

UNIVERSIDAD DE GRANADA  
E. T. S. DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y  
PUERTOS  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL  
AREA DE INGENIERÍA DEL TERRENO



**INFLUENCIA DEL CONTENIDO DE  
CARBONATOS EN LAS CARACTERÍSTICAS  
RESISTENTES DE MATERIALES MARGOSOS  
USADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE  
NÚCLEOS IMPERMEABLES DE PRESAS**

**TESIS DOCTORAL**

**Francisco Lamas Fernández**

Granada, julio de 2003







TESIS DOCTORAL

**INFLUENCIA DEL CONTENIDO DE CARBONATOS  
EN LAS CARACTERÍSTICAS RESISTENTES DE  
MATERIALES MARGOSOS USADOS EN LA  
CONSTRUCCIÓN DE NÚCLEOS IMPERMEABLES  
DE PRESAS**

POR

Francisco Lamas Fernández

Presentada en el Departamento de  
Ingeniería Civil de la Universidad de  
Granada

Directores de Tesis:

**Dr. D. José Chacón Montero**

Catedrático Geología Aplicada a la Ingeniería

Departamento de Ingeniería Civil

Universidad de Granada

**Dr. D. Carlos oteo mazo**

Profesor Titular Geotecnia

Departamento de Geotecnia

Universidad Politécnica de Madrid

Granada, julio de 2003.



TESIS DOCTORAL

INFLUENCIA DEL CONTENIDO DE CARBONATOS EN  
LAS CARACTERÍSTICAS RESISTENTES DE MATERIALES  
MARGOSOS USADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE  
NÚCLEOS IMPERMEABLES DE PRESAS

Por: Francisco Lamas Fernández

Directores de Tesis:

D. José Chacón Montero  
Dr. Ciencias Geológicas

D. Carlos Oteo Mazo  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

**TRIBUNAL CALIFICADOR**

Presidente:

Dr. D. José María Rodríguez Ortiz. U. P. M.

Vocales:

Dr. D. Juan Carlos Hernández del Pozo. U. GR.

Dr. D. Antonio Jaramillo Morilla. U. SE.

Dr. D. Tomas Fernández del Castillo. U. JA.

Secretario:

Dr. D. Clemente Irigaray Fernández. U. GR.



*“Se fijaron en una bella llanura surcada de arroyos y cubierta de árboles..., les llamó la atención también la montaña..., y se dieron cuenta de su posición central en relación al resto del país. Delante se extendía la Vega, a cada lado los parajes de Al-Sawuja y Al-Sath, detrás el monte. Les encantó el sitio.”*

**Abd Allah. Último rey zirí de Granada**

**A Laura, Curro, Mis padres, Javi, Paco y Marina.**



## **AGRADECIMIENTOS:**

No quisiera presentar esta memoria sin expresar mi sincero reconocimiento a todas aquellas personas que han contribuido con su respaldo, interés, apoyo y dedicación, a la realización de este trabajo de investigación.

Al Dr. D. José Chacón Montero, Catedrático de Geología Aplicada a la Ingeniería de la Universidad de Granada y Director del Departamento de Ingeniería Civil al que pertenezco. El confió en mi aportando, sus consejos y su trabajo para la realización de este estudio de investigación. Todo lo que he podido hacer, hasta ahora, en mi vida investigadora y docente, se lo debo a él. No sabría agradecerle su ayuda y confianza en momentos cruciales en mi vida.

Al Dr. D. Carlos Oteo Mazo, Codirector de este estudio de investigación, en el que siempre he encontrado un consejo valioso con la generosidad que le caracteriza, apoyo desinteresado en los momentos de desanimo y un trato de amigo sincero que no olvidaré. Ha sido para mi un orgullo contar en este trabajo con dos de los mejores especialistas del tema.

También quiero recordar al que fuera mi primer Director de Tesis, Dr. D. Ángel Uriel, que nos dejó cuando acababa de encender una nueva luz en la Escuela de Caminos de Granada.

No quisiera dejar pasar más tiempo sin mencionar a mi compañero y querido amigo, Dr. D. Clemente Irigaray Fernández, profesor titular de Riesgos del Departamento de Ingeniería Civil, por sus valiosísimas aportaciones, consejos e importante trabajo de corrección sin los que no hubiera podido dar término a este trabajo. Me siento afortunado de contar con amigos así.

En este momento me invade el temor pues siempre es peligroso citar nombres ante la posibilidad de algún desafortunado olvido, pero pidiendo disculpas de antemano, me gustaría expresar mi más sincero agradecimiento a las siguientes personas e instituciones:

Expresar mi más sincero agradecimiento a la Confederación Hidrográfica del Guadalquivir y en particular al Dr. D. Joaquín Delgado, Ingeniero Jefe, y mis buenos amigos, D. Eduardo Salvador Romero y D. Carlos Maeso Gruss, pues me han dotado de los materiales y medios técnicos y humanos precisos para desarrollar esta investigación, sin más limitaciones que las lógicas del trabajo a desarrollar. No quisiera olvidar a D. Manuel Del Valle Cardenete Geólogo que fue de la Confederación, que desgraciadamente ya no se encuentra entre nosotros, sus enseñanzas y estudios fueron fundamentales para la elaboración del marco geológico de este trabajo.

Han sido 15 años los que he pasado trabajando en la Confederación Hidrográfica del Guadalquivir, en estos se ha desarrollado mi vida profesional y en buena parte, el desarrollo inicial de este trabajo, por esto, muchos compañeros de esa institución están presentes en mi memoria al verlo realizado.

El personal de las presas de San Clemente, Portillo, Negratín y Francisco Abellán; D. Manuel Porcel, D. Cristino Fernández, D. Francisco García “Kiko”, D. Manuel Sánchez, D. José Francisco Fernández, D. Jaime, D. Antonio Tello. D. Francisco Braojos y muchos otros. A todos ellos mi mas sentido agradecimiento por su apoyo y dedicación en la realización de muchos de los ensayos presentados.

He de agradecer la valiosa colaboración de los doctores, D. Juan Carlos Hernández del Pozo, flamante nuevo profesor Titular de Geotecnia del Departamento de Ingeniería Civil, y D. Joaquín Pérez Romero, y del becario D. Jorge Meana González del Yerro, en el desarrollo y discusión del capítulo 5 de este trabajo y por sus magníficos consejos.

A mis compañeros y amigos dentro del grupo de investigación Dr. D. Tomas Fernández, Dr. D. Rachid El Hamdouni y D. Manuel Salinas, así como al Administrativo del Departamento D. Manuel Prados. Siempre me han demostrado una sincera amistad.

A todos los compañeros del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Granada en especial al Dr. D. Fernando Delgado Ramos, a quienes agradezco los conocimientos adquiridos, el trato dispensado y su desinteresado apoyo.

A mis alumnos de Geológicas, Ingeniería de Caminos y Arquitectura, porque ellos suponen un auténtico estímulo en mi carrera docente e investigadora.

También quiero expresar mi gratitud al Dr. D. Miguel Ortega, Catedrático de Mineralogía, que ha realizado los ensayos de difracción de rayos-x.

A mis amigos Dr. D. José Luis Gastón Morata, D. Luis Carlos Gallas Entrala, D. José Antonio Sancho Bielsa y D. Rafael Sierra Sánchez,. Por su disponibilidad y apoyo.

Pero a pesar de la ayuda de tantas personas, este trabajo se debe, por encima de todo, a mi familia, y a ellos va dedicado, pues mis padres que son mi modelo, por sus conocimientos, Paco y Marina mis queridos suegros con su apoyo incondicional y claridad de ideas han sabido siempre, sacar lo mejor de mi, mi hijo Paco del que estoy tan orgulloso y por último, por ser la persona más importante en mi vida, la que de verdad sabe cuánto trabajo y esfuerzo hay en estas páginas, esta Tesis Doctoral está dedicada a Laura, mi mujer.

# ÍNDICE

## I. – INTRODUCCIÓN Y JUSTIFICACIÓN.

1.1. – Introducción. ....	1
1.1.1. – Objetivos y alcances. ....	12
1.2. – Las presas de materiales sueltos en España. ....	14
1.2.1. – Introducción. ....	14
1.2.2. – La situación en España. ....	16
1.3. – El uso de materiales de grano fino cohesivos como núcleos impermeables. ....	21
1.4. – Las distintas clasificaciones usadas para la distribución de estos suelos. ....	23
1.4.1. – Introducción. ....	23
1.4.2. – Sistemas de clasificación existentes. ....	24
1.5. – Metodología general. ....	26
1.5.1. – Generalidades. ....	26
1.5.2. – El acopio intermedio. ....	28
1.5.3. – Estudio geológico. ....	29
1.5.4. – Metodología en el laboratorio. ....	29
1.5.5. – Edometría. Compresibilidad y expansividad. ....	30
1.5.6. – Permeabilidad. ....	36
1.5.7. – Propiedades índice. ....	38
1.5.8. – Resistencia al corte. ....	41
1.5.9. – Métodos de gabinete. ....	48
1.6. – Respuesta Tenso – deformacional. ....	49
1.6.1. – Introducción. ....	49
1.6.2. – Características de un modelo. ....	50
1.6.3. – El estado crítico. Definición y metodología de cálculo. ....	50
1.6.3.1. – Metodología de la línea de estado crítico en margas. ....	52
1.6.3.2. – Línea de estado crítico y respuesta cualitativa del suelo. ....	58

## II. – GEOLOGÍA Y CONTEXTO GEOGRÁFICO.

2. – Introducción. ....	63
2.1. – Localización geográfica. ....	64
2.2. – Síntesis geológica. ....	70
2.2.1. – Encuadre general. ....	70
2.2.2. – Las unidades Subbético – Prebéticas. ....	71
2.2.2.1. – El Surco Intrabético. ....	73
2.3. – Estudio geológico del área “San Clemente”. ....	74
2.3.1. – Introducción. ....	74
2.3.2. – Geología de la zona. ....	76
2.3.3. – Resultado de los sondeos en la zona de la cerrada. ....	77
2.3.4. – Afloramientos de materiales para el presente estudio. ....	78
2.4. – Estudio geológico del área “Francisco Abellán”. ....	81
2.4.1. – Introducción. ....	81
2.4.2. – Bibliografía y fuentes. ....	81
2.4.3. – Marco geológico de detalle. . ....	81
2.4.4. – Material de préstamos. ....	82
2.4.5. – Yacimientos para este estudio. ....	83
2.5. – Estudio geológico del área “Portillo”. ....	85
2.5.1. – Introducción. ....	85
2.5.2. – Bibliografía y fuentes. ....	86
2.5.3. – Marco geológico de detalle. ....	86
2.5.3.1. – Cretácico Inferior. ....	86
2.5.3.2. – Cretácico Superior. ....	87
2.5.3.3. – Mioceno. ....	87
2.5.4. – Materiales de préstamos. ....	87
2.5.4.1. – Yacimientos estudiados. ....	88

### **III. – CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA, MINERALÓGICA Y QUÍMICA DE LAS ZONAS DE ESTUDIO.**

3.1. – Introducción. ....	93
3.2. – Caracterización geotécnica del material de los núcleos. ....	95
3.2.1. – Zona de San Clemente. ....	95
3.2.1.1. – Acopio intermedio. ....	96
3.2.1.2. – Resultados obtenidos. ....	98
3.2.1.3. – Resultados datos índice. ....	99
3.2.1.4. – Resultados de los ensayos de permeabilidad, dispersabilidad y peso específico. ....	100
3.2.1.5. – Resultados de las características mecánicas. ....	101
3.2.1.6. – Resultados del estudio de la resistencia residual. ....	105
3.2.1.7. – Resultados edométricos. ....	108
3.2.2. – Zona del Portillo. ....	112
3.2.2.1. – Gestión de canteras. ....	113
3.2.2.2. – Resultados obtenidos. ....	114
3.2.2.3. – Resultados las variables índice. ....	115
3.2.2.4. – Resultados de los ensayos de permeabilidad, dispersabilidad y peso específico. ....	116
3.2.2.5. – Resultados de las características mecánicas. ....	116
3.2.2.6. – Resultados del estudio de la resistencia residual. ....	120
3.2.2.6.1. – Cálculo mecánico. ....	122
3.2.2.6.2. – Resultados de los valores experimentales. ....	123
3.2.2.7. – Resultados edométricos. ....	124
3.2.3. – Zona de Francisco Abellán. ....	127
3.2.3.1. – Gestión de canteras. ....	129
3.2.3.2. – Resultados obtenidos. ....	130
3.2.3.3. – Resultados de las variables índice. ....	130
3.2.3.4. – Resultados de los ensayos de permeabilidad, dispersabilidad y peso específico. ....	131
3.2.2.5. – Resultados de las características mecánicas. ....	132
3.2.3.6. – Resultados del estudio de la resistencia residual. ....	134
3.2.3.7. – Resultados edométricos. ....	138
3.3. – Descripción del contenido en carbonatos entre las distintas canteras. ....	140

3.3.1. – Introducción. ....	140
3.3.2. – El material carbonato cálcico. ....	141
3.3.3. – Técnicas experimentales. ....	142
3.3.4. – Breve descripción de los sistemas enumerados. ....	144
3.3.4.1. – Espectrofotometría de absorción atómica. ....	144
3.3.4.2. – Método titrador con EDTA. ....	145
3.3.4.3. – Electrodo selectivo de ión calcio. ....	146
3.3.4.4. – Destilación al vacío y posterior titración. ....	144
3.3.4.5. – Método gravimétrico. ....	147
3.3.4.6. – Pérdida de peso por solubilidad en ácidos. ....	147
3.3.4.7. – Método gravimétrico por pérdida de dióxido de carbono. ...	148
3.3.4.8. – Método del calcímetro; procedimiento volumétrico. ....	148
3.3.4.9. – Método del calcímetro; proceso presiométrico. ....	149
3.3.4.10. – Método de la neutralización ácida. ....	151
3.3.4.11. – Método de la fometría de llama. ....	151
3.3.5. – Justificación del método elegido. ....	153
3.3.5.1. – Métodos más idóneos. ....	155
3.3.6. – Estudio comparativo de los métodos más idóneos; método más idóneo. ....	156
3.3.6.1. – Resultados del estudio comparativo. ....	157
3.3.7. – Distribución de frecuencias del contenido de carbonatos entre las distintas canteras. ....	163
3.4. – Composición mineralógica de las margas estudiadas. ....	166
3.4.1. – Introducción. ....	166
3.4.2. – Preparación de las muestras. ....	167
3.4.2.1. – Muestra total. ....	167
3.4.2.2. – Fracción arcilla. ....	167
3.4.3. – Estudio mineralógico mediante difracción de Rx. ....	167
3.4.3.1. – Mineralogía de la muestra total. ....	167
3.4.3.2. – mineralogía de la fracción arcilla. ....	168
3.4.4. – Mineralogía global. ....	168
3.4.5. – Mineralogía de arcillas. ....	170
3.5. – Composición química de las margas. ....	172
3.6. – Textura de las margas y composición química de los minerales del	

tipo de la arcilla. ....	174
3.6.1. – Análisis microscópico. ....	176
3.6.2. – Agua intrapartícula. ....	177
3.7. – Expansividad y alterabilidad. ....	185
3.7.1. – Propiedades de la expansividad. ....	185
3.7.1.1. – Factores internos. ....	185
3.7.1.2. – Factores externos. ....	192
3.7.2. – Técnicas de evaluación de la expansividad. ....	192
3.7.2.1. – Mecanismos de hinchamiento. ....	192
3.7.2.2. – Cinética del hinchamiento. ....	194
3.7.3. – Alterabilidad. ....	199
3.7.3.1. – Tubificación. ....	199
3.7.3.2. – Mecanismos contra la tubificación. ....	201
3.7.3.3. – Otros métodos de evaluación. ....	202
3.7.3.3.1. – Ensayo directo de erosionabilidad ensayo Pinhole. ....	207
3.8. – Distintas clasificaciones usadas para la utilización de estos suelos.....	209
3.8.1. – Clasificaciones basadas sobre los parámetros geotécnicos. ....	210
3.8.1.1. – Clasificación según el sistema unificado S. U. C. S. ....	210
3.8.1.2. – Clasificación de la AASHTO. ....	212
3.8.1.3. – Clasificación de la Dirección General de Carreteras. España. (PG3). ....	213
3.8.1.4. – Clasificación de las Fuerzas Armadas Estadounidenses para la construcción de aeropuertos. Clasificación F. A. A. ....	214
3.8.2. – Clasificaciones geotécnicas no oficiales. ....	216
3.8.2.1. – Clasificación de sedimentos carbonatados de Clark Walker. ...	216
3.8.2.2. – Clasificación para rocas carbonatadas de Delgado R. ....	217
3.8.2.3. – Clasificación para rocas carbonatadas de Bortkevich. ....	219
3.8.3. – Sistema de clasificación que se propone. ....	219
3.8.4. – Conclusiones. ....	221

**IV. – RESULTADO DE LOS ENSAYOS Y CORRELACIONES DE LAS VARIABLES RESPECTO AL CONTENIDO EN CARBONATOS, DE CADA UNA DE LAS MUESTRAS Y EN CONJUNTO DE LAS CANTERAS.**

4. – Introducción. ....	225
4.1. – Relación entre las propiedades índice y los carbonatos. ....	227
4.1.1. – Introducción. ....	227
4.1.2. – Influencia del contenido en arcilla sobre la plasticidad de las margas. ....	235
4.1.3. – Influencia del contenido en carbonatos sobre la plasticidad de las margas. ....	237
4.1.4.- Actividad de Skempton. ....	239
4.1.5. – La granulometría y los parámetros ligados a la naturaleza margosa de las muestras. ....	242
4.2. – Las variables físico mecánicas frente al contenido en carbonatos. ....	244
4.2.1. – La permeabilidad. ....	244
4.2.2. – Durabilidad y carbonatos. ....	247
4.2.3. – Dispersabilidad y carbonatos. ....	249
4.2.4. – Índice S. A. R., autoestabilidad y carbonatos. ....	251
4.2.4.1. – La autoestabilidad de las margas y los carbonatos. ....	251
4.2.4.2. – Índice S. A. R., y los carbonatos. ....	255
4.3. – Relación entre las diferentes variables geotécnicas y los carbonatos. ....	258
4.3.1. – Presión de preconsolidación; expansividad. ....	258
4.3.2. – Constante de consolidación vertical; compresibilidad. ....	262
4.3.3. – Cohesión efectiva y ángulo de rozamiento residual. ....	264
4.3.4. – Cohesión efectiva y ángulo de rozamiento efectivo de pico. ....	270
4.3.4.1. – Condiciones del ensayo triaxial. ....	270
4.3.4.2. – Tipos de rotura de las muestras de las canteras. ....	270
4.3.4.3. – La presión intersticial en función del contenido de carbonatos y la deformación en las canteras. ....	274
4.3.4.4. – La cohesión efectiva de pico y los carbonatos. ....	279
4.3.4.5. – El ángulo de rozamiento efectivo y los carbonatos. ....	280

## V. – MODELIZACIÓN Y CARACTERIZACIÓN TENSO - DEFORMACIONAL DE LAS CANTERAS ESTUDIADAS EN FUNCIÓN DEL CONTENIDO EN CARBONATOS.

5.1. – Introducción. ....	285
5.2. – El modelo armónico. Fundamento teórico y justificación práctica. ....	287
5.2.1. – Analogía de las vibraciones amortiguadas. ....	288
5.2.2. – La respuesta armónica en el ensayo triaxial no drenado. ....	288
5.2.3. – Densidad discriminante e índice de densidad inicial. ....	292
5.2.4. – El modelo para condiciones generales de tensión - deformación. ...	300
5.3. – El modelo hiperbólico. Fundamento teórico y justificación práctica. ....	307
5.3.1. – Fundamento matemático. ....	308
5.3.2. – Aplicación al caso de suelos cohesivos. ....	310
5.3.3. – Cálculo de los parámetros del modelo hiperbólico. ....	312
5.4. – El modelo CAM – CLAY. Fundamento teórico y justificación práctica. ....	315
5.4.1. – Introducción. ....	315
5.4.2. – CAM – CLAY. ....	317
5.4.3. – Desarrollo con los ensayos de triaxiales no drenados efectuados. .	322
5.5. – Cálculo de los parámetros asociados, variación de estos con los carbonatos y correlaciones del modelo. ....	330
5.5.1. – Los parámetros de cálculo en el modelo armónico. ....	330
5.5.1.1. – Comprobación del modelo con los datos experimentales. ....	331
5.5.1.2. – Selección de muestras y datos de cálculo. ....	331
5.5.1.3. – Cálculo de los parámetros del modelo y correlación con el contenido en carbonatos. ....	333
5.5.1.4. – Validez del modelo. ....	337
5.5.1.5. – Conclusión. ....	339
5.5.2. – Los parámetros en el modelo Hiperbólico. ....	339
5.5.2.1. – Aplicación al caso de suelos cohesivos. ....	340
5.5.2.2. – Cálculo de los parámetros del modelo. ....	341
5.5.3. – Los parámetros en el modelo CAM – CLAY. ....	348
5.5.3.1. – Parámetros del modelo con nuestros ensayos triaxiales. ....	350
5.5.3.2. – Parámetros del modelo; cálculo. ....	350
5.5.3.3. – Correlaciones de los parámetros calculados frente al	



6.8.2.2. – Durabilidad y carbonatos. ....	397
6.8.2.3. – Dispersabilidad y carbonatos. ....	397
6.8.2.4. – Autoestabilidad y carbonatos. ....	398
6.8.2.5. – Índice S. A. R., y los carbonatos. ....	399
6.8.3. – Las variables geotécnicas y los carbonatos. ....	399
6.8.3.1. – Presión de preconsolidación y expansividad. ....	399
6.8.3.2. – Constante de consolidación vertical: compresibilidad. ....	400
6.8.3.3. – Cohesión efectiva y ángulo de rozamiento efectivo residual. ....	400
6.8.3.4. – Cohesión de pico efectiva y ángulo de rozamiento interno de pico efectivo. ....	401
6.8.3.4.1. – Tipo de rotura. ....	401
6.8.3.4.2. – La presión intersticial, los carbonatos y la en las canteras. ....	402
6.8.3.4.3. – La cohesión efectiva de pico y los carbonatos. ....	403
6.8.3.4.4. – El ángulo de rozamiento efectivo y los carbonatos. ...	403
6.9. – Caracterización tenso – deformacional. Adecuación de los modelos estudiados al contenido de carbonatos. ....	403
6.9.1. – Los parámetros de cálculo en el modelo armónico y el contenido de carbonatos. ....	404
6.9.2. – Los parámetros en el modelo hiperbólico, frente al contenido de carbonatos. ....	405
6.9.3. – Los parámetros en el modelo CAM – CLAY. ....	405

## **VII . – CONCLUSIONES.**

7.1. – Introducción y revisión bibliográfica. ....	409
7.2. – Influencia de los carbonatos en las propiedades índice, mecánicas y geotécnicas de los suelos. ....	410
7.3. – Influencia de los carbonatos en suelos usados como material de relleno en terraplenes. ....	411
7.4. – Los carbonatos en los sistemas de clasificación. ....	412
7.5. – Influencia de los carbonatos en el comportamiento	

tenso – deformacional. ....	414
7.6. – Representatividad de los carbonatos en los modelos	
tenso – deformacionales. ....	414
7.7. – Aspectos de interés en investigaciones futuras. ....	415

## **VIII. – BIBLIOGRAFÍA.**

8.1. – Bibliografía y Citas bibliográficas. ....	419
--	-----

## **ANEXOS.**

A1. – Muestras estudiadas; datos generales de cálculo. ....	A1-1
A2. – Variables principales estudiadas; histogramas. ....	A2-1
A3. – Modelos tenso – deformacionales; Tablas. ....	A3-1
A4. – Gráficos tenso – deformacionales; resultados de triaxial y edómetro; representación Hiperbólica y CAM – CLAY. ....	A4-1
A5. – Planos. ....	A5-1
A6. – Documentación Fotográfica. ....	A6- 1

**CAPÍTULO I  
INTRODUCCIÓN Y  
JUSTIFICACIÓN**



## **I. – INTRODUCCIÓN Y JUSTIFICACIÓN.**

### **1.1. – Introducción.**

Es bien conocida en la moderna oceanografía que en los bordes marinos profundos, existe gran abundancia de carbonato cálcico, tanto en muestras superficiales como profundas (Demars, 1976). Se compone de restos de esqueletos de plantas microscópicas y organismos que prosperan gracias a los nutrientes superficiales que se depositan predominantemente en los fondos marinos y se mezclan con otros sedimentos no carbonatados. La clase dominante de partículas de carbonato comprende a los Pteropodos, Foraminíferos y Coccolithophoridosi, también conocidos como nanofósiles por su minúsculo tamaño.

La importancia de lo anterior en cuanto a este estudio es grande, pues como se verá con detalle en el capítulo 2, dada la procedencia marina de gran parte de los materiales utilizados en la construcción de los núcleos impermeables de las presas de materiales sueltos, conocidos como margas; (Vallarino, 1991).

Según la procedencia de las muestras, se ve que el contenido en carbonato a lo largo de amplias extensiones es muy variable y presenta patrones de distribución más complejos cuanto más profundo sea su origen (Schott, 1977).

De estos materiales de carbonato, se han publicado bastantes trabajos pero, en general, adolecen de informaciones poco detalladas, sobre la influencia de la fracción carbonato, en el comportamiento ingenieril de estos suelos. (Airey et al., 1991).

Sobre las propiedades físicas, permeabilidad, clasificaciones en uso, propiedades resistentes, comportamiento en la consolidación, compresibilidad y por último, en cuanto a su manejo, podemos decir:

#### **Respecto a las clasificaciones, propiedades índice y permeabilidad:**

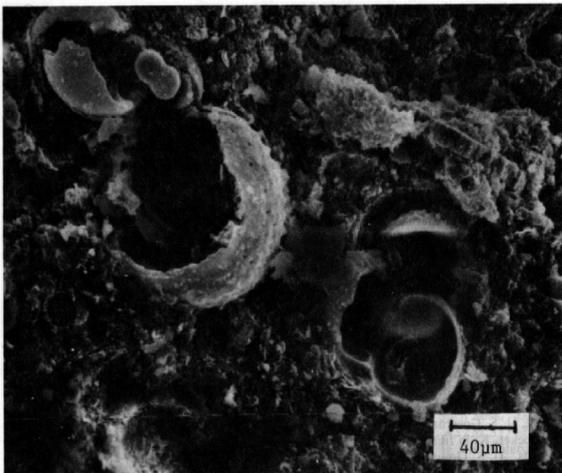
La clasificación de los suelos carbonatados antes de los recientes años setenta estaba orientada exclusivamente a su empleo en sedimentología o petrología sedimentaria (Noorany, 1971), y como es sabido estos no son clasificaciones para geotecnia, En la actualidad tenemos dos clasificaciones, SUCS y ASHTO, además de la Española del Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes de la Dirección General de Carreteras y Caminos Vecinales (PG3/75). (MOPU, 1981); (PG3/O. C. – 2000) (Ministerio de Fomento, 2000), para el comportamiento ingenieril de los suelos, que son de uso generalizado entre los ingenieros constructores de carreteras, pero que no tienen en cuenta cuestiones tan importantes en los suelos calcáreos, como por ejemplo el índice de vacíos intrapartícula, la susceptibilidad al aplastamiento y la naturaleza de la cementación calcárea, que pueden alterar los resultados de ensayos fundamentales para estas clasificaciones como son los límites de Atterberg y las curvas granulométricas (Nacci et al., 1974) (Datta et al., 1981).

Debido a esto, consideramos fundamental revisar los sistemas de clasificación, en cuanto a la naturaleza de los suelos carbonatados, para explicar su comportamiento ingenieril, pues como ya hemos apuntado las clasificaciones en uso no dan información que destaque las diferencias entre los suelos según diferentes contenidos en carbonatos,

usándose indistintamente en la ingeniería civil (Fookes y Denness, 1985), ya sea para la fabricación de núcleos de presas, u otra finalidad.

Desde una perspectiva más geológica, ya en la década de los setenta, (Bellair y Pomerol, 1980), “suelos carbonatados” son suelos con más de 30 por ciento de carbonato, quedando fuera del alcance del concepto aquellos suelos con contenidos menores. El término "suelo carbonatado" aparece en suelos en los que se globaliza el distinto contenido "calcáreo" (calizas: carbonato cálcico fundamentalmente o dolomías: carbonato cálcico – magnésico fundamentalmente).

El termino marga se emplea comúnmente para valores de menos de 30% de carbonato cálcico; si bien en este trabajo se sigue la descripción de Bellair y Pomerol (Bellair y Pomerol, 1980) para definir este termino, desde valores cercanos al 25% hasta valores en el entorno al 100%, así:



0-20% Arcilla-margosa; 20-40% Marga-arcillosa; 40-50 % Marga; 50-60 % Marga-calcárea ó Margocaliza; >60% Caliza-margosa.

De manera extendida igualmente, se usará el término marga para definir cualquier combinación de carbonato y arcilla.

Figura 1.1. – Microfoto T. Mitchel. 1993

Para identificar los componentes calcáreos y la estructuración del sedimento, Mitchel, 1975, propuso una técnica basada en el microscopio electrónico, preparando primero las muestras con ciclos de desecado con aire caliente o en horno, con recubrimiento posterior de grafito u oro, según su estado de agregación y naturaleza. Este investigador mantiene que las características intrínsecas de las muestras calcáreas no sufren alteraciones importantes con esta técnica.

Una disposición típica de las estructuras existentes en muestras manipuladas de esta forma, con un contenido alto en carbonatos, y abundantes fósiles calcáreos, da como resultado fotos como la de la figura 1.1.

Se observan algunos detalles interesantes en la microfotografía como por ejemplo el tamaño pequeño de los fósiles que varía desde 2 a 40  $\mu\text{m}$  de diámetro y la forma delicada y hueca de la mayoría de las partículas, que crea la impresión de agregado de baja densidad. Por demás las partículas aparecen enteras o intactas y muestran poca o ninguna evidencia de rotura o astillado como resultado de los procesos de manipulación de las muestras.

La forma de las partículas calcáreas varía según la litología del estrato del que se han extraído, según su litogénesis puede estar subsaturadas de bicarbonato y las partículas calcáreas que tapizan estos estratos también pueden cambiar, presentando disoluciones mas o menos acusadas en su forma y desintegraciones de su estructura, (Fischer et al., 1967). Todo esto confiere al estrato considerado unas características geotécnicas que

pueden variar significativamente según cambien las variables antes consideradas, produciendo desde el punto de vista tenso-deformacional estructuras muy distintas con elementos esencialmente iguales. (Tugrul y Zarif, 1998).

En efecto, en la microfoto podemos observar que el desmoronamiento de las partículas es evidente por el aplastamiento de algunas, definiendo mejor los granos de calcita romboédricos que circundan las micropartículas, y por abundantes fragmentos de calcita que son productos de la desintegración. Los fragmentos de calcita son menores de 0.5  $\mu\text{m}$  de diámetro y aparecen rellenando los vacíos entre las partículas mayores. así crean un empaquetamiento más denso. (Fischer et al., 1967). Se produce una rigidez manifiesta en la estructura; este fenómeno podría explicar al efecto llamado de Hardening, como indica Bemben 1982, ocurre a largo plazo, produce cambios en las características mecánicas de estos materiales evidentes.

Por el contrario los trabajos de Bemben, (1982); Ladd y Wissa, (1970); Prizio, (1976) y Townsend et al., (1970), indican que en ensayos de corte sin drenaje sobre arcillas carbonatadas, margas, las curvas de tensión – deformación definen un comportamiento peculiar, reproduciéndose regiones de relajación de la tensión frente a la deformación de forma súbita, softening, seguidas de un endurecimiento posterior, hardening. Este fenómeno podría explicarse por la redisolución y/o fracturación con reorganización posterior de las micropartículas de calcita con la consiguiente alteración de la estructura.

El tamaño, geometría y empaquetamiento de partículas calcáreas, que son visibles en las microfotos, con el concurso de estos efectos, influyen de una manera importante en el comportamiento geotécnico, en la estabilidad interna (tubificación), en la expansividad, en el índice de empaquetamiento, etc.

Haberfield y Johnston (1990), abundan en el hecho de la naturaleza porosa de las micropartículas calcáreas y el contenido intrapartícula de agua, como una de las características más importantes para explicar los fenómenos anteriores. Esto presenta un

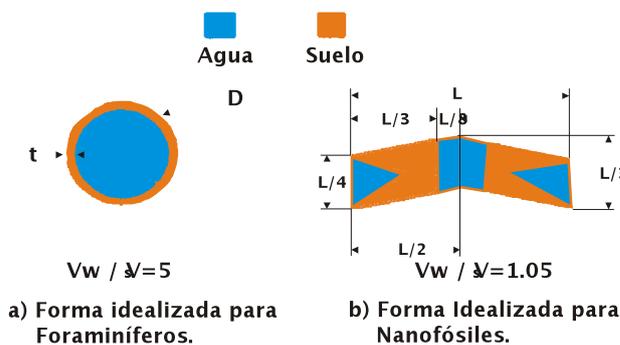


Figura 1.2. – Estimación de formas calcáreas. Demars, 1982.

problema de medida pues el contenido de agua que medimos en la actualidad es solo el contenido interpartícula y no el contenido intrapartícula, el contenido de agua es una característica indirectamente asociada o inducida, por lo expuesto anteriormente, al contenido de carbonatos y como además, convencionalmente, se asocia al contenido interpartícula de agua el comportamiento resistente, implicaría que este está íntimamente ligado al contenido de carbonatos y por lo tanto este comportamiento resistente debe estar ligado a su vez al contenido intrapartícula de agua. Por esto mismo a causa del agua intrapartícula, las relaciones empíricas tales como las bien conocidas entre el índice de compresión y el límite líquido podrían ser reemplazadas por una relación que involucre el índice de plasticidad, que anula la influencia del agua intrapartícula. Esto demostraría la influencia de los carbonatos (Nacci et al., 1974).

Demars, 1982, apunta que los puntos de ubicación de los suelos en la carta de plasticidad, deberían moverse a la izquierda, una serie de puntos para hacer la clasificación de estos suelos usando propiedades índice y así "obviar" esta agua intrapartícula antes aludida. Pero no se investiga si estas partículas calcáreas al fracturarse, disipan el agua al llevar a cabo los ensayos de clasificación, que explicaría lo anteriormente expuesto.

La cantidad de agua intrapartícula que contienen estos sedimentos puede ser parcialmente evaluada mediante un método que represente el contenido de agua (humedad natural) frente contenido en carbonatos. Se ve en la microfotografía que en aquellas micropartículas que presentan disgregación ó fragmentación, la probabilidad de almacenamiento de agua es menor que en aquellas que no presentan esta alteración de la matriz calcárea. La cantidad de agua intrapartícula estimada, se podrá obtener por la combinación de los datos obtenidos "in situ", reales, con las formas calcáreas idealizadas, (figura 1.2), siempre con el propósito de obtener relaciones peso – volumen mas claras y exactas.

Demars, 1982, a partir de estas idealizaciones geométricas y mediante relaciones sencillas demuestra que el volumen ocupado por el agua llega a ser mucho mayor que el volumen ocupado por los sólidos. Por ejemplo en la figura 2 vemos que para una partícula hueca de unas 200  $\mu$  de diámetro exterior y un espesor de pared de unas 6  $\mu$ , el volumen que tiene probabilidad de ser ocupado por el agua es 5 veces el ocupado por los sólidos, para otras formas menos regulares y mas pequeñas, esta relación llega a ser de solo 1,05. Ahora quedaría por demostrar importancia frente al conjunto total de suelo, fracciones carbonatada y no carbonatada en conjunto, y la influencia de este fenómeno en las propiedades ingenieriles de estos suelos.

Aún más, el agua intrapartícula en esta clase de materiales puede llegar a ser mayor, en volumen, que el volumen total de sólidos (Arking y Michaeli 1989). Aunque hay errores obvios en esta exposición, parece que es un buen principio para explicar el comportamiento geotécnico de estos materiales en su mayoría biogénicos, debido al contenido de carbonatos.

Por las hipótesis que se han expuesto, las cantidades de agua intrapartícula son mucho mayores y están en su mayoría influidas por la presencia de estos esqueletos de partículas carbonatadas. Sin embargo hay que demostrar que esta agua intrapartícula tiene efecto en el comportamiento ingenieril de las muestras; sobre todo después de romper estas estructuras carbonatadas.

Delgado, (1990), indica la necesidad de desarrollar un tratamiento particular de estos materiales dentro de las clasificaciones geotécnicas al uso que hoy por hoy, según este ingeniero constructor, son demasiado generalistas. Según Arking y Michaeli (1989), las características fundamentales de una margas se obtienen durante el proceso de litogénesis de la misma. En general todas las margas tienen una proporción importante de partículas de diámetro inferior a 0.004 mm. Como hemos visto anteriormente, las margas son mezclas de rocas de génesis orgánica y minerales de la arcilla. Georgiannou et al., (1991), apuntan en el sentido de que las propiedades ingenieriles de estos suelos, van a variar claramente con el cambio en su composición, no solo con la clase de

mineral de arcilla, sino con la cantidad, forma de agregación y tipo de carbonatos que exista en la mezcla.

Abundando en lo dicho, la variación dentro de las propiedades mecánicas de mezclas carbonatos – arcillas, a menudo se acercan a las condiciones que definen a las arcillas expansivas (Konrad, 1993), lo que es importante en cualquier estudio de suelos implicados en proyectos de edificación o ingeniería civil.

Corté et al., (1992), en la introducción de la nueva guía técnica “Realización de terraplenes y Tongadas” publicada por el L. C. P. C., de París (Francia), indican la necesidad de introducir una nueva clase de materiales en las directrices de clasificación de materiales para la ejecución de terraplenes. Para esto incluye en la R. T. R. /76 una nueva clase que nombra como “R” y que engloba, entre otros, con subdivisión independiente los materiales que provienen de rocas sedimentarias como margas y rocas calcáreas alteradas, indicando que esta subdivisión es indispensable por el comportamiento diferente de esta clase de suelos al ser utilizados en la construcción de terraplenes.

El tratamiento térmico es importante para cuantificar fenómenos importantes en los suelos carbonatados, como por ejemplo la descarbonatación progresiva. Troalen, (1994).

En relación a la correlación de los carbonatos con las variables geotécnicas, Khomehchiyan y Iwao, (1994), estudia esta correlación con las margas, para explicar la gran sensibilidad de estas frente a factores meteorológicos; para esto ejecuta ensayos de compresión simple, ensayos índice, y Durabilidad, concluyendo que la relación arcilla / carbonato y el tipo de mineral de la arcilla son los factores principales que controlan el comportamiento geotécnico de las margas. En el caso de que no varíe la clase de mineral de la arcilla presente en el suelo, las propiedades ingenieriles de estos suelos mejoran con el aumento de la fracción carbonato.

Schroeder et al., (1992), hacen un completo estudio sobre las propiedades ingenieriles del subsuelo de Shangai, en el que correlacionan las variables geotécnicas, como por ejemplo la cohesión y la deformabilidad, con la humedad natural de las muestras, llegando a obtener altas correlaciones con ensayos in situ sobre 12 sondeos a 70 m de profundidad espaciados cada 150 m a lo largo de la zona de estudio. Esta zona esta compuesta por alternancia de limos calcáreos arenosos con limos y arcillas margosas de baja plasticidad muy compactadas. En este trabajo falta un estudio importante sobre la influencia de la fracción carbonato, pero es interesante en cuanto a la cantidad de datos obtenidos y el tratamiento posterior de los mismos para resolver problemas de cimentación con pilotes en la zona. En este estudio queda de manifiesto el comportamiento particular de los materiales calcáreos.

Desde el punto de vista del tratamiento que se le da a estos suelos en las clasificaciones ingenieriles actuales, muchos autores ponen de manifiesto las limitaciones que estas clasificaciones para explicar el comportamiento ingenieril de acuerdo a las necesidades actuales. Sin perjuicio de ampliar esta información más adelante, Datta et al., (1988), que las características puesta de manifiesto no son suficiente para la clasificación de los suelos carbonatados de acuerdo a su comportamiento geotécnico, pues deberían dar indicaciones acerca de la susceptibilidad al “crushing” ó trituración y de la probabilidad de producirse la cementación natural en estos suelos.

Delgado, (1988a), propone, una clasificación geotécnica para suelos y rocas calcáreas, basándose en datos sobre muestras ensayadas de Portugal y Argelia, justificando esta clasificación en la gran variabilidad encontrada en los comportamientos mecánicos, reflejo de las diferencias en la composición y estado que presentan y que no está reflejada en las clasificaciones ingenieriles actuales. Es poco adecuada para suelos puesto que entre las variables usadas para la clasificación, utiliza la fracturación del material.

Amrani, (1998), elabora una clasificación de las margas a partir de su valor  $r$ , del ensayo de azul de metileno. Los parámetros y etapas de esta clasificación son los siguientes: 1) el análisis granulométrico para determinar el contenido en arcilla y 2) la determinación del valor de azul sobre la fracción inferior a  $40 \mu$ . Estos dos parámetros determinan la posición del suelo en el diagrama de variabilidad del valor de azul en función del contenido en arcilla y por consiguiente su denominación, aunque queda sin completar la influencia en esta clasificación de la fracción carbonato.

Haciendo hincapié en lo anterior, por último, Oteo, (1995), para clasificar los suelos margosos de los afloramientos de grano fino cohesivos existentes en Gibraltar, prescindiendo de las clasificaciones de uso cotidiano en la disciplina ingenieril y propone, además de los ensayos de rutina, otros ensayos como son: contenido en carbonato cálcico, resistencia a compresión simple y estado de agregación. Dando como resultado 4 clases de comportamiento dentro de estos materiales.

**Además en cuanto a las implicaciones de las propiedades inherentes a la naturaleza carbonatada con el comportamiento mecánico estructural:**

Los efectos que sobre el comportamiento ingenieril de las margas producen los cambios del entorno, humedad, densidad, amasado, etc., estudiados por Padian et al., (1991), ensayando muestras de margas de depósitos aluviales con presiones de preconsolidación de 50 kPa, llegan a demostrar que los cambios de humedad y amasado producen efectos importantes sobre las propiedades índice y la compresibilidad, de tal forma que el secado al aire de estos materiales para ejecutar ensayos estándar puede llevar a conclusiones erróneas graves. Además indican que una nueva normalización de los ensayos realizados sobre estos suelos, sobre todo respecto al límite líquido, daría un marco idóneo para el estudio del comportamiento de estos suelos, en fenómenos tales como la consolidación y la resistencia al corte sin drenaje.

El fenómeno de alteración de la matriz calcárea de las margas si ha sido estudiado por Azam, (2000), al estudiar la disolución de otros compuestos calcáreos, en concreto  $\text{SO}_4\text{Ca}$ , en la matriz calcárea. Indica que esta disolución tiene como resultado por ejemplo, un incremento de la permeabilidad que se pone de manifiesto en la relajación de las fuerzas de drenaje en núcleos de presas de materiales sueltos (donde se ha realizado el estudio). Se produce un aumento de la compresibilidad del relleno con el riesgo de colapso. Este fenómeno lo llama “yesificación” y es más importante si el fluido salino resultante fluye a través del suelo.

La caracterización geotécnica de compuestos margosos, para Ingeniería civil, ha sido como vemos, objeto de análisis y estudio por diversos autores. Frolidi et al , (1994), estudian los afloramientos, compuestos desde un punto de vista litológico, de margas arcillosas muy heterogéneas con inclusiones calcáreas, del norte de los Apeninos (Italia), debido a la importante red de carreteras y túneles que se construirán sobre ellos. Por su

heterogeneidad, la dispersión de los datos impone un tratamiento estadístico importante, que según los autores es fundamental para conocer en conjunto su comportamiento mecánico, mucho más que conocer casos puntuales peculiares. Se proyectaron sondeos, ejecutados en rasante, de 60 m de profundidad máxima, en los que se ejecutaron ensayos Menard, ensayos Lugeon y sobre muestra inalterada ensayos geotécnicos y químico – físicos, además de mineralógicos y petrográficos, descubriendo potenciales de hinchamiento del orden del 5% al 10%, aumento de la permeabilidad con la compresibilidad y la influencia que sobre su comportamiento mecánico tiene su composición mineralógico – química. No correlacionando este dato con la concentración de carbonato, aunque si indicando que en las clasificaciones ingenieriles actuales, todas las muestras se ubican en el mismo epígrafe sin distinción entre ellas.

Jiménez Salas et al., (1985), dicen que el estudio del contenido en carbonatos esta justificado por su influencia en el contenido de agua, por lo que está ligado a las propiedades mecánicas de las margas y también a la composición global, que a humedad constante, está íntimamente relacionado con las propiedades ingenieriles.

Dapena, (1993c), demuestra que en las margas arenosas el módulo de elasticidad inicial, está íntimamente ligado a la densidad seca, con una dependencia lineal, por lo que estará influenciado con el contenido de carbonatos, aunque con una dependencia más compleja. (Fenómenos de hardening, y softening).

Uriel, (1978b), sugiere que en materiales que contengan cantidades apreciables de carbonato, los niveles de tensiones que causarían la rotura de los suelos se alteran claramente. Como las cimentaciones y los terraplenes se proyectan para niveles muy por debajo de los de rotura, no se tiene en cuenta este fenómeno, aun sabiendo que están influenciados estos niveles por el contenido en carbonatos, y en general por la naturaleza intrínseca de los suelos.

Desde el punto de vista estructural las diferencias de estos materiales con los demás de grano fino en cuanto su comportamiento mecánico es notoria. Troalen, (1994), manifiesta que aunque son materiales muy usados en numerosas zonas dentro de la ingeniería civil, sin embargo su uso esta frecuentemente entorpecido por la variabilidad espacial de sus propiedades físicas y mecánicas.

En las margas las mezclas interminerales no deben ser considerados a priori, desde el punto de vista de su naturaleza mineralógica solamente sino desde el punto de vista de los contactos entre los elementos constitutivos y las redes de poros resultantes, esta correlación permite comprender la influencia de las uniones y relaciones interminerales sobre las propiedades mecánicas. Troalen (1994).

La naturaleza de las propiedades geotécnicas de las margas neógenas está vinculada a los cambios de su estructura y textura. El paso de las margas basales a la parte superior de la serie neógena se acompaña de una pérdida de actividad y del potencial de hinchamiento de los suelos, condicionado por el incremento en el contenido de carbonato y yeso. Amrani, (1998)

### **Respecto a propiedades resistentes en concreto:**

Como veremos las margas tienen desde el punto de vista tenso-deformacional un comportamiento peculiar que depende en gran medida del contenido en carbonatos, su textura y por último, de la forma y geometría de las partículas carbonatadas.

Ya Wong y Duncan. (1974), indican que para elaborar modelos tenso – deformacionales de materiales cohesivos de grano fino hay que definir claramente los parámetros geotécnicos propios, indicando la dependencia de los mismos con relación a las variables que intervienen en el proceso.

Algunos de estos trabajos han estudiado las propiedades físicas de tensión a compresión y resistencia a la rotura (Bryant, et al., 1974) y generalmente coinciden en afirmar que el comportamiento de las muestras con relación a las propiedades observadas, se correlaciona en gran medida, con el tipo y cantidad de partículas calcáreas.

La rotura de la partícula calcárea, mas ligera y frágil que otros agregados cementados,

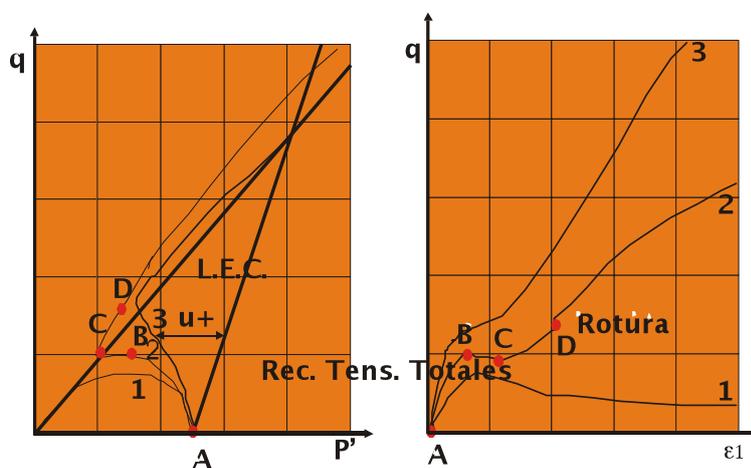


Figura 1.3. – Recorridos tensionales en ensayo triaxial  $C_u$ . Uriel, 1979.

determinaría un complicado mecanismo que influye en el comportamiento del suelo (Valent et al., 1982).

Sin embargo no se identifican adecuadamente los materiales calcáreos, de tal forma que no ha mostrado la influencia de la rotura de la partícula calcárea en las propiedades ingenieriles del suelo.

Su comportamiento en la compresión (Mitchel, 1975), es fundamental dentro de las propiedades que definen las características mecánicas de estos suelos.

Otros autores (Demars, 1982) además de estos estudios texturales investigan la rotura de partícula usando correlaciones entre las medidas unidimensionales de cada una de ellas, y los valores de permeabilidad y compresión simple, como podemos ver faltan estudios de resistencia a la cizalla que a nuestro entender son fundamentales para conocer el comportamiento ingenieril de cualquier suelo involucrado en estudios geotécnicos.

Es claro que para el técnico lo que interesa, es el comportamiento ingenieril de suelos carbonatados, y siempre se efectuarán estudios que tengan en cuenta su uso en cimenta-

ciones y como material de construcción en ingeniería civil y en este campo, es evidente que algunos suelos carbonatados presentan diferencias significativas en el comportamiento ingenieril, con aquellos no carbonatados (Oteo, 1995).

Uriel, (1979), al ejecutar en ensayos triaxiales (cilíndricos) sin drenaje, en arenas arcillosas que contienen una proporción importante de carbonatos, representa los recorridos de tensiones efectivas seguidos por tres muestras a diferentes densidades secas aparentes, figura 1.3, observando la figura vemos que en el caso de la muestra suelta, curva 1, mientras la presión intersticial crece durante todo el ensayo, se observa que el desviador de tensiones alcanza un máximo a partir del cual decrece y la tensión efectiva media ( $p'$ ) disminuye a lo largo de todo el ensayo. Debido a esto el desviador de tensiones máximo no significa en ningún modo que se halla movilizado la máxima resistencia a esfuerzo cortante, sino una cierta fracción de la misma. En el recorrido de tensiones efectivas correspondiente a la muestra medianamente densa, curva 2, la fenomenología es totalmente diferente, pues el desviador de tensiones crece hasta un pico, punto B, disminuyendo después hasta un mínimo, punto C, en las inmediaciones de la línea de estado crítico, para luego crecer continuamente. En los resultados de la muestra densa ya no encontramos pico en la curva de recorridos tensionales. Habría que seguir estos ensayos con muestras donde la fracción inferior a 0,08 mm sea mayor del 50%.

Kate, (1994), analiza la resistencia a efecto cortante de arcillas limosas calcáreas saturadas, sobre el módulo tangente elástico, la constante de Poisson, la cohesión efectiva y el ángulo de rozamiento interno efectivo, lo que supone una aproximación al comportamiento mecánico de los suelos carbonatados. Constata que al aumentar el coeficiente de saturación se produce una disminución en el valor de las variables,  $c'$ ,  $\phi'$ ,  $E_t$  y  $\nu$ , pero solo del 1% como máximo valor muy inferior del que cabría esperar.

O' Reilly y Brown (1992), argumentan que el uso de modelos tenso – deformacionales experimentales que tienen en cuenta propiedades como la rigidez (Hardening) controladas por factores como los niveles de tensión normal efectiva en ensayos triaxiales, sería un marco idóneo para unir la magnitud del incremento de deformación a cortante directamente a los cambios producidos en las tensiones de corte inducidos por la naturaleza del suelo, que serviría para entender la respuesta dinámica de un suelo en cimentaciones y terraplenes.

Toll, (1991), enfatiza a lo largo de todo el artículo que en suelos de matriz abierta, hueca, igual que los suelos estudiados en este trabajo, esta no se destruye en ensayos de rotura a grandes deformaciones, lo que entra en contradicción con lo expuesto anteriormente.

Tugrul y Zarif, (1998), con ensayos de compresión simple, índice de carga puntual y martillo Schmidt (en aquellas muestras que presentaban alguna cementación), sobre muestras de arenas arcillosas calcáreas compactadas, extraídas de diferentes taludes de carreteras en Túnez, correlacionaron el grado de erosionabilidad posible, la capacidad portante y el índice de desmoronamiento. El estudio muestra que el efecto de la intemperie sobre materiales compactados y consolidados de este tipo, es más físico que químico, decreciendo la erosión con la profundidad, comprobaron que las menos erosionables eran las de menor índice de poros y en ellas se obtuvieron las mayores resistencias mecánicas. Este trabajo no aporta datos que expliquen el mecanismo de alteración de la matriz calcárea.

La diferencia en el comportamiento mecánico que produce el carbonato sobre materiales similares ha sido puesta en evidencia por Cuccovillo y Gop, (1999), quienes examinaron la influencia en la elasticidad a grandes deformaciones, siguiendo la investigación iniciada con un estudio de la rigidez a pequeñas deformaciones, usando dos arenas con cementación ligera, la primera, una calcarenita débilmente cementada, donde el componente principal de la estructura es el cementante, carbonato cálcico, y una arena natural silíceica donde el componente principal de la estructura es la textura.

Llegan a la conclusión, de que en ensayos triaxiales tipo CU sobre un amplio rango de presiones, el mecanismo de corte en la primera es típicamente cohesivo mientras que en la segunda, es totalmente friccional, para un mismo estado de tensión – volumen. Pudiéndose encontrar picos en la primera, mayores que en la segunda. Lo que demuestra que la posición del estado relativo en relación a la línea de estado crítico, que distingue el comportamiento de deformación – endurecimiento y deformación – reblandecimiento, puede no estar necesariamente determinada por la línea de compresión isotrópica. Termina indicando que la responsabilidad de esta diferencia recae en el cementante, carbonato, de las calcarenitas.

El comportamiento de las arenas finas cementadas artificialmente con carbonato cálcico, ha sido estudiado por Coop y Atkinson, (1993). Se han usado ensayos triaxiales a presiones de confinamiento,  $\sigma_3$ , de 9 MPa, y los resultados obtenidos muestran que la cementación se traduce en una disminución del volumen específico debido a un aumento de las partículas menores de 0.08 mm, por esta razón se modifica el comportamiento tenso – deformacional, y la resistencia de pico, rotura, para deformaciones superiores a aquellas que romperían la unión provocada por el cementante. Comparando el comportamiento de suelos cementados con otros no cementados, al realizar sobre muestras de una misma granulometría ensayos triaxiales del tipo CU, que ponen en evidencia que para los suelos cementados la curva de rotura se sitúa fuera de la envolvente límite de los suelos no cementados y así se puede elaborar una clasificación del comportamiento en función de las amplitudes relativas de la presión de confinamiento y de la resistencia del cementante, lo que implica que la acción endurecedora del carbonato como cementante baja el rango de esfuerzos general.

Dada la gran extensión de los afloramientos margosos en el territorio Español, Oteo, (1993), estudia los problemas de estabilidad de taludes en las margas azules que afloran a lo largo de la depresión del Guadalquivir. Estos afloramientos margosos, rígidos, fisurados y en algunos lugares, plásticos, se caracterizan en este artículo, desde el punto de vista de su resistencia al corte, llegando a demostrar que la resistencia a compresión sobre muestras no fisuradas, tiene un rango de variación muy extenso que va desde 400 a 1200 Kpa con cohesiones de 20 a 40 Kpa y ángulos de rozamiento interno de 26° a 30°. Se han obtenido de igual manera los valores para el estado residual dando intervalos de variación igualmente anchos, con valores para la cohesión residual,  $c_r$ , de 16 a 25 Kpa y ángulo de rozamiento interno residual,  $\phi_r$ , de 18° a 23°. La acción meteorológica sobre estas margas es muy considerable sobre taludes naturales que solo son estables con inclinaciones de 11° como máximo, siendo bastante afectados los cortes en taludes y coronaciones de terraplén debido a las retracciones producidas que permiten la aparición de fisuras. Incidiendo aún más en el estudio de estos materiales, Oteo, (1995), expone, en un artículo sobre las propiedades geotécnicas de las margas en el Estrecho de Gibraltar, para solucionar problemas aparecidos en la ejecución de

túneles en estos materiales, la importante influencia que tiene el agua en su estabilidad, que obliga a ejecutar obras de drenaje extraordinarias, y la aparición de fisuración inducida por fenómenos de descompresión y desecación en el medio.

Ceballos, (1992), en su tesis doctoral sobre caracterización de macizos de alta alterabilidad, empleados en cimientos de presas de fábrica, expone que en macizos de carácter sedimentario del tipo de las margas, la heterogeneidad y variabilidad de estos hace bastante difícil las tareas de caracterización mediante ensayos convencionales y propone los ensayos dilatómétricos como una alternativa interesante de tratamiento de estos cimientos para conocer su comportamiento.

Amrani, (1998) indica la relación entre el comportamiento mecánico de las margas y sus características geotécnicas, principalmente la plasticidad, el potencial de hinchamiento y la capacidad de adsorción de agua por la fracción arcillosa.

### **Respecto al proceso de consolidación y propiedades de compresibilidad:**

La baja permeabilidad de los materiales margosos obliga a que tener en cuenta, para el cálculo y la estabilidad, el comportamiento mecánico a largo plazo, además de tener siempre presente los problemas inducidos por su gran compresibilidad.

Zaki et al., (1993), estudiando el comportamiento a cortante de suelos margosos en el Mar Rojo, calculan ángulos de rozamiento muy altos en muestras con densidades muy bajas, a bajas presiones de confinamiento. Siendo estos más altos que en los ángulos calculados en muestras con densidades relativas más altas, sin embargo a presiones de confinamiento más altas, las muestras más densas tienen ángulos de fricción ( $\phi'$ ) mayores que aquellas menos densas. Por lo que concluye, que la compresibilidad juega un papel importante en el valor de  $\phi'$ .

Examinar la compresibilidad de las partículas de un sedimento calcáreo típico se ha usado como medio para explicar aquellos aspectos que diferencian el comportamiento de estos materiales y sus propiedades ingenieriles (Mitchel, 1975), aunque este trabajo adolece de falta de rigor mecánico quedándose solo en el aspecto textural, pues se realiza mediante el uso del microscopio de exploración determinando así la geometría de partícula, los tamaños, y empaquetado.

Hablando de suelos de génesis marina, en concreto de limos arcillosos órgano – calcáreos holocénicos, Graham y Shorten, (1995), proponen que cuando los suelos no han sufrido cambios por erosión o desecación, deberían presentar comportamiento de materiales normalmente consolidados, muestran sin embargo, características claras de sobreconsolidación y la razón de sobreconsolidación aumenta hacia la superficie del estrato correlacionando este incremento con el contenido orgánico de las muestras. Esto explica los valores anormalmente altos de deformación en procesos de consolidación unidimensional en comparación con otros sedimentos de grano fino de génesis marina.

En el pliego de revisiones del programa ANGELINE del L. C. P. C. Francés, para estudios geotécnicos de trazados de vías terrestres, efectuado por Havard y Sinoir, (1995), indican la necesidad de incluir los materiales margosos en capítulo aparte por sus peculiaridades frente a fenómenos de compresibilidad y colapsabilidad.

### **Respecto al manejo y mejoras del terreno:**

En los estudios de puesta a punto y comprobación del ensayo para la medida in situ de la capacidad portante de terraplenes y firmes de carreteras, llamado Dinaplaca2, Chassaing, et al., (1995), indican que en materiales con contenido importante en carbonato cálcico en estructuras biogénicas, a altas presiones de impacto se produce una relación no lineal entre el módulo de Young del suelo y la altura de rebote de la masa batiente, por lo que cuando el módulo del suelo supera los 50 MPa el coeficiente de restitución no es un parámetro útil para describir la variación de la rigidez del soporte.

Desde el punto de vista de la probabilidad de colapso, Ben Mammou, (1992), estudió mezclas de margas con inclusiones de yesos y cuarzo, provenientes del parque Henchir (Túnez), depositados, sobre sustratos eocenos calizos. La solubilización de las inclusiones de yesos y el flujo del lixiviado a través de la matriz margosa marca el fenómeno de hinchamiento, debido sobre todo a la fracción arcilla que, en periodos de estiaje, origina fuertes retracciones que aumentan la porosidad y la probabilidad de colapso posterior en estos suelos. En este trabajo los autores no dejan claro en ningún momento el papel jugado por la fracción carbonato en el fenómeno.

En cuanto a la variación de la permeabilidad en estos materiales Murray et al., (1992), estudiando revestimientos de materiales arcillosos de baja permeabilidad para depósitos de tierra de residuos industriales, llega a la conclusión que para obtener en el revestimiento un valor de permeabilidad aceptable se debe de conseguir densidades y humedades, en la compactación del revestimiento, mayores del óptimo Proctor, llamado M. C. V., aumentando, por ejemplo, la energía de compactación. Para poder ejecutar el revestimiento en estas condiciones se necesitará un material cohesivo, de  $I_p$  mayor de 12% y contenido arcillosos no menor del 10% , además el material será autoestable, por lo que, concluyen, los materiales margosos biogénicos, debido a los efectos de “softening” y “crackching”, no son buenos como revestimientos, pues aumentan la permeabilidad con el tiempo, produciendo disolución del lixiviado y aplastamiento.

#### **1.1.1. – Objetivos y alcances.**

En Primer lugar se hará un resumen de aspectos geológicos de los embalses objeto de estudio, que contribuirá a acotar las zonas de muestreo.

Esta parte consiste en un resumen sucinto sobre los aspectos geológicos de los diferentes “vasos” estudiados, así como de los diferentes afloramientos margosos usados en la ejecución de los núcleos, y la ejecución en su caso, de los sondeos necesarios para realizar tanto la cartografía geológica de los respectivos “vasos” como las columnas litológicas en los puntos que son de interés por la ubicación de las “cerradas”, ó por la existencia de materiales usados en la construcción de los núcleos de las presas.

Las escalas de estudio elegidas tienen por objeto fundamentalmente, la claridad en la exposición gráfica, de los diferentes estratos y de los afloramientos margosos.

Las dificultades que las características de un núcleo pueden inducir sobre el comportamiento mecánico de una presa de materiales sueltos son numerosas, sin

embargo como fenómenos de mayor importancia podemos considerar dos: los relativos a la permeabilidad del material y los vinculados a la resistencia o la deformabilidad.

Por esto los trabajos realizados se centran en el estudio de la caracterización y comportamiento del material del núcleo de las presas seleccionadas, desde un punto de vista geotécnico. Teniendo en consideración este aspecto en las presas de materiales sueltos, los objetivos de esta tesis procuran realizar aportaciones en campos definidos como:

1. Caracterización geotécnica, mineralógica, química, y textural de las formaciones margoso – arcillosas de las canteras estudiadas, con el propósito de conocer de una manera clara, concreta y concisa las variables geotécnico – mecánicas de los núcleos considerados.
2. Establecer el mejor sistema de análisis de la fracción carbonatada en los materiales de grano fino, para laboratorios dedicados a la ingeniería civil, estableciendo una comparación entre los existentes tanto en coste por muestra, velocidad de análisis, precisión del resultado, repetitividad del ensayo, etc.
3. Correlación de las variables geotécnicas en general con el contenido en carbonatos de las margas estudiadas, que clarifiquen la influencia de la fracción carbonatos en el comportamiento ingenieril de estas, estableciendo índices de correlación estadísticas así como ecuaciones de tendencia para prever el tipo de respuesta geotécnica de estos materiales frente al contenido en carbonatos.
4. Propuesta de clasificación geotécnica para estos materiales que sea fiel al comportamiento de los mismos y además se pueda utilizar fácilmente con ensayos simples, económicos y de uso común en los laboratorios especializados en estudio de materiales y suelos.
5. Estudio de la erosionabilidad interna y la expansividad potencial de los materiales margosos en función del contenido en carbonatos.
6. Influencia de los efectos de trituración, “crushing”, de cementación natural, así como solubilidad de la fracción carbonato, en la matriz margosa, en la estabilidad del conjunto.
7. Estudio de los efectos de compresibilidad de estos materiales mediante el uso de parámetros como la presión de preconsolidación y las constante de consolidación vertical.
8. Correlación de las variables tenso – deformacionales en función de la fracción carbonato, a partir tanto de los datos de pico, como de los resultados residuales, para comprobar la influencia de este en la compresibilidad y capacidad portante.
9. Puesta en práctica de los modelos matemáticos tenso deformacionales para estos materiales, cálculo de los parámetros de los diferentes modelos y correlación de estos con el contenido de carbonatos. Estudio de la validez de los métodos propuestos para definir el comportamiento mecánico de los materiales margosos.
10. Propuesta de líneas de investigación que desarrollen en el futuro, las aportaciones realizadas.

El trabajo de investigación se plantea mediante un estudio que a partir de los métodos de ejecución de los núcleos de las presas de materiales sueltos, analiza los

requerimientos hoy en día impuestos a los materiales usados en la construcción y su interrelación con los materiales margosos objeto de este estudio.

Por tanto y debido a la íntima vinculación con el tema, la revisión de los modelos de comportamiento al uso, se antoja fundamental para la claridad de exposición del problema impuesto por la compresibilidad. La puesta en evidencia, por los estudios mostrados, de la heterogeneidad y variabilidad de los materiales margosos presentada por la muestra estudiada en esta tesis, hacen bastante dificultosa las tareas de caracterización presentadas; en este sentido dentro de los sistemas de ensayo usados se presentan como alternativa ensayos de laboratorio, que pueden clarificar el marco de actuación dentro de estos materiales.

Dentro del análisis de la influencia geotécnica de la fracción carbonato, en el comportamiento de las margas usadas como núcleos impermeables de presas de materiales sueltos, es de interés evaluar las modificaciones tenso – deformacionales que se producen en el comportamiento de los núcleos, debidos a la variabilidad del propio material. Un condicionante importante en este apartado, es el comportamiento de los núcleos con una distribución de materiales de alta variabilidad de propiedades.

En síntesis los alcances de esta tesis doctoral pueden agruparse en la forma que se indica a continuación:

- Aportar la información necesaria para definir criterios que hagan referencia a los límites de calidad, en términos de caracterización de los distintos materiales margosos en función de su concentración en carbonatos y estado de agregación.
- Evaluar mediante los datos de estudio aportados un mecanismo claro de comportamiento de las margas desde un punto de vista mecánico y de su deformabilidad.
- Evaluar la influencia de la realidad carbonatada de las muestras en su comportamiento tenso deformacional, con ensayos simples que se puedan realizar en los laboratorios comerciales de estudio de calidad de materiales y ejecución de obras tanto en ingeniería civil como en edificación.
- Dar las pautas necesarias para que, con estos condicionantes, se pueda realizar una clasificación ingenieril clara y concreta, fácilmente realizable y de inmediata inclusión en las clasificaciones usadas en la actualidad, que de una respuesta realista a las peculiaridades de las margas.
- Comprobar la veracidad y realismo de los modelos matemáticos de comportamiento mecánico usados en la actualidad, dando las pautas necesarias para sintetizar un modelo idóneo para estos materiales.
- Estudiar los métodos de ensayo usados para calcular la cantidad de carbonatos en los laboratorios y ver cual es el idóneo para este fin y en esta disciplina.

## **1.2. – Las presas de materiales sueltos en España.**

### **1.2.1. - Introducción.**

El hombre primitivo, nómada, regia su andadura ateniéndose a lugares donde había agua, y entre ellos, si estaban distantes, tuvo que idear el uso de recipientes para no carecer de ella. Mas tarde, al hacerse sedentario y agricultor, hubo de instalarse en la proximidad de

un río y acarrear el agua por si mismo o por medio de animales. Al aumentar la población, algunos tuvieron que irse alejando paulatinamente de la orilla, originándose la necesidad de transportarla. Surgieron los canales de derivación cuando los azudes así construidos empezaron a ser mas importantes y se vio como un depósito útil que podría compensar las desigualdades de caudal y así surgió la presa además de para derivar, para embalsar.

Esto explica que las presas sean las construcciones más antiguas que se conocen (Fernández Casado, 1983), por ejemplo en el antiguo Egipto la hecha por Menés (hacia el 4000 a. C.) para desviar el río en Menfis, con 15m de altura y construida de sillería; otra fue la que formó el lago Maeris (1750 a. C.) en la zona de Mesopotamia (Creciente Fértil), En esta zona hay trazas de canales como el de Senaquerib de varios milenios antes de nuestra era que, como es natural, necesitaban presas para funcionar. Existen inscripciones referentes a unas tierras con armazón de madera en el Tigris así como de otra presa sobre un gran lago creado con aguas del Eufrates. (Vallarino, 1991).

Siglo	Total	En servicio	Máxima altura (≥10 m)	Num segun inventario MOPU
I II	10	5	21	2
II V	5	—	—	2
X	11	10	—	—
XI	2	2	11	—
XIII	2	1	—	—
XIV	4	2	15	1
XVI	9	8	46	7
XVII	12	7	32	3
XVIII	25	19	49	12
XIX	11	9	50	32
	<u>91</u>	<u>63</u>		<u>59</u>

DISTRIBUCION TIPOLOGICA (APROXIMADA)	
Gravedad	54
Gravedad Tierra	2
Gravedad con contrafuertes	16
Contrafuertes	7
Arco gravedad	5
Bóveda	3
Bóvedas y contrafuertes	4
	<u>91</u>

Figura 1.4. – Presas y azudes españoles anteriores a 1900. Vallarino, 1991

En China y México también se desarrollaron las construcciones hidráulicas; por ejemplo, la presa de Parrón de 18m de altura construida hacia el 750 a. C. El periodo romano, con su extensión, conoce avances importantes en el terreno hidráulico, como la presa de Proserpina de mampuestos de 19 m de altura, reforzada con un terraplén de tierras aguas abajo. En el medievo en España y aunque como en todas las zonas dominadas por los árabes, grandes constructores hidráulicos, las presas fueron más bien de pequeña altura y destinadas a la derivación de riegos, usos urbanos, ornamentales y estéticos. Hasta el

tránsito de los siglos XVIII y XIX, no se disponen de fundamentos científicos suficientes para proyectar con un necesario rigor y no, como hasta el momento, basarse en pobres “cimientos empíricos” o de la experiencia; por lo que la tecnología de presas en el siglo XIX experimenta un avance cualitativo y cuantitativo enorme, es en este periodo cuando ya podemos hablar de presas modernas.

### 1.2.2. La situación en España.

Fin de año	Nº de presas	Hm <sup>3</sup> Embalse	Construidas	
			Nº de presas	Hm <sup>3</sup> Embalse
1900	59	108	—	—
1910	77	206	18 (30)	98 (91)
1920	122	1 053	45 (58)	847 (411)
1930	168	1 746	46 (38)	693 (66)
1940	213	4 154	45 (28)	2 408 (138)
1950	276	6 146	63 (30)	1 992 (49)
1960	464	17 881	188 (68)	11 135 (191)
1970	665	37 150	201 (43)	19 269 (108)
1980	857	42 411	192 (29)	5 261 (14)
1990	998	~ 50 000	141 (16)	~ 7 589 (18)

GRADO DE REGULACION  
 Aportación media anual de los rios peninsulares = 106.000 Hm<sup>3</sup>  
 Capacidad de regulación de la aportación = 41.5 %

Figura 1.5. – Presas españolas desde 1900. Según MOPU 1995. ICOLD 1995

En cuanto a España, la figura 1.4 recoge las presas construidas en España hasta 1900 y que de alguna forma han llegado a nuestros días (en servicio o en ruinas) incluyendo las de baja altura y los azudes. En esta figura observamos que los valores dados (Vallarino, 1991), son mayores que los aportados por el MOPU. Esto es porque el concepto usado por el organismo es más restrictivo, pues no incluye las presas de menos de 5 m ni los azudes; si se incluyen los azudes y las presas pequeñas, tendríamos 91 presas de las que están hoy en día en servicio 63, aunque muchas de ellas recrecidas o reformadas, esto supone en total un 63.23% lo que no deja de ser notable. (Fernández Ordóñez, 1976).

El número de presas romanas inventariadas es de 15. Entre las más importantes están la de Proserpina de 19 m y la Coralvo de 24 m y entre las menores destacar la de Barcinas de 5 m. En el periodo árabe se construyeron muchas pero sólo destacar por su altura la de Almonacid de 30 m que no está en servicio en la actualidad y la de Almansa de 15 m que si lo está y es probablemente la presa de arco más antigua que se conserva (Vallarino 1991).

A partir del siglo XVI, se desarrolla una interesante actividad hidráulica. Al principio las incipientes presas de tierra se limitaban a azudes de derivación, por ejemplo algunos

de los construidos en la época de Carlos I sobre el Ebro u otras como la de Albuhera de Feria en Badajoz, de 23 m con una original estructura. Hubo grandes fallos debidos a la falta de base científica que permitiese extrapolar con garantía experiencias locales positivas a otros proyectos, como por ejemplo el colapso producido en la cimentación de la presa de Puentes (próxima a Lorca) que produjo más de 600 víctimas o la original presa de Gasco (Torrelodones, 1786) proyectada para 93 m de altura que se autodestruyó a los 57 m. Su estructura era de cajones de pared delgada fabricados de madera que fueron rellenos con tierra y apilados, Pero debido a la percolación del agua con las lluvias la tierra se entumeció rompiendo la presa desde dentro.

Tras los fracasos de algunos proyectos de presas como el reseñado, de la época del Marqués de Floridablanca se demostró la necesidad de buscar soporte científico y técnico a las grandes obras hidráulicas, lo que determinó el nacimiento de la Escuela de Ingenieros de Caminos canales y puertos de Madrid en 1802.

Al principio del siglo XX y debido a un deficiente desarrollo de la maquinaria para el movimiento de tierras la construcción de presas de tierra con entidad era bastante escasa. Además hay que reseñar que el auge de los conglomerantes hidráulicos (la obtención del clinker del cemento) añadido a la falta de desarrollo matemático de entidad sobre el comportamiento del suelo, (la mecánica de suelos se empezó a desarrollar bien entrado el siglo XX), hizo que la mayor parte de las presas construidas fueran de sillería de mampostería o de conglomerantes hidráulicos.

Alrededor de los años cincuenta y sobre todo de los años setenta, se produce una inflexión en el sistema de construcción de presas en el mundo. En la figura 1.5 podemos ver un panorama general sobre el estado actual en España. A nivel mundial, tenemos desde presas que superan los 300 m de altura, verdaderas montañas artificiales, como la de Nurek 335 m en Rusia, o la de Tarbela en Pakistán sobre el Indo que cubica 58,5 Km<sup>3</sup> de embalse y 143 m de altura y lagos artificiales de centenares de Km<sup>3</sup> como el de Owen Falls en Uganda de 204,8 Km<sup>3</sup> o el de Bratsk en Rusia de 169 Km<sup>3</sup>. (ICOLD, 1989).

En España debido a la necesidad que impone las condiciones extremas de la climatología Ibérica, hace que los embalses sean piezas fundamentales para paliar las deficiencias hídricas que esto crea. Por lo que los embalses junto a las buenas temperaturas hacen fructífero el uso del agua para riegos y por lo tanto se justifica las grandes inversiones necesarias.

Ya en el siglo XX en 1926 se crean las confederaciones hidrográficas que coordinarán y desarrollarán las actividades de cada cuenca, estas en la actualidad están inmersas en profundos cambios que las adaptarán a las competencias de las comunidades autónomas y a la iniciativa privada, pues aunque sea en parte, algunas de las gestiones que hoy en día realizan las llevaran, en un futuro próximo, empresas privadas. (ICOLD, 1995).

El periodo más importante en la construcción de presas, se puede considerar de 1950 a 1970, figura 1.6, con una inflexión anterior de 1930 a 1950, que es debido al paro provocado por la Guerra Civil, y la guerra Europea. Entre 1950 y 1980 se construyen en España 581 presas que suponen un 68% de las existentes; sin embargo, en la década de los 90 se confirma un descenso del 30% en la actividad constructora debida sobre todo a una moderación subsiguiente a una gran actividad constructora (Vallarino, 1990).

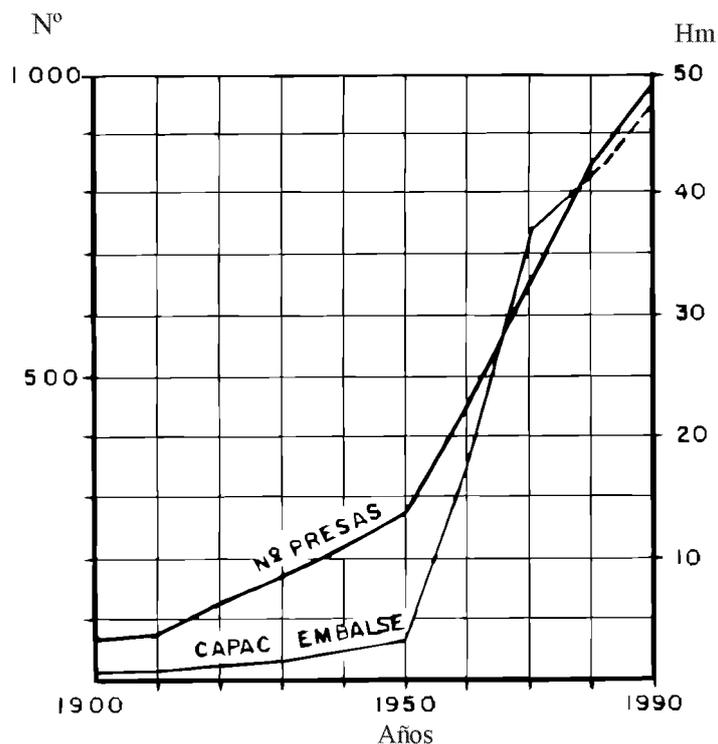


Figura 1.6. – Evolución de las presa desde 1900.  
ICOLD, 1995.

La justificación primordial de la construcción de presas en los años 1950-1970 fue la producción hidroeléctrica. Suponen, aún hoy en día, algo menos del 50% del total de agua embalsada, aunque a partir de 1970 cayó la producción hidroeléctrica en picado (anuario 2000, C. S. E.) la otra justificación, histórica si se quiere, es la regulación que hoy en día está por encima de 44.000 Hm<sup>3</sup> frente a la aportación anual media de 106.000 Hm<sup>3</sup> de nuestras cuencas lo que representa aproximadamente un 41% del total, que estaría bien si no fuera por lo desigual que esta repartida entre las cuencas.

Esta necesidad de regulación es más acuciante en España que en otros países europeos, pues la retención de agua en el terreno por término medio en Europa es del 34 %, mientras que en España no es mayor del 9 %. (ICOLD, 1995). Hay otra justificación que va siendo cada vez más importante, esta es la laminación de las avenidas, para lo que serían útiles muchas cerradas de permeabilidad alta no aptas para una retención prolongada pero sí para este tipo de regulación esporádica. En el trienio 91 –93 entre las que se comenzaron y las que al final se encontraban en construcción se cuentan un total de 68, de las cuales 24 son de materiales sueltos y las restantes de hormigón, lo que supone haber cambiado la tendencia de tipo de construcción, pues por primera vez en la historia española supera el número de presas de hormigón construidas al de presas de materiales sueltos. (Figura 1.7).

Por ultimo actualmente hay que añadir la ejecución de presas para la moderna política de trasvases que se impone entre las grandes cuencas, la filosofía de “vasos comunicantes” en el futuro tan trascendente para España.

Debido a la magnitud del empuje hidrostático, que es de gran entidad y muy superior a las sobrecargas que soportan otras construcciones, hace que las presas sean estructuras de especial exigencia resistente. Bajo la denominación de presas de materiales sueltos,

agrupamos varios tipos que están formados exclusiva o preferentemente por materiales naturales, piedras, gravas, arenas, limos y arcillas, en estas presas cada material cumple su función específica, unos permeables pesan y dan la estabilidad mecánica, y otros más impermeables producen la estanqueidad deseada, estos últimos forman lo que llamamos núcleo impermeable. ( Jiménez Salas, 1993).

Estas presas siempre resisten por gravedad pues la cohesión de estos materiales es nula o muy débil por lo que no pueden transmitir otra clase de esfuerzos. Otra de las limitaciones de estas presas, es la construcción del aliviadero que hay que construirlo aparte del cuerpo de presa y además sobredimensionarlo debido a la debilidad de estos materiales, por lo cual puede llegar a encarecer la obra tanto que haga más rentable otra opción de diseño. (Vallarino, 1991).

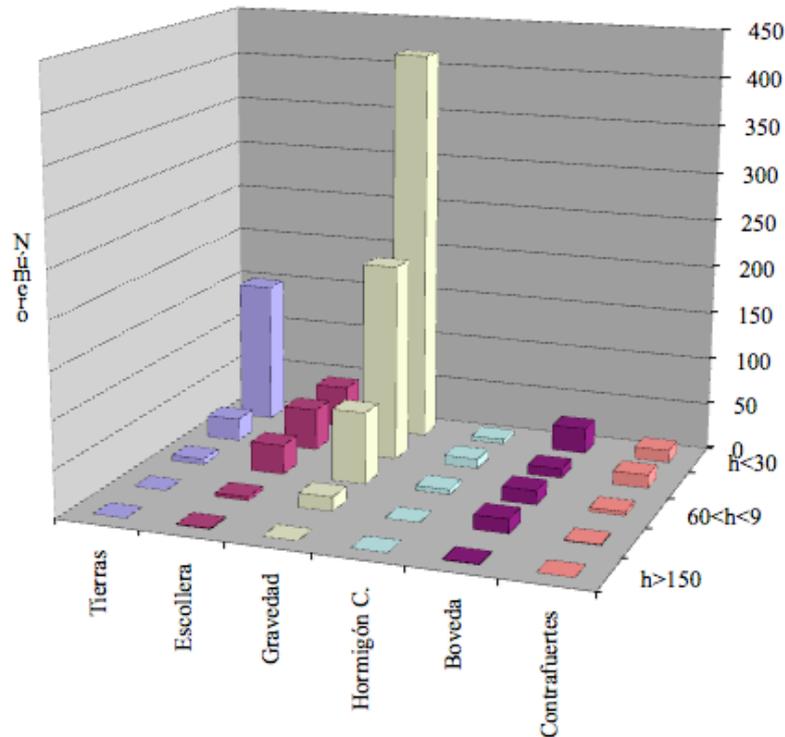


Figura 1.7. - Total de presas terminadas entre 1991-1996. ICOLD95. h = Altura de frente de presa

La figura 1.8 refleja la tipología de las presa construidas en el mundo y en España. La gran mayoría de las presas construidas en el mundo son de materiales sueltos (83.7%) seguidas por las de hormigón de gravedad (11%), en el grupo de presas de materiales sueltos predominan las presas de núcleo impermeable (94% de ellas), pues son las que mejor usan los materiales del entorno. La tendencia es hacer presas de fácil ejecución aunque tengan mayor volumen pues con los medios de construcción actuales se pueden poner grandes masas de tierras de una forma rápida y económica.

Sin embargo en España las presas de materiales sueltos solo representan el 24% (1 de cada 4) frente a las de fábrica-gravedad que representan el 67.3% (más de 2 por cada 4), Este comportamiento peculiar en nuestro país se puede explicar:

- ⇒ Por la crecida de nuestros ríos que tienen una gran intensidad frente a los caudales medios, lo que implica aliviaderos desproporcionados frente a las presas.

- ⇒ Hasta hace relativamente poco tiempo nuestra tecnología en maquinaria de movimiento de tierras, esencial en la construcción de estas presas, era muy inferior a la media mundial.
- ⇒ España es un productor nato en tecnología y fabricación de cementos, por lo que las presas de fábrica eran políticamente más correctas.
- ⇒ Las cerradas resultaban buenas para cuerpos de fábrica.

<b>NÚMERO Y PROPORCIÓN DE PRESAS DE CADA TIPO</b>					
		<b>MUNDO</b>		<b>ESPAÑA</b>	
		<b>Numero</b>	<b>%</b>	<b>Numero</b>	<b>%</b>
<b>Tierra</b>	<b>(TE)</b>	<b>28 131</b>	<b>77 6</b>	<b>128</b>	<b>12 7</b>
<b>Escollera</b>	<b>(ER)</b>	<b>1 843</b>	<b>5 1</b>	<b>116</b>	<b>11 3</b>
<b>Gravedad</b>	<b>(PG)</b>	<b>4 180</b>	<b>11 5</b>	<b>676</b>	<b>67 3</b>
<b>Contrafuertes</b>	<b>(CB)</b>	<b>348</b>	<b>1 0</b>	<b>28</b>	<b>2 8</b>
<b>Bóvedas múltiples</b>	<b>(MV)</b>	<b>141</b>	<b>0 9</b>	<b>3</b>	<b>0 3</b>
<b>Bóveda</b>	<b>(VA)</b>	<b>1 592</b>	<b>4 4</b>	<b>54</b>	<b>5 3</b>
		<b>36 235</b>	<b>100 0</b>	<b>1 003 ( )</b>	<b>100 0</b>

Registro ICOLD (1988), Registro MOPU (1986), Vallarino (1991).

**Figura 1.8. – Tipología Comparada mundial – española.**

En la actualidad, la evolución de la maquinaria unida a la necesidad de construir en cerradas de menor capacidad portante, y el fortísimo encarecimiento, a partir de la crisis mundial del petróleo en 1974, del cemento ha hecho que la tendencia cambie a favor de las presas de materiales sueltos en general; aunque como hemos visto anteriormente, en el trienio 91 – 93 se produce, según el informe general del CNEGP, una recuperación de la construcción de las presas de hormigón.

A modo de resumen, podemos decir que antes del siglo XIX y ciñéndonos a presas inventariadas hay solo 2 de gravedad de tierras de las 91 inventariadas en el periodo. En el siglo XX hasta 1960, tenemos el 27% pero todas de pequeña altura, la mayoría (87 %) corresponden a los años de 1960 a 1990 siendo más del 70% posteriores a 1975.

A partir de 1990 hasta 1995 del total de presas inventariadas, el 43% son de materiales sueltos siendo las de fábrica-gravedad las de mayor número aunque entre las construidas con alturas mayores de 60 m, el número de presas de materiales sueltos, (45%) es superior a las de fábrica-gravedad (37%). Al final del trienio 93 – 95 se invierte la tendencia pasando a ser el porcentaje de presas de materiales sueltos el 27%.

Como conclusión, se puede decir que, en general, las presas de materiales sueltos representan, hoy y en el futuro, la forma más normal de construcción de presas en el mundo, siendo abrumadora la cantidad de estas que tienen el suelo cohesivo de grano fino como parte integrante. Lo que justifica la necesidad de un conocimiento profundo de las características y capacidades de estos suelos, y la influencia de sus componentes en las construcciones.

La capacidad de regulación media al final de 1995 en España, era de 55.208 Hm<sup>3</sup> sobre los 106.500 Hm<sup>3</sup> de aporte medio de nuestros ríos, lo que representa el 51.83%. Esto unido a la gran desigualdad de esta capacidad de regulación entre las diferentes cuencas hidrográficas, vuelve a justificar la ejecución de presas, que aumente nuestra capacidad de regulación a valores Europeos y además, sea un factor de cohesión entre las diferentes comunidades autonómicas.

### **1.3. – El uso de materiales de grano fino cohesivos como núcleos impermeables.**

El uso de materiales del entorno, es la gran ventaja de las presas de materiales sueltos, su inconveniente es que el vertido de agua sobre ellas (presas vertedero) llevaría al arrastre y erosión de los materiales.

En estas presas, los tipos son variadísimos y se derivan de la gran cantidad de materiales existentes y las combinaciones y disposición de los mismos. Entre todos los elementos que pueden llegar a componer una presa de materiales sueltos hay uno que nos va a dar la estanqueidad necesaria en la construcción, este elemento impermeabilizante, que es fundamental en cuanto a la función hidráulica puede ser artificial (pantallas y diafragmas de hormigón, betún, plástico o acero) o natural (núcleos de limos, arcillas o margas). La situación de este elemento en el conjunto de la construcción, también nos da una gran variabilidad, pudiendo ser interior (núcleos o diafragmas), cercano al paramento mojado (núcleos inclinados) o exterior (pantallas de hormigón o betún). (Jiménez Salas y Justo, 1986.)

Ciñéndonos al núcleo central de presas heterogéneas, este se va a construir con materiales de baja permeabilidad como arcilla, limos o mezclas de arenas y gravas con gran contenido de finos, lo que nos dice que la variedad de materiales que pueden ser posibles componentes de un núcleo puede ser muy alta, se ha visto que en general, la impermeabilidad es suficiente con una relación de 1/100 entre la permeabilidad de este núcleo y la de los espaldones, por lo que podemos decir que la gran utilidad de estos núcleos es poder utilizar los materiales cercanos disponibles; pero no todos los materiales encontrados servirían, por ejemplo la posición del núcleo va a variar las fuerzas en el equilibrio hidrostático así como las líneas de flujo en el interior del mismo, por lo que las características de los materiales van a influir en el diseño del núcleo, si el núcleo es vertical, la componente del peso es mayor en el contacto con el terreno y en cualquier sección horizontal, por lo que requiere menos espesor a igualdad de impermeabilidad; sin embargo en un núcleo inclinado no se forman arcos de descarga y por esto son más favorables a la estabilidad frente a la fisuración, son más estables al tener mayor volumen de pedraplén aguas abajo y permiten inyecciones del cemento sin parar la construcción.

La complejidad de las solicitudes mecánicas que intervienen en un núcleo, hace que los materiales usados en su construcción tengan que cumplir una serie de propiedades, que hasta la década de los 70 se identificaban con la arcilla plástica hasta el punto de trasladarla desde zonas no muy cercanas. Hoy en día se intenta utilizar los materiales del entorno pues los materiales que cumplan una serie de condicionantes podrían ser usados para la construcción de un núcleo, las arcillas plásticas resisten mejor la erosión ante una fisura frente a un limo no cohesivo, pero también las primeras pueden provocar la

formación de una grieta por efecto arco mientras que los segundos como se saturan enseguida caen y cierran la grieta. En este fenómeno de la fisuración intervienen algunas propiedades de los suelos de grano fino, que en esta tesis se expondrán correlacionándolas, con los contenidos de arcilla y carbonatos.

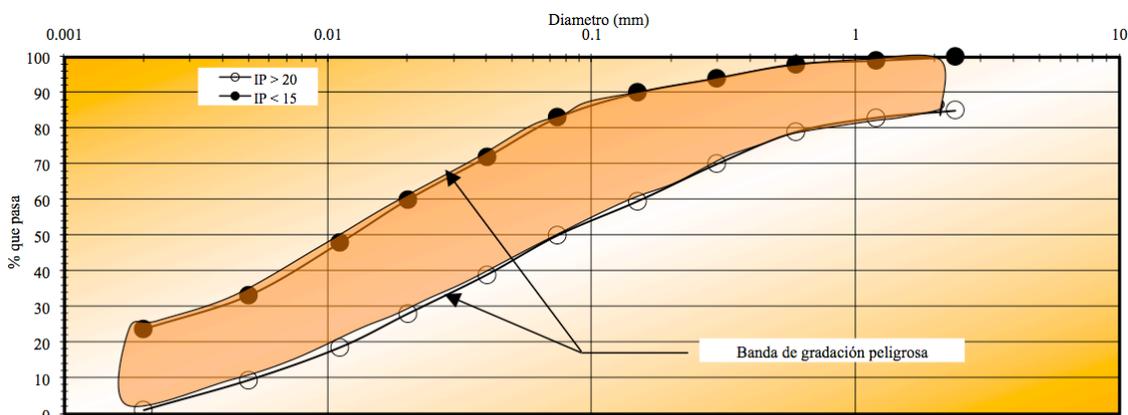


Figura 1.9. - Banda de susceptibilidad a la fisuración. (E. Vallarino,91)

Las arcillas tipo CL con  $IP < 15$  (Espinace, 1984) son más propensas a la fisuración al compactarse en seco, que otras mas gruesas fuera de la banda de susceptibilidad, (figura 1.9), mientras que las arcillas CH con  $IP > 20$ , más finas que la banda pueden soportar deformaciones sin fisurarse, por ejemplo dependiendo de la naturaleza del suelo usado, la humedad de colocación, puede adquirir un papel principal en la estabilidad y fisuración del núcleo (Vaughan, 1979). Un alto porcentaje de las presas que fisuraron sus núcleos fueron compactadas con bajo contenido de agua (5 puntos más bajo del óptimo Proctor), (Marsal y Resendiz, 1983).

Hasta la climatología influye, pues se demuestra que núcleos construidos en climas áridos tienen mas probabilidad de fisurarse y tener problemas de tubificación. En estas zonas no esta indicado construir el núcleo con material directamente de cantera sino en un paso intermedio que va a adecuar, tanto en humedad como en textura, el material.

Morgenstern (1969) expuso su posición diciendo que la compactación produce micro estructuras que localmente forman paquetes o agrupaciones de partículas fuertemente orientadas influidas por el contenido de otros materiales en la estructura (¿carbonatos?).

Smalley y Cabrera (1991) afirman que el ordenamiento de las partículas dentro de estos paquetes es cara a cara y por lo tanto esta ordenada por la presencia de partículas de carbonatos y su textura que pueden favorecer este ordenamiento (hardening) o impedirlo (softening), así se pueden obtener subgrupos muy compactados que forman zonas donde se producen efectos muy notorios y grandes vacíos, lo que influye en su permeabilidad.

Todo lo anterior implica una deformabilidad acusada por un reajuste independientemente de la posible rotura de los granos. Este reajuste, se producirá al estar distorsionada la estructura de las partículas lo suficiente como para permitir el cambio de posición entre ellas, lo cual viene influido por la geometría (naturaleza) de las partículas (Oteo, 1995).

Cuellar (1993), plantea que aunque el comienzo de este proceso de distorsión se puede atribuir a diferentes causas extrínsecas (aceleraciones, fluctuaciones en las tensiones,

distorciones, etc.), el factor más importante que controla la densificación de estos suelos es la deformación tangencial que parece que está ligada, entre otras, causas a la naturaleza del suelo.

Youd (1972) y posteriormente Marsal y Resendiz (1983) plantean la necesidad de comprobar cómo influye la naturaleza de los materiales térreos sobre el comportamiento dinámico de los mismos. Distintos autores dan una serie de pautas en cuanto a los estudios que serían necesarios, como por ejemplo, relaciones esfuerzo – deformación de suelos bajo programas de carga en cualquiera de los ejes, pruebas dinámicas de suelos bajo diferentes estados de esfuerzos, efecto de la naturaleza de los materiales en las propiedades dinámicas de los suelos ya compactados. En los núcleos también es de interés plantear el mismo problema frente a la tubificación, las pequeñas irregularidades debidas a cambios de las propiedades intrínsecas de los suelos pueden alterar fatalmente las características de flujo a través de los mismos y por lo tanto hacer fallar la solución mantenida en proyecto lo que implicaría la ruina total o altos costes de mantenimiento.

Por último, es de aceptación generalizada que para materiales que van a condicionar, por sus propiedades y características, la geometría, es necesario introducir estudios que nos amplíen lo máximo posible el conocimiento de los mismos. La dualidad propiedades mecánicas versus naturaleza es fundamental, tanto para poder proyectar y construir con garantía y seguridad, como gestionar y mantener después.

#### **1.4. – Las distintas clasificaciones usadas para la distribución de suelos margosos.**

##### **1.4.1. – Introducción.**

Un sistema de clasificación se considera satisfactorio desde el punto de vista ingenieril, si se realiza llevando a cabo ensayos simples, nos da indicaciones claras y concretas que diferencien el comportamiento (siempre desde el punto de vista ingenieril) entre las diferentes clases, sacando a luz los cambios producidos por las variables que se consideran y dándole una explicación racional a estas clases.

Para suelos en general (carbonatados o no) las características que normalmente se han considerado hasta la actualidad, para hacer una clasificación ingenieril (por ejemplo la clasificación de Casagrande) han sido la plasticidad y el tamaño de partícula; que son claramente insuficientes como para incluir las características diferenciadoras de los suelos carbonatados, pues un sistema de clasificación formulado en estos términos no da información acerca de la posible rotura de estas partículas carbonatadas, ni de la naturaleza de la cementación que puede existir. Además en suelos con vacíos intrapartícula, los límites de Atterberg y la distribución de tamaños, no son por sí mismos suficientes pues el agua contenida en los vacíos modifica los resultados de los ensayos (Nacci, et al., 1974). De hecho encontramos suelos carbonatados de grano fino, margas, en los que no es posible llevar a cabo análisis hidrométricos pues los granos huecos flotan en el agua (Nooramy, 1971), por esto parece lógico una modificación o un nuevo sistema de clasificación.

#### 1.4.2. – Sistemas de clasificación existentes.

Hay varios sistemas de clasificación que podrían utilizarse en geotecnia para definir las propiedades de un suelo. A estos puramente geotécnicos, añadiremos algún sistema de clasificación geológico para ver como trata el carácter carbonatado de los suelos; en total la lista de sistemas con posibilidad de uso se puede reducir a 5 que serían 3 de tipo geotécnico; SUCS. (ASTM, 1984), ASTHO y PG3. (MOPU, 1997) y 2 de tipo geológico: clasificación mineralógica de materiales sedimentarios (Martínez Álvarez 1991) y clasificación de rocas sedimentarias.

Los sistemas de clasificación geológicos se envuelven en una terminología muy elaborada para describir suelos carbonatados; la base de los términos incluye:

- 1 Origen con esqueleto óseo o no; por ejemplo, foraminífero, coralino, etc.
- 1 Contenido mineral; por ejemplo, aragonito, calcita, etc.
- 2 Entorno de depósito; por ejemplo, pelágico, litoral, lacustre, etc.

Esta terminología es de un uso muy limitado para el geotécnico, pues da pocas, sí acaso, indicaciones del comportamiento ingenieril de un suelo.

Higgimbottom y Fookes, (1985) han sido los autores, que quizás más se han aproximado a la primera clasificación que tiene en cuenta los suelos carbonatados desde un punto de vista ingenieril.

Para clasificar los suelos usan 4 criterios a saber:

1. - Contenido en carbonatos.
2. - Grado de moldeabilidad.
3. - Tamaño de partícula.
4. - Origen del material carbonatado.

Este sistema cubriría todos los tipos de sedimentos carbonatados, desde tamaño limo (margas clásicas) a gravas, desde suelos totalmente moldeables a duras rocas carbonatadas; y desde suelos mezcla de carbonatos y otros materiales a suelos puramente carbonatados.

Clark y Walker, (1987) hacen otra clasificación modificando esto ligeramente pues usan las mismas variables y solo cambian su presentación que es un poco más esquemática (figura 1.10). Estos sistemas propuestos son en si esquemas buenos que abarcan el espectro de materiales carbonatados, pero no son lo suficientemente útiles, pues carecen de la profundidad necesaria y encubren dentro de un concepto generalista comportamientos ingenieriles de suelos manifiestamente distintos. Esto es evidente en suelos carbonatados, sobre todo por lo siguiente:

1. Como veremos más adelante, las diferencias entre las margas de las presas del Portillo y Francisco Abellán son bastante evidentes, sin embargo aquí estarían englobadas en el mismo apartado.
2. Los suelos de las presas del Portillo y San Clemente, podrían ser clasificados como “Sedimento carbonatado arcilloso / limoso” y “Sedimento calcáreo/arcilla” como veremos fallan estos términos cuando tenemos que indicar la falta de existencia de

cementación y su comportamiento como suelos normalmente consolidados y en cuanto a la posible cementación de los agregados la única explicación se da basándose en una posible sobreconsolidación.

Además, en estos sistemas de clasificación vemos que no intentan incorporar los parámetros usuales de gradación y plasticidad, tan importantes en otras clasificaciones geotécnicas.

Por fin, abundando más en lo dicho, en los suelos carbonatados de grano fino se demuestra claramente la influencia del contenido de carbonatos y la naturaleza propia del hecho “carbonatado” (fracturación, cementación y solubilización de las partículas calcáreas) con otras variables geotécnicas como por ejemplo, comportamiento tenso-deformacional, trabajabilidad, permeabilidad, y otras variables ya que van a tener una influencia clara en fenómenos principales que pueden ocurrir en construcciones geotécnicas en las que estén involucrados estos suelos.

La clasificación de Delgado Rodríguez, (1988), aunque es mas adecuada para rocas calcáreas es de gran interés. Se basa en los 4 parámetros siguientes:

1. Contenido insoluble en ataque con CIH.
2. Tensión de hinchamiento medida en muestra sumergida en aparato descrito por Nascimento et al., 1968.
3. Porosidad.
4. Contenido de agua.
5. Fracturación.

Como vemos, cuantifica indirectamente, parámetro 1, la cantidad de carbonatos. Pero al estar dirigida hacia las rocas, no tiene en cuenta ni la granulometría ni la plasticidad como en las anteriores deja sin tratar propiedades ingenieriles fundamentales como la resistencia, la compresibilidad, etc.

Por todo ello propondremos en el presente estudio y como un objetivo importante una clasificación que tenga en cuenta las características de estos suelos y sea una clasificación ingenieril fácilmente usable.

Por último Bortkevich (2001), dependiendo de una serie de características básicas físico – mecánicas, densidad seca  $\rho_d$ , contenido de humedad de saturación  $w_s$  y resistencia a la compresión simple en estado saturado  $q$ , Terzaghi y Peck (1955), divide las rocas carbonatadas en 4 grupos:

- A. – Rocas carbonatadas no cementadas o semi cementadas.
- B. – Rocas carbonatadas cementadas de baja resistencia.
- C. – Rocas carbonatadas cementadas de resistencia media.
- D. – Rocas carbonatadas cementadas durables.

		GRANO FINO			GRANO MEDIO - GRUESO						
		0,002mm	0,006mm	0,02 mm	0,06 mm	0,2mm	0,6 mm	2 mm	6 mm	20 mm	60 mm
		Fino	Medio	Grueso	Fino	Medio	Grueso	Fino	Medio	Grueso	
SUELO	Definición: Fango calizo o arcilla margosa.  MARGA ARCILLOSA	Definición: Limo calizo o carbonato limoso.  MARGA LIMOSA			Definición: Arena carbonatada.  ARENA CALIZA  Clástica / Bioclástica / Oolítica / Pelítica			Definición: Grava carbonatada.  GRAVA CALIZA  Clástica/Bioclástica			
	CALCILUTITA  Carbonato, Mudstone.	CALCILIMOLITA  Carbonato, silts-tone.			CALCARENITA  Carbonato, sandstone.  Clástica / Bioclástica / Oolítica / Pelítica			CALCIRUDITA  Carbonato conglomerado o Brecha.  Clástica/Bioclástica			
ROCA	LIMOLITA FINAMENTE GRADADA.	LIMOLITA DETRÍTICA.			LIMOLITA DETRÍTICA.			CONGLOMERADO LIMOLÍTICO.			
	LIMOLITA CRISTALIZADA										

Figura 1.10.- Clasificación geotécnica de materiales carbonatados (Clark y Walker, 1984)

Además una vez excavado y triturado el material utiliza la granulometría del mismo, para comprobar la erosión interna mediante el criterio de arrastre, Sherard (1982).

Desde el punto de vista global, en cuanto a los diferentes materiales involucrados en la construcción de una presa heterogénea de materiales sueltos, es interesante pues se distinguen muy claramente, los núcleos, filtros, escolleras y espaldones, pero desde el punto de vista de los materiales cohesivos de grano fino no distingue en absoluto, introduciéndolos todos en el tipo A. Se comprueba que es una buena clasificación para rocas o materiales carbonatados con alguna cementación.

## 1.5. – Metodología general.

### 1.5.1. – Generalidades.

En este apartado se hace descripción de la metodología de trabajo que se ha seguido con las muestras tomadas en las canteras, a fin de cuantificar los parámetros correspondientes a las prescripciones establecidas en los diferentes pliegos de

condiciones tanto particulares, a cada núcleo estudiado, como generales a las instrucciones tales como el PG3 o la instrucción de grandes presas. Y además, obtener los datos necesarios para abordar otros estudios de importancia en el presente trabajo.

La caracterización de las distintas muestras utilizadas en este estudio, se circunscribe a aquellas que después tendrían probabilidad de configurar los núcleos de las presas estudiadas, pues como ya hemos dicho, son estos materiales el objetivo de este estudio. Esto explica la relativa uniformidad mostrada en algunos parámetros estudiados.

Se extrajeron muestras de las diferentes zonas de las canteras usadas en la construcción de las presas de estudio, en cantidad adecuada a la variabilidad observada en cada una de ellas, de forma que sean representativas de la naturaleza del material extraído. Estas muestras pasaron por procesos de desterronado, humectación, homogeneización y remoldeo de manera descrita en el apartado “acopio intermedio”, así se ha conseguido que las muestras ensayadas cumplan perfectamente los requisitos de calidad para su uso en la ejecución de los núcleos impermeables, por lo que todas y cada una de las muestras estudiadas de las diferentes canteras forman parte de los núcleos de las presas, aspecto que se considera primordial.

De las muestras sometidas a ensayo se han seleccionado, en cada caso, aquellas que, por los resultados mostrados, se han considerado más representativas, resultando un total de, 124, además 95 que se han tomado especialmente a lo largo del desarrollo experimental del trabajo y por último, 32 para los ensayos específicos, dando un total de 251. Las determinaciones se han realizado por duplicado en cada una de ellas, al objeto de trabajar con un mayor grado de fiabilidad.

La identificación de las muestras se ha realizado mediante unos códigos alfanuméricos reseñando en ellos:

- ⇒ Canteras y número de orden
- ⇒ Grado de consistencia visual.
- ⇒ Núcleo de Procedencia. San Clemente, Portillo, Francisco Abellán.

Las cantidades de cada muestra para los distintos ensayos se han extraído por cuarteo y la forma de clasificación es la que aconseja la norma E-4 de la ASTM Americana. (ASTM 777/85). Cuyo organigrama se puede ver en la figura 1.11.

Los ensayos geotécnicos han sido realizados en el laboratorio de geotecnia que posee la Confederación Hidrográfica de Guadalquivir en la zona del Guadiana Menor situados en la presa del Negratín localizada en la zona norte de la provincia de Granada. Este laboratorio ha sido el encargado del control de las obras, los núcleos en particular, de las presas de San Clemente, Francisco Abellán y Portillo que son, el centro del estudio.

Los ensayos de resistencia residual en corte anular realizados, se han llevado a cabo en el laboratorio de geotecnia del Área de Ingeniería del Terreno perteneciente al Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Granada, para lo que se ha puesto a punto una técnica que nos permite ver resistencias residuales en muestras remoldeadas y que se expondrá más adelante.

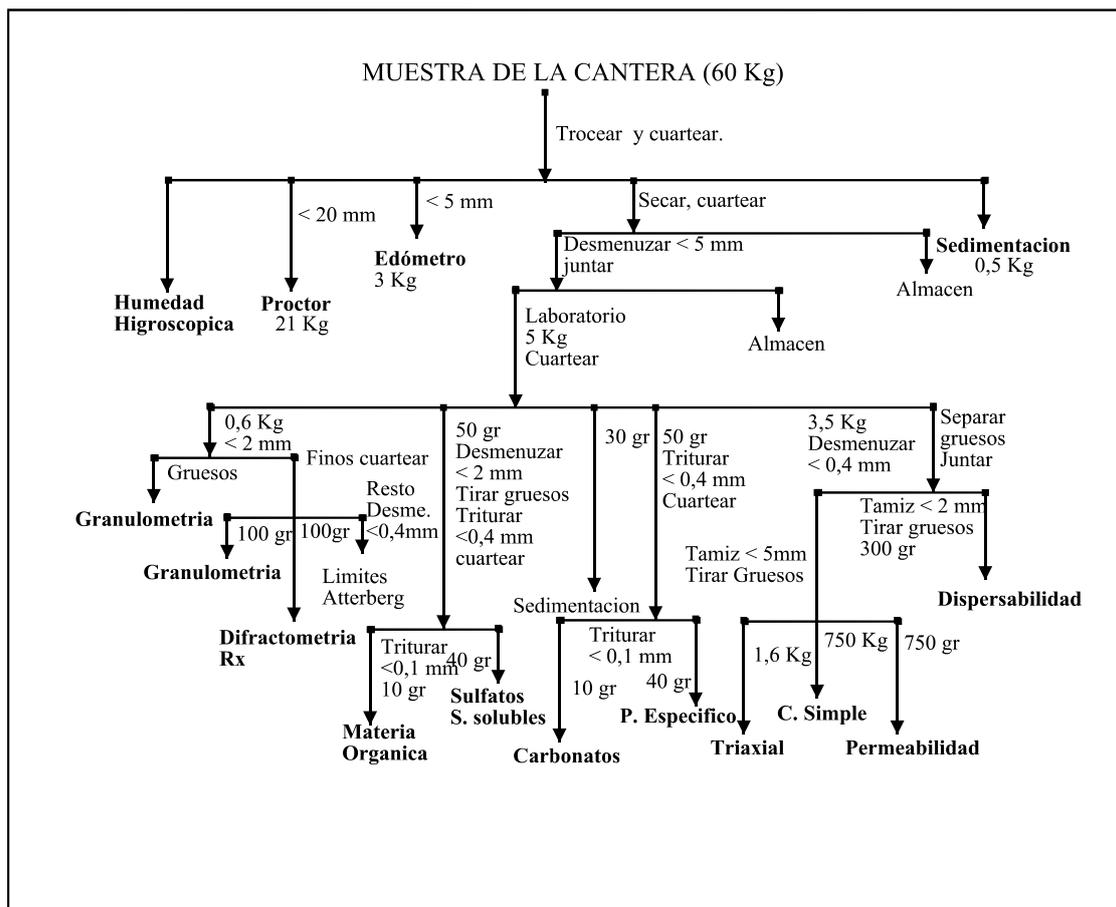


Figura 1.11. – Organigrama de la preparación de un suelo para los diferentes ensayos. Norma E-4; ASTM 777/85.

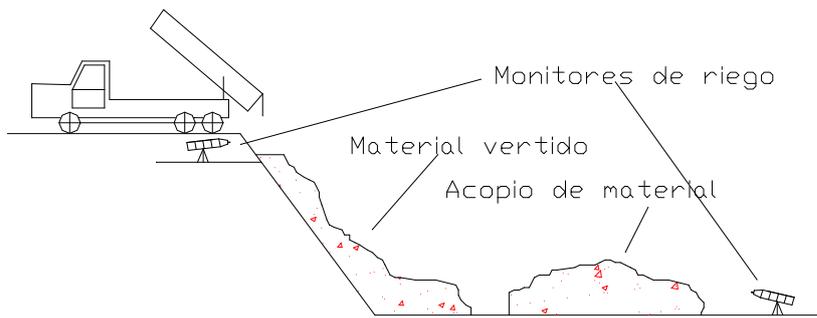
Los análisis de difracción de Rx y los análisis químicos, en cuanto a elementos trazas, se han llevado a cabo en el laboratorio de cristalografía que posee el Departamento de Mineralogía de la misma Universidad.

Por ultimo los estudios de textura y composición química de las fracciones cristalinas de la fracción arcilla se han llevado a cabo por técnicas de microscopía electrónica realizada en los servicios técnicos de la Universidad de Granada.

### 1.5.2. – El acopio intermedio.

Dada la gran cantidad de material transportado y manipulado en la construcción de los tres núcleos estudiados y debido a la gran finura del material del que están formados, es necesario un método para garantizar que la humectación y homogeneización de las muestras sea correcta. Se dispone en los alrededores del núcleo una zona de estancia del material con la necesaria pendiente para que el material vertido, al rolar por la pendiente se desmorone y humecte y junto al periodo de residencia impuesto en el acopio de material, se consiga en el material las características exigidas. A esta zona de estancia del material entre la cantera y el núcleo de presa se denomina acopio intermedio. Figura 1.12.

Debido al necesario paralelismo entre el material que compone el núcleo y las muestras



ensayadas que deben de ser lo más representativas posibles, para ensayos en muestra remoldeada, se han usado para este estudio muestras provenientes de estos acopios, o se han seguido pautas que copien este procedimiento, sobre todo para conseguir la humedad óptima del

Figura 1.12. - Acopio intermedio.

material.

### 1.5.3. –Estudio geológico.

Se ha realizado a partir de los datos obtenidos de los sondeos efectuados en las zonas como consecuencia de los proyectos de ejecución material de las presas de F<sup>co</sup> Abellán, Portillo y San Clemente. Además de los proyectos de ejecución de las mismas. Delgado (1983); Delgado (1989); Delgado (1990). Haciendo hincapié en la zona de margas usadas para los prestamos de los núcleos de las presas citadas.

Este estudio se ha realizado a partir de los sondeos efectuados a lo largo de las trazas de los embalses además de estudios geomorfológicos y litológicos y son los descritos en el capítulo 2. Con todo se han elaborado los esquemas geológicos que conforman la información que se considera necesaria para la comprensión completa de la parte geológica del estudio. En estos esquemas, que se encuentran en el anexo A – 4 “ planos”, se ubican los sondeos efectuados, la zona de canteras y todos los datos de interés, que se consideran importantes.

### 1.5.4. – Metodología en el laboratorio.

Como se quiere ver la influencia de la fracción carbonato se ha realizado en todas ellas análisis de este compuesto en primer lugar. Para esto se ha efectuado un estudio detallado de las distintas técnicas existentes para calcular la fracción carbonato, analizándolas desde distintos puntos de vista, y mediante un estudio que involucra a todas, se ha visto la mas idónea. El desarrollo de este estudio se puede ver en el capítulo 3.

La parte más importante de este es la adquisición de los valores de las distintas variables geotécnicas que nos van a cuantificar los parámetros que rigen el comportamiento de las muestras; se han seguido para esto las fases siguientes:

Para ubicar las muestras en las distintas clasificaciones geotécnicas usadas, en los apartados correspondientes que estas indican, se han efectuado los ensayos necesarios entre los que distinguimos tres parámetros principales ligados a la naturaleza de los granos y son el límite líquido, índice de plasticidad, y el peso específico de las partículas, otros parámetros nos definen el empaquetamiento o la compacidad, la

densidad seca, el índice de poros, y los que dan las medidas de compactación estándar del material, densidad máxima, humedad óptima, humedad natural, índice de poros inicial y grado de humedad relativa.

En una segunda fase se han caracterizado las muestras por sus características químicas, en aquellos parámetros que nos son de interés inmediato en este estudio, pues como se ha dicho ya, se ha analizado la fracción carbonato, además, se ha medido la cantidad de sulfatos, y de sales solubles totales, que va a correlacionar la estabilidad de las muestras frente al agua, téngase en cuenta que el material se va a utilizar para la construcción de núcleos de presas. La cantidad de materia orgánica es otro parámetro que se va a cuantificar mediante análisis con permanganato potásico en medio ácido, aunque no se considera importante debido a la selección previa que se efectúa, pues todas las muestras ensayadas son idóneas para pertenecer a un núcleo de presa

Además de estos parámetros considerados importantes, se han analizado sobre plasma otros compuestos en el ámbito de oligoelementos que van a definir de una manera más íntima sus características químicas.

Después se efectuaron análisis de composición mineralógica, para descubrir y caracterizar la composición de la fracción menor de 0,08 mm. Así se determinan los minerales de la fracción arcilla y sus proporciones en la muestra, por lo que podremos correlacionar estos datos con las propiedades geotécnicas calculando las variables que nos interesan para poner en evidencia la influencia de la composición en el comportamiento mecánico de los núcleos.

Para la mayor parte de los ensayos se han seguido las normas de la NLT, UNE, principalmente y para ensayos más específicos se han seguido las normas ASTM y DIN evaluándose los parámetros ya comentados

En la figura 1.13 se presenta una sinopsis de los diferentes ensayos realizados tanto para la caracterización geotécnica, mineralógica y textural, como para la obtención de los valores de caracterización tenso deformacional de los suelos estudiados.

A continuación se exponen los aspectos más significativos de la metodología seguida en los diferentes ensayos, haciendo mayor hincapié, mediante una descripción detallada y documentación gráfica en aquellos que puedan presentar mayor dificultad de interpretación o ejecución.

#### **1.5.5. – Edometría. Compresibilidad y expansividad.**

Al compactar dos muestras de una misma densidad pero diferente humedad, se observa que su comportamiento al ser sometidas a compresión es diferente según sea la intensidad de dicha carga de compresión. Ante presiones inferiores a  $10 \text{ Tm/m}^3$ , la muestra con menos humedad es menos compresible que la muestra con más humedad, ya que la estructura floculada la hace más resistente a la compresión figura 1.14.

Este comportamiento fue corroborado por Pastor (1979), para arcillas de Guadalix de la Sierra (Madrid), aún cuando no pudo establecer una relación lineal entre la compresibilidad y la humedad final por la gran dispersión de los datos. Por otro lado, una mayor compresión en las muestras, provoca una reorientación de las partículas lo que da origen

a deformaciones volumétricas en la muestra más seca al aumentar el grado de orientación de las partículas por colapso. Esto no sucede en la muestra más húmeda.

Esto ha sido corroborado por multitud de investigadores, por ejemplo Toll (1991) encontró que este comportamiento es extrapolable a suelos de transición donde las diferencias de humedad son mucho más pequeñas.

En cuanto a lo que nos interesa, la influencia de la estructura y composición en la compresibilidad no es unánime, Vaughan (1979) al comparar los resultados que él obtuvo en muestras tratadas en laboratorio frente a otras in situ, llegó a la conclusión que la estructura no tiene una influencia significativa en la compresibilidad, cuando las presiones intersticiales son positivas. Los resultados obtenidos por Farrar (1979) llegan a las mismas conclusiones. Hight y Farrar, (1987), presentan datos que indican que la estructura puede tener efectos sobre la compresibilidad.

Otros autores (Bishop y Vaughan, 1962; Bishop y Al-Dhahir, 1969) enfatizan, que aunque la estructura no afecta a la compresión unidimensional, los ensayos de laboratorio en muestras compactadas pueden ser usados para la estimación de asientos post-constructivos en rellenos, con buena aproximación.

Sin embargo, Espinace (1984) llega a la conclusión que al no haber saturación, debe existir una proporcionalidad casi perfecta entre el módulo de deformación y el número de contactos entre partículas.

Una vez que se produce la consolidación en el ensayo edométrico, se pueden estudiar en estas muestras expansividades, además de la comprensibilidad debida a la carga vertical, observándose en las curvas tenso – deformacionales que el mecanismo expansivo es diferente al de compresión. En relación a esto, Marsal y Resendiz (1975) plantean que las posiciones ocupadas en el recorrido tenso – deformacional para presiones efectivas de consolidación pequeñas, son diferentes a las posiciones ocupadas para presiones de consolidación grandes; figura 1.15.

La densidad de la probeta 1 siempre tiende a ser menor después de ser consolidada, y bajo grandes deformaciones su estructura será semejante, pero el espaciamiento será mínimo entre partículas y la presión intersticial será mayor, por tanto su resistencia será menor que la de la probeta 2. Por el contrario, ante deformaciones pequeñas, la probeta 1 con un menor grado de orientación, desarrollará presiones intersticiales bajas, lo que parece compensar el efecto producido por la diferencia de densidad, originándose resistencias similares a las de la probeta 2.

Para determinar la presión de preconsolidación, se ha usado la técnica de Casagrande porque para datos experimentales es la que se adecua mejor; si representamos para diferentes muestras el asiento frente a la carga, la correlación viene dada, como sabemos, por la intersección de dos rectas (figura 1.16). La primera línea indica la deformación sufrida por el suelo hasta la presión de preconsolidación con un ángulo  $\beta_1$  con respecto al eje horizontal, mientras que  $\beta_2$  representa la línea para una carga superior a esta presión.

<i>Variable.</i>	<i>Tipo de ensayo</i>	<i>Observaciones</i>
<b>Propiedades índice.</b>	Descripción visual.	Determinar la dilatancia, resistencia en estado seco y tenacidad.
	Granulometría tamizado y sedimentación.	Determinar las distintas fracciones granulométricas en tanto por ciento.
	Límites de Atterberg.	Delimitar claramente los estados semisólido, plástico, semilíquido por medio de la cantidad de agua añadida.
	Densidad máxima y humedad óptima Ensayo Proctor.	Determinar las propiedades de compactación estándar de las muestras.
	Peso específico de las partículas.	Cálculos de índice de huecos, grado de saturación, etc.
<b>Propiedades químicas.</b>	Contenido de carbonatos.	Cálculo exacto del valor de carbonato cálcico en % sobre suelo seco.
	Contenido en sulfatos.	Grado de agresividad de la muestra frente a otras construcciones de hormigón.
	Contenido en sales solubles.	Determinación de la estabilidad de la estructura frente al agua.
	Contenido en materia orgánica.	Comprobar la durabilidad de la muestra frente a procesos biológicos.
	Análisis por ICP (Inductively Coupled Plasma)	Análisis de elementos mayoritarios de las muestras.
	Microanálisis en microscopía electrónica	Análisis químico de la fracción arcilla.
<b>Propiedades físicas.</b>	Densidad aparente y natural.	Contenido ponderal de la fracción fina.
	Ensayo de Pinhole bajo presión.	Dispersabilidad por tubificación de las muestras.
	Ensayo Schudes.	Índice de durabilidad, importancia de la fracción arcilla en la estructura.
	Ensayo de permeabilidad bajo presión.	En célula Triaxial y presión de cabeza y cola.
<b>Composición mineralógica.</b>	Análisis por difracción de rayos X.	Mineralogía general.
<b>Textura y estructuras.</b>	Microscopía Electrónica de barrido (SEM)	Composición y forma de los agregados carbonatados de la fracción fina.
<b>Propiedades mecánicas. Estudios de modelización tenso – deformacional.</b>	Ensayo edométrico.	Expansividad (presión de hinchamiento), Deformabilidad (Coeficiente de consolidación vertical), Capacidad (Presión de preconsolidación).
	Ensayo de Compresión triaxial.	Cohesión efectiva y ángulo de rozamiento interno. Cálculo del estado crítico. Recorrido armónico e hiperbólico.
	Ensayos corte anular y corte directo.	Cohesión efectiva residual y ángulo de rozamiento efectivo residual.

Figura 1.13. - Ensayos utilizados en la caracterización geotécnica y tenso – deformacional de las muestras.

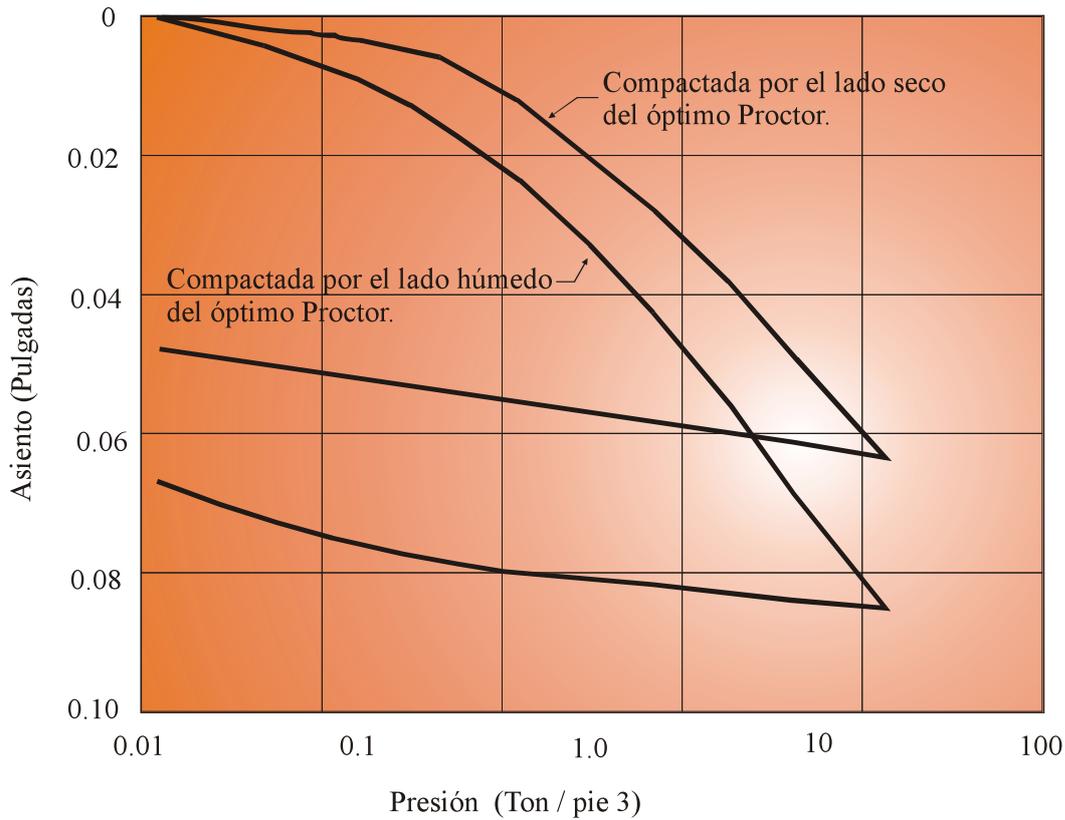


Figura 1.14. - Efecto de la humedad en la compresibilidad de las arcillas. Arkin y Michaeli, 1989..

De esta forma, se puede establecer un parámetro  $B$  que indique lo compresible que es un suelo no consolidado (Espinace 1984) con respecto a uno consolidado. El valor de  $B$  es:

$$B = \text{tg}(\beta_2) / \text{tg}(\beta_1)$$

Una peculiaridad del suelo que se observa en la figura es que la compactación para una humedad del 24% arroja una línea recta con solo una leve inclinación, lo que indica que a esa humedad el suelo no se somete más a la acción del compactador debido a las dificultades de este en su accionar.

Con este análisis Myslivec (1967) demuestra que el comportamiento de suelos ante la compresibilidad será igual al de un suelo sobreconsolidado cuya razón de sobreconsolidación depende de las condiciones de compactación y de la presión de confinamiento.

Por lo expuesto la ponencia de Checoslovaquia propone que si un suelo compactado debe soportar cargas, como por ejemplo, la acción de su propio peso y del rodado de vehículos, sin experimentar deformaciones plásticas, la compactación aplicada debe ser capaz de generar una presión igual o superior a la esperada más  $1 \text{ Kp/cm}^2$  como factor de seguridad. Por su parte el control de dicha compactación se deberá realizar mediante la definición del módulo de compresibilidad del suelo, y también se deberá establecer

también la relación existente entre estructura y composición para variaciones del módulo, antes y después de la saturación. (Espinace 1984).

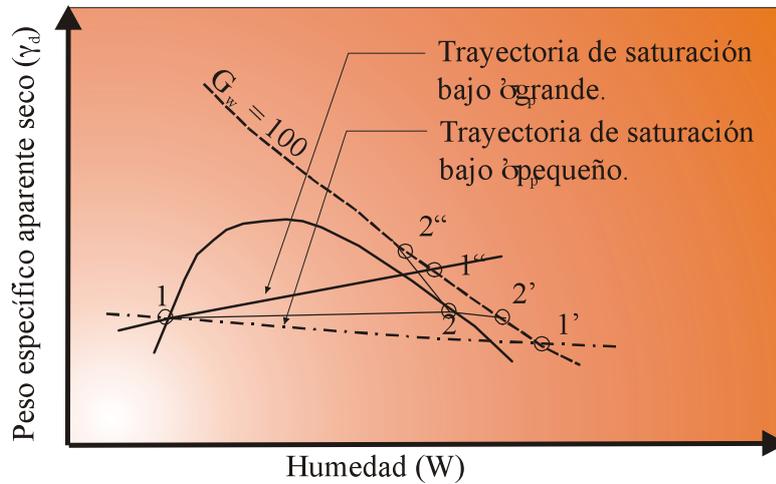


Figura 1.15. - Trayectoria de saturación de muestras compactada a la misma densidad seca pero distinta humedad. (Marsal y Resendiz, 1975).

En definitiva, el análisis anterior se basa en que durante el proceso de compresión que se produce en un suelo, este es sometido a un complejo estado tensional que involucra a la composición y estructura del mismo por lo que roturas de su entramado mineral estarían ligadas a diferencias de recorridos tensodeformacionales debidas a cambios producidos por solubilizaciones de compuestos y reorganizaciones posteriores. Esto explicaría la dispersión de datos encontrados en los estudios de Pastor (1979) y también las diferencias acusadas entre los investigadores reseñados.

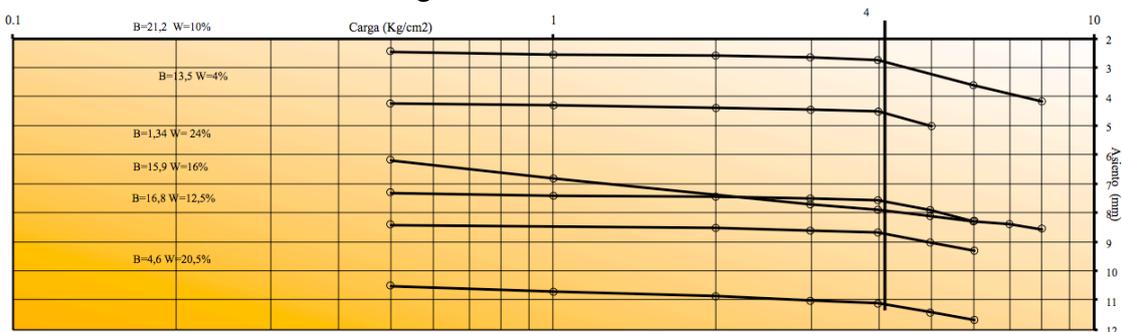


Figura 1.16 - .Presión de consolidación en suelos compactados con diferentes humedades 15 ciclos de carga. Myslivec, 1967.

Se puede afirmar que este estado tensional resulta de la superposición de dos procesos, el primero debido a la presión de consolidación inicial, que si es mayor que la presión de preconsolidación hace que las estructuras sean modificadas y se puede esperar la rotura de las microestructuras de carbonato, y variaciones importantes en los contenidos de agua. El segundo debido a la existencia de agua que ocupa parte de los poros, a una presión inferior a la atmosférica, produce un proceso de succión y por lo tanto reorganización de la posición de las partículas.

Al plantear en estos mismos términos el tema del hinchamiento Lambe (1958) plantea que las formaciones que definen estructuras geoquímicas van a controlar este fenómeno pero en función de la cantidad de agua, humedad de las muestras. Habría que hablar del efecto de la doble capa electrónica entre las estructuras interpartículas de los suelos es-

tudiados y también de la fragilidad que se observa en muestras carbonatadas que provienen de génesis biológica es decir de los esqueletos orgánicos. Así, esto puede producir una reorganización de las estructuras con mecanismos posteriores de cementación o solubilización que alteran totalmente las características mecánicas del suelo.

Seed y Chan (1959) al presentar la influencia del tipo de compactación en el hinchamiento de una arcilla arenosa, llegaron a la conclusión que la presión de hinchamiento en muestras compactadas en forma estática, provenientes de especímenes con contenidos carbonatados superiores al 40% es menor que en aquellos que su contenido es menor, sin embargo, si la forma de compactación es por remoldeo, que es nuestro caso la diferencia es mayor, lo que puede ser debido a un mayor grado de floculación en las primeras.

Por todo lo expuesto decidimos para medir tanto la expansividad como la compresibilidad desechar el ensayo Lambe (1960) y utilizar el ensayo edométrico según el método de la norma ASTM D 4546- 85 sobre probeta sumergida y a hinchamiento libre.

Las probetas se han remoldeado con un diámetro de 70,7 mm y 20 mm de altura. Para modelizar perfectamente el remoldeo por compactación efectuado en el núcleo de presa, se han compactado con maza tipo “mini - Harvard” en 5 tongadas y con 12 pinchazos por tongada. Esta forma de compactación desarrolla una energía de compactación igual a la del Proctor normal, que es el sistema de control usado en los tres núcleos estudiados. La humedad de remoldeo y confección de las probetas ha sido la del óptimo Proctor intentando incrementar esta en 1/5 puntos por el lado húmedo para evitar la creación de micro fisuras en el seno de la muestra al compactar, criterio seguido también en la

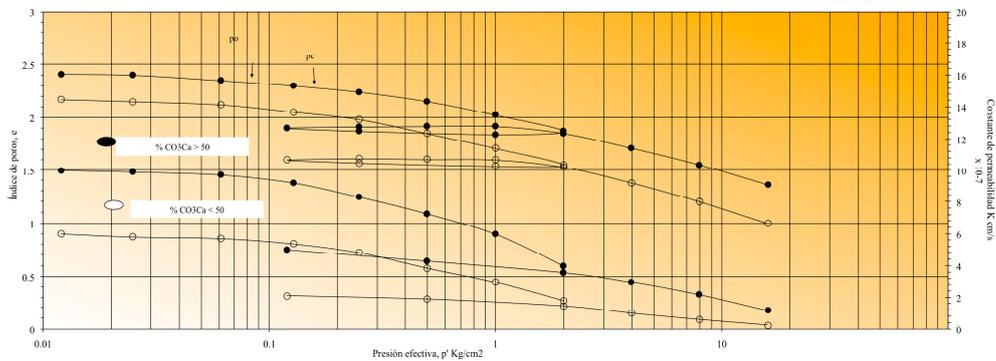


Figura 1.17. - CURVAS PROPUESTAS DE LA VARIACIÓN DE LA COMPRESIÓN Y PERMEABILIDAD CON EL % DE CARBONATOS. (Demars, 1982)

ejecución del núcleo como veremos, el drenaje y/o succión producida por la muestra a lo largo del ensayo se ha efectuado en la probeta por la base y por la coronación se ha seguido nueve ciclos de carga con escalones de 0,05 – 0,1 – 0,2 – 0,4 – 0,8 – 1,5 – 3,0 – 6,0 10,0. Todos medidos en  $Kg/cm^2$ , y después se han efectuado 4 ciclos de descarga de 10,0 – 3,0 – 0,8 – 0,05. Medidos igualmente en  $Kg/cm^2$ .

### 1.5.6. – Permeabilidad.

Al parecer no existe unanimidad en la mayoría de los autores a la hora de juzgar la influencia del material carbonatado en la variación de la permeabilidad de los suelos frente a otros fenómenos, como por ejemplo diferencias de compactación.

Reeves (1979), explica como algunos suelos calcáreos arcillosos tienen un grado de fisuración de tal forma que se podrían asociar con antiguos ciclos de humedad y sequedad. Sin embargo, las interfases de estas arcillas suelen estar recubiertas con material mas alterado, cementando la grieta o fisura, por lo que el sistema de fisuras no influye en las propiedades de flujo de agua a su través, y se comportan de la misma manera que una clásica arcilla rígida fisurada. Muchos suelos ligeramente cementados conservan unas concreciones o nódulos, mas o menos uniformes, dentro de la matriz bastante menos cementada (Gile et al 1980). Además se disponen en estratos de muy diferente potencia y con muy diferente grado de cementación entre las distintas capas por lo que la resistencia al paso de agua horizontal es muy diferente a la resistencia al paso de agua en otra dirección lo que explica que la concordancia entre las mismas muestras y las muestras que han sido remoldeadas, en las que se ha perdido estas disposiciones al pasar de las estructuras ya explicadas a estructuras más orientadas con altos grados de floculación y bastante más uniformes. (Shlemon, 1978).

Los suelos calcáreos a menudo presentan juntas abiertas con disposiciones aleatorias o inclusiones mucho más cementadas que la masa cementante lo que explica aparentemente la permeabilidad fisural del material matriz. Así la presencia de espacios vacíos, discontinuidades abiertas, entre capas diferentemente cementadas, afecta enormemente la permeabilidad y la forma de las infiltraciones dentro de los suelos carbonatados. Por todo esto, la influencia de la estructura y composición en la permeabilidad, en suelos remoldeados, es importante.

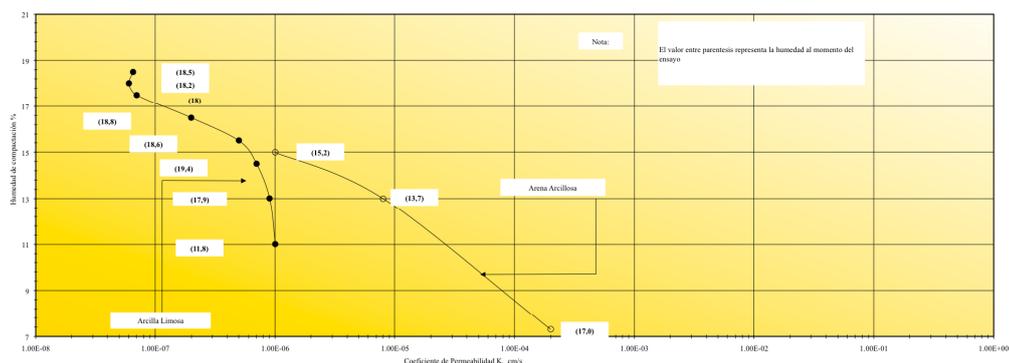


Figura 1.18. - Efecto de la estructura en la permeabilidad. Wilson (1952)

Otro fenómeno que posteriormente discutiremos es la capacidad de rotura de la matriz carbonatada por medio de este remoldeo que se produce al momento de compactar. Lambe y Whitman (1991), estudiaron este efecto en arcillas compactadas usando, para la medida de la permeabilidad una célula triaxial.

Los resultados de otros investigadores como Bryant et al (1974) y Demars (1982), sustentan los resultados anteriores aunque afirman una tendencia hacia comportamientos granulares con incrementos en el contenido de carbonatos. La porosidad y los datos de permeabilidad obtenidos de los ensayos efectuados, no muestran evidencias significativas de aplastamiento de los granos con los incrementos de las tensiones efectivas. Por ejemplo, no hay tensión de colapso a la cual se observen caídas bruscas del índice de poros, o cambios en la permeabilidad; no hay índices de compresión anormalmente grandes aunque si vemos una tendencia a disminuir el índice de permeabilidad al aumentar la presión efectiva. Esto nos sugiere que la fracturación de las partículas llega a ser importante, convirtiéndose en el mecanismo principal de la compresión de materia-

les carbonatados. Estos resultados los podemos ver, en grados de variación, en la figura 1.17. Wilson (1952) ya llegó a los resultados expuestos en la figura 18 que resume los resultados obtenidos en arcilla arenosa y arcilla limosa. La diferencia en los valores de permeabilidad los atribuye el autor a diferencias en los tamaños y distribución de las burbujas de aire, lo que está totalmente de acuerdo con lo anteriormente expuesto en relación con la estructura de las partículas. En este caso, entre dos puntos semejantes la diferencia del coeficiente de permeabilidad de Darcy es del orden de 200 veces.

Se observa también que en las muestras anteriores la relación existente entre el coeficiente de permeabilidad y el índice de huecos, (figura 1.18) para valores constantes del índice de huecos la permeabilidad de unas muestras es 10 veces superior a la de las otras, con un índice de correlación excelente como se ve en la figura.

La cementación natural de suelos cohesivos de grano fino puede tener efectos en la medida de la permeabilidad. Con pequeñas cantidades de carbonato cálcico por encima de un valor umbral de alrededor del 2%, parece provocar esta cementación a lo largo del tiempo cambiando sus características geotécnicas, incrementando su resistencia bajo igual umbral de tensiones. McKown y Ladd (1982), estudiaron el fenómeno en la formación esquistosa Pierre de Nebraska a partir de muestras y el lixiviado de las mismas. La permeabilidad de la muestra antes del lixiviado fue alrededor de  $5 \text{ a } 6 \times 10^{-10} \text{ cm/s}$  y después del lixiviado entre  $6 \text{ a } 8 \times 10^{-10} \text{ cm/s}$ . Mientras que la normalidad de la solución ácida se había incrementado en 0,05 N en HCl después de 47 días llegando 10 días después a 0,3 N. Este incremento en la concentración ácida coincide con una disminución de la permeabilidad de alrededor de  $4 \times 10^{-10} \text{ cm/s}$ . La causa de este descenso de la permeabilidad los autores anteriores no la definen bien pero dejan entrever que podría deberse o a un incremento en el dióxido de carbono dentro del espécimen generado por la reacción del HCl más concentrado con el  $\text{CO}_3\text{Ca}$  obviamente, o algunas obturaciones súbitas de los vacíos que pueden producir los materiales inertes que se forman en estas reacciones, si alguno de los minerales de la arcilla se disuelven en HCl, o a las dos causas simultáneamente.

Por todo lo expuesto, para el cálculo de la permeabilidad se va a seguir el método propuesto por el U. S. Bureau of Reclamation (Manual de Tierras 1988) para el cálculo de la constante de permeabilidad en célula triaxial de 1,5 pulgadas bajo presión de cabeza cola variable, lo que nos permite obtener rangos de flujo lineales para valores muy bajos de permeabilidad, pudiéndose medir con precisión y exactitud valores en rangos de la constante de permeabilidad debajo de  $10^{-6}$  y hasta  $10^{-10} \text{ cm/s}$ . El gradiente de presión utilizado ha sido de  $0.5 \text{ Kg/cm}^2$ , para evitar los fenómenos antes descritos de alteración de la matriz sólida de las probetas ensayadas.

En cuanto a la forma de reamasado de las probetas, este se ha realizado con compactador mini Harvard, con pisón de 20 Lb en molde tripartido de 1,5 pulgadas en 5 tongadas para producir una energía de compactación igual a la del Proctor normal que es la usada en la compactación del material en los núcleos impermeables de las presas, además con esta energía de compactación evitamos la rotura de la matriz mineral que como ya se ha indicado, oscurecería la precisión de los resultados.

Para evitar la alteración de la matriz calcárea debida a reacción rápida del carbonato cálcico con el fluido de ensayo, ya comentada, y a la vez modelizar en lo posible la infiltración producida en los núcleos, se ha usado el agua natural del entorno de la

cantera para el ensayo, con tiempos lo suficientemente cortos (no más de 24 horas de consolidación).

### 1.5.7. - Propiedades índice.

Debido a que son las propiedades que van a definir la primera información de las muestras y su ubicación en las distintas clasificaciones usadas, se han efectuado en todas las muestras que componen el presente estudio. Entre estos se hicieron: contenido de agua (humedad natural), límites de Atterberg, granulometría por tamizado y sedimentación, ensayo de compactación Proctor normal y peso específico.

Para el estudio de la plasticidad, en los estudios efectuados en materiales calcáreos, usados en la construcción de autovías, que caen o sobre la línea “A” (carta de plasticidad), o en su entorno, y tienden a posiciones más altas de LL en relación a su índice de plasticidad y en los estudios en suelos de África del Sur usados por Heidema, (1991) y Van Rooyen (1967) ensayando el LL en comparación con el “Umbral de retracción lineal” (LS) dentro de las curvas promedio de otros suelos, se sigue una metodología que, dada la acusada similitud que estos materiales tienen con los materiales que componen este estudio, va ser tenida en cuenta en la planificación seguida.

El índice de plasticidad (IP) es ligeramente más alto con relación al LS, y el límite de retracción (SL) determinado por el método de la ASTM “Factor de retracción de suelos” (D-427-61) es a menudo más alto (alrededor de un 9%) que el límite plástico; es decir, los índices de retracción de estos materiales que se ensayaron son a menudo negativos (Netterberg, 1971). Es por esto que se ha usado como principal variable de comparación entre las muestras y los suelos el índice de plasticidad (IP) con los valores relativos de LL y LP, y no el LS y SL.

Esas características parecen exclusivas de los suelos denominados calcretas, parecen

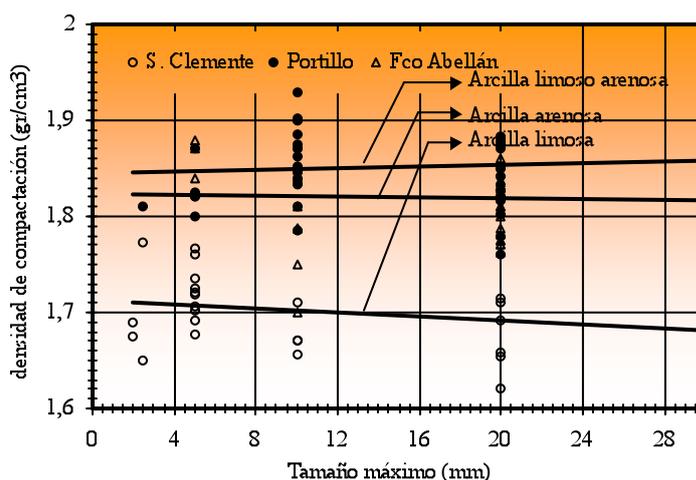


Figura 1.19 : Tamaño máximo frente a la densidad de compactación. Reeves 1979. Elaboración propia.

que son debidas en su mayor parte a la porosidad de la partícula, a las costras presentes, al alto contenido de limo y a la presencia de paligorskita o sepiolita como minerales de la arcilla. La influencia del “sobre secado” previo al ensayo y la presencia de materia orgánica, se pueden excluir ya que estos materiales se secaron solamente con aire y ten-

ían una cantidad despreciable de materia orgánica siempre menos del 1%, igual que las muestras que hemos usado.

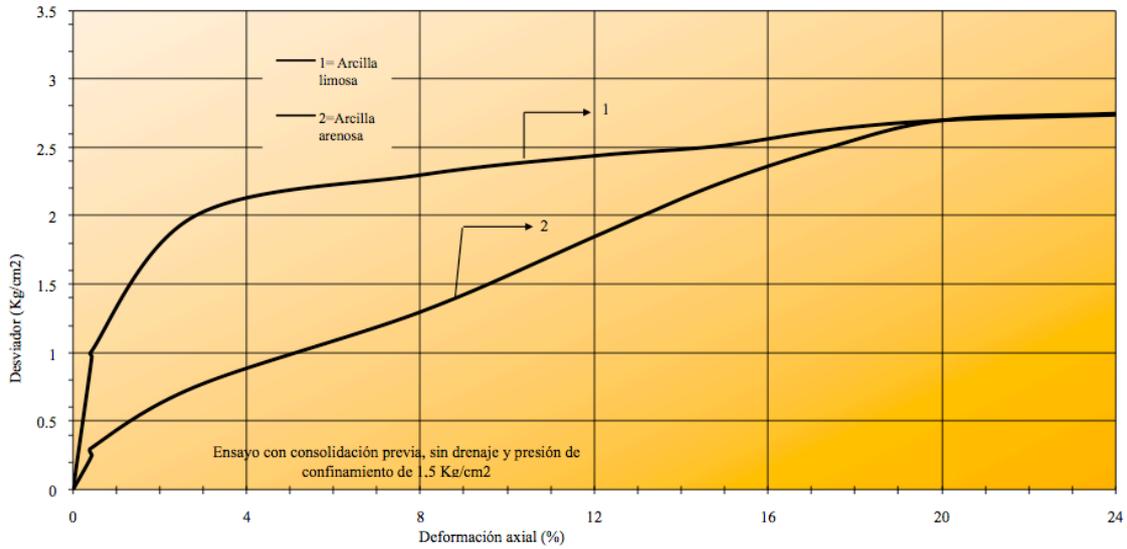


Figura 1.20 (a).

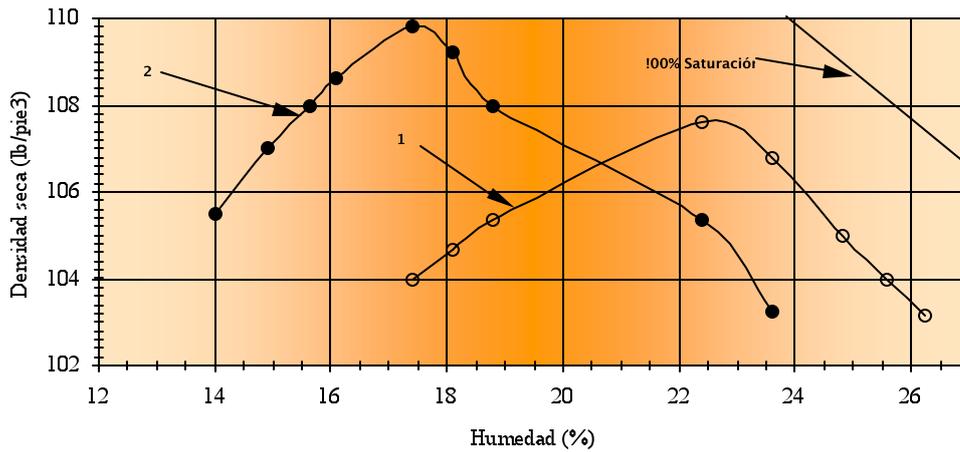


Figura 1.20 (b)

Figura 1.20 . Influencia de la estructura del suelo en la relación tensión-deformación en una arcilla limosa y una arcilla arenosa compactadas por amasado (Seed y Chang 1959).

Estas propiedades, además de algunas dificultades ocurridas durante el ensayo de las muestras, proporcionan una interpretación de los ensayos del LL y IP demasiado conservadora, en las clasificaciones de suelos usadas y en los pliegos de adquisición de estos materiales para la construcción de pavimentos de carreteras, como por ejemplo las especificaciones de la ASTM para bases, subbases, bases estabilizadas y capas de rodadura (D 1241-68). Aunque el ensayo de “Umbral de retracción lineal” recomendado, probablemente configura una alternativa más realista al LL y IP (Netterberg, 1971). El problema es que no hay ningún ensayo normalizado para este, por lo que en este estudio, y a pesar de perder exactitud y precisión seguimos usando los límites de Atterberg para los cálculos de la consistencia de los suelos calcáreos.

Debido a que algunos materiales calcáreos son sensibles al “sobre secado” (Netterberg, 1982), este mismo investigador demuestra que los métodos de preparación de muestras y tallado de probetas debe de ser por vía húmeda siempre que se encuentren procedimientos normalizados, antes que los mismos por vía seca (Netterberg, 1969). Además en un intento de estandarizar los procedimientos usados en este estudio, el tiempo empleado en humectar las muestras y remoldear las probetas para los distintos ensayos, ha sido siempre el mismo, 10 min. Así se intenta que la orientación y la alteración de las estructuras sean lo más parecidas posible entre las muestras. Abundando en esto y de acuerdo a lo anterior, para evitar los problemas de la ejecución del límite líquido expuestos anteriormente, además de normalizar el curado de las probetas fabricadas, este curado de muestras y probetas, se ha producido siempre durante la noche y en cámara húmeda, así la homogeneización conseguida tanto en muestras como en probetas después del remoldeo ha sido la misma.

En los análisis de graduación de las muestras también se han tenido en cuenta algunos fenómenos que inciden de forma directa en las características de estas muestras, por lo que en los distintos pasos acometidos antes de la ejecución de los ensayos, tanto en la recogida como en el ensacado de las muestras se ha tenido en cuenta en todo momento las disposiciones aconsejadas por la norma E-4 de la ASTM.

En el desterronado, se ha usado primero un secado previo al aire para evitar los problemas de sensibilidad al secado y después mazo de madera para no romper las estructuras calcáreas. Para evitar estas roturas que van a falsear los resultados, Reeves (1979), relacionó el tamaño de las fracciones con la densidad volumétrica de las mismas, figura 1.19, para poder elegir bien el sistema de compactación, aunque debido a su poca precisión, como se ve en la misma figura al representar nuestros datos, no se ha tenido en cuenta.

Para cuantificar la proporción de las fracciones inferiores a 0,08 mm se usó el método de la sedimentación tal y como se ve en la figura 1.11, las muestras se prepararon por secado con aire hasta que se vio en ellas una pequeña retracción, después y debido a la plasticidad que presentan todas ellas, se les trató con agua oxigenada de 20 volúmenes y posteriormente con hexametáfosfato cálcico que actúa como dispersante de las partículas. De esta forma, y mediante la norma NLT 132/85. De esta manera, los resultados obtenidos se consideran satisfactorios.

Para los ensayos de peso específico se ha seguido en primer lugar el diagrama de flujo general de la figura 11 para después determinarlo mediante el método del picnómetro, UNE 7001/82.

Los ensayos de compactación, cálculo de la humedad natural, humedad óptima y densidad máxima, se han efectuado después de obtener la muestra según el diagrama de la figura 11, por el método descrito en la norma NLT – 107/85, “Ensayo Proctor normal”.

#### **1.5.8. – Resistencia al corte.**

El estudio de la resistencia al efecto cortante de los suelos calcáreos, entre ellos las margas que se podrían considerarse suelos de transición, se puede realizar de dos formas:

- a) A corto plazo determinando los parámetros del suelo al cabo de un periodo de tiempo muy breve, con relación a su permeabilidad, lo que origina que no halla disipación de presiones intersticiales.
- b) A largo plazo, es decir, cuando se han establecido unas condiciones de equilibrio después de haber disipado las presiones intersticiales inducidas y se ha reflejado ello en las características del terreno.

A los efectos de este estudio, interesa más el comportamiento a largo plazo y bajo deformaciones a muy baja velocidad, ya que se trata de los esfuerzos que se van a crear en el seno de los núcleos de margas de las presas estudiadas cuando son cargadas y por lo tanto necesitamos un mecanismo que permita al suelo ajustar su volumen sin desarrollar presiones intersticiales transitorias o si se producen un método que nos permita conocerlas, tanto en el incremento como en la disipación, para obtener las tensiones efectivas. Además debido a las características de la construcción, esta nos circunscribe a estudiar un comportamiento a largo plazo, cuando se originan deformaciones en forma de embalses y desembalses, sin que el suelo, debido a su baja permeabilidad, alcance a cambiar su humedad y su relación de vacíos durante la operación.

Este comportamiento según lo expuesto lo vamos a estudiar con ensayos lentos con consolidación previa y rotura sin drenaje.

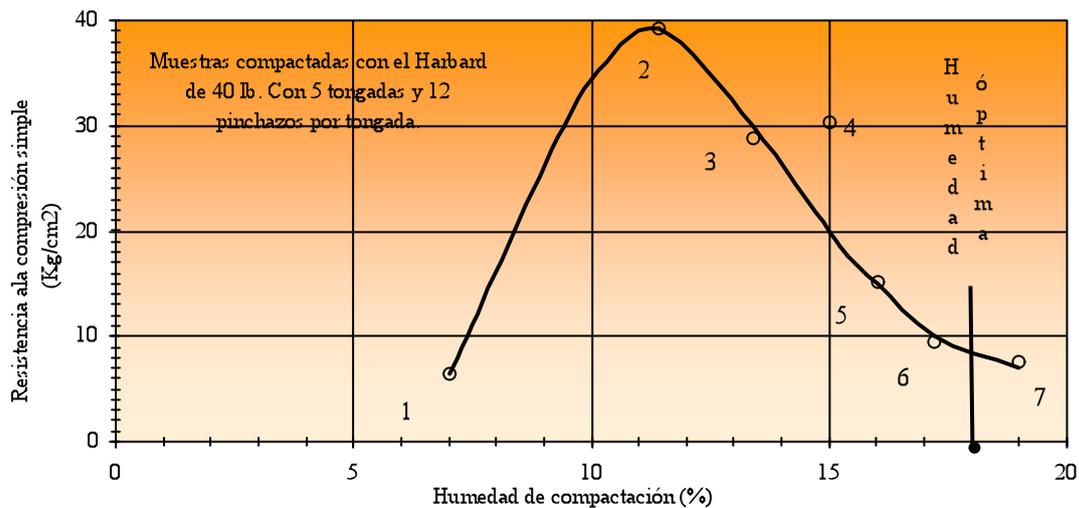


Figura 1.21. Relación entre la humedad de compactación y la resistencia a la compresión simple de una arcilla arenosa de Arenós (Castellón). J. Salas y J. Alpanés (1986).

En relación a la naturaleza de la probeta, será remoldeada ya que lo que se pretende es ver la resistencia al corte del material que compone el núcleo que esta construido a partir de material que una vez extraído de la cantera se humecta y se remoldea hasta conseguir una humectación y homogeneización idónea.

La relación entre las propiedades resistentes de un suelo, en este caso calcáreo, y el aumento de contactos entre partículas parece no ser muy visible debido a la costumbre de considerar la resistencia tangencial como proporcional a la fuerza normal e independiente de las superficies de contacto. Ante esto se debe de recordar que según la teoría de la fricción de Bowden y Tabor, (1954) el desarrollo de esta fricción se debe al aplas-

tamiento de las partículas calcáreas y multiplicación de los contactos, posteriores a estas microroturas, dentro del contacto primitivo macroscópicamente aparente.

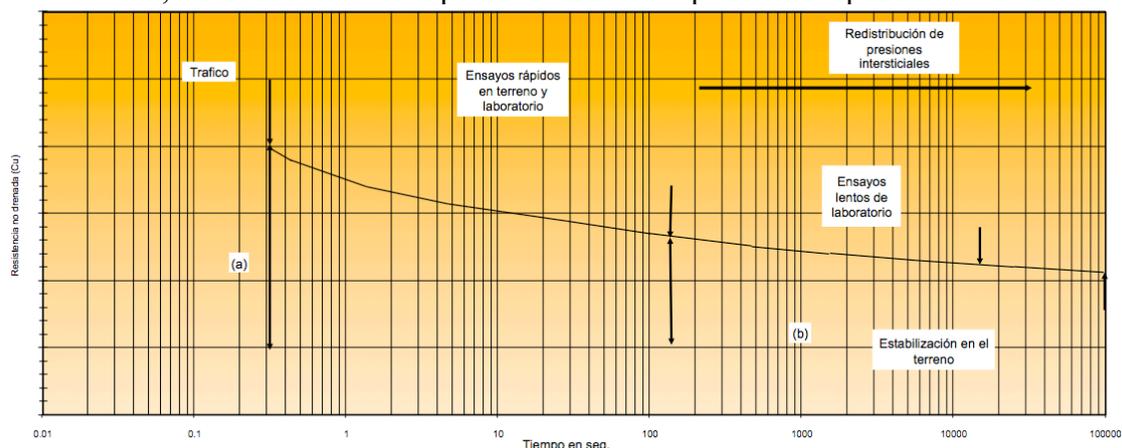


Figura 1.22. - Efecto de la velocidad de carga en la resistencia de las formaciones margosas arenosas. (Vaughan, 1978).

La influencia de la estructura de los suelos en este tipo de resistencia depende del criterio de deformación adoptado como base para la determinación de dicha resistencia (figura 1.20, a y b).

La resistencia al corte para pequeñas deformaciones será tanto mayor cuanto menor sea la humedad de compactación de estos suelos. Dicho de otra forma cuanto más suelto está el suelo cuando lo compactamos, su estructura se acerca mas a la de las arenas sueltas y su forma de recorrido tenso deformacional se asemeja bastante a estas. Al aumentar la humedad aumenta el grado de orientación y la estructura del suelo es cada vez más dispersa por lo que aumentan de un lado, las presiones intersticiales inducidas por el esfuerzo desviador y de otro disminuye la fricción entre partículas debido a este cambio de estructura y al efecto lubricante del agua, por lo que la resistencia global disminuye.

Debido a lo anterior para pequeñas deformaciones la estructura tiene una gran influencia en la resistencia del suelo (Espinace, 1984) donde un ordenamiento disperso sería bastante más débil y produciría resistencias más pequeñas que uno floculado.

En grandes deformaciones interesan en el recorrido tenso deformacional otros fenómenos como por ejemplo el aplastamiento de las partículas calcáreas y por lo tanto cambios en la estructura resistente, esto hace que la forma del recorrido del desviador frente a estas deformaciones se aparte del proceso estándar, y se tengan roturas dúctiles sin un máximo acusado solamente a muy grandes deformaciones por lo que para algunos autores, es claro que para grandes deformaciones la resistencia será casi la misma independientemente de la estructura que tome el suelo compactado (Espinace, 1984). Como hemos explicado, en suelos calcáreos, esto no parece correcto pues debido a las características de las partículas, las estructuras compactadas ejercen una gran influencia en las propiedades resistentes de dichos suelos (Oteo, 1995).

Jiménez Salas y Justo Alpañés (1986) muestran, como se ve en la figura 21, la relación que existe entre la humedad de compactación y la resistencia a la compresión simple para unas arcillas arenosas donde se ve que el máximo de resistencia se alcanza para una humedad muy inferior a la óptima. Además los valores máximos de los módulos de deformación también están en el lado seco del óptimo, lo que nos hace pensar que la

naturaleza de los materiales que componen el suelo, juega un papel importante en las características resistentes del mismo.

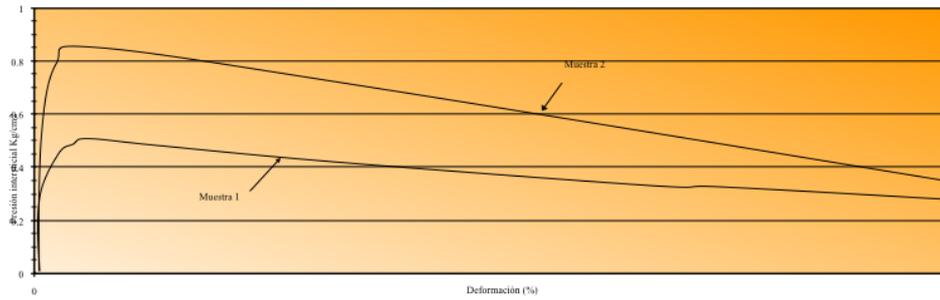


Figura 23 (a). Variación de la presión intersticial frente a la deformación.

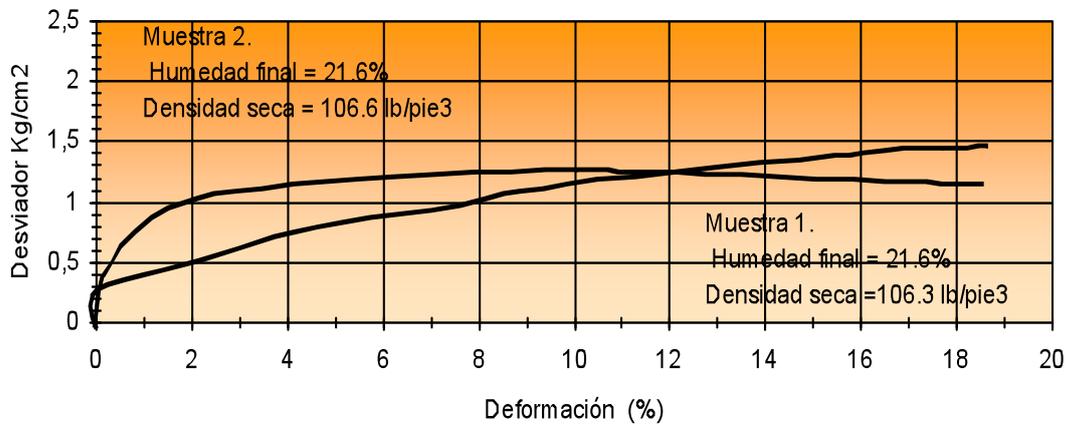
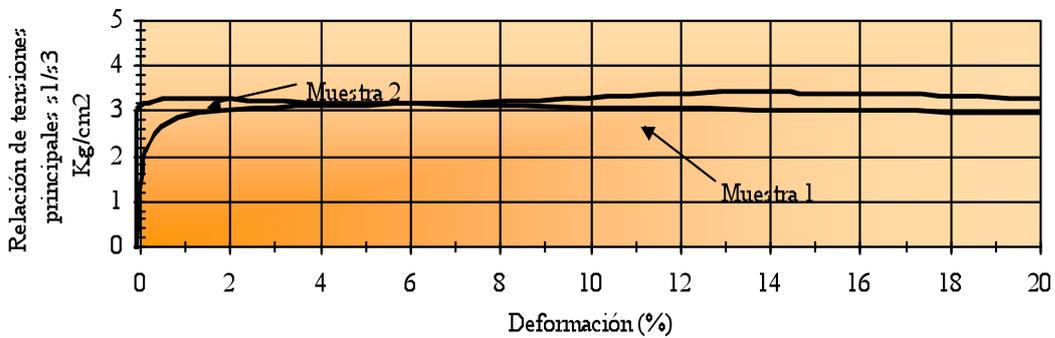


Figura 1.23. - Influencia de la estructura de un suelo, en la disipación de las presiones intersticiales y características de resistencia, en ensayos consolidados no drenados, de arcillas limosas compactadas por amasado. (Seed y Chang, 1959).

Otro factor que incide en la resistencia no drenada de los suelos compactados, y que parece importante en una primera aproximación, es la velocidad de carga. (Vaughan, 1978, Espinace 1984). Como se observa en la figura 1.22, bajo experiencias de Bishop y Skempton, Vaughan (1978) muestra como cambia la variación de la resistencia al corte sin drenaje, en función de tres velocidades distintas de carga; primero, las velocidades típicas en la construcción de terraplenes, después la producida en ensayos rápidos, en ensayos lentos de laboratorio, en ensayos in situ en el terreno y por último las debidas a cargas de vehículos en carreteras. En ensayos con velocidades menores que los ensayos convencionales de laboratorio, el mecanismo predominante es probablemente la redistribución de las presiones intersticiales, lo que origina que la reducción en la resistencia del terreno sea substancial en la medida que disminuye la velocidad de aplicación de la carga. Según estos autores este fenómeno es muy importante en arcillas magras, plásticas, y disminuye a gran velocidad con la concentración y textura de la arena (¿carbonatos?), en el suelo arcilloso.

Resumiendo lo expuesto anteriormente, las relaciones entre resistencia y estructura puede variar bastante dependiendo de cómo se halla determinado esta resistencia y esto estará en función de los propósitos para los cuales se investigan las características del suelo. Según Espinace (1984), es muy probable que se deba a que las deformaciones puedan producir un elevado grado de dispersión en las partículas de los suelos arcillosos compactados, originando un cambio en la estructura floculada hacia una estructura dispersa como vemos en la figura 1.23. El hecho de que la muestra 1 (floculada) tenga aproximadamente la misma resistencia y presión intersticial que la muestra 2 (dispersa) implica según Seed y Chan, (1959) que la estructura en el plano de rotura está cambiando gradualmente durante el ensayo hasta llegar a convertirse en una estructura dispersa para altas deformaciones. Por lo que parece que la estructura floculada en estos suelos, gobierna la parte inicial del proceso tensión – deformación, que produce altas resistencias para pequeñas deformaciones.

Pastor (1979) al estudiar las arcillas de Guadalix llegó a esta misma conclusión, ya que la envolvente de rotura fue la misma para todas las probetas ensayadas siendo su estructura diferente según las condiciones de compactación, consolidación y trayectoria de tensiones a que habían sido sometidas.

En las roturas de suelos con consolidación previa y sin drenaje, se han detectado casos de resistencias medidas a grandes deformaciones, en los que algunos suelos, pueden mantener a lo largo de toda la curva tensión – deformación una menor resistencia aún para altas deformaciones que aquellos suelos amasados en las mismas condiciones pero con una estructura floculada. Este comportamiento se podría explicar si se trata de un estado en el cual un incremento de la densidad para una determinada humedad origina un cambio tal en la estructura que desemboca en una reducción de las resistencias. Otro factor sería las presiones intersticiales que influyen de una manera importante en las características resistentes del suelo, aunque los autores anteriormente citados no llegan a comparar la influencia de estas en el comportamiento final del suelo. En la misma figura anterior se puede reflejar muy bien la trayectoria de las presiones intersticiales a lo largo de la curva tensión deformación. Se observa que aunque la humedad de las muestras durante el ensayo es la misma las presiones intersticiales en la muestra con estructura dispersa son considerablemente mayores que en la otra muestra pero a medida que esta última va cambiando su estructura, las presiones intersticiales convergen hasta valores muy aproximados a grandes deformaciones. Este comportamiento es general para

---

numerosos ensayos efectuados en arcillas por diferentes investigadores sin embargo este comportamiento en otros suelos no es muy significativo.

Aún cuando la explicación de la resistencia del suelo en términos de su estructura es probablemente más importante que en términos de presiones intersticiales, tiene la desventaja de que la estructura, y a su vez, las fuerzas entre partículas, son difíciles de medir directamente y, por tanto, su influencia sólo puede ser evaluada en forma cualitativa. Sin embargo, aunque la presión intersticial sea considerada la característica, menos considerada en este estudio, se debe decir que la influencia de las características de la composición del suelo en el comportamiento de la presión intersticial parece no ser muy importante, aunque tiene la ventaja de ser medida con bastante precisión con medios no muy sofisticados lo que nos da la posibilidad de una evaluación cuantitativa de las características del suelo. Vaughan (1978),.

Parece que un aumento de los materiales no arcillosos en el conjunto del suelo, origina un incremento de la resistencia no drenada en estos materiales de grano fino en muestras compactadas desde el lado seco del óptimo, mientras que por el lado húmedo la resistencia de estas, puede aumentar o disminuir, no poniéndose de acuerdo, en los escasos trabajos publicados, sobre la influencia de los materiales carbonatados en esta característica. Lo que es claro es el aumento del grado de saturación que se produce por el efecto de amasado en las muestras lo que produce un incremento de las presiones intersticiales que disminuye la resistencia.

Seed y Chan (1959) han encontrado que la resistencia en términos efectivos no depende de la estructura compactada, para presiones de consolidación altas. Marsal y Resendiz (1975) dicen que la experiencia disponible indica que si esta presión es mayor que  $1 \text{ Kg/cm}^2$  la diferencia entre la resistencia con saturación y sin saturación en ensayos triaxiales es casi nula, lo que no se cumple en muestras con alto contenido en carbonatos por lo que la influencia de éstos en la resistencia y deformabilidad de los suelos debe ser acusada.

Cuando la presión de consolidación es baja, como por ejemplo las que actúan en los primeros metros de un terraplén, el grado de compactación parece no ser muy importante pero, sin embargo, la granulometría y composición si ejercen una función esencial en su comportamiento frente a fallos tan frecuentes en esta zona, en proporción, con relación a otras zonas del terraplén. A esta conclusión llegan Vaughan (1979) y Abeysekera (1979),.

Como se ha visto en ensayos sin drenaje, se obtiene en muestras carbonatadas una mayor resistencia si se compactan del lado seco, pero lo difícil es saber si esto es debido a cambios en las presiones intersticiales, a una mayor resistencia en presiones efectivas o a las tensiones capilares iniciales.

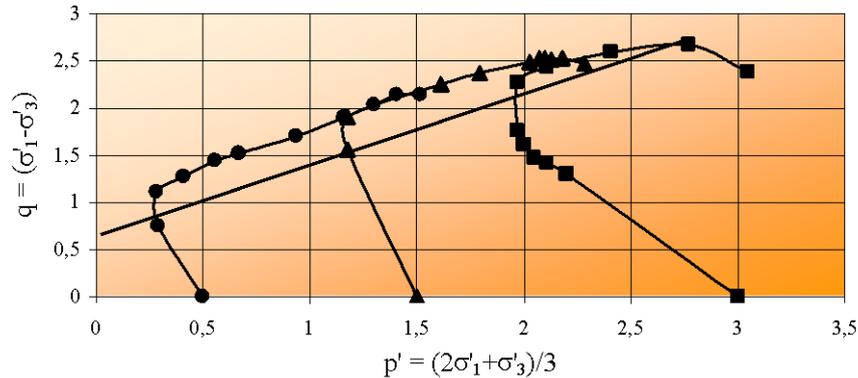


Figura 1.24. - Trayectoria de tensiones efectivas en una muestra limosa arcillosa, compactada, saturada y consolidada (Lovell y Johnson, 1981).

Seed y Chan (1959), decían que cuando las características resistentes son evaluadas en términos de presiones efectivas, dos muestras de igual densidad pero con diferentes

contenidos en humedad, presentan un comportamiento similar.

En ensayos realizados por ellos y que posteriormente han sido corroborados por otros (Lovell y Jonson, 1981) se demuestra que para diferentes condiciones iniciales de compactación, pero valores comunes de humedad y densidad, los suelos se han comportado hasta la rotura de manera muy similar a la presentada en la figura 1.24.

Estos mismos autores en el trabajo presentado Lovell y Jonson, (1981), sobre el comportamiento al corte de suelos compactados y saturados, muestran un ejemplo de las trayectorias de tensiones de una muestra compactada al óptimo Proctor con diferentes presiones de consolidación y rotura sin drenaje. Los valores de resistencia en términos de efectiva para muestras compactadas en diferentes condiciones de humedad y densidad, varían entre 18,9° y 21,9° en el caso del ángulo de rozamiento interno y 0,07 a 0,25 Kg/cm<sup>2</sup> para la cohesión efectiva, con valores constantes de presión de consolidación, c' aumenta en la medida que aumenta la densidad seca.

De acuerdo a todo esto, Espinace. (1984) llega a obtener un modelo para predecir los cambios de volumen debidos a la saturación y consolidación en suelos areno arcillosos que corresponde a la siguiente relación:

$$\frac{\Delta V}{V_0} = 28,48 - (46 \times 10^{-5}) d_d^2 + (7,7 \times 10^{-3}) \times Si \times \sqrt{\sigma'_c}$$

Donde el primer miembro representa el valor estimado de cambio de volumen debido a la saturación y consolidación (en %),.

$d_d$  = Densidad seca compactada (Kg/cm<sup>3</sup>),.

$Si$  = Grado inicial de saturación (en %),.

$\sigma'_c$  = Presión de consolidación isotrópica (en kPa),.

Del análisis de lo anterior estos autores llegan a las siguientes conclusiones:

- ⇒ El ángulo de rozamiento efectivo ( $\phi'$ ) para la amplia gama de condiciones de compactación investigadas, y que ya fue comentada, varía muy poco.
- ⇒ La cohesión efectiva ( $c'$ ) del suelo es claramente función del índice de huecos final ( $e_f$ ) conseguida con una seleccionada presión de consolidación y probablemente esta relacionada con la razón de sobreconsolidación. Como  $e_f$  es función del cambio de volumen debido a la saturación y consolidación,  $c'$  está fuertemente afectada por el hinchamiento potencial.

Por esto propone este autor la siguiente ecuación para predecir, modelizar, la cohesión en términos efectivos:

$$c' = 1,71 - 3,83 \times w \times \log e_0$$

Donde:

$c'$  = Valor calculado de la cohesión efectiva (en kPa),.

$w$  = Humedad de compactación de las muestras (en %),.

$e_0$  = índice de huecos inicial.

Otro análisis hecho por estos autores nos dice que, para valores constantes de índice de huecos, un incremento en la humedad produce un aumento de la cohesión efectiva. Esto fue atribuido al hinchamiento potencial de las margas compactadas con pequeñas humedades de compactación, las cuales al aumentar originan que el índice de huecos para una determinada presión de consolidación disminuya. Así un índice de huecos bajo implicará una alta relación de sobreconsolidación (presión de preconsolidación) y por tanto un alto valor de  $c'$ .

Por todo lo dicho con anterioridad, para modelizar convenientemente el material puesto en los núcleos estudiados, se van a confeccionar las probetas a partir del suelo ya compactado en el núcleo de presa sacando en cada tongada un “dado” de material, tallándolo de acuerdo a la norma E7/ASTM desarrollada en U. S. Bureau of Reclamation (1980),. Para evitar la pérdida de humedad, se parafina en tajo y así se transporta hasta el laboratorio donde se talla y refrenta hasta conseguir una serie de probetas para triaxial 1,5 pulgadas de diámetro, edometría de 70,07 mm de diámetro y permeabilidad de 1,5 pulgadas de diámetro. Todo lo anterior se puede ver en el anexo “fotos” de forma más gráfica. Otra fracción de suelo, de acuerdo al diagrama de la figura 11, se utilizó para confeccionar probetas remoldeadas en molde tripartido de 1,5 pulgadas de diámetro igualmente, compactando a la energía del Proctor normal con pisón “mini Harvard” de 20 lb. en 5 tongadas con 12 pinchazos de pisón por tongada.

Las probetas confeccionadas así se ensayaron en equipo triaxial consolidando previamente con presión de consolidación de  $6 \text{ Kg/cm}^2$  introducida por la cabeza de la probeta midiendo la presión intersticial en base; hemos considerado terminada la consolidación en el momento que el traductor de presiones intersticiales daba una presión igual a la de consolidación; las presiones de confinamiento utilizadas han sido de 6,5; 1,5 y 3,0  $\text{Kg/cm}^2$  para cada serie. Una vez terminada la consolidación, con una velocidad de ensayo de 0,00048 mm/min, se ha efectuado un ensayo triaxial de compresión sin drenaje (CU), hasta una deformación de 20% sobre la altura total,

mediendo desviador, presión intersticial y sección media (Método óptico), cada 1% de deformación desde el comienzo del ensayo.

Para calcular los parámetros de tensión residual se han utilizado los aparatos de corte directo y de corte anular. Ambos serán desarrollados en mayor amplitud en el capítulo 3 de este trabajo, se ha utilizado para el corte directo la norma ASTM 3080/72 y para el corte anular el método de Bromhead (1980),.

En el ensayo de corte directo, para poder obtener roturas a grandes deformaciones sin la limitación de la pérdida de superficie de rotura, se ha usado el método de “go – Back up”; la velocidad de ensayo ha sido de 0,00048 mm/min en el corte directo y de 0,0024 mm/min para el corte anular, velocidades lo suficientemente bajas como para garantizar la obtención de los datos en tensiones efectivas y con cargas de consolidación verticales de 1 Kg/cm<sup>2</sup>; 2 Kg/cm<sup>2</sup> y 3 Kg/cm<sup>2</sup> en ambos casos. En el corte directo se ha usado la caja cuadrada bipartida de Casagrande para el ensayo de (7x7x2,5) cm, obteniéndose en los dos casos, los parámetros residuales cuando la tensión tangencial permanecía constante mas de un 3% de deformación después de alcanzar un valor máximo. Las muestras han sido confeccionadas y remodeladas siguiendo las mismas pautas explicadas para el ensayo triaxial.

Debido a las dificultades de remodelar una probeta de corte anular, el sistema de compactación se efectúa con maza “Army - normal” en 3 tongadas y 25 golpes por tongada pues este sistema produce, para esta geometría, una compactación mas uniforme que el anterior.

En los dos procedimientos se permite el drenaje de las muestras, estando las muestras sumergidas desde el comienzo del ensayo.

#### **1.5.9. – Métodos de gabinete.**

Estos han consistido en general en:

Recopilación de los datos bibliográficos diversos sobre todo geológicos y geotécnicos.

Construcción de una base de datos con los resultados obtenidos de la realización de los ensayos sobre las muestras estudiadas. Para este cometido se ha usado el programa de Access de Microsoft. (2000),. Perteneciente al paquete Microsoft Office (2000),.

El cálculo de los parámetros geotécnicos a partir de los resultados obtenidos, se a realizado mediante la hoja electrónica EXCEL (2000) perteneciente al paquete anterior. En los cálculos de los parámetros tenso – deformacionales para los modelos estudiados, se ha utilizado el programa MATHEMATICA para Windows versión 5.0. (1999),.

Para la elaboración de los histogramas de distribución de frecuencias de las variables obtenidas y calculadas, así como los parámetros estadísticos de cada miembro estudiado, se han utilizado los programas EXCEL (2000), WINSYSTAT (98) ambos de Microsoft.

La representación gráfica de los datos y el cálculo de los coeficientes de correlación se ha realizado mediante los programas EXCEL (2000) y WINSYSTAT (98),.

---

Para la realización de figuras, cuadros y planos se han utilizado los programas COREL – DRAW Versión 9.0 y AUTOCAD – MAP (98),.

La realización e impresión de este trabajo se ha efectuado con el programa WORD (2000), perteneciente al paquete Microsoft Office (2000),.

## **1.6. – Respuesta Tenso – deformacional.**

### **1.6.1. – Introducción.**

Debido a que uno de los alcances, antes mencionados, del trabajo consiste en la correlación de las variables que definen el comportamiento mecánico en función de la naturaleza intrínseca del suelo, es fundamental conocer la variabilidad de los parámetros de deformación y su correlación con el contenido en carbonatos.

Además para esto, habría que comprobar si los recorridos tenso – deformacionales están influenciados por estas características intrínsecas y en concreto por la concentración de carbonatos dentro de las margas estudiadas.

A partir principalmente, de los ensayos triaxiales lentos con consolidación previa y medida de presiones intersticiales, y ensayos edométricos sumergidos llevados a cabo con hinchamiento libre y ambos sobre muestra remoldeada y con la ayuda de otros ensayos sencillos de laboratorio, se desarrollan una serie de modelos tenso – deformacionales conocidos y seleccionados a partir de los criterios que exponemos más adelante, que nos ayuden a describir estos comportamientos mecánicos así como, correlacionando los parámetros definidos en cada modelo con el contenido en carbonatos, comprobar la influencia de estos en las características tensionales de las margas estudiadas.

Se trata de poder explicar el comportamiento mecánico de un suelo mediante aproximaciones que corroboren a priori los valores encontrados en las distintas variables involucradas en el fenómeno estudiado. Aunque esta simplificación es buena, en muchos casos no es posible por no existir un conocimiento profundo del mecanismo involucrado o no sirven los mecanismos elásticos – lineales o rígido – plásticos, por ejemplo la rotura de un talud en arcillas preconsolidadas, para los que se tienen los modelos mixtos que suponen la incorporación de las respuestas anisótropas – elásticas en el comportamiento mecánico o modelos elastoplásticos incorporando a los modelos las leyes de fluencia asociada en el dominio de las deformaciones plásticas.

Según algunos autores estos modelos están lejos de explicar el comportamiento de algunos suelos (Uriel, 1978b),. Habría que incorporar otras variables como por ejemplo elasticidad no lineal, o diferentes características tenso – deformacionales que definan como influirían las características extrínsecas de los agregados del suelo, en la existencia de picos en tensión – deformación. Demostrando así que el contenido carbonatado o la textura de la fracción carbonato influye en el comportamiento tenso – deformacional de los suelos.

Por lo tanto, estudiar la adecuación de los modelos más usados, con los suelos carbonatados es un camino que se antoja lógico para ver no solo la influencia de la fracción carbonato sino también el modelo que explique mejor este comportamiento.

### **1.6.2. – Características de un modelo.**

Un modelo matemático desarrollado para explicar el comportamiento tenso – deformacional de un suelo debe, a mi modo de ver, cumplir una serie de premisas que lo hagan útil para el fin esperado:

- ⇒ Debe de ser simple, es decir con pocos parámetros.
- ⇒ Debe de ser general, esto es, que pueda explicar el comportamiento del suelo involucrado en cualquier condición de contorno.
- ⇒ Debe proporcionar buenas respuestas cualitativas y predecir cuantitativamente en términos de tensiones deformaciones y presiones intersticiales para cualquier recorrido tensional.
- ⇒ La determinación de los parámetros que intervienen en el modelo debe de ser matemáticamente fácil y conceptualmente lo más sencilla posible.
- ⇒ La reproducción “in situ” del estado tensional calculado, debe de ser fácil.
- ⇒ El manejo del modelo debe de ser sencillo y debe de tener una fácil incorporación a un método de cálculo numérico.
- ⇒ Debe de poder describir en general en un futuro de forma sencilla, otros aspectos que se consideren importantes del suelo.

Resulta obvio decir que los modelos matemáticos deben reproducir con precisión los ensayos de laboratorio; de otro modo serian incapaces de proporcionar buenas predicciones en problemas geotécnicos reales.

### **1.6.3. – El estado crítico. Definición y metodología de cálculo.**

La mecánica del estado crítico se debe a la escuela de Cambridge fue definida por Drucker et al., (1957) y Roscoe et al., (1958),. Presentada en el libro “Critical state soils mechanics” de Roscoe et al., (1963), desarrolla la teoría del endurecimiento bajo deformación (Strain – Hardening) en el dominio plástico, dando lugar a los modelos CAM – CLAY.

Debido a que estos modelos definen todos ellos como base de estudio un estado límite del suelo conocido como “estado crítico”, es oportuno, en este primer capítulo definir y explicar la metodología seguida para este estado para que después en el capítulo correspondiente, quede el concepto claro desde el principio del mismo.

Como hemos visto, los ensayos descritos anteriormente, conducen a predecir la respuesta del suelo, que ya sabemos ocasionalmente tiende al estado límite del mismo, en el que la deformación plástica podría continuar indefinidamente, sin introducir cambios en el volumen final ni en las tensiones efectivas. Esta condición que podría definirse como “plasticidad perfecta”, es la que se conoce como “Estado Crítico”. Desde el punto de vista analítico, según Wood (1994), se puede definir como:

$$\frac{\delta p'}{\delta \varepsilon_q} = \frac{\delta q}{\delta \varepsilon_q} = \frac{\delta v}{\delta \varepsilon_q} = 0 \quad (1) \text{ o en términos de tensiones efectivas, } \frac{q_{cs}}{p'_{cs}} = \eta_{cs} \quad (2)$$

En sentido estricto, la línea de estado crítico será, en el plano de presiones efectivas,  $\mu = M$  ya que en esta el vector  $q$  está dirigido con dirección vertical paralelo al eje “y” con sentido positivo. Por lo que cumple con la condición (1),. Por lo tanto  $q_{cs} = Mp'_{cs}$  (3) y a la línea que representa esta ecuación se le denomina “Línea de estado crítico”. Figura 1.25.

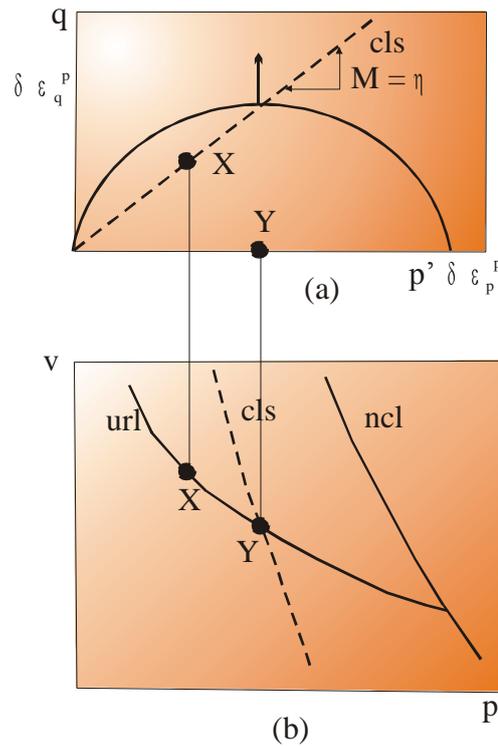


Figura 1.25. - Línea de estado crítico (cls)  
Línea de consolidación isotrópica (ncl)

Como sabemos el tamaño de la curva de rotura de la zona de existencia, está controlada por  $p'_0$  y el máximo de esta se encuentra en la intersección de esta curva con la línea

$$\eta=M, \text{ por lo que } p'_{cs} = \frac{p'_0}{2} \quad (4)$$

Por lo visto anteriormente, cada curva límite de existencia está asociada con una línea de carga y descarga, que comienza en el punto de intersección, con la línea d3 compresión isotrópica.

Esta línea de carga y descarga tiene la siguiente ecuación general:  $v = v_x - k \ln p'$  (5) así la línea de carga y descarga correspondiente a una curva de rotura  $p'_0$  es:

$$v = N - \lambda \ln 2p'_0 + k \ln \frac{p'_0}{p'} \quad (6)$$

que para un valor de tensión principal:  $p' = p'_{cs} = \frac{p'_0}{2}$  el volumen específico queda:

$$v_{cs} = N - (k - \lambda) \ln 2 - \lambda \ln p'_{cs} \quad (7).$$

Cada combinación de  $p'_{cs}$  y  $q_{cs}$ , en el plano de tensiones efectivas, está asociado con una combinación  $p'_{cs}$ ,  $v_{cs}$  en el plano de compresión. La ecuación (7) la podemos escribir como,

$$v_{cs} = \Gamma - \lambda \ln p'_{cs} \quad (8) \text{ donde } \Gamma = N - (k - \lambda) \ln 2$$

La constante  $\Gamma$  es, como vemos, el volumen específico que resulta al sustituir la presión principal en estado crítico con la unidad, depende de la unidad usada con la tensión. Con (8) y (3), tenemos un sistema de ecuaciones completo que nos definen definitivamente, la línea de estado crítico la cual podemos ya ubicar en los diferentes gráficos.

**1.6.3.1. – Metodología de la línea de estado crítico en margas.**

Se va a usar para definir el sistema de cálculo usado, la metodología impuesta por Wood (1994) sobre cuatro ensayos de arcilla de Weald, efectuados por Bishop y Henkel (1962) (figuras 26 y 27) cuyo desarrollo es el que sigue.

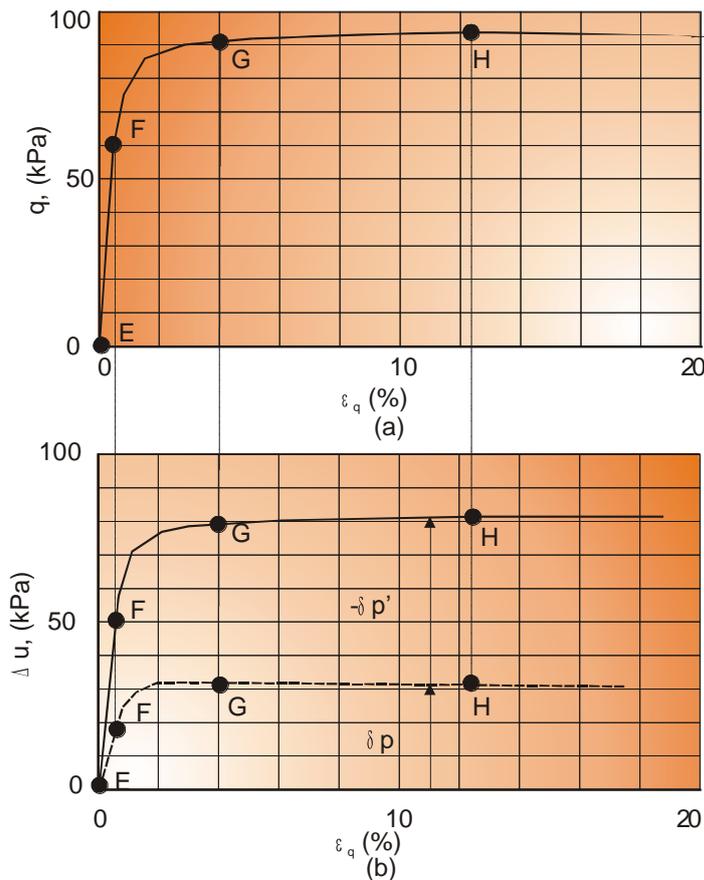


Figura 1.26. - Ensayo de compresión triaxial sin drenaje, sobre muestras de suelo normalmente consolidado, de arcilla de Weald. ( $\sigma'_v = 207$  kpa).  
 (a) Tensión desviadora frente a deformación.  
 (b) Presión intersticial frente a la deformación.  
 Bishop y Henkel, (1962).

Para conseguir la mayor claridad en este se van a presentar los datos en forma de gráficos convencionales de tal forma que serán los mismos que los que se usan para presentar los resultados triaxiales.

La deformación axial,  $\varepsilon_q$ , como sabemos, se puede incrementar sin límite aunque este estará en las limitaciones de nuestro aparato triaxial. Por lo que en la búsqueda de evidencias experimentales de estados críticos es más útil para observar datos cuantitativos limitados a su variación en gráficos de trayectorias de los ensayos. Estos gráficos son: El plano de tensiones efectivas,  $p': q$  y el plano de compresión  $u: q$ .

La tensión desviadora  $q$ , es un dato directo siempre del ensayo. La presión de célula, constante, a la que se desarrolla el ensayo, es la tensión principal inicial  $p'_i$ , sí  $u_i=0$  y  $q_i=0$ . En estadios siguientes la tensión principal sería:

$$p' = p'_i + \frac{q}{3} - \Delta u \quad (10)$$

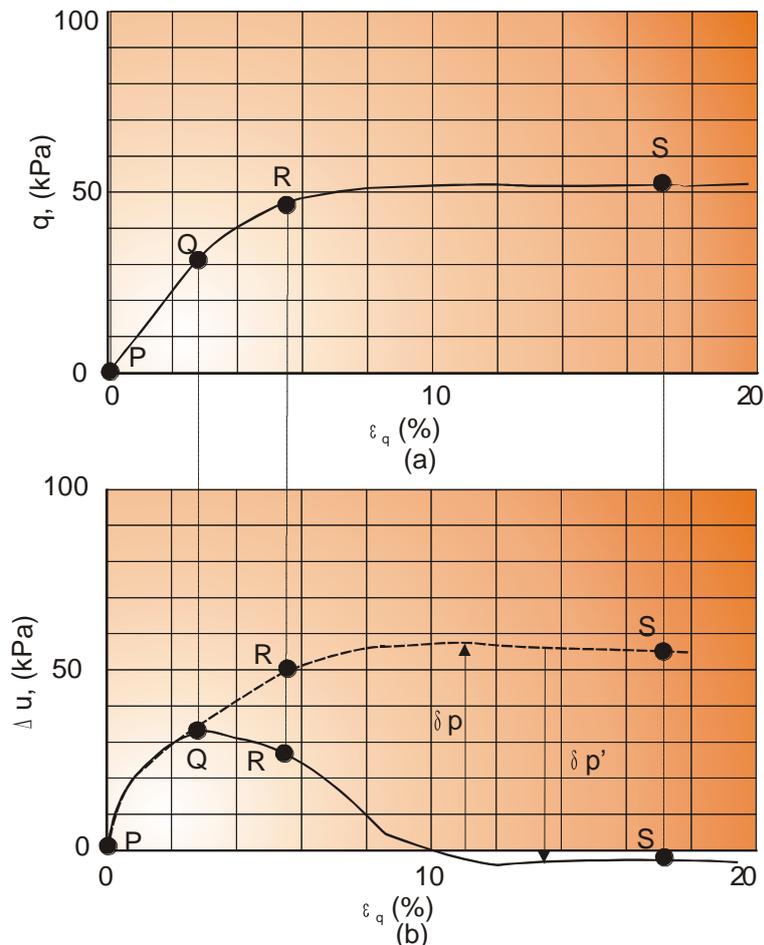


Figura 1.27. - Ensayo de compresión triaxial sin drenaje, sobre muestras de suelo fuertemente sobre-consolidado, de arcilla de Weald. ( $\sigma'_r = 34$  kPa).  
 (a) Tensión desviadora frente a deformación.  
 (b) Presión intersticial frente a la deformación.  
 Bishop y Henkel, (1962).

La conversión de la deformación volumétrica a volumen específico, requiere que alguna variable volumétrica involucrada en el ensayo, cambie su valor en algún momento del mismo, a lo largo del ensayo. Por ejemplo, con la humedad inicial,  $\omega_i$ , el volumen específico es:

$$v_i = 1 + G_s \omega_i \quad (11) \text{ Y los siguientes, serían: } v = v_i (1 - \varepsilon_p) \quad (12)$$

Siendo  $G_s$ , el peso específico de las partículas.

En la arcilla remoldeada de Weald, con peso específico 2,75 la metodología en ensayos de compresión isotrópica fue la siguiente: las muestras se comprimieron isotropicamente hasta alcanzar una tensión efectiva principal, de  $p' = 207$  kPa antes de comenzar la rotura. Así mismo las dos muestras sobreconsolidadas, se comprimieron isotropicamente, hasta la  $p' = 827$  kPa para después permitir la descarga hasta valores de  $p' = 34$  kPa resultando un índice de sobreconsolidación de 24. Para poder desarrollar la conversión de los datos experimentales, se han marcado 4 puntos para cada ensayo para sacar valores en cada punto de estos de  $q$ ,  $p'$ ,  $v$ . Las trayectorias de estos ensayos se han representado en los diagramas  $p': q$ , y  $p': v$ .

Las trayectorias de las tensiones efectivas de los ensayos drenados tienden a crecer con un gradiente positivo  $\delta q / \delta p' = 3$  sin embargo como vemos en la figura 28, mientras que el ensayo 1 crece ordenadamente, el número 3 crece hasta un pico para después caer. Las trayectorias de las tensiones principales efectivas en estos ensayos drenados 1 y 3, forman las trayectorias de la tensión total de los ensayos no drenados números 2 y 4, la presión intersticial en cada estadio, es claro que es igual a la separación horizontal de las dos trayectorias mencionadas. En los ensayos no drenados la trayectoria de la tensión principal efectiva, por ejemplo, para el ensayo 2 cae a la izquierda de la tensión total correspondiente, por lo que la presión intersticial es positiva. Esto no se cumple en la otra pareja de ensayos, pues en el ensayo 4 aunque al principio cae a la izquierda a lo largo del ensayo cambia y pasa a la derecha de la tensión total por lo que la tensión intersticial pasa a ser negativa. (Se produce succión en la muestra),.

La presión intersticial, contrapesa, mas o menos, el incremento producido en la tensión principal, en ensayo a presión de célula constante,  $\delta u = \delta p = \delta q/3$ , tal y como vemos en la figura 27, en párrafos anteriores hemos hablado de esto pues implica un cierto paralelismo entre los cambios de volumen en ensayos drenados y las variaciones de la presión intersticial en ensayos no drenados

En muestra con una historia de tensiones semejante, según Muir Wood (1994), en el modelo crítico, el suelo al llegar a la rotura tiende al colapso; esto implica que las presiones intersticiales positivas crecen en los ensayos no drenados, para reducir la tensión efectiva debida a las partículas de suelo. El resultado final para compensar este colapso podría ser una expansión, y así no tendría lugar. Figura 26.

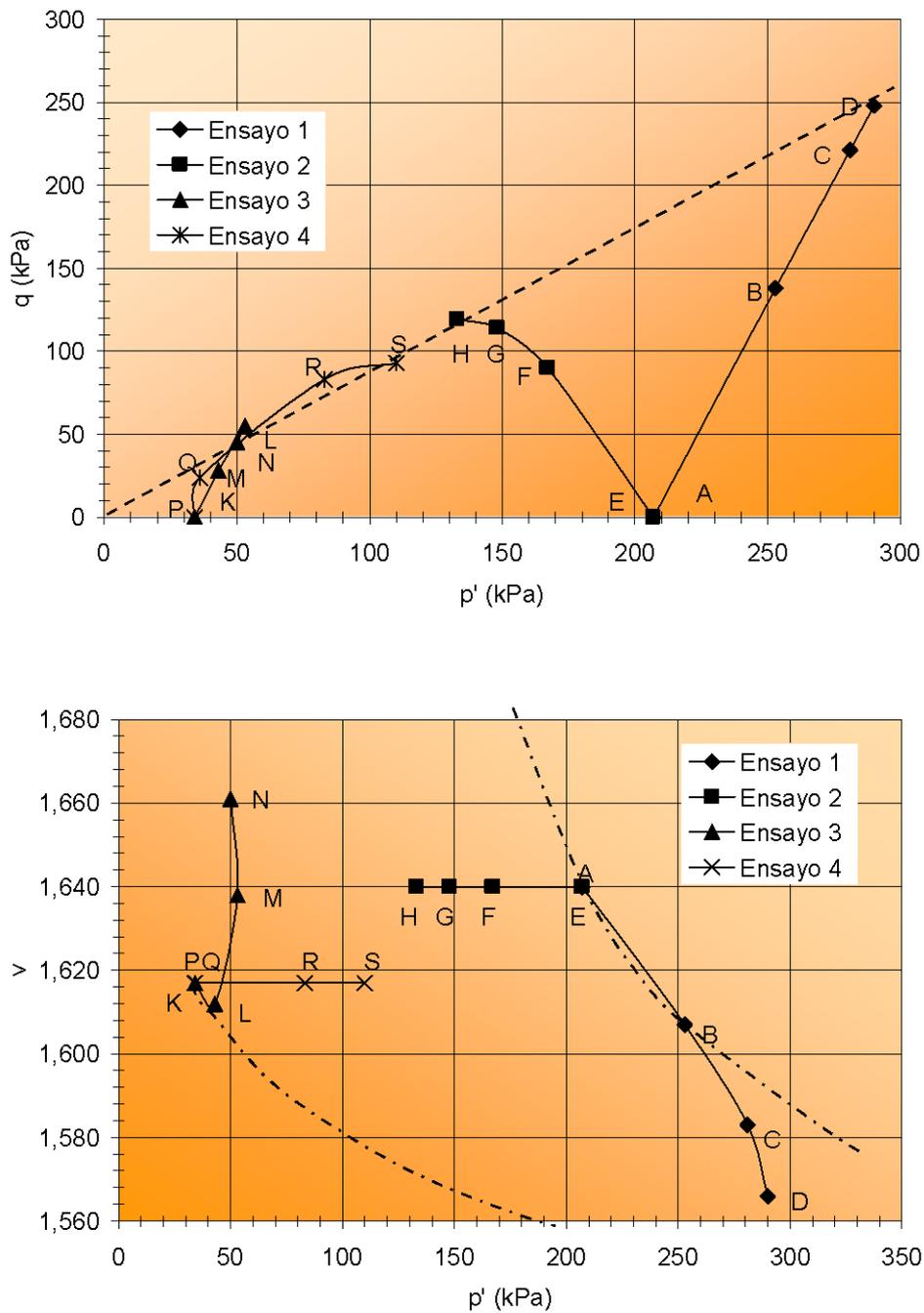


Figura 1.28. - Ensayos triaxiales de compresión sobre la arcilla Weald. Recorridos en tensiones efectivas, y en el plano de compresión. (Bishop y Henkel. 1962).

El suelo fuertemente sobreconsolidado muestra al final, presiones intersticiales negativas, que lo estabilizan y evitan que el suelo estalle, además en estos ensayos podemos definir, en el gráfico tensión deformación, una recta que partiendo del origen corta a los puntos de rotura en zonas muy cercanas. En el gráfico de compresión

definimos una banda mucho más ancha. Figura 28, que nos define el mismo estado de tensiones.

Roscoe et al., (1958), recogen los puntos finales de un gran numero de ensayos triaxiales de compresión tanto sin drenaje como drenados, figura 29. El punto final de las muestras que presentaban una historia de tensiones definidas dentro de un estado normalmente consolidado, se posicionan, en los gráficos de tensiones efectivas, en una línea que pasa por el origen, con un índice de correlación muy grande. En los gráficos

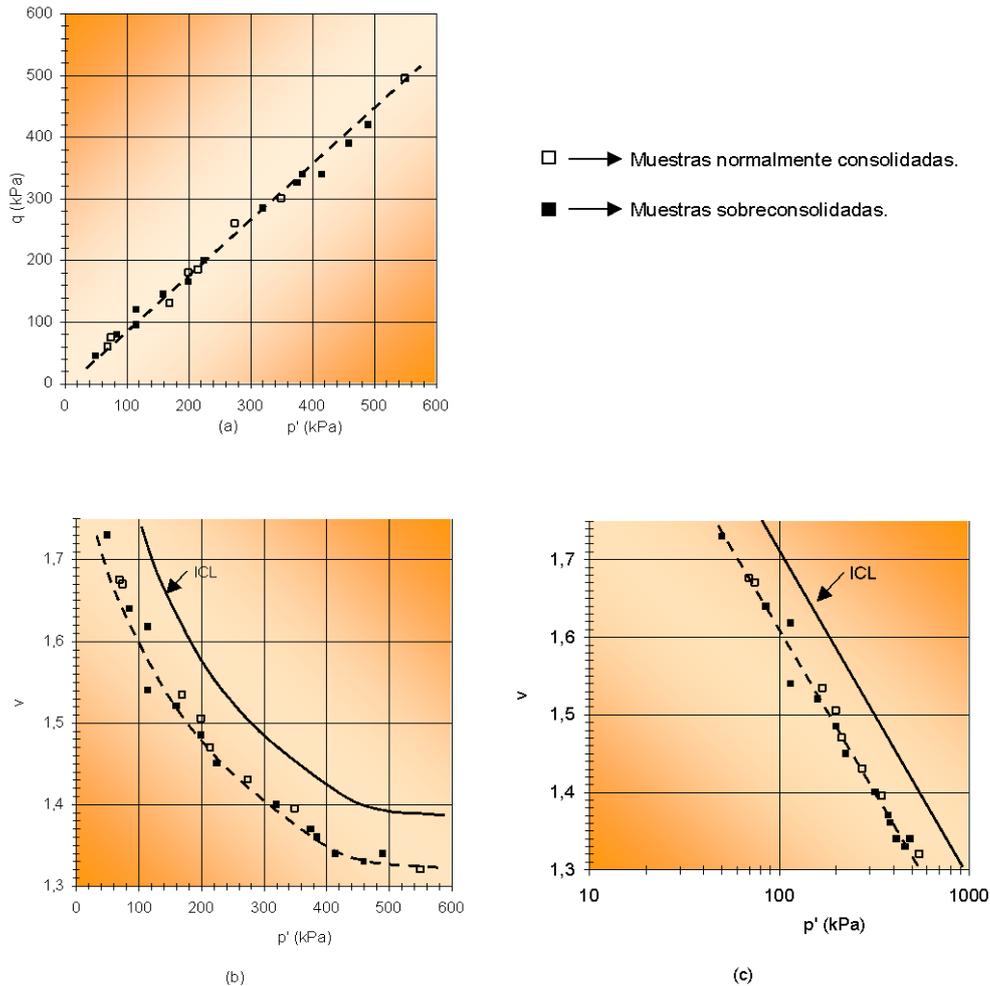


Figura 1.29 . - Puntos finales de ensayos de compresión triaxial, no drenados, sobre arcillas limosas Weald, (a) En el plano de las tensiones efectivas, (b) En el plano de compresión, (C) representación semilogarítmica del anterior (Roscoe, Schofield y Wroth, 1958).

de compresión, los puntos caen sobre una curva suave, con buen índice de correlación.

Por todo lo cual, la respuesta mecánica de un suelo, tanto de ensayos drenados como no drenados, ante una solicitud, se puede predecir con un único modelo de comportamiento basado sobre tensiones efectivas como puede ser el conjunto de CAM – CLAY con la línea de estado crítico. Que abren fundadas expectativas de que las respuestas tenso

deformacionales de los suelos, teniendo en cuenta otras variables se adaptan a un modelo único de respuesta tenso – deformacional.

El conjunto de datos presentados en la figura 29 presenta muchas evidencias convincentes, sobre la existencia de una línea de valores  $p'$ :  $q$  y  $v$ , hacia las cuales tienden repetidamente los ensayos independientemente del tipo de ensayo así como de la historia de tensiones del suelo. Esta línea se asemeja, definida de esta forma, a la línea de estado crítico, que surge desde este apartado a partir del modelo CAM – CLAY a título de ejemplo definimos esta línea para la arcilla estudiada con las siguientes ecuaciones:

En el plano  $p'$ :  $q$ ,

$$q = 0,872p' \quad (13)$$

y en el plano  $v$ :  $q$ ,

$$e = 2,2 - 0,091 \ln p' \quad (14)$$

Las condiciones del ensayo puede que no permitan las hipótesis de uniformidad exigidas a grandes deformaciones, y que puede ser que se tengan problemas para dibujar la recta de estado crítico, por lo que para simplificar consideraremos como tal aquella recta que pasando por el origen, es lugar geométrico de las trayectorias en la rotura de

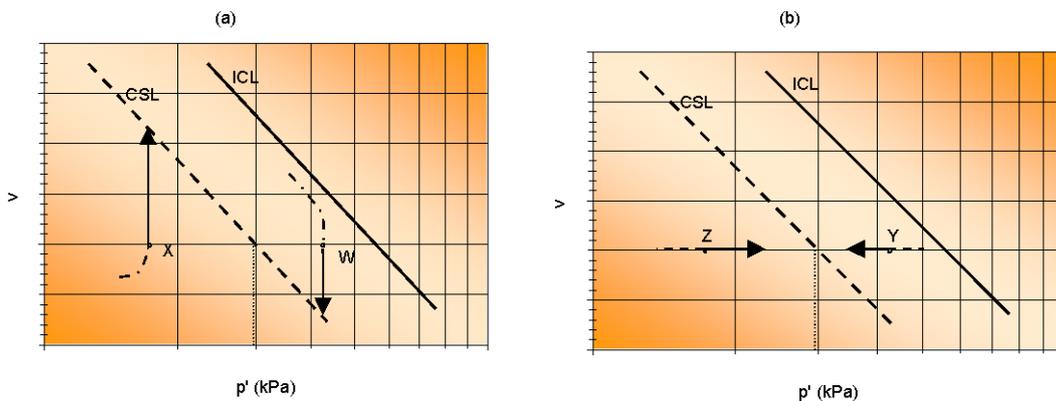


Figura 1.30. - Ensayos de compresión triaxial, (a) drenados, (b) sin drenaje, que finalizan fuera de la línea de estado crítico. Recorridos seguidos hacia la misma.

los diferentes ensayos triaxiales.

Desde Muir Wood (1984) se han sometido muestras de arcilla a un minucioso examen y concluyen que cuando los puntos finales de los ensayos antes citados no caen en las líneas de estado crítico ya determinadas, se debe a que el estado de los suelos se había cambiado o se estaba cambiando, en dirección del estado crítico. El valor de la tensión efectiva principal,  $p'_f$ , relacionada con la rotura (al final del ensayo) es mayor que la del estado crítico, a igual valor de volumen específico, (figura 30), en muchos ensayos en los que el volumen decrece a lo largo de los mismos, en grandes deformaciones, el estado del suelo tiende a evolucionar en sentido descendente en el plano  $v$ : $p'$ , hacia la línea de estado crítico. Cuando el ensayo no drenado finaliza a la derecha del estado

crítico,  $p'_{cs} / p'_f < 1$ , la presión intersticial observada tiende a crecer al final de este por lo que la tensión efectiva disminuye y en el plano de compresión el estado del suelo tiende a evolucionar hacia la izquierda de la línea de estado crítico. La presión

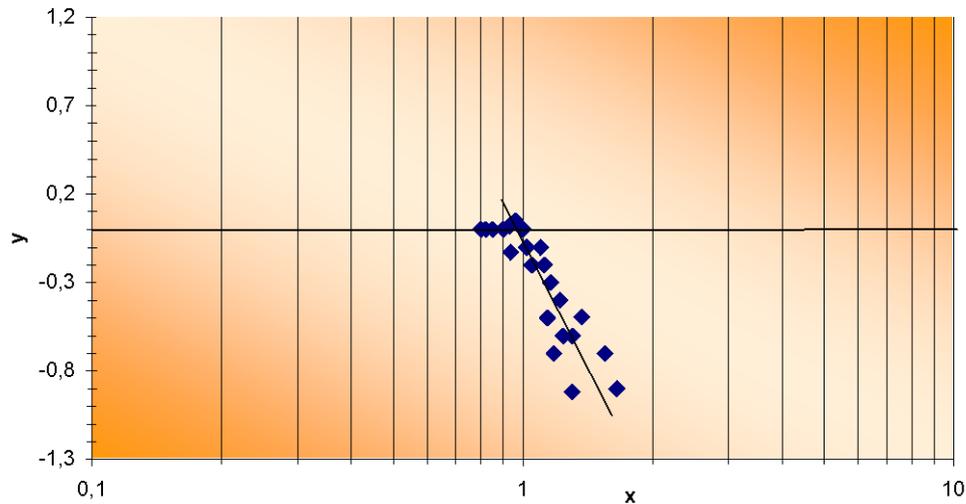


Figura 1.31 . - Puntos finales de ensayos de compresión triaxial sobre muestra de arcilla limosa arenosa. Relación entre el cambio de presión intersticial y la deformación, en ensayos sin drenaje. (Muir 1984).

intersticial tiende a decrecer al final de ensayo lo que implica un aumento de la tensión efectiva principal y el estado del suelo evoluciona hacia la zona derecha de la línea de estado crítico, en el plano de compresión, como vemos en la figura 31.

### 1.6.3.2. – Línea de estado crítico y respuesta cualitativa del suelo.

Hay suficientes experiencias que nos demuestran que las líneas de estado, son a las que tienden las trayectorias de ensayos de compresión triaxial. Admitir esta línea como línea de estado crítico permite, de un modo cualitativo, predecir la respuesta en ensayos de compresión triaxial de un suelo, con una historia determinada de tensiones. Pero como ya hemos dicho vamos a hablar de esta línea de estado crítico, pero sin hacer referencia a los modelos anteriores por lo que la vamos a construir aceptando solo la existencia del estado crítico. Desde el punto de vista formal, no parece reprochable siempre que demos, la respuesta del suelo en el plano de las tensiones efectivas y a la vez en el plano de compresión, la metodología seguida será la de Muir Wood (1982) la cual a grandes rasgos es la siguiente.

Consideraremos dos pares de ensayos; primero, dos que serán consolidados isotrópicamente por lo tanto serán normalmente consolidados, A en la Figura 32. En segundo lugar, otros dos ensayos, que partirán de muestras sobreconsolidadas pero siempre partiremos de la misma tensión principal que las anteriores. B en la Figura 32, por lo que los cuatro ensayos comenzarán en el mismo punto del eje  $p'$  en el plano de tensiones efectivas. Figura 30 (a) y (b),. Aunque sus posiciones iniciales A y B en el plano de compresión se sitúan en los lados opuestos a la línea de estado crítico. Figura 32 (c),.

En un ensayo triaxial no drenado sobre una muestra normalmente consolidada, comenzaría en el punto A y finalizaría en el punto U sobre la línea de estado crítico.

Figura 32 (c),. Y su trayectoria sería guiada por la condición de volumen constante en el plano de compresión. Por lo tanto, el punto final en el plano de tensiones efectivas, se podría deducir de la intersección con la línea de estado crítico, de la trayectoria del ensayo. La cual en el plano de tensiones efectivas, se supone que no conocemos, aunque la podemos bosquejar. En un ensayo triaxial no drenado convencional, con presión de célula constante, el recorrido de las tensiones totales tiene normalmente un gradiente definido por el cociente de los incrementos de  $q$  y  $p$ , que normalmente es igual a 3. Esta línea AW cae hacia la derecha de la trayectoria de las tensiones efectivas y por consiguiente las presiones intersticiales esperadas serán positivas. Los recorridos de las tensiones totales del ensayo no drenado, de A hasta W, son iguales a los recorridos de tensiones efectivas en otro ensayo drenado efectuado sobre la misma muestra normalmente consolidada el punto final de este ensayo se rige por la intersección, W, de sus recorridos de tensiones con la línea de estado crítico en el plano  $p': q$ . Figura 32(a),. Este punto en el plano de compresión, cae sobre la línea de estado crítico en el mismo punto en que la tensión principal  $p'$  produce una compresión volumétrica. Otra vez la forma del recorrido en el plano de compresión no es conocida como en el caso anterior pero lo podemos sospechar.

Las muestras sobreconsolidadas comienzan en el punto B, (figura 32(c)), que como las anteriores, tienen su origen en la misma presión efectiva inicial, y la presión total y efectiva, en los ensayos drenados, serán la misma y consecuentemente aquí el estado crítico buscado está en el punto W de la línea de estado crítico igual que para la muestra normalmente consolidada. El punto B cae claramente debajo del punto W, en el plano de compresión, por lo cual se produce una expansión al romper estas muestras en triaxiales drenados.

El punto final en la línea de estado crítico, para ensayos no drenados, de muestras sobreconsolidadas, es bastante diferente, al contrario que el explicado anteriormente, al de las muestras normalmente consolidadas. La historia de tensiones en estas muestras, implica un muy bajo volumen específico en estas muestras, (figura 38(c)), lo que implica una resistencia no drenada más alta que la que se podría esperar. La posición del punto crítico correspondiente para este ensayo, V, relativo al punto de comienzo B, y el correspondiente al gráfico de tensiones efectivas, (figura 38 (b)), nos indican que durante el ensayo para llegar a alcanzar el punto de estado crítico, se produce un aumento de la tensión principal efectiva, por lo que el incremento de la tensión intersticial es negativo.

Hay que decir que, la recta que define línea de estado crítico, no es un parámetro que divide invariablemente el plano de comportamiento en dos regiones rígidas en la una, con aumento de presiones intersticiales y compresiones y en la otra, con incrementos negativos de la presión intersticial y succiones, expansiones en las muestras. La respuesta correcta siempre dependerá de la trayectoria seguida por las presiones totales.

Resumiendo podemos decir, que en arcillas normalmente consolidadas en las que se puede producir una estabilidad a corto plazo de estructuras geotécnicas para las que esos recorridos de tensiones están relacionados con disipaciones de presiones intersticiales positivas que se establecen durante el corte sin drenaje, seguida de una compresión de la muestra y un endurecimiento del suelo.

En arcillas sobreconsolidadas en las que sus trayectorias comienzan debajo de la línea de estado crítico están sujetas, por el contrario, a recorridos de las tensiones totales, en los que la tensión principal total, es constante o se reduce, por lo que la estabilidad de las estructuras, se produce a largo plazo, lo que implica que las trayectorias de tensiones están relacionadas, en una primera aproximación, con disipación negativa de presiones intersticiales, establecidas durante el corte no drenado seguido de expansiones, lo que da como resultado un “aligeramiento” del suelo.

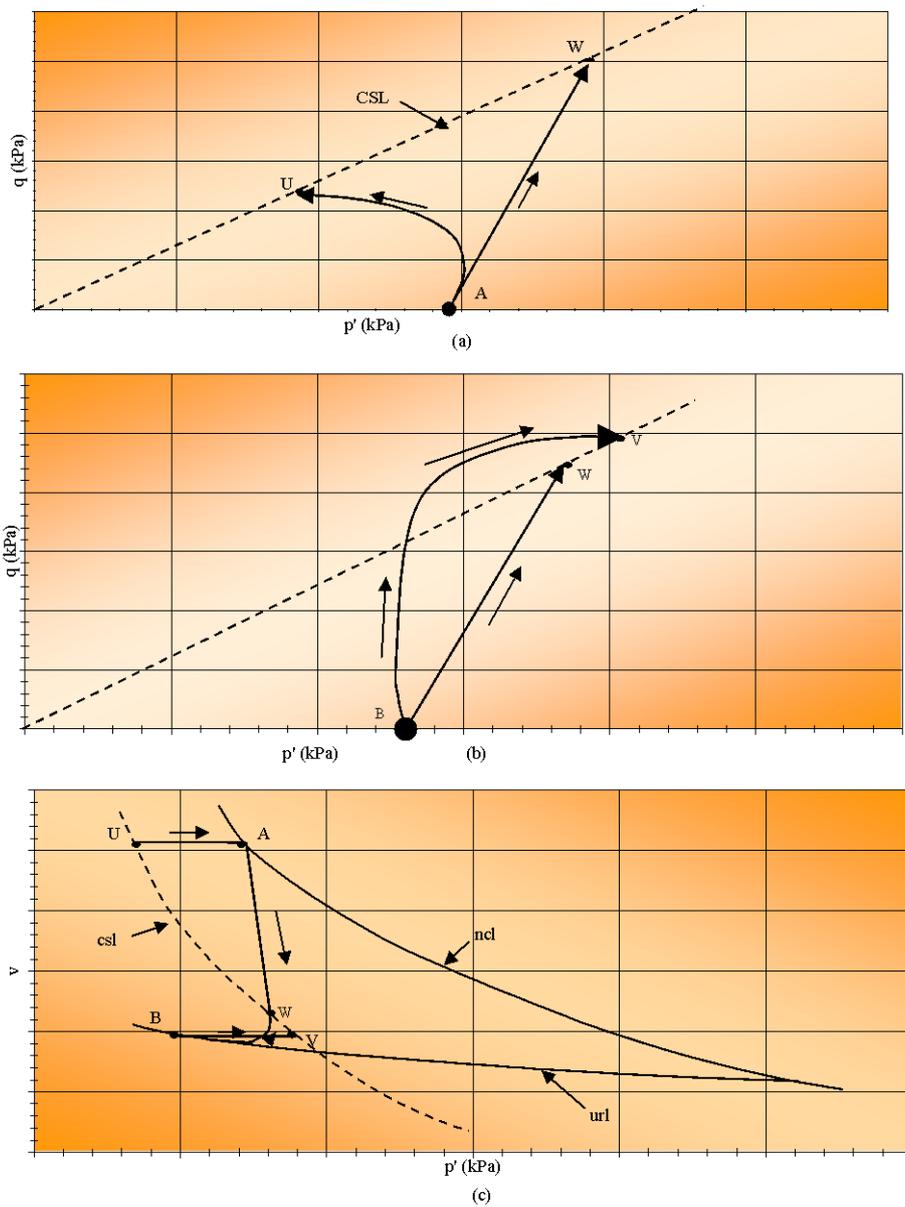


Figura 1.32.- comportamiento esperado en ensayos de compresión triaxial, deducido a partir del estado inicial, y la posición de la línea de estado crítico. (Muir 1984).

## **CAPÍTULO II GEOLOGÍA Y CONTEXTO GEOGRÁFICO**



## II. – GEOLOGÍA Y CONTEXTO GEOGRÁFICO.

### 2. – Introducción.

En el Plano 1 se presenta la zona general de estudio de este trabajo. En ella podemos comprobar que en Granada existen principalmente tres cuencas hidrográficas perfectamente diferenciadas:

En la Confederación Hidrográfica del Guadalquivir:

- La cuenca del Genil ocupa unos 4.000 Km<sup>2</sup>, de la provincia.
- La del Guadiana Menor que ocupa unos 6.000 Km<sup>2</sup>.

Y en la Confederación del Sur de España.

- La cuenca Mediterránea ocupa unos 2.000 Km<sup>2</sup>.

De estos datos se desprende la importancia que, a nivel de la provincia de Granada, tiene la cuenca del Guadiana Menor, pues como se ve es la de mayor extensión de todas.

La ubicación de las tres presas estudiadas aquí corresponden a la Cuenca del Guadiana Menor. Como desarrollaremos posteriormente, mientras que los parámetros socioeconómicos de las cuencas del Genil y Mediterránea, aunque variables de unas zonas a otras, son comparables a los valores medios de España, la Cuenca del Guadiana Menor, en la que se encuentran ciudades como Guadix, Baza y Huéscar, con un importante acervo económico y cultural, tiene una renta tan baja que hunde a toda la provincia en el furgón de cola de la renta Nacional.

A diferencia de otras comarcas deprimidas de España, que no cuentan con recursos naturales para su desarrollo, en el caso de ésta, existen recursos naturales, que correctamente aprovechados son suficientes para elevar su nivel de vida a cotas semejantes a las de sus áreas vecinas.

La causa principal de su poca rentabilidad en la agricultura de regadío es la alta cota y la escasez de agua, pues sus ríos Guardal, Castril, Guadalentín y Fardes no estaban regulados en verano, hasta la construcción de estas presas, así podemos comprobar que los estudios tanto geológicos como de viabilidad, de la zona tienen bastante antigüedad entre los efectuados por el ministerio de Obras Públicas.

Como anécdota, la importancia de los caudales de estos ríos y la riqueza de esta cuenca, se pone de manifiesto por el hecho de que, en el siglo XVIII, Carlos III inició las obras de un canal, para llevar aguas del río Guardal a las comarcas de Lorca y Totana, obras de las que aún hoy podemos admirar importantes acueductos de sillería que posteriormente fueron abandonados.

La importancia de estos embalses queda patente porque los primeros estudios después de la fundación de la Confederación Hidrográfica del Guadalquivir, en 1928, correspondieron a los embalses del Portillo y San Clemente.

## 2.1. – Localización Geográfica y características generales.

Desde el punto de vista geográfico, las zonas de estudio se sitúan dentro de la provincia de Granada en la cuenca del Guadiana Menor, que es una zona formada por las comarcas de Huéscar, Baza y Guadix. En el sector comprendido por la depresión de Guadix y las zonas del altiplano del Norte de la provincia. Mas concretamente, por las cuencas de los ríos Guardal, Castril y Fardes afluentes del Guadiana Menor, siendo este del Guadalquivir (plano 1). En coordenadas geográficas se encuentra entre las latitudes 37° 10' y 37° 55' Norte y las longitudes 2° 35' y 3° 20' Oeste. (figura 1.9).

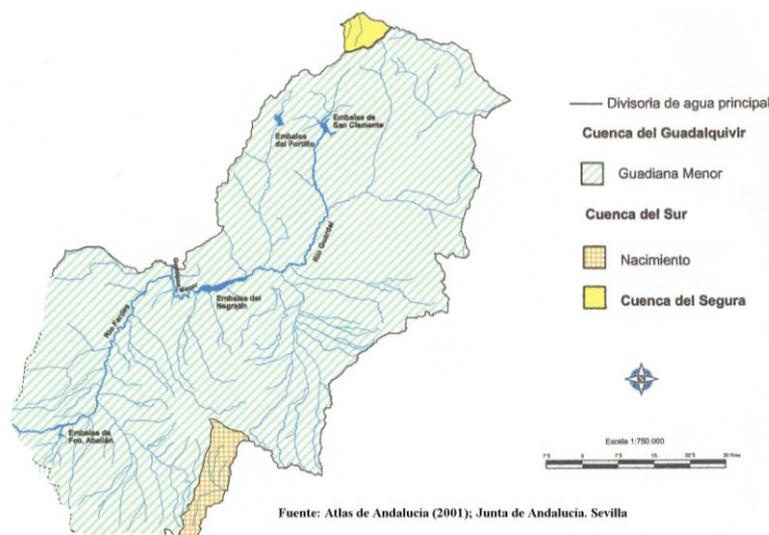


Figura 2.1. – Aguas superficiales de las comarcas estudiadas

En concreto, la zona de la Presa de San Clemente está ubicada en el término municipal de Huéscar, la cuenca está delimitada por la Sierra Seca, la Sierra de la Sagra y la Sierra de Marmolance que forman un corredor por el que discurre el río Guardal, en el que se ubica la cerrada de la presa y la zona de canteras. La zona de la Presa de Francisco Abellán, se enmarca dentro de la Depresión de Guadix en el término municipal de La Peza, en el valle que forman los límites de la depresión, con Sierra Nevada, Sierra de Arana, y las sierras de Diezma y Baza formando un corredor por el que discurre el Río Fardes que en la confluencia con el río Morollón forman el vaso de la presa estudiada, estando la zona de canteras a lo largo de la carretera que une la cerrada con la pedanía de Lopera. En la comarca de Huéscar dentro del término municipal de Castril en las estribaciones suborientales de la Sierra de Segura, de SO a NE, Sierra de Castril, Cabrilla y Empanadas, con altitudes próximas a los 2.000 m y de E – SE, la alineación orográfica de Sierra Seca que se orienta también paralela al río, en un paraje que por sus características geomorfológicas recibe el nombre del “Portillo” se encuentra la presa del Portillo.

Desde el punto de vista hidrográfico, en general, los ríos de la zona están marcados por la escasez e irregularidad de las precipitaciones del clima mediterráneo. En su conjunto es una red de drenaje joven adaptada, (figura 2.1), al sistema de pendientes que se formó una vez que se configuraron las distintas unidades del relieve,.

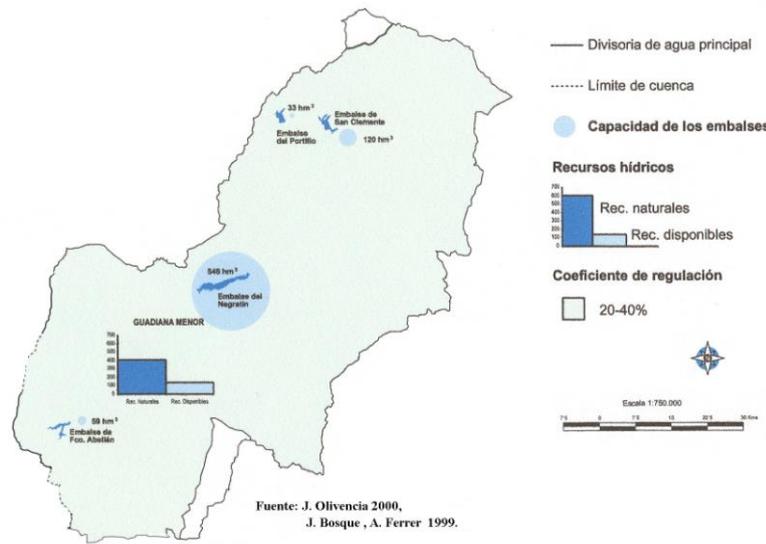


Figura 2.2. – Recursos y balances hídricos en las comarcas estudiadas.

La cuenca vertiente del Guadiana Menor tiene una superficie total de 7.181 km<sup>2</sup>, (plano 1) y el caudal medio del río que le da nombre es de 16,8 m<sup>3</sup>/seg. En la zona el módulo de regulación medio es de 8,9 m<sup>3</sup>/seg en el embalse del Negratín, que abarca una superficie de cuenca de 4.144 km<sup>2</sup>. Su máximo caudal lo alcanza en enero y el mínimo en agosto. La gestión del agua en la zona corresponde a la Confederación Hidrográfica del Guadalquivir (cuenca Guadiana Menor) así, la cuenca del Guadalquivir, en la provincia de Granada, (figura 2.2), comprende los sistemas del alto Genil, Hoya de Guadix y alto Guadiana Menor. En su conjunto, los recursos disponibles de Granada ascienden a 568 hm<sup>3</sup>/año frente a una demanda de 608,2 hm<sup>3</sup>/año, lo que arroja un déficit de 40,2 hm<sup>3</sup>/año (6,6%), superior al del conjunto de Andalucía, que está en torno al 4,1%. Dentro de ellas, entre las tributarias del Guadalquivir, la cuenca del Guadiana Menor aporta un 39,5% de los recursos. En cuanto a los recursos disponibles; los ríos Genil y Guadiana Menor tienen 380 hm<sup>3</sup> disponibles.

Las Presas de San Clemente (río Guardal, construida en 1991), Portillo (río Castril, construida en 1998) y Francisco Abellán (río Fardes, construida en 1997) constituyen un ambicioso proyecto global de regulación y riego en toda la comarca, que se completa con los canales de Jabalcón, Huéscar – Baza y Fardes. Aun así los recursos disponibles en la zona no son suficientes como se puede observar en el cuadro 2.1 comparativo de ambos conceptos. El déficit existente es más elevado en los sistemas Hoya de Guadix y Alto Guadiana Menor.

Cuencas	Recursos Naturales (hm <sup>3</sup> )	Recursos Disponibles (hm <sup>3</sup> /año)	Demandas netas (hm <sup>3</sup> /año)	Balances (hm <sup>3</sup> /año)	Coefficientes de regulación (%)
Alto Genil	627	240	242,1	-2,1	38,3
Hoya de Guadix	200	61	76,4	-15,4	30,5
Alto Guadiana Menor	209	79	87,6	-8,6	37,8
<b>Total</b>	<b>1.036</b>	<b>380</b>	<b>406,1</b>	<b>-26,1</b>	<b>36,8</b>

Cuadro 2.1. – Recursos hídricos, oferta de recursos, demandas y balances hídricos. Plan Hidrológico del Guadalquivir. Atlas de Andalucía 2001.

Climatológicamente la casuística local se manifiesta en los marcados contrastes que los elementos del clima ofrecen en la provincia. Así, por ejemplo, las precipitaciones anuales pueden llegar a descender por debajo de los 300 mm, pero también superar los 1.000 mm, y las temperaturas medias anuales se mueven entre los 18° C de la costa y los 3,3° C medios a 2.500 metros.

Climatológicamente Constituye una amplia región definida por un tipo de clima mediterráneo continental, más extremo que el mediterráneo subtropical por estar más alejada de la influencia atlántica, igualmente abrigada por la Penibética respecto al Mediterráneo y más abierta a las masas frías del Norte. A ello se suma una elevada altitud media que contribuye a configurar un invierno particularmente riguroso. En Guadix, la media de enero se sitúa por debajo de los 6° C, y en Baza de los 3,9°, siendo muy frecuentes las heladas entre noviembre y marzo ya que pueden producirse de 30 a 90 días al año. El verano es cálido pudiéndose alcanzar los 25° C medios en julio, de modo que la amplitud térmica anual se sitúa en los 21° C. Cuadro 2.2.

	E	M	F	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Anual
<b>T °C</b>	5,9	7,7	9,8	11,4	15,1	30,3	23,6	24,4	20,7	14,7	9,0	6,6	14,1
<b>P mm</b>	29,2	25,4	29,8	31,1	37,2	30,9	4,5	7,7	17,4	34,8	28,7	23,1	299,8

*Cuadro 2.2. – Serie termo pluviométrica media de Guadix (altitud 1.011 m)  
Atlas de Andalucía 2002.*

En cualquier caso, el frío limita aquí fuertemente el desarrollo vegetal y activa toda una serie de procesos ligados al hielo-deshielo que afectan al modelado de las vertientes y a la evolución de los suelos.

La importancia de la zona queda patente cuando observamos el marco humano que conforman las comarcas referidas. Para esto es importante señalar desde una breve referencia histórica que demuestra este aserto.

Por Real Decreto de 30 de Noviembre de 1833, se otorga a la zona tres partidos judiciales: Guadix, Baza y Huéscar, figura 2.3, lo que dice de la importancia de la zona en el contexto de la provincia de Granada. En todo caso, conviene subrayar la estabilidad de la delimitación inicialmente propuesta, ya que se mantuvo prácticamente inalterada hasta la reforma de 1965.

El Decreto 3388 de 11 de noviembre de 1965, sobre la base de los cambios demográficos acontecidos, propició una reestructuración de los mismos. En el caso de la zona, ello dio lugar a la integración del partido de Huéscar en Baza. Pero, a nivel municipal, no afectó a ninguno de los municipios de las comarcas reseñadas lo que nos da a entender que la pérdida de importancia económica de la zona no iba aparejada con una variación demográfica superior a la media provincial.



Figura 2.3. – Partidos judiciales y límites municipales en la actualidad.

La situación varió algo más a raíz de la promulgación de la Ley de Planta y Demarcación Judicial (38/1988, de 28 de diciembre), que recompuso el mapa de los partidos, con la recuperación del partido de Huéscar, aunque el territorio de este último quedó mermado, a favor de Baza. Ésta ha sido, por el momento, la última modificación del mapa provincial de partidos judiciales, aunque con el traspaso de competencias del Estado a las Comunidades Autónomas en materia de justicia se prevé, en breve, una nueva revisión de dicha demarcación judicial.

Según el Diccionario de Madoz, (J. A. 1990) la zona contaba en 1843 con un total de 52 municipios, que en la actualidad han quedado reducidos a 45, tras el complejo proceso de fusión y agregación de municipios que tuvo lugar principalmente en la década de los setenta. Figura 2.4. Mucho más polémicos –y, por eso mismo, menos numerosos– han sido los casos de segregación municipal. Cuadro 2.3. En la actualidad los municipios que forman la zona son:

En la comarca de Huéscar – Baza: Puebla de D. Fadrique, Castril, Castelléjar, Galera, Orce, Huéscar, Cortes de Baza, Benamaurel, Cúllar, Cuevas del Campo, Zújar, Freila, Caniles y Baza.

En la comarca de Guadix: Alicún de Ortega, Alamedilla, Dehesas de Guadix, Pedro Martínez, Villanueva de las Torres, Gobernador, Morelabor, Fonelas, Darro, Benalúa, Gor, Diezma, Cortes y Graena, Purullena, Marchal, Beas de Guadix, La Peza, Polícar, Valle del Zalabi, Lugros, Cogollos de Guadix, Albuñón, Jerez del Marquesado, Alquife, La Calahorra, Dólar, Huéneja, Lanteira, Aldeire, Ferreira y Guadix.

DISTRIBUCIÓN MUNICIPAL			
Comarca		Términos Municipales	
Huéscar		6	
Baza		8	
Guadix		31	
SEGREGACIONES = 1			
Nuevo Municipio	Municipio de partida	Fecha	
Cuevas del Campo	Zújar	1980	
AGREGACIONES = 0			
FUSIONES = 2			
Municipios Origen	Nuevo término municipal	Fecha	
Alcudia de Guadix	Valle del Zalabi	1973	
Charches			
Esfiliana			
Moreda	Morelabor	1974	
Labordillas			
CAMBIOS DE DELIMITACIÓN = 2			
Entidad	Municipio origen	Municipio acogida	Fecha
Santa Casilda	Piñar	Moreda	1962
La Goleta			
Camarate	Guadix	Benalúa	1972

Cuadro 2.3. – Organización municipal de la zona en la actualidad.  
Atlas de Andalucía 2002.

La densidad de población de la provincia de Granada ascendía en 1999 a un total de 64,29 habitantes por km<sup>2</sup>, cifra que denota una moderada ocupación del espacio si consideramos que se sitúa significativamente por debajo del promedio andaluz (83 habitantes por km<sup>2</sup>). Figura 2.4.

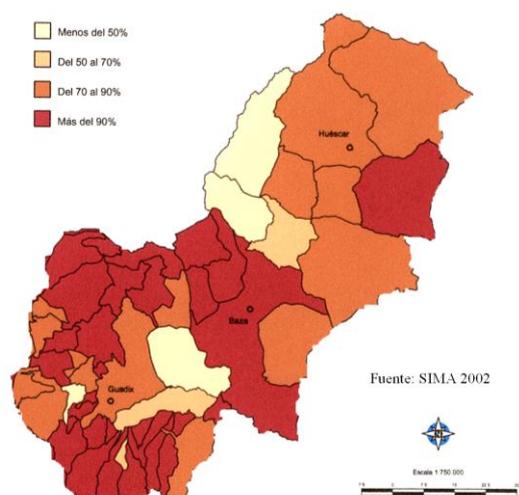


Figura 2.4. – Población residente en las cabeceras municipales.

Respecto al proceso evolutivo, las comarcas estudiadas muestran un claro proceso de despoblación que es claramente patente desde mediados del siglo XX. Lo único en común en todos los espacios comarcales estudiados, es la clara intensificación del

poblamiento en la primera mitad de dicho siglo, especialmente constatable en las zonas serranas. Para comprobar mejor este desequilibrio, el municipio de menor densidad demográfica de la provincia se encuentra en la comarca de Huéscar – Baza, es Puebla de Don Fadrique, con 4,87 habitantes por km<sup>2</sup>, contraste que nos habla del fuerte desequilibrio provincial que produce verdaderos desiertos poblacionales.

Para terminar, otros factores que completan el estudio de la zona y explican su postración actual serían, la renta per cápita y las comunicaciones o infraestructuras.

La Renta Familiar disponible per cápita es un indicador socioeconómico que se elabora principalmente sobre la base de la declaración del Impuesto de la Renta de las Personas Físicas (IRPF), es la capacidad de gasto de las familias. Se obtiene sumando los ingresos procedentes del trabajo, más las rentas de capital, más las prestaciones sociales y transferencias, y restándole a la cifra resultante los impuestos, cotizaciones y retenciones. El estudio elegido para esto ha sido el Anuario Comercial de España de 2001, publicado por La Caixa, que define diez niveles para el conjunto de los municipios españoles (cuadro 2.4).

NIVEL	Capacidad de Gasto
1	Hasta 6.010 € (1.000.000 Ptas.)
2	Entre 6.010 y 6.611 € (1.000.000 y 1.100.000 Ptas.)
3	Entre 6.611 y 7.212 € (1.100.000 y 1.200.000 Ptas.)
4	Entre 7.212 y 7.813 € (1.200.000 y 1.300.000 Ptas.)
5	Entre 7.813 y 9.015 € (1.300.000 y 1.500.000 Ptas.)
6	Entre 9.015 y 10.217 € (1.500.000 y 1.700.000 Ptas.)
7	Entre 10.217 y 11.419 € (1.700.000 y 1.900.000 Ptas.)
8	Entre 11.419 y 12.621 € (1.900.000 y 2.100.000 Ptas.)
9	Entre 12.621 y 13.522 € (2.100.000 y 2.250.000 Ptas.)
10	Más de 13.522 € (2.250.000 Ptas.)

*Cuadro 2.4. – Niveles de capacidad de gasto en España.  
Anuario Comercial de España La Caixa. 2001*

El nivel medio por habitante en España para 1999 se estimaba entre 7.813 y 9.015 €. Nivel 5, cuadro 2.4. En la zona ningún municipio llega a este nivel, y en el nivel inmediatamente inferior, 4, sólo encontramos el municipio de Baza. El resto poseen niveles inferiores, encontrándose 3 en el nivel 3 entre ellos Guadix y Huéscar y los restantes se encuentran ya con ingresos inferiores a 6.010 € (1 millón de pesetas), lo que explica por sí solo la pobreza de la zona, y la necesidad de inversión.

De la Red de Carreteras del Estado, gestionada por el Ministerio de Fomento (incluye aquellas que el Estado considera más importantes económica, estratégica y administrativamente) no se encuentran en la zona ninguna. Ya en la que corresponde a la Red Básica Funcional y en la Red Intercomarcal, también incluidas dentro de la Red Principal de Carreteras, pero dependientes de la Junta de Andalucía, encontramos la interconexión de todas las comarcas estudiadas. La primera recoge las vías de largo y medio recorrido, tanto internas como de origen y destino en la región.

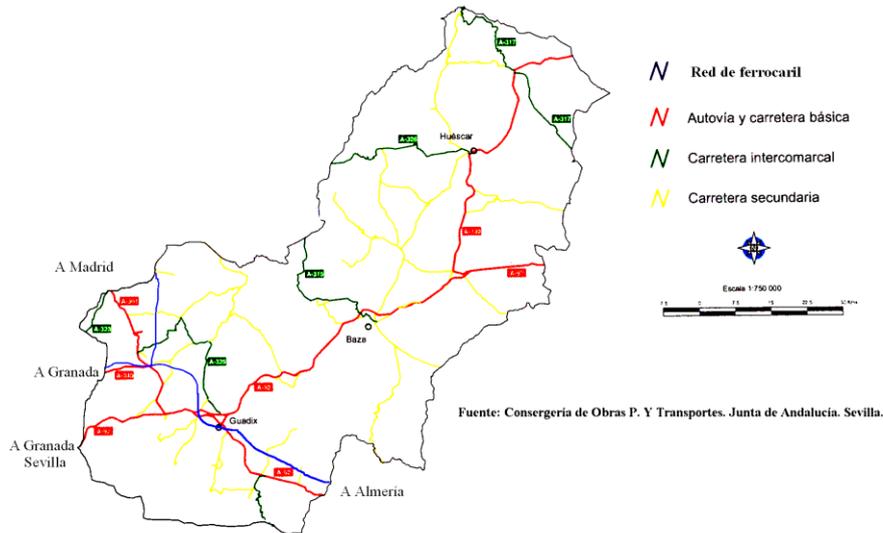


Figura 2.5. – Red de comunicaciones del sector.

El eje fundamental en la Red Básica funcional es la A-92, figura 2.5, que atraviesa la provincia de Oeste a Este, discurrendo por Loja, Granada y Guadix. A partir de aquí se bifurca en dos ramales: hacia el Nordeste, a través de Baza y hacia el Sureste, a través del Marquesado del Zenete, hacia la provincia de Almería. Se trata de la vía con mayor intensidad media de tráfico, con más de 20.000 vehículos diarios en algunos puntos de su recorrido.

Desde este eje vertebral de la provincia y de Andalucía, que es la A-92, surgen algunos ejes transversales importantes, siendo el más importante en nuestro caso, el que comunica el nordeste de la provincia, la A-330, que permite el acceso desde Cúllar-Baza, y a través de Huéscar, con Castilla-La Mancha y Murcia. Figura 2.5.

## 2.2. – Síntesis geológica.

### 2.2.1. – Encuadre general.

Las zonas de trabajo se sitúan dentro del conjunto de las Cordilleras Béticas, cadena montañosa de origen alpino que se extiende desde Andalucía hasta las costas levantinas, e incluso reaparece en las Islas Baleares. Generalmente, se han dividido en Zonas Internas y Zonas Externas.

Las Zonas Externas están formadas por un conjunto de materiales de edades comprendidas entre el Triásico y el Mioceno inferior-medio, afectados de una tectónica epidérmica que ha originado cabalgamientos con traslaciones fundamentalmente al NW. Desde la Depresión del Guadalquivir que constituye una antefosa del conjunto de las cordilleras, las Zonas Externas se dividen en una serie de dominios, que de Norte a Sur, son el Prebético (Extremo y Interno), Zonas Intermedias, y Subbético (Extremo, Medio e Interno) (Junta de Andalucía, 1985). El Prebético se caracteriza por el predominio de materiales de facies someras. En las Zonas Intermedias y el Subbético se produce el depósito de sedimentos de facies pelágicas y someras sobre un substrato con surcos y umbrales, respectivamente (García Hernández et al., 1980).

---

Entre las zonas Internas y Externas se sitúan una serie de afloramientos dispersos de materiales de origen flyschoides, que tienen su máxima representación en el Campo de Gibraltar. En conjunto, este dominio cabalga sobre las Zonas Internas (Junta de Andalucía, 2001).

En las Zonas Internas, también llamada Zona Bética s.str. (Egeler & Simon, 1969) o Dominio de Alborán (García Dueñas y Balanyá, 1986), que se disponen sobre los flysch, se han distinguido fundamentalmente tres dominios de abajo a arriba: Nevado-Filábride, Alpujarride y Maláguide. De ellos, los dos primeros están intensamente afectados por la deformación y metamorfismo alpinos, mientras los materiales maláguides presentan una cobertura mesozoica discordante de rocas no metamórficas y sin huellas de deformación. Además de estos tres dominios, se han distinguido otros, como el Complejo de la Dorsal (Interna y Externa), y las Unidades Predorsalianas de transición con el surco de los Flysch (Durán-Delga et al, 1969; Didon et al., 1973; Balanyá et al, 1987). En la figura 6 se representan los diferentes dominios de las Cordilleras Béticas.

### **2.2.2. – Las unidades Subbético- Prebéticas.**

Situado en el límite con las provincias de Granada y Jaén, es el primero de los sectores de la zona y corresponde a la alineación montañosa que se extiende en sentido OSO-NE. Este conjunto, se caracteriza por constituir una sucesión más o menos rítmica de sierras de altitud media, siempre inferior a los 2.400 m, y áreas deprimidas. Las sierras constituyen macizos montañosos compactos y discontinuos cuyas vertientes y áreas de cumbres están compuestas por materiales duros de calizas y calizo-dolomías. Figura 2.6.

Forman parte de este conjunto, entre otras, las sierras Gorda y de Loja, Parapanda, Montillana, Taibilla, Lucena y Campanario y en el límite de nuestra zona de trabajo la sierra de Arana, y ya dentro de las comarcas estudiadas, las sierra de Castril, La Sagra, y Orce. Todas ellas presentan una altitud máxima en torno a los 1.500 m, con excepción de las sierras de Castril (2.013) y la Sagra (2.382), ambas representantes del Prebético en Andalucía. Figura 2.7.

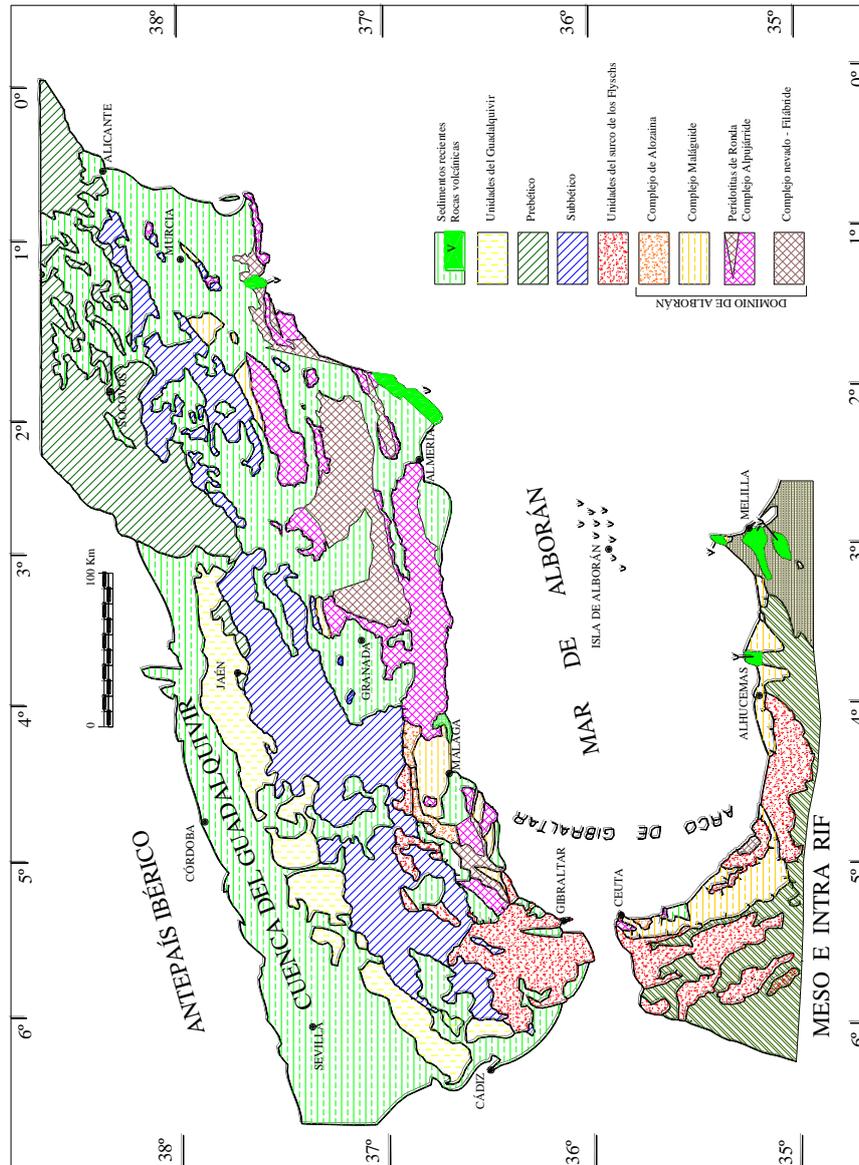


Figura 2.6. – Dominios de las Cordilleras Béticas: Rocas Sedimentarias y volcánicas recientes; Unidades de la Depresión del Guadalquivir; Zonas Externas: Prebético y Subbético; Unidades del surco de los Flysch (Campo de Gibraltar); Dominio de Alborán (Zonas Internas): Complejo de la Alosaina, Complejo Maláguide, Complejo Alpujarride y Complejo Nevado – Filábride ( Tomada de Fernández, T. 2001).

Entre estos espacios serranos se intercalan una serie de depresiones transversales y longitudinales excavadas en margas y sedimentos postorogénicos que generan un relieve ondulado de lomas suaves y redondeadas.

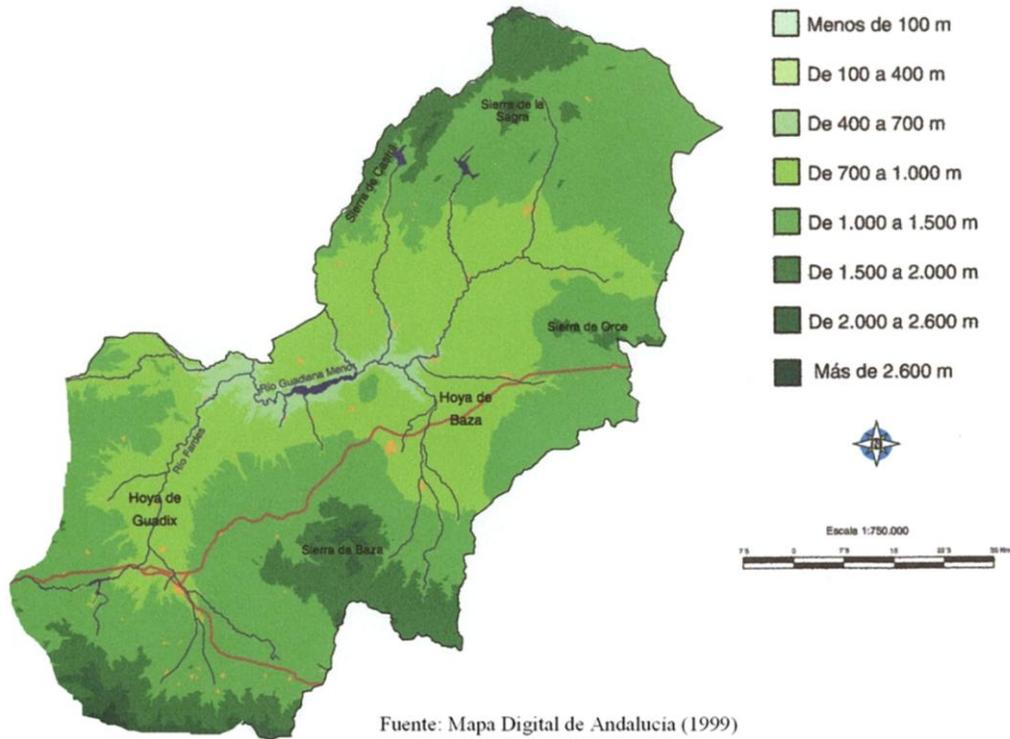


Figura 2.7. – Altimetría de la zona estudiada.

### 2.2.2.1. – Surco Intrabético.

El segundo gran conjunto del sector, representa la única gran extensión donde dominan las tierras llanas, que están constituidas por el relleno de diversas cuencas sedimentarias en las que la incisión de la red fluvial ha producido una cierta variedad geomorfológica. Figura 2.8.

Al surco Intrabético pertenecen, las depresiones de Guadix, Baza y Huéscar, cuyos registros altitudinales medios conocen un progresivo ascenso de Oeste a Este, desde los 685 hasta los 953 m. Figura 2.8.

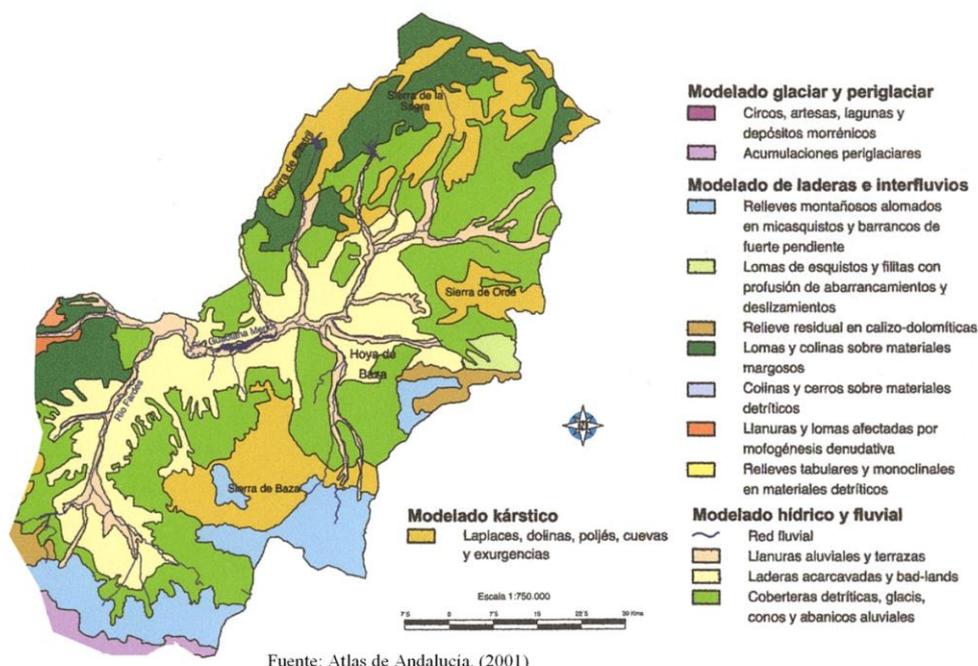
El sector nororiental de esta unidad está constituido por una serie de altiplanicies que conectan con la montaña a través de extensos glacis de suave inclinación. Estas grandes plataformas horizontales o subhorizontales, sometidas a una elevación reciente y compuestas por materiales detríticos poco resistentes, se hayan sometidas a un fuerte proceso de excavado por parte de los ríos pertenecientes a la cuenca del Guadiana Menor, que ha generado una amplia zona de barranqueras y colinas dejando paso en el fondo del altiplano a las hoyas o vegas de los ríos. Figura 8.

Desde un aspecto geológico el sector se conforma esquemáticamente así:

Sierra Prebético – Subbética, en el extremo nororiental encontramos las sierras de Castril, La Sagra y Orce, macizos calizo-dolomíticos del Prebético-Subbético muy carstificados que alcanzan una mayor elevación.

Las Depresiones Intrabéticas formando las altiplanicies orientales, constituyen una llanura situada en torno a los 900-1.000 m, que incluye amplias extensiones de glacis y hoyas excavadas por los principales ríos. Figura 2.8, entre las hoyas y los glacis se dibujan además franjas de malas tierras de notable extensión.

Por último las Sierras y Depresiones Penibéticas. Este conjunto presenta como carac-



Fuente: Atlas de Andalucía. (2001)

Figura 2.8. – Unidades Geomorfológicas de las comarcas estudiadas.

terística común la dominante montañosa, si bien, incluye unidades ambientales muy diversas. Figura 2.8. En el ámbito más interno encontramos a las sierras de Lúcar y Baza. Ambas constituyen macizos calizo dolomíticos con relieves ásperos y quebrados, la sierra de Baza la elevación es mayor y sobre los 2.000 m las formas son relativamente suaves.

### 2.3. – Estudio geológico del área “San Clemente”.

#### 2.3.1. – Introducción.

La zona de estudio se encuentra situada en la hoja N° 78, del Mapa Geológico Nacional de Síntesis a escala 1:200.000, que comprende las provincias de Jaén y Granada dentro del dominio de las Cordilleras Béticas. En la figura 2.9 que es una síntesis de las hojas 77, 78, 83 y 84, del mapa geológico nacional a escala 1:200.000, podemos ver su ubicación y la del área de canteras usadas. En el plano 2 se presenta un esquema de detalle de toda la geología del vaso así como en los planos 4 y 5 las zonas de ubicación de los cortes estratigráficos situación de las canteras usadas y perfiles tipo.

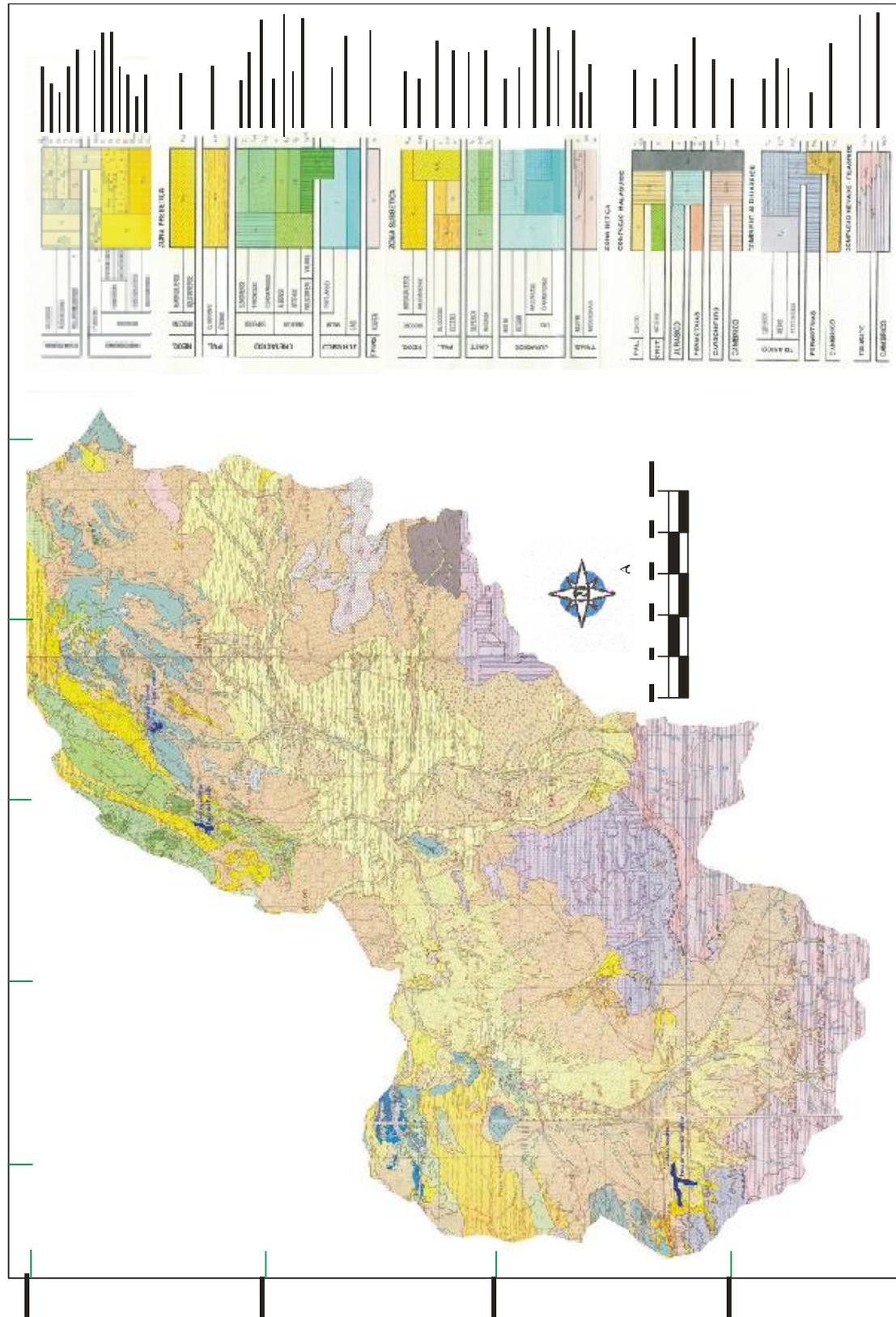


Figura 2.9. – Geología de los dominios Prebético, Subbético y Zonas externas en las comarcas estudiadas. Situación de las presas de trabajo Mapa Geológico N° 77, 78, 83 y 84 , IGME 1980 - 86.

### 2.3.2. – Geología de la zona.

Desde el punto de vista estratigráfico, como observamos en el esquema geológico del vaso del plano 2, tanto en el Prebético como en el Subbético afloran terrenos desde el Triásico hasta el Neógeno. Y se puede esto sistematizar de la siguiente forma. García Dueñas y Sanz de Galdeano 1970:

Triásico.- Los niveles más bajos, dentro del Prebético, están formados por calizas con pistas de lamelibranquios, probablemente pertenecientes al Muschelkalk, a las que se superponen margas y arcillas rojas y verdes con algunos niveles de yeso y a veces restos de lignito, generalmente indiferenciados y que en ocasiones presentan mineralizaciones de malaquita y azurita. Todo el conjunto está recubierto por dolomías que podrían atribuirse al Lías. Foucault, 1964.

El Triásico Subbético está constituido en su base por arcillas versicolores con yeso y rara vez se presentan niveles de caliza atribuibles al Muschelkalk; ocasionalmente hay algún afloramiento de ofitas.

Jurásico.- En el Prebético, sobre unas dolomías de edad Rhetiense se sitúa una potente serie de dolomías grises masivas, a las que se superponen calizas oolíticas y calizas nodulosas rojizas con abundante fauna; sobre ellas, una alternancia de calizas y margas, también con fauna, para terminar la serie con un conjunto de calizas (frecuentemente calcarenitas).

En el Subbético, la base de la serie está formada por dolomías brechoides sobre las que se sitúan calizas y calizas con nódulos de sílex, que al ascender en la serie aumentan en número; sobre éstas, sigue una alternancia de calizas y margas verdosas y margocalizas nodulosas rojas, para terminar la serie con calizas nodulosas rojas y blancas. Prácticamente todo el Subbético está perfectamente datado con fósiles.

Cretácico.- En el Prebético comienza con dolomías y calcarenitas a las que se superponen alternancias de calizas y margas (Urgo Aptense) y otra vez calcarenitas con Rudistas (Aptense-Albiense); continuando la serie se encuentran margas y calizas blancas, margocalizas con oolitos ferruginosos y conglomerados calcáreos. Las margas de este piso, que afloran alrededor del cementerio de San Clemente, (planos 2 y 3), son las que se utilizarán como cantera I para la construcción del núcleo de la presa.

En el Subbético, sobre la facies de brechas, calizas intraformacionales rojas y blancas, se superpone una alternancia de margocalizas y margas blancas. El Cretácico superior está formado por calizas pelágicas.

Eoceno.- Reposo directamente sobre el Cretácico y es ligeramente transgresivo sobre el mismo; está compuesto fundamentalmente por calizas, calizas arenosas y margas con fuertes cambios laterales de facies, haciéndose calizo hacia el oeste y margoso hacia el este.

Todo ello se refiere al Prebético, ya que en el Subbético de la zona el Eoceno es dudoso y mal caracterizado.

Mioceno.- En el Prebético, se encuentra discordante sobre cualquier material más antiguo; se trata de una formación fundamentalmente margosa, en la que se intercalan varias barras calcáreas. Las margas de este piso, que afloran a lo largo del cortijo “del Doctor ” hasta San Clemente, (planos 2 y 4), son las que se usarán como cantera II para la construcción del núcleo de la presa.. El Mioceno Subbético es todo él calcáreo.

Cuaternario. - Es muy variable y de una enorme extensión y potencia. Se pueden distinguir varios términos según sus características. Un Cuaternario antiguo que, en los bordes, es depósito de pié da monte con costras de exudación, pasando hacia el interior a glacis de erosión con escaso depósito. Un Cuaternario medio formado por niveles de terrazas y glacis y, por último, los depósitos aluviales más modernos. Además, existen conos de deyección de distintas edades.

### 2.3.3. – Resultado de los sondeos en la zona de la cerrada.

Aunque no es materia del presente trabajo, pero por ser una parte importante en cuanto a la decisión de disponer una presa de materiales sueltos en la zona, en vez de otro tipo de presa, y constituir además el escollo más importante en la decisión de construir esta presa desde su primer anteproyecto de construcción en el año 1927 (que fue desechado entonces por la permeabilidad de la cerrada), hasta su construcción en la actualidad, me ha animado a traer aquí solamente un corte de la misma (figura 2.10), efectuado con los datos aportados por el proyecto y los estudios de Foucault, 1964, García Dueñas, 1970, García Hernández 1980, Junta de Andalucía, 2001.

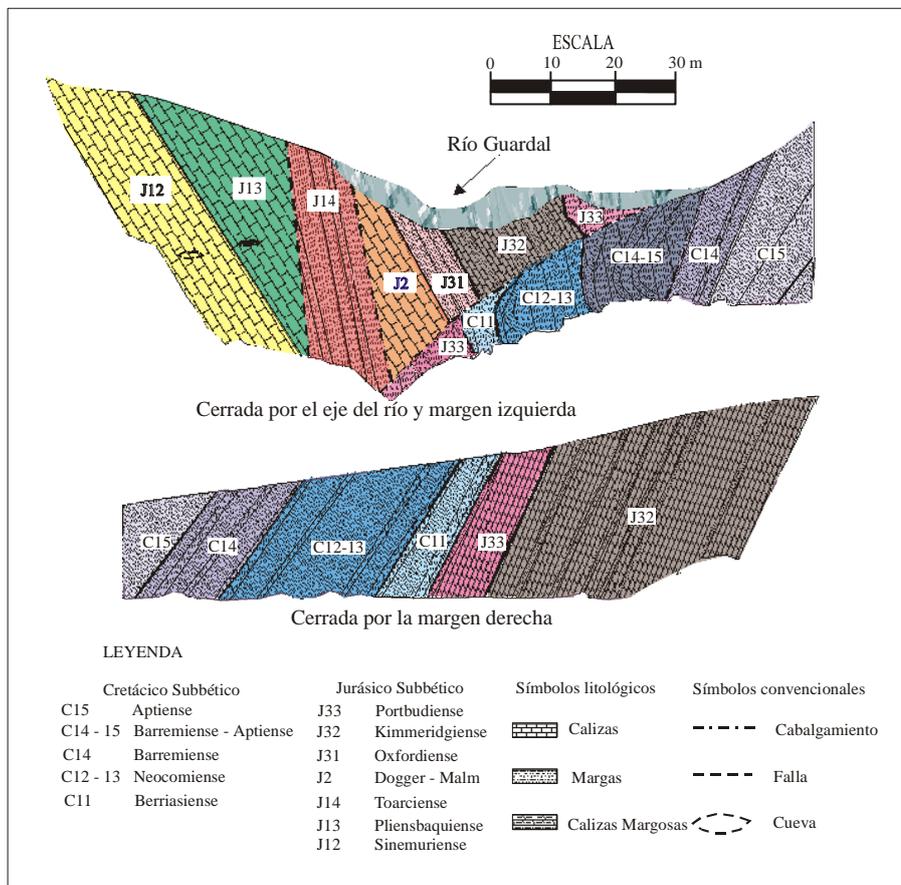


Figura 2.10. – Resultado de los sondeos efectuados en la cerrada de la presa.

#### **2.3.4. – Afloramientos de materiales para el presente estudio.**

La localización de las canteras de estudio, se puede observar en el plano 4 de la zona de sondeos y canteras. Como vemos, estos afloramientos margosos se encuentran en el vaso de la presa y por lo tanto son anegadizos.

Básicamente, se trata de dos afloramientos. Uno de ellos se localiza al este del cementerio del poblado de San Clemente, al borde de la carretera de Huéscar a San Clemente, en el Km. 20 de dicha carretera y a unos 1500 m en línea recta del eje de presa, quedando, como se ha dicho, en su totalidad anegado por el embalse. Tiene una superficie estimada de 3000 m<sup>2</sup> y el volumen de material extraíble se ha estimado del orden de 150,000 m<sup>3</sup>. Los materiales pertenecen al Prebético y corresponden a una formación de margas y margocalizas del Cretácico Urgo Aptense no tan dolomitizadas como correspondería a las series intermedias de Sierra Seca.

Se han efectuado, para su estudio, tres sondeos verticales de 80 mm de diámetro a 60 metros de profundidad con extracción de testigos estratigráficos y probetas inalteradas, plano 4, además de una serie de calicatas con 4 metros de profundidad máxima a lo largo de la superficie de cantera.

Con este material se han efectuado ensayos geotécnicos, tablas 3 y 4, y de difracción de rayos X, tabla 1 y 2, que han dado los siguientes resultados expuestos en ellas; en resumen :

Presenta un contenido muy importante de carbonatos, tablas 3 y 4, y una mezcla casi al 50% de esmectitas e illitas con trazas de caolinitas como minerales de la arcilla. Tabla 1.

El contenido en finos <0,08 mm es superior al 87% siendo como termino medio el tanto por ciento de arenas 3.24%. Tabla 3.

Según la clasificación geológica de Holmes (1987), para materiales sedimentarios, podemos hablar de rocas sedimentarias carbonatadas; calizas margosas interestratificadas (Waeckestone).

Los fuertes cambios producidos en las potencias de los estratos, hacen de esta cantera una zona muy irregular en cuanto al contenido total de material de posible uso en la presa, esto unido a la contaminación de esta facies con un contenido casi del 5% de yeso, que presenta una solubilidad acusada, 0,97%, hicieron necesario la utilización de otro material.

Para ello se usó otro afloramiento, “Alameda”, situado entre la carretera de San Clemente a Huéscar, y el río Guardal, plano 4, en el Km 17 y al norte del eje de presa a una distancia de 1000 m aproximadamente y como se ha dicho quedando totalmente dentro del futuro embalse. Tiene una extensión de 6000 m<sup>2</sup> siendo la profundidad de explotación de unos 5 m con lo que el volumen de material estimado en esta cantera es de 300000 m<sup>3</sup>. Los materiales Pertenecen al Prebético Miocénico Burdigaliense y corresponden a margas rosado – grisáceas, presentando localmente niveles de calizas arrecifales, ( Fontbote, 1967, Vera, 1970, Delgado, 1983), y en disposición discordante sobre los materiales anteriores.

Como en el caso anterior, se han efectuado catas de 4 metros de profundidad, a lo largo del perímetro de la cantera, además se han perforado dos sondeos verticales de las mismas características que los ejecutados en la cantera anterior obteniéndose dos familias de resultados geotécnicos expuestos en la tabla 4.

Dentro de los datos de los sondeos y catas recogidos, en las dos canteras, se han realizado 32 ensayos de difracción de rayos X y 10 de microscopio electrónico que dan los resultados mineralógicos expuestos en las tablas 1 y 2

MINERALES	MUESTRAS	
	C-1	C-2
Grupo de la Montmorillonita	*	**
Grupo de la mica	*	**
Grupo del caolín	+	+
Calcita	**	**
Cuarzo	**	**
Diatomeas	*	+

Observaciones:

\* = Proporción normal. \*\* = Medianamente abundante.

\*\*\* = Muy Abundante. + = Pequeña proporción, trazas.

*Tabla 1. – Contenido de minerales de la arcilla en la cantera de “Cementerio”.*

A partir de las muestras extraídas de las calicatas que se hicieron en las canteras, 15 calicatas en cada cantera, y 5 sondeos con extracción de muestra inalterada, se caracterizó, desde el punto de vista geotécnico, el material de las mismas arrojando los resultados que se dan en las tablas, 3 para la cantera de Cementerio y 4 para la cantera de Alameda. Según esto, las podemos definir como:

Para la cantera “Alameda”:

- Marga clásica de media plasticidad, con un 63% de contenido medio de carbonatos sin contenido apreciable de yesos, en la que la fracción arcillosa, en su mayoría illita con montmorillonita, es del orden del 30% de sólido seco.
- Preconsolidada, no cementada, y no dispersiva, de color gris claro, con alta resistencia en estado seco, nula dilatancia, alta tenacidad, trazas de materia orgánica.

MINERALES	MUESTRAS	
	A-1	A-2
Grupo de la Montmorillonita	*	*
Grupo de la mica	*	*
Grupo del caolín	+	+
Calcita	***	***
Cuarzo	*	*

*Tabla 2. Contenido de minerales de la arcilla en la cantera de “Alameda”.*

Variables	Resultados		
	Media	Máximo	Mínimo
Tamaño máximo mm	3,25	5	2,5
% < 0,08 mm	96,76	99,8	87,1
Carbonatos %	52,97	56,7	42,92
Materia Orgánica %	1,02	2,7	0
Densidad máxima g/cm <sup>3</sup>	1,725	1,750	1,700
Humedad óptima %	17,9	19,70	16,5
Límite líquido %	43,61	48,0	38,5
Límite plástico %	19,33	21,00	17,20
Índice de plasticidad %	24,28	27,70	19,30
Sales solubles %	0,97	2,07	0,10
Cohesión Kg/cm <sup>2</sup>	0,50	0,95	0,19
Ángulo de roz. Efectivo grad.	15,70	20,00	10,00
Permeabilidad cm/s	2,11*10 <sup>-8</sup>	1,7*10 <sup>-8</sup>	6,9*10 <sup>-8</sup>
Dispersabilidad pink hole	ND-1	ND-1	ND-1

*Tabla 3. – Resultados análisis de las calicatas efectuadas en la cantera de “Cementerio”*

Para la cantera de “Cementerio”

- Marga con un 53% de contenido medio de carbonatos, del orden de un 2% de yesos y trazas de materia orgánica. La fracción arcillosa, del orden del 35%, formada por illita en su mayor parte.
- No cementada no dispersiva y sin expansividad potencial. Con resistencia en estado seco alta, normalmente consolidada, nula dilatancia y tenacidad alta.

Variables	Resultados		
	Media	Máximo	Mínimo
Tamaño máximo mm	2,60	5,00	2,00
% < 0,08 mm	94,82	98,28	89,45
Carbonatos %	63,00	74,00	48,70
Materia Orgánica %	0,78	1,57	0,00
Densidad máxima g/cm <sup>3</sup>	1,739	1,770	1,700
Humedad óptima %	17,71	19,30	16,20
Límite líquido %	44,34	50,80	32,50
Límite plástico %	20,86	25,50	17,49
Índice de plasticidad %	24,53	29,50	19,60
Sales solubles %	0,26	0,39	0,00
Cohesión Kg/cm <sup>2</sup>	0,22	0,40	0,06
Ángulo de roz. Efectivo grad.	23,91	26,60	22,50
Permeabilidad cm/s	3,2*10 <sup>-8</sup>	2,9*10 <sup>-7</sup>	5,6*10 <sup>-8</sup>
Dispersabilidad pink hole	ND-1	ND-1	ND-1

*Tabla 4. – Resultados análisis de las calicatas efectuadas en la cantera de “Alameda”*

## **2.4. – Estudio geológico del área “Francisco Abellán”.**

### **2.4.1. - Introducción.**

la presa se ubica en la hoja del mapa nacional 1:50.000 N° 1010, llamada “La Peza” y con coordenadas UTM aproximadas 477700 – 4129800. Figura 9. La altura de la presa es de 72 m desde lecho de río hasta coronación con un volumen de embalse de unos 40 Hm<sup>3</sup>.

### **2.4.2. – Bibliografía y fuentes.**

Para la recopilación y análisis de la documentación existente, básicamente se ha usado la información geológica incluida en la hoja N° 1010, (La Peza) del Mapa Geológico Nacional a escala 1:50.000 (Plan MAGNA) del Instituto Geológico y Minero de España, plano 7, en la cual se enmarca la zona de cantera. También se han consultado las hojas N° 1011, Guadix y 992, Moreda, adyacentes a la antes citada y en la cual se prolongan algunas estructuras geológicas de interés para el estudio de la geología del área y los materiales a estudiar. Otra información geológico-geotécnica de gran interés es la obtenida del Estudio realizado entre 1981 y 1986 por el Servicio Geológico de la Dirección General de Obras Hidráulicas del M. O. P. U. Anuario M. O. P. U. (1989) en la zona de estudio.

Con todos estos datos se han compuesto los esquemas geológicos que se incluyen, planos 7 y 8, donde se presentan los cortes geológicos de la Cerrada Cerro Contadero y además el corte de la cantera usada, y en el plano 6, la situación de sondeos catas y calicatas además de la situación de las canteras. Con objeto de complementar la información existente sobre el terreno, su litología, resistencia, calidad, etc., se han utilizado 5 sondeos a rotación realizados para el proyecto del embalse ya mencionado, con extracción de testigo continuo y realización de ensayos, así como 115 ensayos de laboratorio, sobre testigos procedentes de estos sondeos, y del material procedente de las calicatas.

### **2.4.3. - Marco geológico de detalle.**

La zona se enmarca en la depresión de Guadix, en terrenos de edad Mioceno Superior Tortoniense, los cuales se encuentran rodeados tanto de terrenos metamórficos, de edad paleozoica, como jurásicos en la zona de Diezma y Darro. Figura 2.9

Todos estos terrenos ya han sido estudiados por Fallot (1.966), Vera, (1968 y 70), Apostolescus y Biju-Duval (1.974) y Rodríguez (1.982). La estructura en la zona del río Fardes que nos ocupa, es la de un borde de cuenca progradante, siendo la cuenca bastante pobre en aportes terrígenos.

El conjunto ocupa todo el Tortoniense, situándose discordante sobre el sustrato paleozoico o sobre la Formación La Peza. Su límite superior lo constituye la discordancia que separa el Tortoniense de la Formación Guadix.

Los terrenos son de edades muy diversas, plano 7 , pues van desde el Paleozoico del zócalo que aflora al NW del cortijo de los Alamillos, a los términos más modernos

del Tortonense y el cuaternario de los pies de monte, el material de las ramblas y las terrazas actuales.

La litología del zócalo antes citado es de filitas y dolomías Alpujárrides. En zonas próximas afloran terrenos del Maláguide, pero no en la zona cubierta.

Estratigráficamente aparece después una serie de calizas mesozoicas, indudablemente alóctonas, las cuales afloran al N del cortijo de los Alamillos, rodeadas por el Burdigaliense de la Formación Alamillos (margas grises, brechas y conglomerados) y por el Serravalliense de la Formación La Peza (margas grises con yesos). La Formación La Peza marca el paso del Burdigaliense al Tortonense basal, cuyos tramos inferiores son de la Formación Morollón, estando ocupado todo el Serravalliense por las antes citadas margas grises con yesos y quizás los conglomerados, pues las calizas travertínicas son ya Tortonenses.

Sobre la Formación La Peza, integrada por margas grises con yesos, conglomerados, arena, limos y calizas travertínicas, aparece la Formación Morollón en su miembro margoso, integrado por margas y limos grises con ostreidos, a la que se superponen las facies turbidíticas y posteriormente conglomerados y calcarenitas.

Todo este conjunto está coronado por la Formación Molicias, descrita detalladamente en el punto anterior.

#### 2.4.4. - Material de préstamos.

La cantera para material de préstamos se ha explotado a lo largo de la variante de la Peza, como se puede ver en el plano 6. Desde el punto de vista geológico esta variante afecta a los siguientes niveles:

MINERALES	Valores medios
	Formación Guadix
Grupo de la Montmorillonita	+
Grupo de la mica	***
Grupo del caolín	*
Calcita	**
Cuarzo	**

Observaciones:

\* = Proporción normal. \*\* = Medianamente abundante.

\*\*\* = Muy Abundante. + = Pequeña proporción, trazas.

*Tabla 5. – Resultados mineralógicos para el tipo “Formación Guadix”.*

Desde su inicio, en la N-324, hasta su PK 1+400, la traza se desarrolla por la Formación Guadix, con arcillas, limos arenas y algunos niveles, poco frecuentes, de conglomerados todo ello con estratificación horizontal.

Todos los materiales que se han obtenido de las excavaciones y ataluzamientos, se van a utilizar en la formación de todos los terraplenes, los cuales se han diseñado con taludes de pendiente 1(V): 2(H), lo que corrobora el carácter fundamentalmente arcilloso de los materiales que los forman.

Estos materiales, se han utilizado para la formación del núcleo impermeable de la presa. De hecho el yacimiento perteneciente a esta área, que se presenta, se sitúa en la misma.

La carretera cruza el valle del río Fardes por la coronación de la presa y entre el PK 1+625 al PK 3+800 se desarrolla por materiales de la Formación Molicias, con litología correspondiente a las facies marinas someras, es decir calcarenitas y microconglomerados, con niveles limolíticos cuya potencia decrece al subir topográficamente y cronológicamente en la serie, ya comentados anteriormente.

MINERALES	Valores medios
	Formación Miocénica
Grupo de la Montmorillonita	*
Grupo de la mica	***
Grupo del caolín	+
Calcita	**
Cuarzo	***

Observaciones:  
 \* = Proporción normal.    \*\* = Medianamente abundante.  
 \*\*\* = Muy Abundante.    + = Pequeña proporción, trazas.

*Tabla 6. – Resultados mineralógicos para el tipo “Formación Miocénica”.*

Su buzamiento es suave, del orden de 8-10° e incluso menos y hacia el interior de la ladera.

**2.4.5. – Yacimientos para este estudio.**

Como ya hemos comentado anteriormente, las canteras utilizadas se encuentran a lo largo de la variante de la Peza a la autovía A-92, que sustituye a la antigua A – 324, ocupando una extensión que, en línea recta, va desde 500 m a 900 m de la cerrada de la presa, en dirección NE tanto a la derecha como a la izquierda de la citada carretera.

En estas canteras podemos decir que se han utilizado dos tipos de materiales, para la construcción del núcleo impermeable de la presa:

Uno perteneciente a la formación Guadix, que aflora en forma de arcillas arenosas de color beige, que corresponden a un depósito fluvial propio de llanuras de inundación perteneciendo en conjunto al Plioceno y Pleistoceno. (Vera 1970).

El segundo, “La formación Miocénica” corresponde a un potente paquete de limos arcillosos, con trazas de yesos, de génesis continental (Aguirre, 1958) perteneciente al Tortoniense superior. Messiniense. (González Donoso, 1970).

El contenido carbonatado, en las dos canteras, no supera el 25% del total expresado en peso seco, y dentro de la fracción arcillosa, el componente principal es de la familia de las illitas. Desde el punto de vista geológico podemos hablar de suelos carbonatados, sedimentarios. El contenido de finos menores de 0,08 mm, es del orden de 61% en el tipo de la formación Guadix y del orden del 68% en las del tipo del Messiniense, sien-

do el resto arcilla (del orden de 20% en las primeras y del orden del 35% en las otras) y arena (39% y 21% respectivamente).

Como se ve en el plano 6 de ubicación de las canteras y sondeos de reconocimiento, podemos localizar el primero de los yacimientos a 500 m de la cerrada en la margen izquierda de la carretera en sentido de la Autovía, con una superficie estimada de unos 4000 m<sup>2</sup> y una profundidad de explotación de unos 5 m, da una masa de suelo utilizable de aproximadamente 200,000 m<sup>3</sup>, que es claramente escasa para la construcción del núcleo impermeable. Esta es la razón de la explotación de otras zonas referenciadas en el mismo plano que corresponden a la llamada formación miocénica.

Como se ve en los cuadros 5 y 6, este material ostenta las siguientes diferencias con el anterior. Dentro de la fracción inferior a 2 $\mu$  aumenta la proporción de illitas en detrimento de la proporción de caolinita que aquí está al nivel de trazas. En la misma fracción, el contenido de cuarcitas es superior. Por lo que la plasticidad de esta es algo menor.

Al ser una explotación lineal, la superficie afectada, es difícil de medir quedando en la margen izquierda de la citada carretera, siendo una sucesión de actuaciones a lo largo de la misma. A grandes rasgos el material de este tipo utilizado en la construcción del núcleo se puede cuantificar alrededor de 60% lo que supone una cantidad de 320,000 m<sup>3</sup> de material. Este conjunto de canteras lo podemos contemplar en el anexo fotos.

La caracterización geotécnica de los dos tipos de materiales investigados, la podemos ver en la tabla 7 para el tipo perteneciente a la formación Guadix y en la tabla 8 para el tipo perteneciente a la Miocénica.

Variables	Resultados		
	Media	Máximo	Mínimo
Tamaño máximo mm	14,60	40,00	5,00
% < 0,08 mm	61,005	79,56	41,38
Carbonatos %	22,00	24,00	10,50
Materia Orgánica %	0,2	1,34	0,00
Densidad máxima g/cm <sup>3</sup>	1,82	1,92	1,70
Humedad óptima %	14,99	18,70	11,82
Límite líquido %	31,14	36,70	27,00
Límite plástico %	12,27	17,52	9,00
Índice de plasticidad %	18,87	19,18	18,00
Sales solubles %	1,7	1,9	0,00
Cohesión Kg/cm <sup>2</sup>	0,30	0,35	0,10
Ángulo de roz. Efectivo grad.	25,00	27,30	18,6
Permeabilidad cm/s	2,0*10 <sup>-7</sup>	2,9*10 <sup>-7</sup>	9,3*10 <sup>-8</sup>
Dispersabilidad pink hole	ND-1	ND-1	ND-1

*Tabla 7. – Resultados análisis de las calicatas efectuadas en la cantera de la formación Guadix.*

Desde el punto de vista de la clasificación internacional de suelos las definimos así:

**Tipo formación Guadix:**

Arcilla arenosa, inorgánica con un 61% de material menor de 0,08 mm. Un 22% de carbonatos en forma de carbonato cálcico, de color marrón franco, y un tamaño máximo de 14,6 mm. La fracción gruesa subangular dura y sana en conjunto, en el lugar seco, dilatación nula baja, resistencia en estado seco, alta, tenacidad media. Con un 31,14% de límite líquido y un 18,9% de índice de plasticidad no cementada, normalmente consolidada. Con nombre típico: Arcilla arenosa de baja plasticidad, y símbolo de grupo CL.

**Tipo formación Miocénica:**

Arcilla limosa inorgánica, con un 24,1% de carbonatos en forma de carbonato cálcico, siendo la fracción inferior al 0,08 mm del 56,5%, y su tamaño máximo de 10mm. De color beige claro. La fracción gruesa subredondeada sana y dura. En el lugar seco preconsolidada, masivo no cementado, con resistencia en estado seco alta, dilatación baja, y tenacidad media. Con límite líquido del 31,5% e índice de plasticidad del 11,9%. Siendo su nombre típico: Arcilla limosa de baja plasticidad, arcilla limosa margosa. Su Símbolo de grupo: CL – ML.

Variables	Resultados		
	Media	Máximo	Mínimo
Tamaño máximo mm	10,00	17,00	5,00
% < 0,08 mm	56,5	62,38	50,21
Carbonatos %	24,10	25,09	7,20
Materia Orgánica %	0,15	0,93	0,00
Densidad máxima g/cm <sup>3</sup>	1,82	1,87	1,76
Humedad óptima %	15,3	17,0	14,2
Límite líquido %	31,5	33,6	28,3
Límite plástico %	19,6	22,1	17,6
Índice de plasticidad %	11,9	11,5	10,7
Sales solubles %	1,4	1,8	0,00
Cohesión Kg/cm <sup>2</sup>	0,20	0,27	0,05
Ángulo de roz. Efectivo grad.	29,61	32,47	25,1
Permeabilidad cm/s	3,2*10 <sup>-7</sup>	2,9*10 <sup>-7</sup>	9,7*10 <sup>-7</sup>
Dispersabilidad pink hole	ND-1	ND-1	ND-1

*Tabla 8. – Resultados análisis de las calicatas efectuadas en la cantera de la formación miocénica.*

**2.5. – Estudio geológico del área “Portillo”.**

**2.5.1. – Introducción.**

Por último en este apartado se recogen los resultados del estudio geológico realizado en la Presa del Portillo.

El área se sitúa sobre el río Castril. La cerrada de la presa dista aproximadamente 1 Km aguas arriba de la localidad del mismo nombre, siguiendo la dirección de los farallones calizos que afloran en la zona y paralela a estos; estando retranqueada de los farallones unos 100 m. Se sitúa en el paraje denominado "El Portillo", debido al paisaje que produce la morfología. La cerrada sirve de viaducto a la carretera comarcal que une el municipio de Castril con Huéscar (Granada) y Pozo Alcón (Jaén).

### **2.5.2. – Bibliografía y fuentes.**

Los más importantes son:

Sobre un primitivo emplazamiento, el Servicio Geológico de Obras Públicas realizó en el año 1987, una serie de estudios, cuyos resultados se recogen en el "Estudio Sondeos y Geofísica, para el estudio de El Portillo". Los 5 sondeos mecánicos realizados en el citado estudio, (S-3; S-4; S-5; S-7 y S-10) plano 9, investigaron la zona en margas casi tangente a las calizas aguas arriba, zona muy importante ya que es la que se ha usado como yacimiento de materiales para la ejecución del núcleo impermeable.

Uno de los primeros estudios con cierto carácter regional y cartografía relativamente esquemática a 1:50.000 es el "Estudio geológico del extremo Nordeste de la provincia de Granada" de M. Alvarado y J. L. Saavedra, (1966).

Entre los diversos estudios sobre facies del Cretácico de las zonas externas de las Cordilleras Béticas, destaca por la definición de las series en puntos dentro del ámbito de esta zona, el estudio realizado por A. Foucault, (1964). También en este sentido, son de interés, trabajos de congresos y reuniones como el Primer Coloquio de Estratigrafía y Paleogeografía del Cretácico en España. Madrid, 1982. Apostolescus (1982). Además, se ha usado en este trabajo, la Tesis Doctoral de P.A. Ruiz Ortiz, (1980).

Por último y de una manera muy importante se ha tenido en cuenta el estudio geológico realizado para el proyecto y construcción de la Presa del Portillo, Delgado (1990). Que se considera el estudio más importante desde el punto de vista de este trabajo, y por lo tanto sus datos se han tenido muy en cuenta en el desarrollo posterior.

### **2.5.3. – Geología de detalle.**

Dentro del Prebético, el área de Castril se sitúa en la parte mas interna del mismo y muy próxima al contacto con el Subbético que corre en las proximidades surorientales de Castril y que, a su vez, en esta zona queda al borde de la gran depresión interna de Guadix-Baza colmatada por sedimentos terciarios postorogénicos. El área de estudio, se enclava totalmente en las series margosas del Cretácico y Mioceno. Plano 10. En este apartado solo vamos a hablar del Cretácico y el Mioceno, ya que son los que se estudiaron como zona de extracción del material para núcleo.

#### **2.5.3.1. - Cretácico inferior.**

En la margen derecha del sector suroccidental existe una zona importante del Cretácico inferior. La parte inundada por el embalse estudiado debe corresponder a zonas muy inferiores de la serie toda vez que la litología varía notablemente. Aquí son margas

grises (en superficie de alteración parda - amarillentas), compactas masivas, a veces con algún pequeño cristal diseminado de yeso, que intercalan algunos estratos tabulares de 15-20 cm de espesor de areniscas calcáreas que no llegan a constituir un 10% de la masa rocosa total. Es carácter diferencial de estas margas su contenido de pequeñas láminas de moscovita y cuarzo tamaño limo, que les da ligero aspecto arenoso al tacto, y nódulos limoníticos ocres o marrones. En el corte que produce el Barranco Morcillo, próximo a la zona de canteras, existen intercalaciones aunque escasas, de calizas pardas detríticas con orbitolinas. En otros lugares el contenido en estratos calizoareniscos competentes es muy variable.

### **2.5.3.2. - Cretácico superior.**

Es el tramo principal en el presente estudio. La litología predominante es una alternancia de margas y calizas margosas (biomicritas) de colores gris - azulado, en estratos de unos 20 cm y en proporciones semejantes de uno y otro contenido (Delgado, 1991). Plano 10. En la zona mas al N, (hacia el cortijo del Batán) predominan las calizas en el total de la serie aunque siempre son de carácter margoso.

### **2.5.3.3. - Mioceno.**

Toda la formación cretácica queda limitada occidentalmente por el tramo margoso superior del Mioceno que a partir del Cerrón Chico llegan hasta el mismo cauce del río y, más al N todavía lo rebasan y llegan a ocupar una franja a lo largo de la margen izquierda. Plano 10. Son margas crema - blanquecinas en superficie, masivas en las que apenas se aprecia estructura alguna. Su espesor debe alcanzar varios centenares de metros. Localmente, sobre todo en la zona de los Molinicos y morcillo principalmente, se encuentran niveles de varios metros de espesor, silicificados (silexitas) en que la roca es dura, escasamente alterable, muy fracturada, lajosa con aristas agudas y aspecto leñoso.

### **2.5.4. - Materiales de préstamos.**

A la vista de las características de las distintas posibilidades y ubicación de los posibles materiales, para la construcción del núcleo, se seleccionaron las margas del Cretácico Superior y alguna zona del Cretácico Inferior, desechando al final el Mioceno por las frecuentes masas de silexitas intercaladas que les confieren muy poca plasticidad y gran rigidez. Plano 9.

Dentro del Cretácico Superior se consideró como más adecuada la zona de lomas situada entre los barrancos Lande y Morcillo por su gran proximidad a la zona donde se ubica el núcleo (unos centenares de metros), las mejores características del material y la ventaja adicional de quedar anegado creando así un volumen cuyo impacto medio ambiental es nulo, lo cual, tratándose de una cantera, es muy importante. Indudablemente, existen otras áreas en que se podrían extraer materiales adecuados en el C. Inferior pero con mayores distancias de transporte e incomodidades de otro tipo; accesos, etc. (Delgado et al., 1991). Plano 9.

En el sitio seleccionado, las margas son de color crema - grisáceo, aspecto arcilloso y muy deleznable en la zona de alteración. Esta zona varía según lo visto en los sondeos entre 2 y 4 m de profundidad. Debajo, las margas son de color gris oscuro, muy com-

pactas pero que se alteran y desmenuzan con facilidad a los pocos días de permanecer a la intemperie en las escombreras de las calicatas. En general, son masivas con algún nivel decimétrico más duro (calcáreo). Estos niveles constituyen, en lo que se ha podido observar, menos del 10% de la masa total y su contenido en carbonatos es del orden del 45-70 %, porcentaje sensiblemente superior al resto de las margas ya que el intervalo en el que se encuentran los carbonatos de las margas estudiadas, es del 25 al 35% referido a carbonato cálcico, sobre suelo total seco.

MINERALES	Valores medios
	Muestras tipo I
Grupo de la Montmorillonita	*
Grupo de la illita	***
Grupo del caolín	+
Calcita	**
Cuarzo	***

Observaciones:

\* = Proporción normal. \* = Medianamente abundante.

\*\*\* = Muy Abundante. + = Pequeña proporción, trazas.

*Tabla 9. – Resultados mineralógicos para el tipo I.*

Entre estos niveles más duros pueden encontrarse alguno de carácter más calizo arenoso en forma de tablas esporádicas que son desechables. Los recubrimientos de suelos sobre las margas son casi inexistentes y, en cualquier caso, su espesor es inferior a los 50 cm.

En la base de las lomas de esta área de préstamos, existe una aureola que se ha cartografiado como suelos margosos aterrazados, de naturaleza margo-limosa, que se consideró también aprovechable para el núcleo. En conjunto la explotación se reduce a los tres metros superficiales donde la marga es más suelta y alterada.

#### 2.5.4.1. – Yacimientos estudiados.

La zona de préstamos estudiada, ocupa una superficie de 8 - 9 Ha aproximadamente, limitando la explotación a 4 m, que es la profundidad a la que se encuentran los costrones calcáreos y las silixitas, por lo que el volumen de material utilizado para ejecutar el núcleo, es del orden de 250.000 m<sup>3</sup>. Que como nos pasa con las otras dos zonas que completan este estudio, es claramente inferior al que, con un porcentaje de calidad asegurado, se necesitaría, por lo que es preciso obtener un mayor volumen, lo que se consigue ampliando la explotación a zonas pertenecientes al Cretácico Inferior, inmediatamente adyacentes, que tienen materiales de características similares a las explicadas anteriormente. Plano 10.

MINERALES	Valores medios
	Cantera tipo II
Grupo de la Montmorillonita	*
Grupo de la illita	***
Grupo del caolín	+
Calcita	**
Cuarzo	***

Observaciones:

\* = Proporción normal. \*\* = Medianamente abundante.

\*\*\* = Muy Abundante.+ = Pequeña proporción, trazas.

*Tabla 10. – Resultados mineralógicos para el tipo “II”*

En síntesis, tenemos dos tipos diferenciados en el material empleado para la ejecución del núcleo impermeable, que podemos definir de acuerdo a los ensayos efectuados como:

- **Tipo I.** Desde el punto de vista mineralógico, tabla 9, la fracción menor de  $2\mu$ , está compuesta por minerales del grupo de las illitas en su mayor parte, con contenidos menores de caolinitas y montmorillonitas. De los ensayos geotécnicos realizados, (tabla 11), y según la clasificación unificada de suelos se tiene: Marga de baja plasticidad con un 30,83% de contenido medio de carbonatos y restos de yesos en un porcentaje inferior al 1,5%. El material inferior al tamiz 0,08 mm, es del orden de 87,67%, siendo la porción limosa la más importante de la fracción, conteniendo un 31% de fracción arcillosa, con dilatancia baja-nula, resistencia en estado seco alta y tenacidad media-alta, su límite líquido es del orden de 36,73% y su índice de plasticidad, es del orden de 19,43%. La fracción gruesa, de tamaño máximo de 1,83 cm, subangular sana y durable. En conjunto normalmente consolidada, no cementada, masiva y no dispersiva, de color beige-grisáceo. Marga limosa de baja plasticidad. (CL).

Variables	Resultados		
	Media	Máximo	Mínimo
Tamaño máximo mm	18,33	40,00	5,00
% < 0,08 mm	87,67	92,2	89,45
Carbonatos %	30,83	45,56	24,73
Materia Orgánica %	0,07	0,6	0,00
Densidad máxima g/cm <sup>3</sup>	1,83	1,87	1,77
Humedad óptima %	15,37	16,1	14,4
Límite líquido %	36,73	40,3	33,9
Límite plástico %	17,3	17,8	16,9
Índice de plasticidad %	19,43	23,1	16,1
Sales solubles %	1,13	1,95	0,52
Cohesión Kg/cm <sup>2</sup>	0,23	0,29	0,15
Ángulo de roz. Efectivo grad.	24,42	31	21,75
Permeabilidad cm/s	$1,5 \cdot 10^{-7}$	$3,5 \cdot 10^{-7}$	$1,5 \cdot 10^{-8}$
Dispersabilidad pink hole	ND-1	ND-1	ND-1

*Tabla 11. – Resultados material tipo I*

- **Tipo II.** Sus características mineralógicas, tabla 10, no suponen grandes diferencias con el anterior, solo reseñar la presencia de minerales del grupo de la silicita que le confieren algo más de dureza, además de un mayor porcentaje de montmorillonita. A partir de los ensayos geotécnicos realizados, tabla 12, y según la clasificación anterior tenemos:

Limo margoso de baja plasticidad con un contenido medio en carbonatos de 35,7% y un 0,18% de yesos referido a material dihidratado. Con un 85,5% de fracción fina (menor de 0,08mm), limosa en su mayoría, conteniendo un 20,3% de fracción menor de 2 $\mu$ , con dilatancia baja-nula, resistencia al efecto cortante alta, tenacidad media, su límite líquido es del orden de 30,9% siendo su índice de plasticidad del orden del 12,47%. La fracción gruesa de tamaño máximo de 2 cm, subangular. En conjunto, algo sobreconsolidada, no cementada, masiva, de color beige-blanquecino. Marga limosa de baja plasticidad (CL).

Variables	Resultados		
	Media	Máximo	Mínimo
Tamaño máximo mm	20	40	10
% < 0,08 mm	85,5	93,3	74,1
Carbonatos %	35,7	40,2	25
Materia Orgánica %	0,54	0,78	0,00
Densidad máxima g/cm <sup>3</sup>	1,84	1,93	1,78
Humedad óptima %	11,83	12,4	10,7
Límite líquido %	30,9	31,4	30,2
Límite plástico %	18,43	18,6	18,2
Índice de plasticidad %	12,47	12,8	12
Sales solubles %	1,57	3,73	0,4
Cohesión Kg/cm <sup>2</sup>	0,16	0,2	0,12
Ángulo de roz. Efectivo grad.	28,33	31	27
Permeabilidad cm/s	2,5*10 <sup>-7</sup>	4,9*10 <sup>-7</sup>	1,22*10 <sup>-7</sup>
Dispersabilidad pink hole	ND-1	ND-1	ND-1

*Tabla 12. – Resultados material tipo "II"*

**CAPÍTULO III  
CARACTERIZACIÓN  
GEOTÉCNICA, MINERALÓGICA  
Y QUÍMICA.**



### III. - CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA, MINERALÓGICA Y QUÍMICA DE LAS ZONAS DE ESTUDIO.

#### 3.1 Introducción.

"Un tipo litológico representa una unidad de composición, textura y estructura perfectamente homogéneas, pero, en general, no uniforme desde el punto de vista físico. De tal manera que no podemos dar para dicha unidad unos valores exactos de las propiedades mecánicas; podemos simplemente ofrecer una idea general de las propiedades técnicas en un intervalo de valores..." (IAEG, 1976).

De acuerdo a lo anterior, se han determinado las características geotécnicas, mineralógicas y químicas de los materiales de las canteras con que se construyeron los núcleos impermeables de las presas que componen el presente estudio.

La edad geológica de los mismos, va del Jurásico al Cretácico y al Neógeno, asimilados a unos tipos litológicos (LT), en los que se va a establecer, de acuerdo a la anterior definición, los valores máximo, mínimo, valor medio, desviación típica y coeficiente de variación de las variables contempladas.

#### Para la cantera de la presa de Francisco Abellán.

- El tipo litológico I. Está formado por las margas de la serie neógena. Los depósitos detríticos representados por conglomerados limoso - arenosos, limos - arcillosos y arcillas - limosas en una matriz de areniscas, que pasan a unas margas grises - azuladas con yeso difuso del Plioceno – Pleistoceno (Rodríguez Fernández, 1985). Estos materiales afloran a lo largo de la carretera que une la A- 92 con la población de la Peza, a 500 m de la cerrada. (González Donoso y Vera., 1968).
- El tipo litológico II. Se trata de arcillas limoso arenosas con finas intercalaciones de yeso cristalizado con niveles irregulares de conglomerados, cuya edad es Tortoniense superior - Messiniense (Rodríguez, 1985).

La tabla 3.1 resume las distintas litofacias de los tipos litológicos diferenciados en las series de los dos casos estudiados:

<i>Tipo litológico</i>	<i>Litofacies</i>
<b>LT II</b> Tortoniense Superior- Messiniense	Arcillas limoso – arenosas con finas intercalaciones de yeso cristalizado con niveles irregulares de conglomerados
<b>LT I</b> Plioceno – Pleistoceno	Conglomerados limoso - arenosos, limo - arcillosos y arcillas – limosas. Margas grises - azuladas con yeso difuso

Tabla 3.1. Litofacias de los tipos litológicos en la serie “Francisco Abellán”.

**Para la cantera de la presa del Portillo.**

- Tipo Litológico I. Perteneciente al Cretácico Inferior (Barremiense). Margas de color crema - grisáceo, aspecto arcilloso y muy deleznable en la zona de alteración. Variando los niveles entre 2 y 4 m de profundidad.
- Tipo Litológico II. Perteneciente al Cretácico Inferior (Neocomiense). Margas de color gris oscuro, muy compactas pero que se alteran y desmenuzan con facilidad. En general, masivas, con algún nivel decimétrico más duro (calcáreo).

<i>Tipo litológico</i>	<i>Litofacies</i>
<b>LT II</b> Cretácico Inferior (Neocomiense)	Margas limosas de color gris oscuro compactas y masivas con intercalaciones decimétricas de calizas diaclasadas.
<b>LT I</b> Cretácico Inferior (Barremiense)	Margas de color crema – grisáceo, arcillas margosas muy deleznable.

*Tabla 3.2. Litofacies de los tipos litológicos diferenciados en la serie “Portillo”.*

**Para la cantera de la presa de San Clemente.**

- Tipo Litológico I. Perteneciente al Prebético, de edad Mioceno (Burdigaliense). Afloramientos discordantes sobre materiales anteriores, son margas rosado – grisáceas de raíz marina; presentando localmente niveles de calizas arrecifales. (Fontbote, 1970, Vera, 1970).
- El Tipo Litológico II. Pertenece al Prebético, edad Cretácica (Urgo Aptiense), su litofacies, consiste en margas y margocalizas ligeramente dolomitizadas con contenidos interstratificados de yesos.

<i>Tipo litológico</i>	<i>Litofacies</i>
<b>LT II</b> Cretácico (Urgo Aptiense)	Margas y margo – calizas ligeramente dolomitizadas con inclusiones de yesos cristalizados.
<b>LT I</b> Mioceno (Burdigaliense)	Margas rosado – grisáceas de raíz marina.

*Tabla 3.3. Litofacies de los tipos litológicos diferenciados en la serie “San Clemente”.*

Teniendo en cuenta todo lo anterior, ya esbozado en el capítulo anterior, nos vamos a circunscribir a desarrollar las características geotécnicas de las muestras analizadas en las diferentes zonas de muestreo, que no son otros que los acopios de material con los que se ha construido los diferentes núcleos impermeables de las presas de San Clemente, Francisco Abellán y Portillo.

Los datos cuantitativos más representativos obtenidos de los distintos análisis realizados: % de las fracciones granulométricas, % en carbonato cálcico, límites de Atterberg, densidad de compactación Proctor, grado de hinchamiento libre e índice de dispersabilidad, permeabilidad, resistencia al esfuerzo cortante, los índices deducidos a partir de los precedentes (actividad de Skempton (1964) y actividad de Lautrin (1989)), así como las clasificaciones de las margas según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (U.S.C.S.) y otros, están detallados en capítulos posteriores.

Como ya se ha comentado, en la provincia de Granada existen diez embalses a pleno rendimiento y cinco en construcción. Los situados en la Cuenca del Guadiana Menor, suman cinco actualmente en producción, y dos más, la Solana del Peñón y Gor, en proyecto.

Esta red, tan esencial para el desarrollo de la comarca, pues además de laminar los picos de sus ríos, que producen cíclicamente nefastas inundaciones, salvará al campo de los periodos de sequía muy comunes en la zona.

Las presas que se han usado para este estudio, San Clemente, Portillo y Francisco Abellán, pertenecen administrativamente a la Confederación Hidrográfica del Guadalquivir y están incluidas en la Cuenca del Guadiana Menor, La delimitación geográfica de la citada cuenca se sitúa a la altura del Puerto del Suspiro, Sierra de la Almirante y las cumbres de Sierra Nevada con una extensión de 6,000 Km<sup>2</sup>, en la provincia de Granada, regulando los ríos Guardal, Castril y Fardes, respectivamente. Comprendiendo principalmente las comarcas de Guadix, Baza y Huescar.

### **3.2. – Caracterización geotécnica del material de los núcleos.**

#### **3.2.1. - Zona de San Clemente.**

La presa de San Clemente se sitúa en una cerrada de calizas jurásicas, en el estribo izquierdo y centro del río, y unas margocalizas y margas en el estribo derecho, conformando la cerrada de un valle en forma de V muy abierta. Plano 5.

Es una presa de gravedad, con una altura de 91,5 m una longitud de coronación de 580 m. Siendo el volumen total de los materiales empleados, 2.100.000 m<sup>3</sup>. El aliviadero que se sitúa en el estribo izquierdo, consta de tres vanos cerrados por compuertas Taintor de 8 m x 4 m, con desarrollo curvo. Posee desagües de fondo y de riegos con conductos de 1,80 m de diámetro, que se alojan a lo largo del túnel de desvío. El sistema de mecanización de cierres y regulación está compuesto de compuertas vagón accionadas desde una torre de toma, y válvulas compuerta más válvulas Howel – Bunger, aguas abajo. Tabla 3.4. Plano 5.

Característica	Valor
Tipo	Escollera con núcleo de arcilla
Altura de cimientos	91,5 m
Anchura de coronación	11,0 m
Longitud de coronación	580,0 m
Volumen de escollera	1,347,302 m <sup>3</sup>
Volumen de núcleo	412,536 m <sup>3</sup>
Volumen de filtros	197,220 m <sup>3</sup>
Volumen de Hormigón	55,942 m <sup>3</sup>
Aliviadero	
Tipo	Lateral
Caudal de Desagüe	620 m <sup>3</sup> /seg
Longitud del vertedero	24 m
Número de vanos	3
Tipo de compuertas	Taintor
Dimensiones de las compuertas	8,0 * 4,0 m
Número de desagües	2
Diámetro de cada conducto	1,80 m
Compuertas	Vagón
Válvulas	Howell Bunger
Capacidad	90 m <sup>3</sup> /seg

Tabla 3.4. - Características generales de la presa de San Clemente.

### 3.2.1.1. – Acopio intermedio.

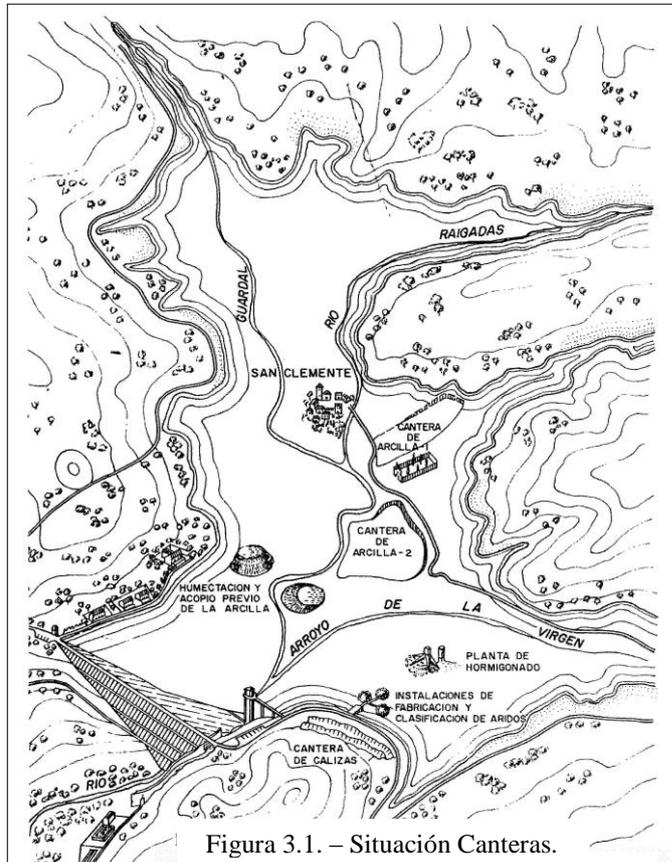
Debido a las características de los materiales extraídos de las canteras mencionadas, para producir una homogeneización del material con el que construimos el núcleo, en cuanto a la humedad de colocación y también en cuanto a la distribución de tamaños que producen las mismas, se hace necesario algún procedimiento por el que el material llegue a tener la humedad idónea, siempre dentro de valores de calidad impuesta, por el pliego de condiciones técnicas particulares de la obra. tanto para el material con el que construiremos el núcleo, como para la forma de ejecución del mismo tabla 3.5, figura 3.1.

Dado que la consistencia de la marga en las canteras hace formar grandes agregados de material, difíciles de humectar y romper, para dar la textura y humectación óptima de colocación en tajo, se acopió el material, según directrices del pliego comentado, en una fase intermedia entre la extracción de cantera y la colocación en el tajo. En este acopio, la descarga del material se efectúa en una zona con pendiente suficiente como para que el material tuviera que “rodar” a lo largo de la ladera mientras, simultáneamente, desde la zona de descarga y la zona final de reposo, se riega abundantemente tanto en caudal de agua como en presión de la misma con lo cual producimos una meteorización del material y una humectación idónea para su colocación en el tajo de obra.

Los datos del material que se presentan se han obtenido, de acuerdo a lo anterior, antes de su paso por el acopio intermedio, se han desechado aquellas partidas que no cumplieran con los valores exigidos para este material según lo expuesto. Por lo tanto y debido a

su escasa importancia en este trabajo, se van a englobar las muestras en un solo apartado que se va a definir como material para acopio intermedio.

Las muestras se extrajeron de cantera con los métodos impuestos en la norma N.L.T – 203/72. Después de recepcionarlas en el laboratorio, se ha procedido a su secado al aire y desterronado. Se han confeccionado las cantidades de muestra necesarias para los distintos ensayos y análisis a que han sido sometidas las muestras, según la norma N.L.T – 101/72. Se han ensayado 37 muestras provenientes de las canteras antes mencionadas, según los distintos tipos de ensayos recogidos en el capítulo I



Propiedad	Valor
Tamaño máximo	15.00 cm.
Densidad máxima Proctor	> 1.70 gr/cm <sup>3</sup> .
Humedad óptima Proctor	15.0% < Hop < 24.0%
Humedad de colocación en tajo.	1.5 puntos por el lado húmedo.
Índice de plasticidad	30% < Ip < 12%
Constante de permeabilidad	< 10 <sup>-6</sup> cm/s
Angulo de Rozamiento interno efectivo	>20 ó >12 ° deg.
Cohesión efectiva	> 0,2 Kg/cm <sup>2</sup> ó > 0,6 Kg/cm <sup>2</sup>
Contenido de materia orgánica	< 3% en peso total seco
Contenido en sales solubles	< 4% en peso total seco
Contenido en sulfatos	< 2% en peso total seco
Dispersabilidad	No dispersiva de grado 1 (ND-1)
Espesor de tongada	30 cm. Según terraplén de ensayo
Número de pasadas	8. Según terraplén de ensayo
% de Compactación	> 95% de D max.
Temperatura de ejecución	> 0°C
Equipo de compactación	Rodillo pata de cabra.

Tabla 3.5. – Especificaciones exigidas por el pliego de condiciones técnicas particulares del proyecto para el material del núcleo impermeable. (Delgado, 1983)

### 3.2.1.2. – Resultados obtenidos.

Los ensayos efectuados, se han clasificado en grupos según sea la clase de la variable que cuantifiquen. Así se han aglutinado todos aquellos que nos van a caracterizar las propiedades índice, las propiedades químico – mineralógicas, las variables de capacidad, mecánicas o tenso – deformables, y otras variables geotécnicas. (Tabla 3.6).

PROPIEDADES ÍNDICE		
ENSAYO	NORMA	DATO – UNID.
Humedad	NLT – 102	Hum nat. - %
Granulometría tamizado	NLT – 104	Tam. Max. mm % > 0,08 mm - %
Proctor	NLT – 107	Dens. Max. – gr/cm <sup>3</sup> Hum. Op. - %
Límites Atterberg	NLT – 105	Límite Liq. - %
	NLT – 106	Límite plástico - % Ind. Past. - %
Actividad		I . Ac. -

Tabla 3.6.(A) – Clase de datos para los grupos de ensayos, “propiedades índice”.

CARACTERÍSTICAS MINERALÓGICAS Y DE TEXTURA		
ENSAYO	NORMA O MÉTODO	DATO – UNID.
Granulometría sedimentación	UNE 103102/95	Limos - % Arcillas - %
Difractometría Rx	Agregados orientados; M. Polvo	Minerales de la arcilla - %
Técnicas dispersivas de electrones	Microscopio electrónico	Geometría y textura
CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS		
Contenido en carbonatos	NLT – 116	CO <sub>3</sub> Ca - %
Contenido en sulfatos	NLT – 120	SO <sub>4</sub> Ca * 2H <sub>2</sub> O - %
Contenido en sales solubles	ASTM; E/4.	Pérdida en % S.S.
Extracto saturado	Espectroscopia de llama	Na <sup>+</sup> - meq/l
	Complexometría	Mg <sup>++</sup> - meq/l
	Complexometría	Ca <sup>++</sup> - meq/l
Plasma	ICP	Otros elementos mayoritarios
OTRAS CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS		
Dispersabilidad	Pinhole	Tubificación
Peso específico	Picnómetro	Dens – gr/cm <sup>3</sup>
Permeabilidad	Célula triaxial N.P.V.	K – cm/s
CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS		
Triaxial – C.U.	ASTM;	C' – Kg/cm <sup>2</sup> φ' ° Deg.
Corte Anular	Bishop	C' <sub>r</sub> – Kg/cm <sup>2</sup> φ' <sub>r</sub> - ° Deg.
Edómetro	UNE	σ' <sub>p</sub> – Kg/cm <sup>2</sup> Cv – cm <sup>2</sup> /s

Tabla 3.6.(b) – Clase de datos para los grupos de ensayos. “Geotécnicos”.

### 3.2.1.3. – Resultados datos índice.

Los datos obtenidos manifiestan una homogeneidad muy acusada en cuanto a la granulometría en general, predominando la fracción limoso – arcillosa sobre las demás lo que implica que se trata de suelos finos cuyas partículas son predominantemente de tamaño limo.

La variabilidad de los parámetros índice sigue la tendencia marcada por la extracción. Es decir se observa una bimodalidad tanto en los límites de Atterberg (límite líquido e índice de plasticidad), como en el grado de compactación, pues presentan dos picos en relación con la distribución de la zonificación. Aun así, las muestras no presentan diferencias apreciables, según los sistemas de clasificación utilizados.

Los resultados obtenidos, de textura y propiedades índice, se presentan en la tabla 3.7 (a) y (b), y figura 3.1(a)

<i>San Clemente</i>	<i>FINO</i>	<i>MEDIO</i>	<i>GRUESO</i>
ARENA	01,11 %	10,36 %	34,00 %
LIMO	40,89 %	48,80 %	37,00 %
ARCILLA	58,00 %	40,84 %	29,00 %

Tabla 3.7.(a). – Textura general de las muestras. Presa de San Clemente.

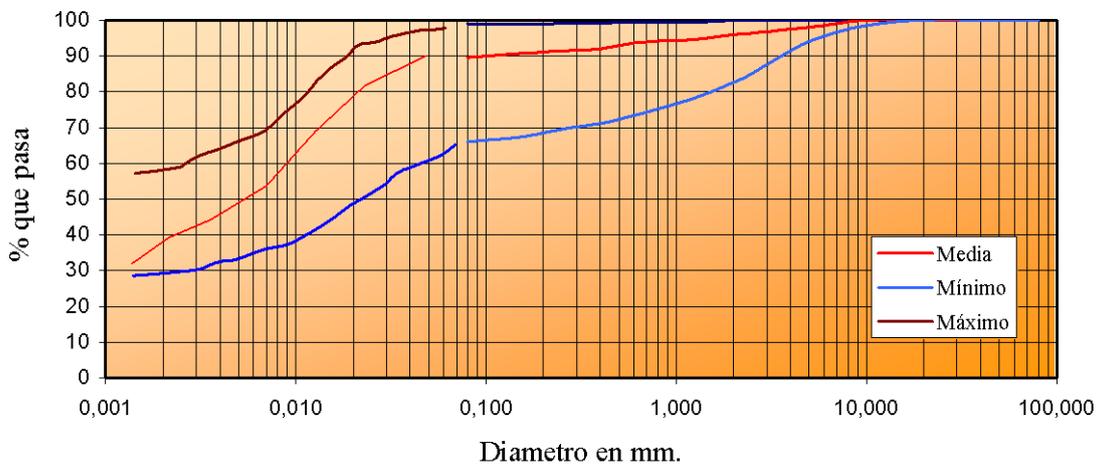


Figura 3.1(a). - Huso granulométrico de las muestras de San Clemente.

### 3.2.1.4. - Resultados de los ensayos de permeabilidad, dispersabilidad y peso específico.

Se han realizado 36 ensayos de permeabilidad en célula triaxial con gradiente de presión en cabeza – cola. Los valores calculados para la constante de permeabilidad, varían entre  $2.45 \cdot 10^{-9}$  a  $8.1 \cdot 10^{-8}$  cm/s. Aunque la mayoría de los datos están en una estrecha banda entre  $8.0 \cdot 10^{-9}$  y  $1.6 \cdot 10^{-8}$  cm/s. (Tabla 3.8)

Muestras	$H_n$	$T_m$	$F_1$	$D_m$	$H_o$	$L_L$	$I_p$	$A_I$
Muestras	60	60	60	60	60	60	60	60
Máximo	22,5	20,0	98,89	1,816	22,21	57,60	34,51	0,73
Medio	15,82	10,1	90,76	1,708	18,30	43,82	25,03	0,59
Mínimo	10,87	2,0	71,02	1,621	15,20	31,00	15,2	0,3
D. Típica	3,07	7,1	6,400	0,048	1,58	5,01	3,85	0,10

**Leyenda:**  $H_n$  = Humedad natural;  $T_m$  = Tamaño máximo;  $F_1$  = % < 0.08 mm;  $D_m$ . = Densidad máxima;  $H_o$  = Humedad óptima;  $L_L$  = Límite líquido;  $I_p$  = Índice de plasticidad;  $A_I$  = Actividad.

Tabla 3.7.(b) – Resultados de los datos índice.

La gran homogeneidad observada en los resultados de la constante de permeabilidad, se puede deber a dos motivos principales: por la naturaleza de la fracción limoso – arcillosa, que le confiere una gran cohesión a la vez que un grano muy fino (no hay que olvidar que, más del 90% del material es inferior a 0.008 mm y, por otra parte, a la homogeneización producida por el remoldeo que hace pasar a estructuras floculadas y, por lo tanto, bastante más ordenadas que las mismas en estado inalterado.

Se han realizado 34 ensayos de dispersabilidad, según la técnica de Pinhole, midiendo en todos ellos el caudal de salida y la calidad del mismo, en cuanto a la posible migración de material de la probeta del ensayo. (Tabla 3.8). Todos los resultados obtenidos indican muestras “no dispersivas de grado 1” o lo que es igual ND-1, siendo el caudal máximo inferior a 3.5 l/s en todos los casos con un margen de variación entre 3.14 l/s y 1.58 l/s. Esto explica el predominio de la fracción arcilla sobre la fracción limosa en estos suelos fuertemente carbonatados. (Bembem. 1982).

Se han efectuado 46 ensayos de peso específico, por el método del picnómetro, resultando un valor máximo calculado de 2.75 gr/cm<sup>3</sup> y un mínimo de 2.52 gr/cm<sup>3</sup>, obteniéndose dos picos diferenciados en 2.62 gr/cm<sup>3</sup> y 2.69 gr/cm<sup>3</sup>.

Esto es obvio teniendo en cuenta que la naturaleza mineral de las muestras procede de dos canteras diferentes, y como sabemos, la composición mineral, va a decidir el resultado de este ensayo. Tabla 3.8.

	K	Disp.	Q. (Pinhole)	$\gamma_s$
Muestras	36	34	34	46
Máximo	8,10 E <sup>-8</sup>		3,14	2,75
Medio	1,61 E <sup>-8</sup>	ND-1	2,25	2,68
Mínimo	2,45 E <sup>-9</sup>		1,58	2,52
Desv. Típica	1,91 E <sup>-8</sup>		0,532	0,052

*Leyenda:*  $k$  = Constante de permeabilidad en cm/s; Disp. = Dispersabilidad Pinhole;

$Q$  = Caudal máximo Pinhole l/s;  $\gamma_s$  = Peso específico en gr/cm<sup>3</sup>.

Tabla 3.8. Resultados de la permeabilidad, dispersabilidad y peso específico.

### 3.2.1.5. – Resultados de las características mecánicas.

Se han ensayado 36 muestras para caracterizar las propiedades mecánicas de estos suelos, para tal fin, cada una de ellas, se ha sometido a pruebas triaxiales lentas, con consolidación previa, rotura sin drenaje y medida de presiones intersticiales. Pruebas de corte directo con grandes deformaciones, en presiones efectivas y por último, ensayos edométricos en muestras sumergidas.

Todos los ensayos se han realizado sobre muestras remoldeadas, “modelizando” las características que exige el Pliego de Condiciones Técnicas Particulares del proyecto de construcción, para la ejecución del núcleo impermeable de la presa, puesto que intentamos comprobar su comportamiento para esta función.

Se han realizado 36 ensayos triaxiales de las características ya definidas, sobre probetas confeccionadas en molde tripartido de 1.5” de diámetro, siendo compactadas en 5 tongadas y con 12 golpes por tongada mediante el compactador mini – Harward. De esta

forma, las probetas se han preparado, al 95% de la densidad máxima de Proctor normal y a humedad óptima.

Los procedimientos seguidos en la construcción de las probetas, siguen las normas citadas por Bishop y Henkel (1964), siendo la velocidad de deformación empleada de 0,0048 mm/min. Así la rotura se produce lo suficientemente lenta para permitir la disipación de las presiones intersticiales, además las cargas del ensayo se han producido perpendiculares a las capas de compactación.

Para este material arcilloso limoso, el ángulo de rozamiento interno efectivo,  $\phi'$ , varía en una banda que va desde 35° a 15.50° y la cohesión efectiva,  $c'$ , entre un valor máximo de 0.45 Kg/cm<sup>2</sup> y un mínimo de 0.10 Kg/cm<sup>2</sup>. Tabla 3.9 (a).

En la figura 3.2 se ha representado los recorridos tensionales observados en estos ensayos. Estos indican el desarrollo de tensiones intersticiales excesivas durante la rotura, mediante una disminución de las tensiones totales, que se traduce en una desviadora con pendiente pequeña; es decir, la parte de pendiente mínima aumenta. La 1ª parte de estos recorridos tensionales no representa más del 2% de la deformación axial, siendo el resto un recorrido con pendiente más o menos tendida. En un principio, la probeta sufre una reorganización estructural durante la cual las tensiones efectivas entre los granos de suelo, está disminuyendo, traduciéndose las tensiones totales a presiones intersticiales.

Este comportamiento no se debe a la rotura de la cementación pues, como ya hemos comentado, las muestras han sido remoldeadas. Por tanto, o los granos se han reorientado hacia una disminución del número de contactos entre ellos, (una estructura más abierta), o ellos mismos han punzado y “aplastado”, (efecto Crushing), para conseguir los mismos efectos finales. (presencia de carbonato biogénico). (Valent, et al. 1982).

Datta et al. (1982) comparan la distribución diámetros frente a la tensión antes y después de la rotura.

Azam (2000) ha ilustrado el uso de los ensayos presiométricos, sugiriendo, que se use el ensayo para obtener información del módulo de elasticidad, E; así como del ángulo de rozamiento interno,  $\phi$ , y del ángulo de dilatación,  $\nu$ .

Podemos calcular con los resultados de los triaxiales, el módulo secante como:

$$E_s = E_0 P_a \left( \frac{\sigma_m}{P_a} \right)^n$$

Con  $E_0$  = Módulo umbral;  $P_a$  = Presión atmosférica;  $\sigma_m$  = tensión principal media;  
n = Propiedad del material.

En los ensayos llevados a cabo por Ladd y Wissa (1970), se observa una característica común a todos ellos no usual pues se distingue una disminución de la resistencia al corte, con la profundidad, lo que nos lleva a pensar que la tensión efectiva vertical, disminuye linealmente con la profundidad a lo largo del rango de medida. Esto no lo hemos podido demostrar pues en nuestras muestras no se presenta este fenómeno. Lo que se puede explicar por la perturbación producida en las mismas, (todas nuestras probetas son remoldeadas).

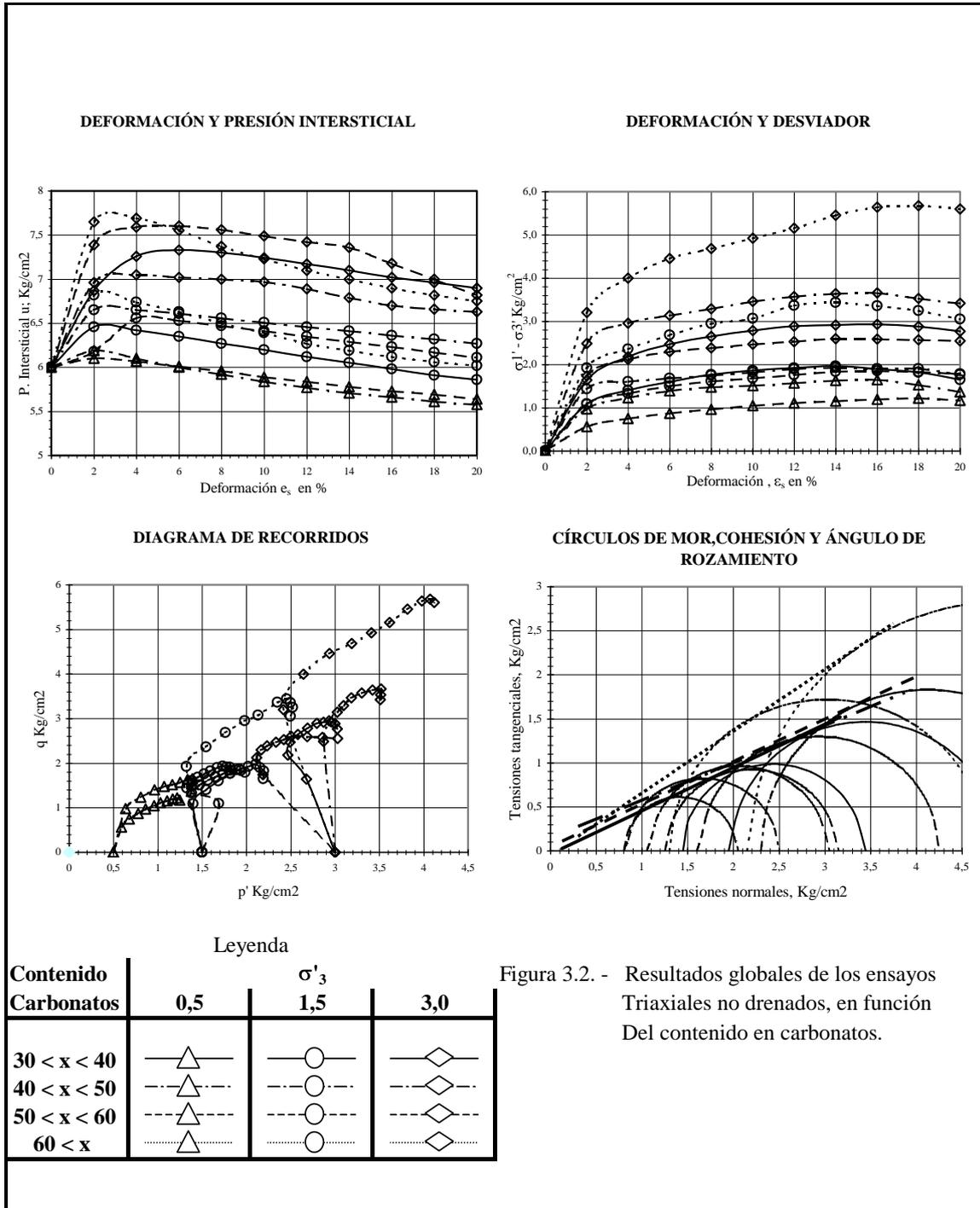


Figura 3.2. - Resultados globales de los ensayos Triaxiales no drenados, en función Del contenido en carbonatos.

	C' Kg/cm <sup>2</sup>	φ' Ang. Deg.	K <sub>0</sub>
Muestras	36	36	27
Máximo	0,46	35,00	1,34
Medio	0,20	24,00	0,97
Mínimo	0,10	15,50	0,46
Desv. Típica	0,09	4,18	0,16

Leyenda:  $c'$  = Cohesión efectiva;

$\phi'$  = Ángulo de rozamiento interno efectivo;

$K_0$  = Constante "k" Umbral.

Tabla 3.9 (a). - Resultados del ensayo Triaxial.

Otros resultados encontrados, nos dan un rango de valores de resistencia, para esta clase de materiales, muy ancho. En algunos casos los valores son claramente más bajos que los mostrados. Pero en los casos de valores más altos, estos están muy cerca de los calculados.

Sambhandharaksa (1987) presenta una explicación extensa de la resistencia al corte de arcillas de sedimentos lacustres ("varvas") de distintas localizaciones. Deduce que la historia de tensiones y las técnicas normalizadas de la de las propiedades ingenieriles, técnicas SHANSET, como las presentadas originalmente por Ladd y Foott, (1974) se pueden aplicar.

En este trabajo, como hemos dicho, se ha caracterizado la resistencia al efecto cortante, con ensayos no drenados y consolidados que son los que se presentan en este capítulo. Este autor ha constatado en ensayos de laboratorio, que las técnicas usadas causan un cambio en la estructura del suelo que las hace menos frágiles, más dúctiles, que las mismas in situ; lo cual lo podemos definir como una clase de tixotropía y susceptibilidad. En la tabla 3.9(a) se presentan los resultados de 36 ensayos sin drenaje y consolidados isotrópicamente.

	Deformación axial $\epsilon_{\text{máx}}$ en rotura en % para:			Presión Intersticial en la rotura, u en Kg/cm <sup>2</sup> para:		
	$\sigma_3' = 6,5$	$\sigma_3' = 7,5$	$\sigma_3' = 9,0$	$\sigma_3' = 6,5$	$\sigma_3' = 7,5$	$\sigma_3' = 9,0$
Muestras	27	27	27	27	27	27
Máximo	20	20	20	6,30	6,60	7,52
Medio	16	15	16	5,70	6,29	7,07
Mínimo	10	10	12	5,25	5,70	6,30
Desv. Típica	2	2	2	0,26	0,24	0,31

Leyenda:  $\sigma_3'$  = Presión de célula en Kg/cm<sup>2</sup>

Tabla 3.9 (b). - Datos del ensayo Triaxial.

	Tensión desviadora máxima, $(\sigma_1 - \sigma_3)$ en Kg/cm <sup>2</sup> para:			Coeficiente de p. Intersticial, $A_f$ $[u/(\sigma_1 - \sigma_3)]_{max}$ , en Kg/cm <sup>2</sup> , para:		
	$\sigma_3' = 6,5$	$\sigma_3' = 7,5$	$\sigma_3' = 9,0$	$\sigma_3' = 6,5$	$\sigma_3' = 7,5$	$\sigma_3' = 9,0$
Muestras	27	27	27	27	27	27
Máximo	2,05	3,37	5,60	6,30	5,77	4,49
Medio	1,45	2,34	3,37	4,15	2,84	2,22
Mínimo	0,90	1,04	1,40	2,56	1,93	1,21
Desv. Típica	0,31	0,51	0,73	1,03	0,79	0,63

*Leyenda:*  $\sigma_3'$  = Presión de célula en Kg/cm<sup>2</sup>

Tabla 3.9 (c). - Datos del ensayo Triaxial.

### 3.2.1.6. - Resultados del estudio de la resistencia residual.

Se ha usado para el cálculo de la resistencia residual, el aparato de corte directo, con desarrollo de grandes desplazamientos para que podamos llegar al valor real de la resistencia residual. (Skempton, 1985).

Se han usado cajas de corte de sección cuadrada de 75 mm de lado, con un desplazamiento relativo mínimo de 20 mm que según diversos autores, parece suficiente para medir tanto la resistencia de pico como la resistencia residual. Cortando repetidamente la muestra hasta que la resistencia llega a un valor constante mínimo, este valor es el correspondiente a la resistencia residual.

Las curvas de resistencia frente al desplazamiento (deformación), para cargas típicas en muestras remoldeadas y con corte móvil se muestran en la figura 3.3(a). Se observa que la diferencia con los datos de bibliografía es insignificante. La forma de corte se produce a muy pequeñas velocidades de desplazamiento durante la mañana, para después, durante la noche, pasar a una disminución drástica de la velocidad, ayudado de un pequeño desplazamiento inverso, para producir la relajación en el anillo de carga. El proceso se continua así hasta que la resistencia que se consiga en cada ciclo, mañana - noche, sea la más pequeña de todos los ciclos producidos, hasta llegar a un desplazamiento total máximo de 20 mm en cada ciclo.

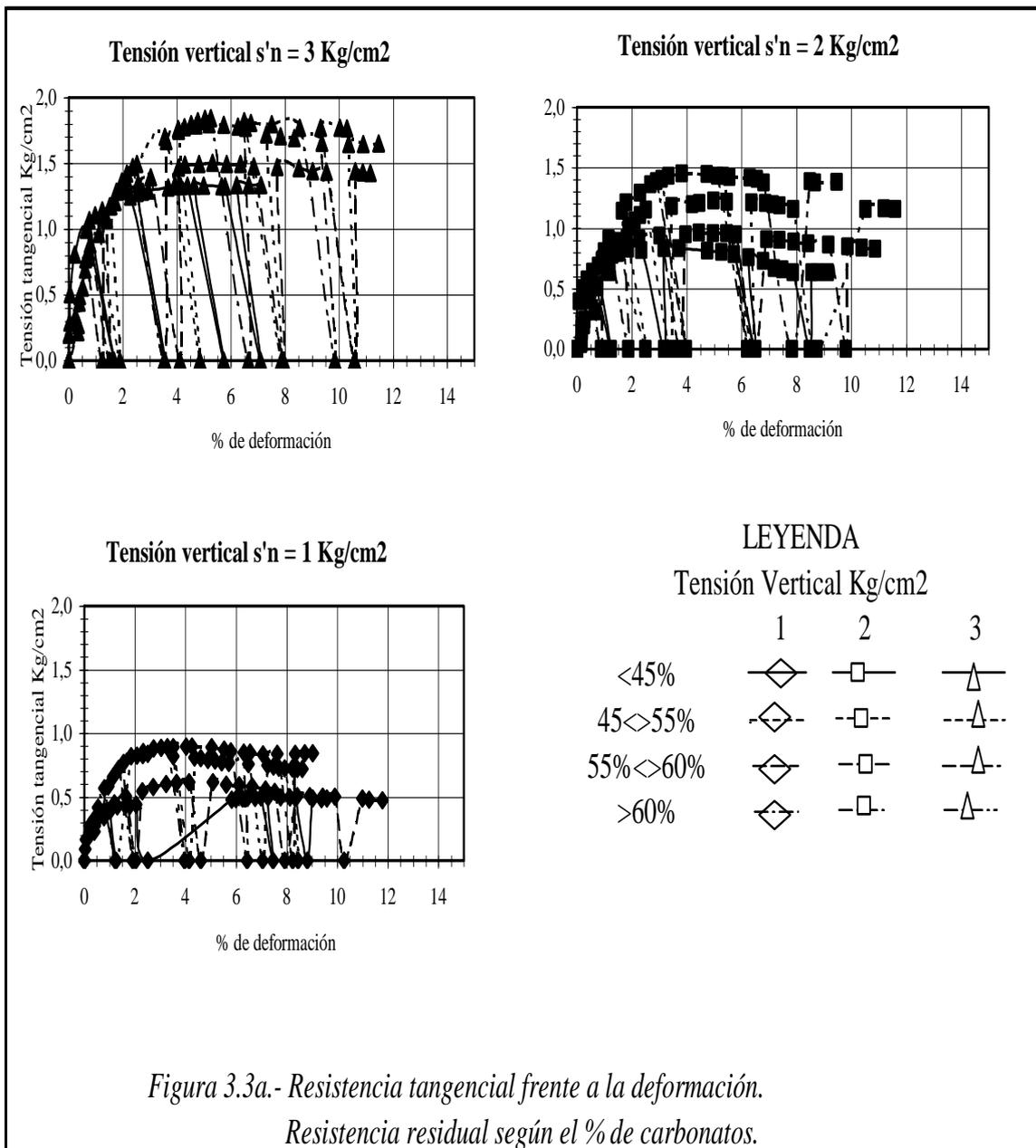
Este método puede dar algunos problemas que en síntesis podemos establecer en:

- Los cambios producidos por el relajamiento del anillo de carga pueden destruir las alineaciones de las partículas en el plano de corte, pudiendo oscurecer el valor de la resistencia residual.
- No se pueden medir las presiones intersticiales por lo que no se tiene un control claro sobre el mecanismo de consolidación inicial.
- Al llegar a valores de deformación tan altos se producen sobreestimaciones de la resistencia residual.

Para evitar todos estos problemas, se ha efectuado el ensayo primero consolidando la muestra muy lentamente durante las 48 horas anteriores al comienzo del corte, y a

velocidades de corte de 0,0024 mm/min y la velocidad de la noche para el movimiento inverso es de 0,00048 mm/mim. Calculando la constante de consolidación vertical  $C_v$ , y los periodos de 50% y 90% de consolidación en célula edométrica, en idénticas condiciones que el ensayo de corte, para comprobar que la velocidad anterior, es la idónea en todos los ensayos.

Se han efectuado 20 ensayos en los materiales comentados con un contenido medio de carbonatos del 52% en carbonato cálcico, teniendo un mínimo de 43% y un máximo de 67%, por lo que todas las muestras de este estudio están por encima del 40 % de carbonatos.



Skempton (1985) y Hawkins y McDonald (1992) han estudiado el mismo proceso pero sólo con especímenes de un contenido en carbonatos del 40 % como máximo, que extrapolando sus datos a contenidos superiores, sus conclusiones no entran en conflicto con las de este trabajo en ningún caso.

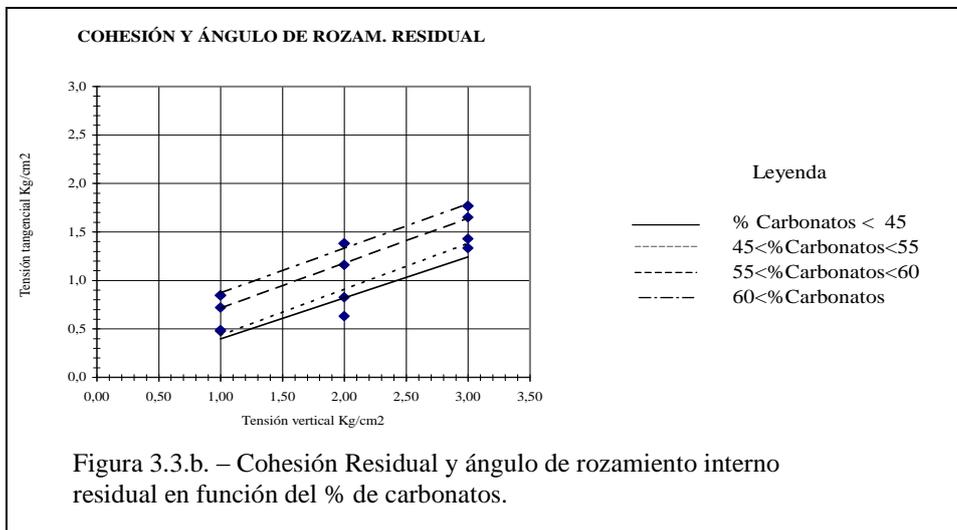
Aunque el índice de correlación entre el contenido en carbonato y la reducción del ángulo de rozamiento es muy bueno, mayor del 87%, la influencia sobre el ángulo de rozamiento interno residual, es pequeña según vemos en la figura 3.3 b, no ocurriendo lo mismo con la cohesión residual, que sí varía claramente en sentido inverso.

	Cr'	$\phi_R'$	Ang.
	Kg/cm2	Deg.	
Muestras	20	20	
Máximo	0,4	20,00	
Medio	0,04	14,2	
Mínimo	0,02	10,9	
Desv. Típica	0,09	2,17	

*Leyenda:*  $c'_r$  = Cohesión efectiva residual;

$\phi'_r$  = Ángulo de rozamiento interno efectivo residual.

Tabla 3.11. - Datos del ensayo de Corte Directo.



Además Moore (1991), confirma que la resistencia residual está influenciada por el tipo de arcilla y por las características químicas del agua intersticial, además del contenido de carbonatos. Los datos finales de nuestro estudio, nos dan una variación amplia de la cohesión residual y una banda no muy estrecha para el ángulo de rozamiento residual, a diferencia de Hawkins, que dice que la fracción calcárea de tamaño limo, es la que más influye sobre el ángulo de rozamiento residual, en este trabajo no se observa esta propiedad. El valor del ángulo de rozamiento interno residual varía entre 10,9° a un valor

máximo de 20° y la cohesión residual se mueve en una banda que va desde un máximo de 0,4 Kg/cm<sup>2</sup>, a un valor mínimo de 0,02 Kg/cm<sup>2</sup>, siendo su valor medio de 0,04 Kg/cm<sup>2</sup>. Tabla 3.11.

### 3.2.1.7. - Resultados edométricos.

Se han efectuado 36 ensayos edométricos del tipo descrito en la norma UNE 74.527 "Consolidación vertical de probetas de suelos sin deformación lateral", sumergido y sin cortar el hinchamiento producido, que como ya hemos justificado anteriormente, se hará sobre probeta remoldeada con la humedad óptima y densidad máxima.

Estos ensayos edométricos, se van a llevar a cabo mediante consolidómetros estándares de laboratorio sobre las 36 muestras como ya hemos comentado al hablar de otras variables, estas muestras varían en cuanto a su contenido en carbonatos entre un 31% y un 77,2% siendo su media superior al 52% por lo que estamos ante un material en el que su fracción inferior al 0,08 (que supone del orden del 95% del total) esta compuesta principalmente de CO<sub>3</sub>Ca.

Con este ensayo calcularemos la presión de preconsolidación (p<sub>c</sub>), la constante de consolidación vertical y el coeficiente de hinchamiento. Se ha seguido el método de Casagrande y el de Schmertmann, además de la técnica descrita por Sridharan et al. (1991). En el anexo A - 2, se presentan los histogramas de estas variables.

Casagrande define la presión de preconsolidación como " la sobrecarga mayor que soporta un suelo una vez que halla sido consolidado". Sabemos que un suelo puede mostrar una presión de preconsolidación mayor que la máxima presión que soportó en el pasado. Esta diferencia se puede atribuir a los lazos formados durante la compresión secundaria, además de otros factores de caacter físico - químicos y otros de menor importancia. (Valent, et al., 1982. Bjerrum, 1967).

Se puede decir que una determinación exacta de la presión de preconsolidación nos va a proporcionar un importante paso para la predicción de consolidaciones a largo plazo, asientos y análisis de estabilidad. (Jamolkowski. et al., 1985). La principal variable que va a influir en el estudio de la presión de preconsolidación, es la perturbación de la probeta, el equipamiento para el ensayo y los procedimientos llevados a cabo para obtener la curva de compresión son también variables importantes a tener en cuenta.

Se construirán las curvas de compresión - consolidación, Figura 3.4, para calcular la P<sub>c</sub> con los métodos citados. Necesitamos unos procedimientos para la determinación de la presión de preconsolidación que nos aseguren la precisión y seguridad de la medida. Valent et al. (1982) proponen una representación del Ln (1+e) frente al Ln p' así:

$$d \ln(1+e) = \frac{de}{1+e} = -Cd(\ln p') = -C \frac{dp'}{p'} \quad (1)$$

Esta forma de representación tiene la ventaja de que el  $\Delta(\ln(1+e)) = \Delta(1+e)/(1+e)$

$$\Delta \ln(1+e) = \frac{\Delta(1+e)}{(1+e)} = \frac{\Delta V}{V} \quad (2)$$

que representa la deformación volumétrica natural y la relación entre el logaritmo de V y el logaritmo de p' nos da,

$$p'V = p'm_v = C = \frac{1}{y} \quad (3) \text{ Donde } m_v \text{ es el coeficiente de disminución volumétrica.}$$

	$\sigma'_p$ Kg/cm <sup>2</sup>	W <sub>F</sub> %	C <sub>v</sub> cm <sup>2</sup> /s.
Muestras	36	36	36
Máximo	2,05	22,0	8,70E-04
Medio	1,24	18,6	3,1E-04
Mínimo	0,60	16,2	1,2E-05
Desv. Típica	0,351	2,35	1,8E-04

*Leyenda:*  $\sigma'_p$  = Presión de preconsolidación en Kg/cm<sup>2</sup>;

$c_v$  = coeficiente de consolidación vertical, cm<sup>2</sup>/s;

W<sub>F</sub> = Contenido de agua a la rotura en %.

Tabla 3.12. - Resultados del ensayo de consolidación.

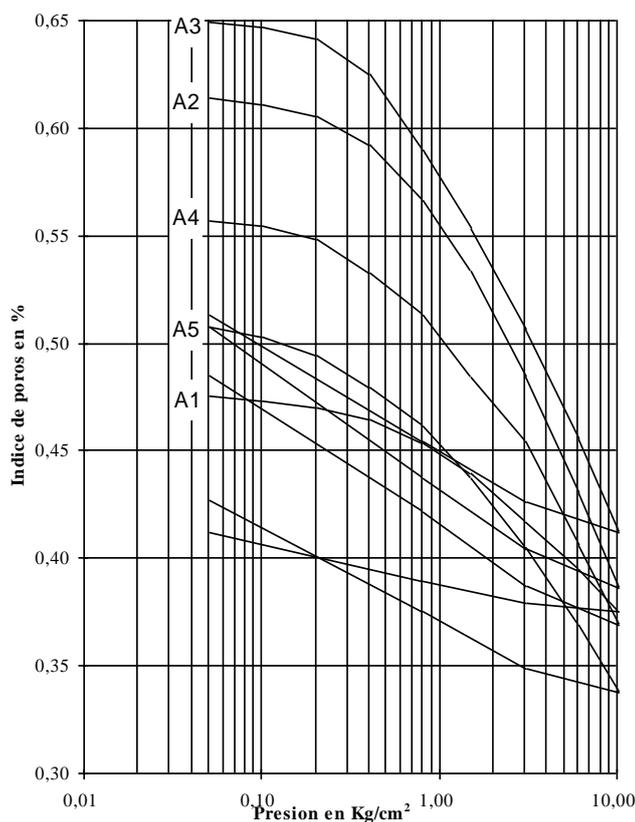


Figura 3.4. - Compresión unidimensional en función de % de carbonatos. Cantera de Alameda.

*Leyenda:*

A3 > 55% de carbonatos.

A1, A2, A5 <> 55% y 45% Carbonatos.

A4 = Muestras que dan la media de % Carbonatos.

El rango de los valores, así calculados, se da en la tabla 3.12, en la que podemos comprobar que las humedades medidas, al final de la consolidación a grandes presiones (mayor a 10 Kg/cm<sup>2</sup>), se mueven entre unos valores comprendidos dentro de una banda muy estrecha, lo que nos da a entender que el contenido de carbonatos impide que el amasado se produzca con libertad de flujo dentro de la estructura del espécimen, lo que está de acuerdo con algunos autores, como por ejemplo Bemben (1982).

La representación del índice de poros frente al logaritmo de la presión efectiva para distintos valores tipo, se representa en la figura 3.4. Se observa que la curva para estos materiales calcáreos, no favorece una dependencia lineal clara a las altas presiones, para relaciones de incrementos de carga de 1 ( $\Delta\sigma'/\sigma' = 1$ ). La forma de la curva de compresión para estos materiales calcáreos, de contenido en carbonatos siempre superior al 50%, siguen pautas que asemejan a comportamientos areno-arcillosos. Demars (1976).

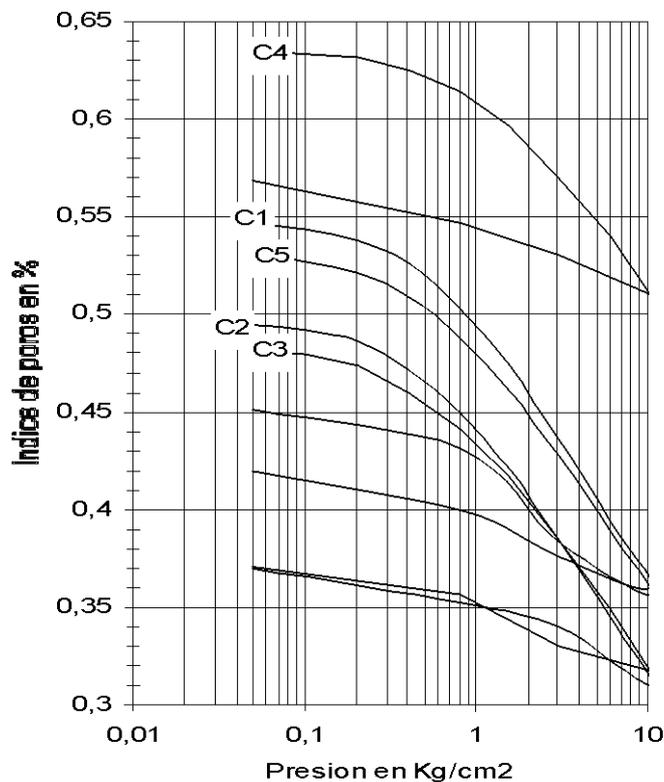


Figura 3.5. - Consolidación unidimensional de las muestras en función del % de carbonatos. Cantera de Cementerio.

Leyenda:

- C4 > 55% de carbonatos.
- C2, C5 <> 55% y 45% Carbonatos.
- C3 <> 45% y 35% Carbonatos.
- C1 < 35% de carbonatos.

Los valores del índice de compresión vertical,  $c_v$ , obtenidos en el ensayo, se mueven en un rango de valores de  $0,70 \times 10^{-4}$  a  $1,2 \times 10^{-5}$   $\text{cm}^2/\text{s}$  con un valor medio de  $3,1 \times 10^{-4}$   $\text{cm}^2/\text{s}$ . Estos valores se han comparado con los obtenidos mediante relaciones empíricas usando los límites de Atterberg y se ha comprobado que los valores así conseguidos son bastante más bajos en todas las relaciones usadas, aunque aquellas relaciones que usan el índice de poros inicial, y la humedad natural, nos dan valores demasiado altos.

Estas diferencias sugieren que los materiales con altos contenidos de carbonatos poseen un comportamiento ante el fenómeno de la compresión muy diferente a otro tipo de suelos y, por lo tanto, estas relaciones no son lo suficientemente generales como para explicar el fenómeno de la compresión en estos materiales. Por esto habría que buscar otras relaciones empíricas que lo hagan.

Las desviaciones demasiado bajas entre medidas experimentales y las predichas por las relaciones empíricas, pueden ser debidas a la naturaleza limosa de la probeta además de la baja afinidad que presentan las partículas de carbonato. Las relaciones que nos dan valores demasiado altos, pueden ser debido a que las probetas carbonatadas contienen muchos de estos espacios vacíos y agua dentro de los huecos en las conchas de animales.

Los espacios vacíos y los rellenos de agua dentro de las conchas, en estos especímenes no actúan dentro de la compresibilidad del suelo, para el nivel de cargas alcanzadas. En la figura 3.5 se presentan las curvas de consolidación para la cantera de cementerio en función del contenido en carbonatos. Como vemos, se tienen, en general, las mismas características que en la cantera anterior, los cambios se producen por la distinta litología entre estas.

### 3.2.2. - Zona del Portillo.

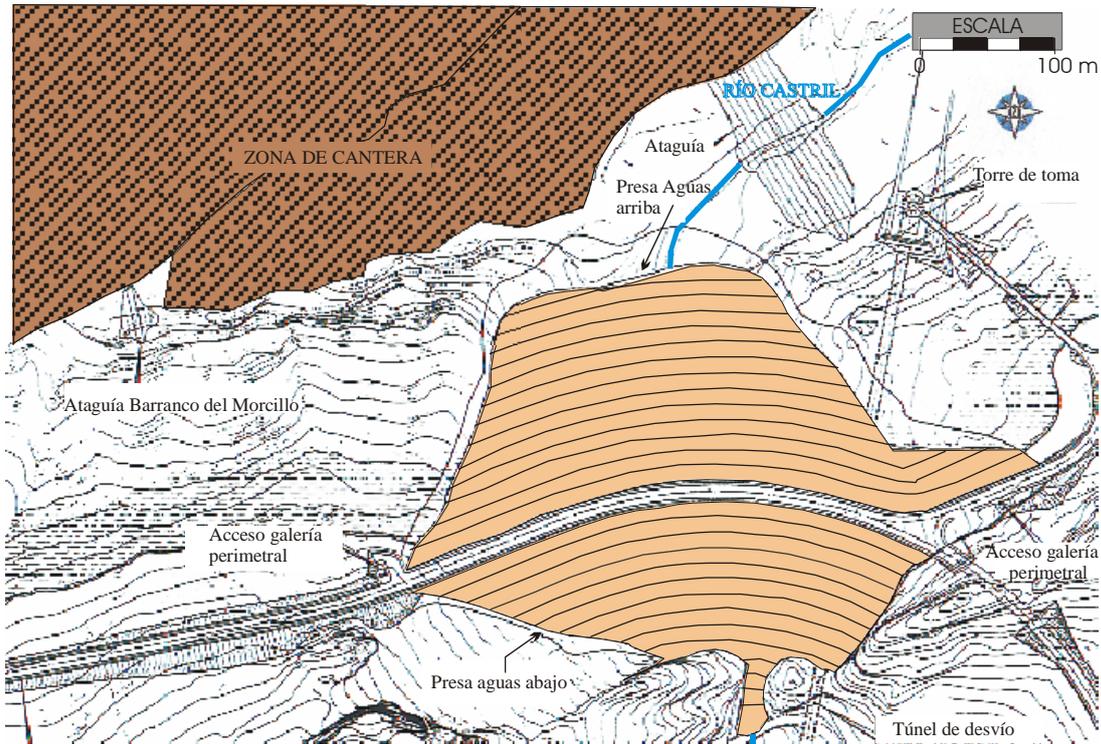


Figura 3.6. - Presa del Portillo. Croquis general y canteras.

La presa del Portillo al igual que la anterior, es una presa de gravedad enclavada en una formación cretácica, margocalizas y areniscas cretácicas sobre calizas detríticas en las que se asimila la barra caliza que le da el nombre de "El Portillo", a la cerrada. Figura 3.6.

Es una cerrada de pendiente moderada en la margen derecha y escarpada en la izquierda, que en síntesis se puede definir como un mar de margas del Cretácico inferior en las que cabalgan unas calizas y margocalizas del Cretácico superior con afloramientos Miocénicos.

Es una presa de gravedad de materiales sueltos de las llamadas de escollera con núcleo de arcilla, con desarrollo curvo de 83 m de altura y una longitud de coronación de 327,30 m. plano 13. El volumen total de materiales empleados es de 1.912.187 m<sup>3</sup>. Posee un aliviadero convenientemente diseñado en el estribo derecho de un solo vano y de labio fijo con canal de descarga y cuenco amortiguador, siendo el caudal de cálculo de 500 m<sup>3</sup>/s. Presenta dos desagües de fondo y de riego con una diferencia de cota entre ellos de 4 m y un diámetro de tubería de 1,60 m cada uno, que se alojan a lo largo del túnel de desvío del río. Se mecaniza con cierre aguas arriba de compuertas "vagón", accionadas desde una torre de toma, teniendo aguas arriba válvulas compuerta más válvulas Howell - Bungler, con una capacidad de desagüe a M.E.N. de 65 m<sup>3</sup>/s, de regulación aguas abajo. Tabla 3.13.

Característica	Valor
Tipo	Escollera con núcleo de arcilla
Altura de cimientos	83,00 m
Anchura de coronación	11,0 m
Longitud de coronación	327,30 m
Volumen de escollera	1.252.000 m <sup>3</sup>
Volumen de núcleo	452.568 m <sup>3</sup>
Volumen de filtros	151.677 m <sup>3</sup>
Volumen de Hormigón Aliviadero	55,942 m <sup>3</sup>
Tipo	Labio fijo con canal de descarga
Caudal de Desagüe	500 m <sup>3</sup> /seg
Longitud del vertedero	50 m
Número de desagües	2
Diámetro de cada conducto	1,60 m
Compuertas	Vagón
Válvulas	Howell Bunger
Capacidad M.E.N.	65 m <sup>3</sup> /seg

Tabla 3.13. - Características generales de la presa del Portillo. Delgado (1990)

### 3.2.2.1. - Gestión de las canteras.

Por las mismas razones que en el caso anterior, el material extraído de las canteras no conserva la humedad y homogeneización necesarias para la construcción del núcleo impermeable.

Para esto se dispuso en un lugar equidistante de las zonas habilitadas para las canteras, figura 3.6, un lugar de estancia para el material que se gestionará de la misma forma que en el caso de la presa de San Clemente, salvo que, en este caso, existe una humectación previa en la misma cantera del material que lo hace más “trabajable” debido a la diferente plasticidad y textura de este material, (distinto contenido de carbonatos), Los datos de las muestras que se tienen en cuenta, para el presente trabajo, son los que cumplen en general lo estipulado por el pliego de condiciones técnicas particulares de la obra, tabla 3.14(b), es decir, los materiales que se pueden utilizar para la construcción del núcleo y se desechan todos los demás (no hay que olvidar que se trata de caracterizar los materiales usados en la construcción de núcleos de presas, por lo que son estos materiales los que nos interesan).

Como en el caso anterior, las muestras se extrajeron con los métodos impuestos en la norma N.L.T. - 203/72. Se siguieron los mismos pasos, en su tratamiento en el laboratorio, que en el caso anterior para las distintas partidas necesarias en los ensayos, siguiendo la norma N.L.T. - 101/72.

Se han ensayado 48 muestras de las canteras reseñadas, según los distintos tipos de ensayos que se mencionaron en el capítulo I. Las características texturales se exponen en la tabla 3.14a.

Presa del Portillo	Mínimo	Medio	Máximo
ARENA	06,70 %	17,68 %	79,24 %
LIMO	54,30 %	56,38 %	08,76 %
ARCILLA	39,00 %	25,94 %	12,00 %

Tabla 3.14a.- Textura general de las muestras. Presa del Portillo

VARIABLE	VALOR
Tamaño máximo mm	10
Densidad máxima Proctor normal	$>1,75 \text{ g/cm}^3$
Humedad Óptima Proctor normal	$15\% < \text{Hop} < 24\%$
Humedad de colocación en tajo	1.5% de Hop por el lado húmedo
Índice de plasticidad	$30\% < I_p < 12\%$
Constante de permeabilidad	$< 10^{-6} \text{ cm/s}$
Ángulo de rozamiento interno efectivo	$< 20^\circ \text{ ó } > 12^\circ$
Cohesión efectiva	$> 0,2 \text{ Kg/cm}^2 \text{ ó } > 0,6 \text{ Kg/cm}^2$
Contenido de materia orgánica	$< 3\% \text{ en peso}$
Contenido de sales solubles	$< 4\% \text{ en peso total seco}$
Contenido en sulfatos	$< 2\% \text{ en peso total seco}$
Dispersabilidad	No dispersiva de grado 1 (ND - 1)
Espesor de tongada	30 cm según terraplén de ensayo
Número de pasadas	8 según terraplén de ensayo
% de compactación	$> 95\% \text{ de la } D_{\text{max. Proctor normal}}$
Temperatura de ejecución	$> 0^\circ \text{ C}$
Equipo de compactación	Rodillo "Pata de Cabra" Según terraplén de ensayo.

Tabla 3.14(b). - Especificaciones exigidas por el pliego de prescripciones técnicas particulares del Proyecto de la presa del PORTILLO, Prescripciones para el núcleo.

### 3.2.2.2. - Resultados obtenidos.

Los ensayos efectuados, igual que en el apartado anterior, para que se pueda normalizar el tratamiento de los resultados se han dividido en los mismos grupos ya comentados en las tablas 3.6. Propiedades índice, propiedades químico - mineralógicas, variables de capacidad mecánica ó tenso deformacionales y otras variables geotécnicas.

En este conjunto de muestras se ha utilizado para el cálculo de las resistencias residuales, debido a problemas en cuanto a la interpretación de los resultados, la técnica de Bishop (1971) y Bromhead (1990) de corte anular, con lo que los resultados obtenidos son bastante repetitivos y fiables.

**3.2.2.3. - Resultados de las variables índice.**

Aunque los datos no arrojan grandes diferencias con los de las canteras estudiadas anteriormente, hay una diferencia significativa en cuanto a la menor homogeneidad de las series de tamaño máximo y fracción inferior al 0,08 mm, que muestran una granulometría más dispar entre las muestras de esta zona frente a las de la zona de San Clemente. Son muestras con predominio de la fracción limo, pero en la que la fracción arena cobra un significado mayor (Figura 3.7).

	H <sub>n</sub>	T <sub>m</sub>	F <sub>1</sub>	D <sub>m</sub>	H <sub>o</sub>	L <sub>L</sub>	I <sub>p</sub>	A <sub>I</sub>
Muestras	85	85	85	85	85	85	85	85
Máximo	18,10	40,00	93,30	2,10	17,20	40,30	24,00	0,842
Medio	14,48	17,01	82,32	1,85	14,40	31,94	14,33	0,574
Mínimo	5,54	2,50	20,76	1,76	10,70	27,00	9,70	0,447
Desv. Típica	2,87	10,48	11,11	0,05	1,17	3,31	3,23	0,075

*Leyenda:* H<sub>n</sub> = Humedad natural(%); T<sub>m</sub> = Tamaño máximo(mm); F<sub>1</sub> = % < 0.08 mm;  
 D<sub>m</sub> = Densidad máxima(gr/c.c.); H<sub>o</sub> = Humedad óptima(%); L<sub>L</sub> = Límite líquido(%);  
 I<sub>p</sub> = Índice de plasticidad(%); A<sub>I</sub> = Actividad.

Tabla 3.15. – Resultados de los datos índice "Presa del Portillo".

En este caso, no se observa una diferencia grande entre las muestras que pudiera dar pie a una zonificación de las mismas y, como en el caso anterior, no se ven grandes diferencias en los sistemas de clasificación usados por lo que se puede decir que son muestras geotécnicamente iguales. Se trata de margas arcillosas de baja plasticidad. "CL".

Los resultados de este análisis están plasmados en la tabla 3.15, así como los histogramas de todas estas variables que los podemos ver en el anexo correspondiente (A2).

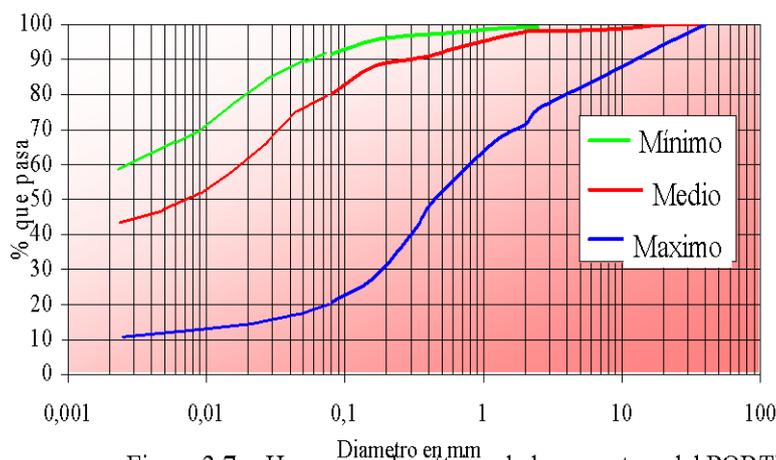


Figura 3.7. - Huso granulométrico de las muestras del PORTILLO.

### 3.2.2.4. - Resultados de los ensayos de permeabilidad, dispersabilidad y peso específico.

Se han realizado 48 ensayos de permeabilidad en célula triaxial con gradiente de presión en cabeza - cola de 0,5 Kg/cm<sup>2</sup>. La constante de permeabilidad tiene un valor medio de  $1,3 \times 10^{-7}$  cm/s y todos los datos se encuentran entre +- 10 puntos en términos porcentuales de la permeabilidad media.

La homogeneidad observada en este conjunto de muestras, no es tan clara como en la anterior, observándose alguna dispersión incipiente entre estas, debido a la naturaleza no tan limosa y al aumento de la fracción arenosa que supone el 12% del total, siendo el resto limos y arcillas.

En este caso también se han remoldeado las muestras por lo que la dispersión que se debería de esperar, no es tan grande, oscureciéndose este fenómeno. Tabla 3.16.

Igual que en el caso anterior se han efectuado ensayos de dispersabilidad en molde Pinhole a 48 muestras, midiendo en todos los casos el caudal de salida y la turbidez del mismo.

De los datos obtenidos se puede decir que las muestras ensayadas presentan una dispersabilidad débil a nula, presentando un 5% de las muestras un índice de ND, observándose un aumento de caudal respecto al conjunto de muestras anterior, con un caudal máximo de 3,9 l/s. El aumento de la fracción arenosa y disminución de la fracción arcillosa es la responsable de este dato. (Bembem, 1982). Tabla 3.16.

Se realizaron 48 ensayos de peso específico de las partículas sólidas por el método del picnómetro, resultando un valor máximo calculado de 2,73 gr/cm<sup>3</sup> y un mínimo de 2,63 gr/cm<sup>3</sup>. La gráfica de frecuencias presenta un solo pico, lo que da idea de la uniformidad mineralógica de la zona que redundará en la representatividad de la misma. Tabla 3.16.

	K	Disp.	Q. (Pinhole)	$\gamma_s$
Muestras	48	48	48	48
Máximo	8,65E-07	ND	3,9	2,73
Medio	1,3E-07	ND-1	3,2	2,68
Mínimo	1,3E-08		1,95	2,63
Desv. Típica	1,9E-07		0,640	0,023

*Leyenda:*  $k$  = Constante de permeabilidad en cm/s; Disp. = Dispersabilidad Pinhole;  
 $Q$  = Caudal máximo Pinhole l/s;  $\gamma_s$  = Peso específico en gr/cm<sup>3</sup>.

Tabla 3.16. Resultados de la permeabilidad, dispersabilidad y peso específico. Cantera del Portillo.

### 3.2.2.5. - Resultados de las características mecánicas.

Se han ensayado 48 muestras para caracterizar las propiedades mecánicas de estos suelos, en estas, se han efectuado ensayos triaxiales con consolidación previa medida de presiones intersticiales y rotura sin drenaje, dada la permeabilidad de las mismas. Prue-

bas de corte anular continuo hasta grandes deformaciones, con velocidad lo suficientemente lenta, como para permitir la disipación de las presiones intersticiales y por último, ensayos edométricos sin cortar el hinchamiento, y sobre muestras sumergidas.

Abundando en lo comentado anteriormente, todos los ensayos se han realizado sobre muestras remoldeadas, pues, se intenta así comprobar el comportamiento del núcleo de la presa a estudio.

Se han realizado 48 ensayos triaxiales, sobre probetas confeccionadas en molde tripartido de 1,5" de diámetro, siendo compactadas, a humedad óptima, con 12 golpes en cada una de las 5 tongadas con el compactador mini - Harward para conseguir el 98% del Proctor normal que es lo que se exige en el pliego de condiciones técnicas particulares de la obra.

Los parámetros mecánicos calculados para estas muestras, de textura arcillo - limoso arenosa, a partir de estos ensayos son los siguientes: El ángulo de rozamiento interno efectivo tiene un valor medio de 25,85 grados sexagesimales con un valor máximo de 32° y un mínimo de 17° en cuanto a la cohesión efectiva, se mueve entre los valores 0,57 Kg/cm<sup>2</sup> a 0,07 Kg/cm<sup>2</sup>, con un valor medio de 0,21 Kg/cm<sup>2</sup>. tabla 3.17

En la figura 3.8 se ha representado los recorridos tensionales, observados en estos ensayos.

	C' Kg/cm2	φ' Ang. Deg.	K <sub>0</sub>
Muestras	55	55	55
Máximo	0,57	32,00	1,39
Medio	0,21	25,85	0,85
Mínimo	0,07	17,00	0,53
Desv. Típica	0,120	3,868	0,16

*Leyenda:* c' = Cohesión efectiva;  
 φ' = Ángulo de rozamiento interno efectivo;  
 K<sub>0</sub> = Constante "k" Umbral.

Tabla 3.17. - Datos del ensayo Triaxial.

	Deformación axial ε <sub>max</sub> en rotura en % para:			Presión Intersticial en la rotura, u en Kg/cm <sup>2</sup> para:		
	σ <sub>3</sub> ' = 6,5	σ <sub>3</sub> ' = 7,5	σ <sub>3</sub> ' = 9,0	σ <sub>3</sub> ' = 6,5	σ <sub>3</sub> ' = 7,5	σ <sub>3</sub> ' = 9,0
Muestras	55	55	55	55	55	55
Máximo	20	20	20	6,10	6,75	7,40
Medio	14	17	17	5,67	6,18	6,94
Mínimo	8	10	10	5,10	5,58	6,18
Desv. Típica	4	4	3	0,29	0,32	0,33

*Leyenda:* σ<sub>3</sub>' = Presión de célula en Kg/cm<sup>2</sup>

Tabla 3.18a. - Datos del ensayo Triaxial. Presa De El Portillo.

	Tensión desviadora máxima, $(\sigma_1 - \sigma_3)$ en Kg/cm <sup>2</sup> para:			Coeficiente de p. Intersticial, $A_f$ $[u/(\sigma_1 - \sigma_3)]_{max}$ , en Kg/cm <sup>2</sup> , para:		
	$\sigma_3' = 6,5$	$\sigma_3' = 7,5$	$\sigma_3' = 9,0$	$\sigma_3' = 6,5$	$\sigma_3' = 7,5$	$\sigma_3' = 9,0$
Muestras	48	48	48	48	48	48
Máximo	3,70	5,95	9,77	6,64	5,27	2,21
Medio	1,81	3,17	4,61	3,80	2,24	1,59
Mínimo	0,87	1,28	3,22	1,38	1,06	0,71
Desv. Típica	0,88	1,05	1,27	1,64	1,01	0,36

*Leyenda:*  $\sigma_3' =$  Presión de célula en Kg/cm<sup>2</sup>

Tabla 3.18b. - Datos del ensayo Triaxial. Presa del Portillo. III.

En la figura 3.8 representamos los recorridos tensionales observados en estos ensayos, en ellos podemos ver un comportamiento bastante similar al estudiado para las muestras de la cantera de San Clemente. También aquí estos recorridos tensionales no representan más del 2% de la deformación axial siendo el resto la parte plástica de la rotura total que ya sigue, después de una inflexión, un recorrido bastante más tendido.

Se demuestra que en estos ensayos, los recorridos tensionales en los diagramas  $p': q$  representa, para presiones normales de consolidación isotrópica, recorridos verticales hasta la rotura elástica aunque a otras presiones mayores se comprueba que estos recorridos tienden hacia la izquierda de la gráfica mientras que para presiones de consolidación isotrópica menores, los recorridos tienden hacia posiciones con pendiente negativa. En este último caso, este fenómeno, se puede deber a la dificultad de saturar la muestra completamente, pero la tendencia que se observa en el conjunto al aumentar la presión, puede deberse a que en estos ensayos la estructura interna se va abriendo hasta que a grandes presiones se puede producir un efecto de CRUSHING o aplastamiento que al aumentar la fracción arena parece que aumenta, este efecto en los recorridos comentados Valent et al (1982).

A diferencia de las anteriores muestras, estas que nos ocupan dan resultados más dúctiles; para esto nos basamos en la deformación máxima a la rotura como vemos en la tabla 3.18, así como la desviadora efectiva máxima que es algo mayor que en las anteriores muestras ensayadas.

En capítulos posteriores, seguiremos con otras variables dependientes de estas experiencias, para poder caracterizar las diferencias entre las distintas muestras de ensayadas según sus características tenso - deformacionales.

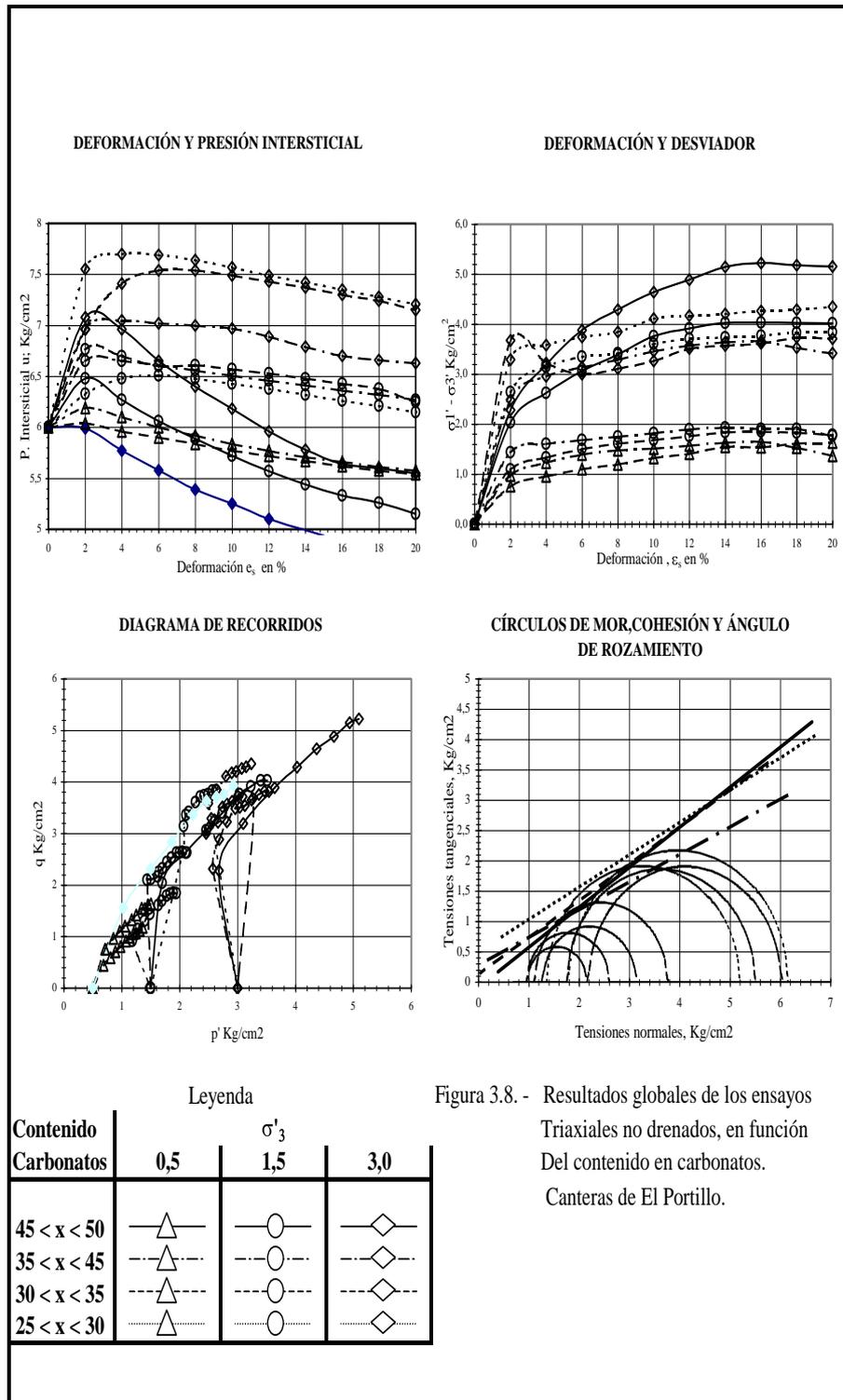


Figura 3.8. - Resultados globales de los ensayos Triaxiales no drenados, en función Del contenido en carbonatos. Canteras de El Portillo.

### 3.2.2.6. - Resultados del estudio de la resistencia residual.

En este caso los valores del ángulo de rozamiento interno efectivo residual,  $\phi'_r$ , así como los de la cohesión efectiva residual,  $c'_r$ , de esta cantera se han llevado a cabo una serie de ensayos de corte anular sobre muestras de la misma, tabla 3.19, de acuerdo con Fell y Jeflery (1987) en muestras con contenidos arenosos significativos, se producen mecanismos que desarrollan el plano residual que depende de la fracción arcillosa principalmente. Skempton, (1985). Aunque se producen mecanismos que impiden la reorientación de las partículas arcillosas, entre los que podemos apuntar la presencia de arenas como hemos dicho, que van a conferir a la muestra un aumento significativo, de su ángulo de rozamiento interno efectivo residual.

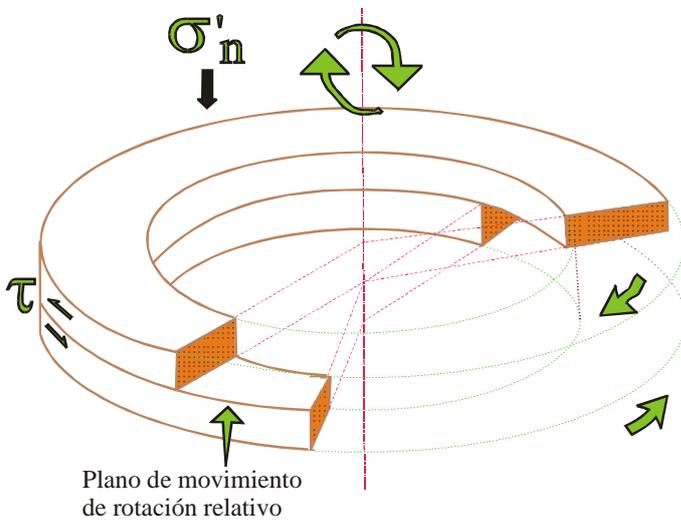


Figura 3.9. - Muestra de ensayo de corte anular.

Lupini, et al. (1981).

Para estas muestras debido a la gran cantidad de limos y arenas que contienen, se han usado experiencias de corte anular para el cálculo de los parámetros anteriores.

Con este método, se llega a grandes deformaciones sin variar la superficie de corte pues esta se mantiene constante durante todo el ensayo, además para contenidos de material arcilloso inferior al 50%, se produce el corte por el procedimiento de "Rolling Shear" sin que influya el alineamiento de las partículas con valores para la relación del índice de plasticidad entre la fracción de arcilla (Actividad) del orden de 0,5 a 0,9 que implican muestras de plasticidad media. Skempton (1985).

El equipo de corte anular, aunque es el menos común de todos los equipos de corte, para la mayoría de los casos es la forma más segura de determinar los parámetros residuales, siempre, como ya se ha dicho en los apartados anteriores, en muestra saturada consolidada y drenada, con una lenta y constante velocidad de giro que nos proporciona, y control completo del tanto por ciento de desplazamiento en torsión, así disipamos presiones intersticiales y seguimos el método mas recomendado en bibliografía para estos materiales. Browhead (1980).

El aparato de corte que vamos a utilizar para el ensayo es el desarrollado por Bishop (1971) en este, un anillo anular, da forma a la geometría de la probeta, figura 3.9, sometida en todo momento a una presión constante de  $\sigma'_n$ , confinada lateralmente y obligada a cortar sobre un plano en el que se produce un movimiento rotatorio relativo con una velocidad angular constante.

En este trabajo el corte angular se produce sobre una probeta anular de 150 mm de diámetro exterior, 100 mm de diámetro interior y 19 mm de espesor. Debido a las características de las variables utilizadas, el ensayo aquí se va a hacer sobre probeta remoldeada, como ya se ha comentado; aunque en este ensayo y para resultados residuales, no habrá diferencia entre el resultado así con el resultado efectuado con probeta inalterada.

Aunque este aparato se aleja de la filosofía del presente trabajo, puesto que no es una máquina que se encuentre normalmente en los laboratorios de control de suelos, las características texturales de las muestras, desaconsejaban especialmente el procedimiento anterior, por la gran dispersión producida en los resultados, lo que esta en concordancia con la bibliografía consultada. Saada y Bianchini (1981).

Los mecanismos de corte anular, que tienen como característica principal la posibilidad de deformación ilimitada, superan la limitación que suponía la marcha atrás de la técnica anterior. Aunque para esta técnica también podemos enumerar las siguientes limitaciones:

- Solo nos da valores residuales.
- Los valores de pico están afectados de condiciones no uniformes de tensiones.
- La muestra puede tender a presionar las caras laterales del anillo de corte.
- La saturación de la muestra y la velocidad del ensayo, para que se produzcan unas condiciones de drenaje idóneas, son mucho más estrictas que en el corte directo.

En el caso de la presa de San Clemente, roca margosa totalmente alterada, los datos de residual fueron muy parecidos entre las dos técnicas, lo que esta de acuerdo con las experiencias de expuestas por Bishop (1971). También corroborado por Gilbert (1974), en sus experiencias sobre arcillas arenosas y rocas alteradas (softrocks) aunque Chandler (1985), desestima este ensayo para diseñar ensayos que modelicen el deslizamiento en campo de taludes, pues el anterior es más realista.

Bromhead (1980) presenta correlaciones entre la caja de corte anular y la de corte directo, sobre arcillas limosas presentando una muy buena correlación entre las dos técnicas.

Aunque, según Skempton (1985), para bajos niveles tensionales la técnica del corte anular es claramente más conservadora. Este último investigador da de 1° a 2° la diferencia entre el ángulo de rozamiento residual interno efectivo, medido según la técnica del corte angular y el medido según la técnica del corte directo explicada anteriormente.

Siendo mucho más pequeñas estas diferencias para materiales ligeros alterados tipo esquistos y margas; esto nos justifica el haber efectuado las dos técnicas, en nuestras margas correlacionándolas posteriormente, independientemente de la técnica usada en cada caso.

Además siguiendo nuestra filosofía de usar aparatos que estén extendidos dentro de los laboratorios de control de materiales no se puede dejar de un lado el aparato de corte di-

recto, que es en realidad el que es usado en estos laboratorios, y usar exclusivamente el aparato de corte anular que sólo es usado en los laboratorios de investigación.

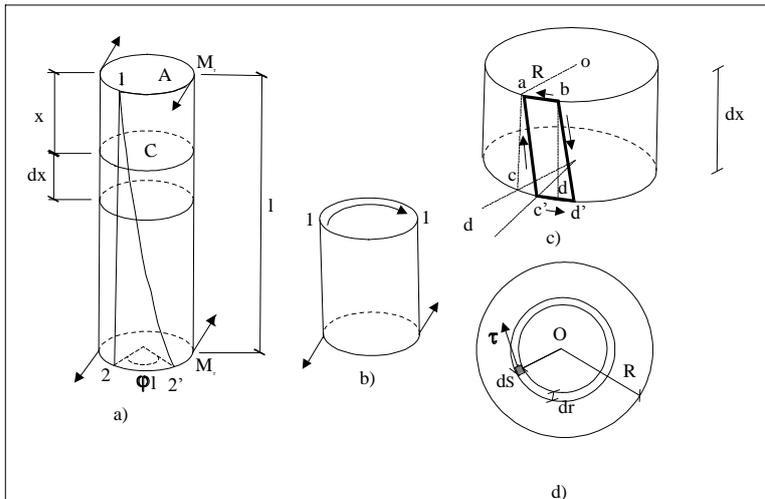


Figura 3.10. – Teoría de la torsión.

También, aunque no ha sido usada en este trabajo, apuntar la técnica desarrollada por Pells (1982) para el cálculo de la resistencia residual. Consistente en la separación por sedimentación de arenas, limos y las arcillas de las muestras ensayadas, y así tratar en la caja de corte directo sólo las arcillas del conjunto, la complejidad y la dispersión

que se encontró fue la causa de haber desestimado la técnica en el sistema empleado.

### 3.2.2.6.1. - Cálculo mecánico.

En la caja de corte anular se produce el fenómeno mecánico que conocemos como torsión; podemos decir que la torsión simple se produce cuando en ambos extremos de una probeta, AB, actúan momentos,  $M_t$ , iguales y contrarios, en planos perpendiculares al eje geométrico de la probeta (figura 3.10).

Si damos una sección y conservamos la parte inferior, en las mismas condiciones de equilibrio en las que se encontraba cuando permanecía unido al resto, aparecen tensiones cuya resultante es un par torsor antagonista, figura 3.10. Esta torsión vamos a decir que es constante en todas las secciones, lo que no es totalmente verdad debido a la anisotropía del material de la probeta, pero que es una buena aproximación, pues el espesor de la probeta es suficientemente pequeño. Tampoco la torsión es en realidad totalmente simple, pues al ser la probeta vertical, por su propio peso se produce flexión longitudinal y esfuerzo cortante, pero este fenómeno es despreciable debido a la gran diferencia entre la dimensión del diámetro y la altura de la probeta. Esta relación es muy superior a 2, (alrededor de 8), y las probetas son huecas, (anillo anular en vez de un disco macizo). La torsión de estas probetas de sección circular hueca y pequeño espesor, la desarrollamos por el método elemental de Coulomb, (Bromhead, 1980).

Sabemos que el material correspondiente a los puntos de la periferia, alcanza el valor de  $\tau_{adm}$ . Todo el material situado en el interior trabaja a una tensión mayor, siendo el centro, eje de la probeta, el punto neutro de tensión.

Aunque no es correcto en general, vamos a suponer que para pequeños desplazamientos se cumple la ley de Hooke y que el ángulo comprendido entre dos radios cualquiera, trazados en una misma sección, no cambia en el curso de la torsión.

Por la simetría de la sección circular y la asimetría de la sollicitud, designando con  $R_e$  y  $R_i$  los radios exterior e interior, figura 3.10, tenemos:

$$I_P = \frac{\pi}{2} (R_e^4 - R_i^4) = \frac{\pi R_e^4}{2} \left[ 1 - \frac{R_i^4}{R_e^4} \right] \quad (3.1)$$

La tensión tangencial de un punto que dista  $r$  del centro se puede calcular como:

$$\tau = \frac{M_T r}{I_P} \quad (3.2)$$

y por lo tanto la tensión máxima vale:

$$\tau_{max} = \frac{16 M_T}{\pi D_e^3 \left[ 1 - \frac{D_i^4}{D_e^4} \right]} \quad (3.3)$$

Siendo el factor de torsión:

$$\phi_1 = q \frac{M_T l}{G I_P} \quad \text{para } q = 1 \quad (3.4)$$

### 3.2.2.6.2. - Resultados de los valores experimentales.

Se han efectuado 20 ensayos de los materiales comentados con un contenido medio de carbonatos del 32,68 % teniendo un mínimo de 10,4 % y un máximo de 45 % por lo que con estas muestras cubrimos el intervalo medio, comprendido entre el 50 % y 25 %, de material carbonatado en la matriz mineral.

Los valores resultantes de los ensayos efectuados sobre estas muestras, con las técnicas explicadas anteriormente, dan valores totalmente concordantes con los estudios sobre arenas arcillosas efectuados por Skempton (1985) y Hawkins y McDonald (1992) aunque podemos decir que son más parecidos que los anteriores, lo que se debe a la gran similitud entre estas muestras y las usadas por los autores comentados.

Como hemos visto anteriormente, Moore (1991) confirma la correlación de la resistencia residual con el tipo de arcilla así como con el contenido de carbonatos en la marga aunque la dependencia parece ser bastante compleja pues intervienen otras variables, como por ejemplo el agua intersticial. De acuerdo con Hawkins y McDonald (1992) la fracción calcárea de tamaño limo parece ser la que gobierna la dependencia entre esta y el ángulo efectivo residual.

Como en el caso anterior la variación de la cohesión efectiva residual es bastante más amplia que el ángulo de rozamiento efectivo residual, tabla 3.19

	$c'_r$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\phi'_r$ °
Muestras	20	20
Máximo	1,8	17,0
Medio	0,5	11,7
Mínimo	0,3	8,2
Desv. Típica	0,04	3,1

Leyenda:  $c'_r$  = Cohesión efectiva residual;  
 $\phi'_r$  = Ángulo de rozamiento interno efectivo residual.

Tabla 3.19. - Datos del ensayo de corte anular.

El valor del ángulo de rozamiento interno residual varía entre 8,2 y 17 grados sexagesimales y la cohesión residual se encuentra entre los valores 0,3 Kg/cm<sup>2</sup> a 1,8 Kg/cm<sup>2</sup>, con un valor medio de 0,5 Kg/cm<sup>2</sup>. Tabla 3.19.

Las curvas de resistencia frente a la torsión, % de deformación, para las mismas cargas normales que la batería de muestras anterior, se ven en la figura 3.11.

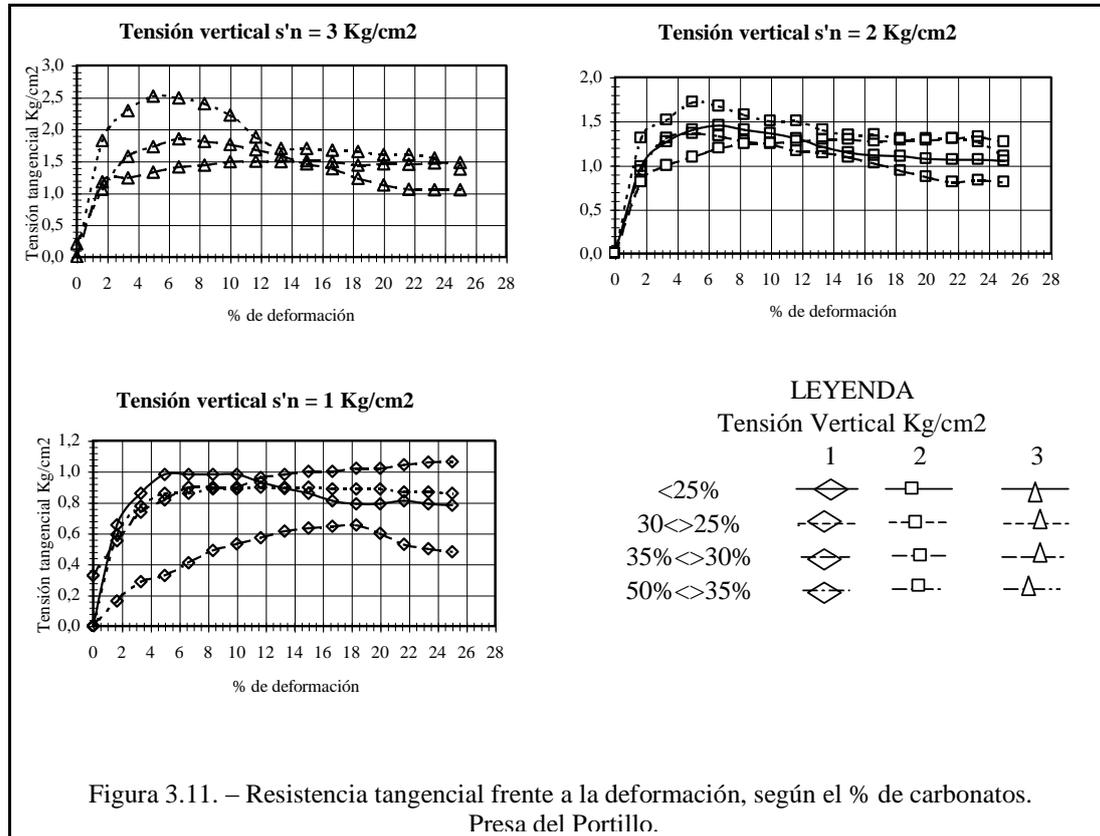


Figura 3.11. – Resistencia tangencial frente a la deformación, según el % de carbonatos. Presa del Portillo.

Se observa en estos casos que la posible fragilidad, de estas muestras frente a las estudiadas anteriormente, es mayor; esto puede explicarse por la diferencia en la textura entre las dos baterías de muestras. Todo lo cual está totalmente de acuerdo con los estudios ya comentados, de Skempton (1985) y Hawkins y McDonald (1992).

En cuanto a la correlación existente entre el ángulo de rozamiento interno efectivo y la cohesión frente al contenido de carbonatos, figura 3.12, en esta batería de ensayos y para esta banda de contenido en carbonatos, se ve una más clara dependencia entre estos parámetros y los carbonatos, lo que podemos explicar diciendo que este sistema de ensayo aunque es totalmente semejante al utilizado en el caso anterior, en este caso es más idóneo para el material tratado.

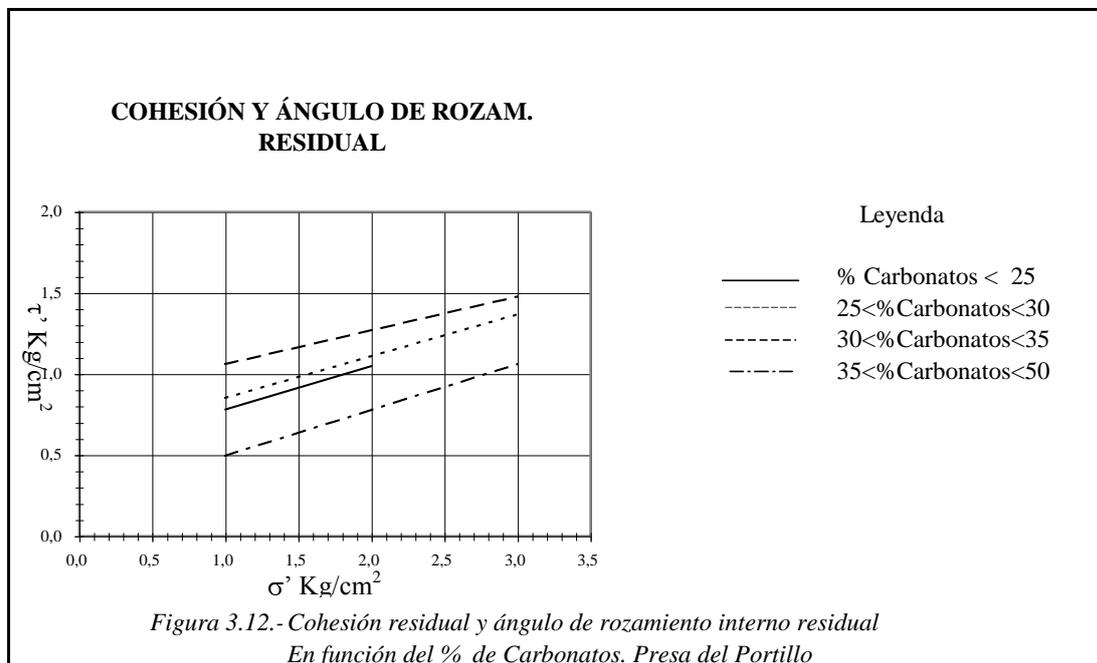
### 3.2.2.7. - Resultados Edométricos.

Las curvas que representan los datos  $e: \log p'$  para diferentes concentraciones de carbonatos se representan en la figura 3.13. Podemos observar que la pendiente de la curva noval de carga en la zona de máxima pendiente, es el resultado de la rotura de las partículas del suelo bajo la carga isotrópica. Tal y como indica Coop, (1990).

Aunque en este trabajo no hemos visto cambios en la densidad promedio por el cambio de tamaño de las partículas, al no ser las partículas precisamente redondeadas, este fenómeno debe de ser producido por otras razones, entre las que podemos enumerar, por ejemplo, la concentración de carbonatos y la plasticidad.

La línea de compresión normal, no puede resultar sin embargo de la reducción del tamaño de las partículas “per se”, pero sí desde la reducción de la angularidad de las mismas y del incremento de la proporción de las partículas más finas.

La pérdida de vacíos intrapartícula puede ser responsable en una parte importante de la disminución del volumen total, pues como muestra Golightly y Hide (1988), en materiales carbonatados biogénicos, constituye una parte importante del total de vacíos de la muestra, como veremos más adelante.



Por el contrario, las líneas de hinchamiento en las curvas de descarga indican un comportamiento difícilmente elástico, con menos pendiente que el anterior, que son bastantes mayores, del orden de 0,0075 que puede ser por la variación que produce el sedimento carbonatado, (Coop y Atkinson, 1993). Tabla 3.20.

Para margas arenosas no cementadas, Airey y Fahey, (1991), llegan a valores de pendiente del orden de 0,006.

La línea de compresión normal está afectada por la velocidad de los escalones de carga en el ensayo, por lo que se ha normalizado ésta a valores iguales en todas las muestras ensayadas y en todas las canteras investigadas.

Se han realizado 48 ensayos del tipo descrito en la norma UNE 74.527, “consolidación vertical de probetas de suelos sin deformación lateral” en probeta sumergida y sin cortar

el hinchamiento producido, igual que en la cantera anterior a humedad y densidad del Proctor Normal.

Siguiendo el método de Casagrande y Schmertman, calcularemos la presión de preconsolidación, la constante de consolidación vertical y el coeficiente de hinchamiento.

	$\sigma'_p$ Kg/cm <sup>2</sup>	$W_F$ %	$C_v$ cm <sup>2</sup> /s.
<i>Muestras</i>	48	48	48
Máximo	2,710	19,2	3,100E-03
Medio	1,391	16,5	4,446E-04
Mínimo	0,750	15,3	1,040E-04
<i>Desv. Típica</i>	0,507	2,61	4,832E-04

*Leyenda:*  $\sigma'_p$  = Presión de preconsolidación en Kg/cm<sup>2</sup>;

$c_v$  = coeficiente de consolidación vertical, cm<sup>2</sup>/s;

$W_F$  = Contenido de agua a la rotura en %.

Tabla 3.20. – Resultados del ensayo de consolidación.

Como ya se ha apuntado en el apartado anterior, se usará también la técnica descrita por Sridharan et al., (1991). En el anexo A2 se presentan los histogramas de estas variables.

El rango de valores así calculados se dan en la tabla 3.20, en la que podemos comprobar

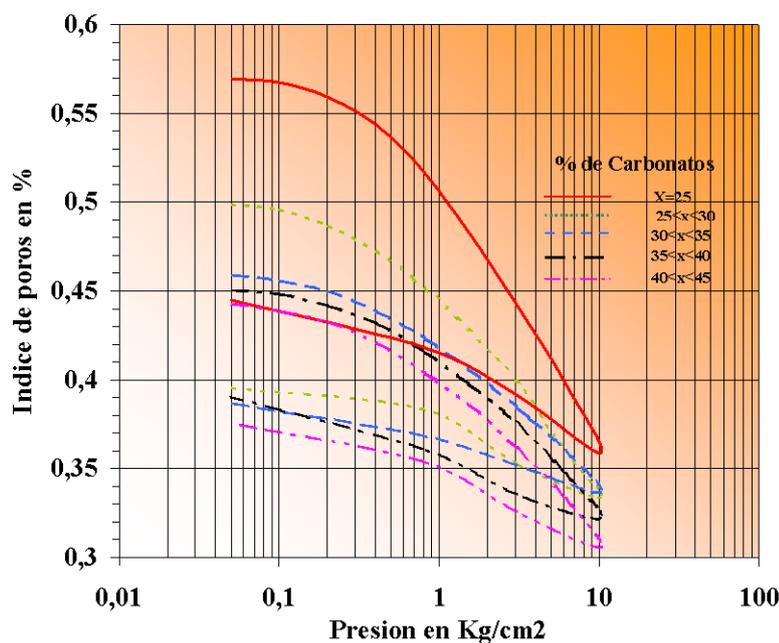


Figura 3.13.- consolidación unidimensional de muestras tipo en función del contenido en carbonatos. Cantera del Portillo.

que las humedades medidas al final del ensayo de consolidación a grandes presiones (mayor de 10 Kg/cm<sup>2</sup>),  $W_F$ , se mueven entre unos valores muy parecidos a los que ya habíamos encontrado en las muestra que provienen de las canteras de San Clemente,

aunque en una banda mas estrecha aún con un valor máximo de 19,2 % y un mínimo de 15,3 %, lo que corrobora lo expuesto por Bembem (1982).

La representación de las distintas curvas edométricas para las muestras tipo en cuanto al % de carbonatos, figura 3.13, indica que para estos materiales, igual que en el caso anteriormente estudiado, la dependencia entre el índice de poros y el logaritmo de la presión efectiva para presiones altas, deja de ser lineal en función del contenido en carbonato, para relaciones de incremento de carga,  $\Delta\sigma'/\sigma'=1$ . La forma de la curva edométrica para estas curvas reproduce comportamientos limoso areno arcillosos, siendo menos comprensibles que las anteriores lo que pone de manifiesto otras propiedades como la textura del material. Estos resultados demuestran claramente que la composición de la probeta, su remoldeo además de la forma de llevar a cabo el ensayo, van a producir grandes cambios en la forma de las curvas de tensión – deformación

Las variaciones investigadas del comportamiento frágil provoca variaciones de la tensión histórica máxima aparente deducida y los valores de tensión eficaces calculados según las distintas técnicas. (Demars, 1976).

Las combinaciones de las tensiones eficaces verticales anteriores y de la humedad natural sugiere que la estructura del suelo in situ es probablemente floculada. Las combinaciones investigadas están en el rango de "arcillas relativamente coloidales", ya que estamos hablando de margas e baja plasticidad, según Lambe y Whitman, 1991; esto es especialmente significativo en nuestro caso que generalmente una porción importante del suelo está compuesta de partículas tamaño limo, de las cuales no se espera que formen este tipo de estructuras.

Los valores del índice de compresión vertical,  $c_v$ , están comprendidos entre un máximo de  $3,1 \cdot 10^{-3}$  cm<sup>2</sup>/s, y un mínimo de  $1,04 \cdot 10^{-4}$  cm<sup>2</sup>/s, siendo el valor medio de  $4,44 \cdot 10^{-4}$  cm<sup>2</sup>/s. Claramente superiores a los calculados para las muestras de las canteras anteriores lo que demuestra la clara dependencia entre compresión y carbonatos; además de otras variables, estos valores ponen de manifiesto que la compresibilidad de estas muestras es mucho menor que la de las anteriores.

### **3.2.3.- Zona de la Presa de Francisco Abellán.**

Esta es la tercera y última presa que conforma el presente estudio, igual que las anteriores, es una presa de materiales sueltos, heterogénea, de gravedad, con núcleo impermeable, figura 3.14, esta en una zona de edades muy diversas que van desde el Paleozoico del zócalo que aflora al NW del cortijo de los Alaminos a los términos más modernos del Tortoniense, por no citar el Cuaternario de los pie de monte, el material de las ramblas y las terrazas actuales, la litología del zócalo es de filitas y dolomías Alpujárri-des.

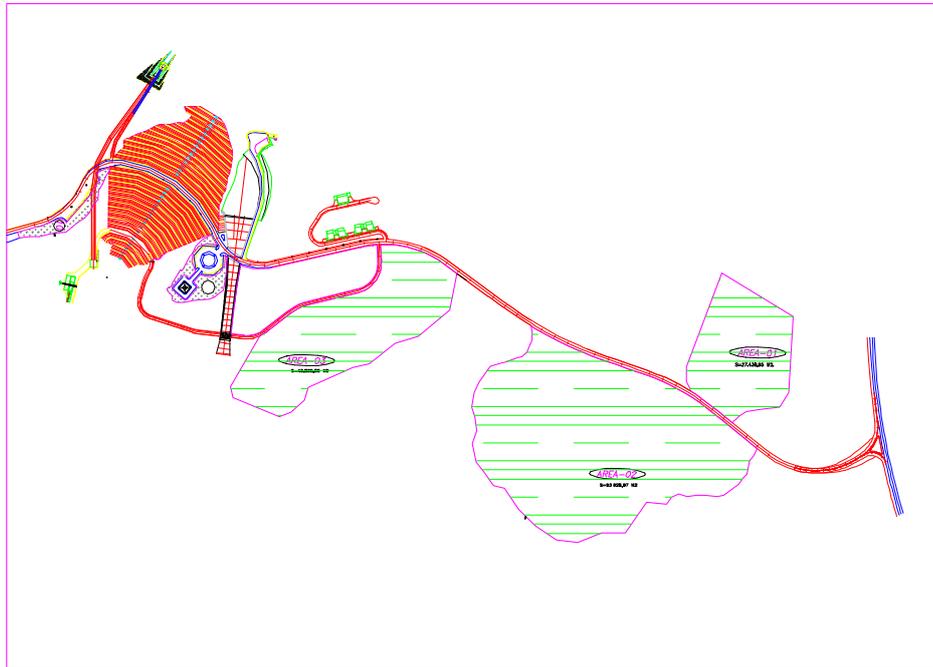


Figura 3.14. – Croquis de situación de canteras. Presa de Francisco Abellán

La cantera para material de núcleo impermeable se explotará, a lo largo de la variante de la Peza, N-324, a la Autovía A-92, figura 3.14. La traza se desarrolla por la formación Guadix, con arcillas, limos y arenas estratificados horizontalmente y bastante contaminados unos con los otros, que serán los materiales para a construcción del núcleo, anexo fotos, y por lo tanto el material estudiado en este trabajo.

Esta carretera nos da paso a la cerrada de la presa, entre el PK 1+625 al PK 3+800 dentro de los materiales de la formación Molicias que corresponde a las facies marinas someras, calcarenitas y micro conglomerados, con niveles limolíticos, la potencia de estos decrece, como ya se ha visto al subir topográficamente. Esta situación da paso una cerrada de pendientes escarpadas en las dos márgenes que se encaja en el valle dentro de los materiales ya vistos.

La superficie total de la cuenca regulada es de  $184,4 \text{ Km}^2$ , con una aportación media anual de  $57,1 \text{ Hm}^3$ . El embalse así formado, tiene una capacidad de  $58,66 \text{ Hm}^3$ , ocupando una superficie de  $230,91 \text{ Ha}$ . La presa construida tiene una altura sobre cimientos de  $98 \text{ m}$ , con una anchura en coronación de  $13,5 \text{ m}$ , la longitud de la coronación es de  $244 \text{ m}$  y el volumen total de materiales empleados es de  $1.934.000,0 \text{ m}^3$ . Plano 9.

Presenta dos desagües de fondo con un diámetro de cada uno de ellos de  $1,60 \text{ m}$  diseñándose aguas arriba con compuertas Vagón y Howell – Bungler aguas abajo, con un caudal a máximo embalse normal de  $60 \text{ m}^3/\text{s}$ . Tabla 3.21.

Característica	Valor
Tipo	Escollera con núcleo impermeable
Altura de cimientos	98,00 m
Anchura de coronación	13,50 m
Longitud de coronación	244 m
Volumen de materiales	1.934.000,00 m <sup>3</sup>
Volumen de Embalse	58,66 Hm <sup>3</sup>
Superficie inundada	230,91 Ha
Nivel de máximo embalse	955 m
	Aliviadero
Tipo	Labio fijo
Caudal de Desagüe	550 m <sup>3</sup> /seg
Longitud del vertedero	40 m
Número de desagües	2
Diámetro de cada conducto	1,60 m
Compuertas	Vagón
Válvulas	Howell Bunger
Capacidad M.E.N.	60 m <sup>3</sup> /seg

Tabla 3.21. - Características Francisco Abellán. Delgado (1989)

### 3.2.3.1 Gestión de las canteras.

En este caso también se ha mantenido el material extraído de las canteras en acopios intermedios, para su homogeneización en cuanto a la humedad necesaria para la construcción del núcleo impermeable. En este caso la zona elegida es la que existe a lado del área 3. Figura 3.14. Los datos de las muestras que se tienen en cuenta para el presente trabajo, siguiendo la filosofía del mismo, son los que cumplen en general lo estipulado por el pliego de condiciones técnicas particulares del proyecto.

VARIABLE	VALOR
Tamaño máximo mm	10
Densidad máxima Proctor normal	>1,75 g/cm <sup>3</sup>
Humedad Óptima Proctor normal	15% < Hop < 24%
Humedad de colocación en tajo	1.5% de Hop por el lado húmedo
Índice de plasticidad	30% < Ip < 12%
Constante de permeabilidad	< 10 <sup>-6</sup> cm/s
Ángulo de rozamiento interno efectivo	<20° ó >12°
Cohesión efectiva	>0,2 Kg/cm <sup>2</sup> ó >0,6 Kg/cm <sup>2</sup>
Contenido de materia orgánica	<3% en peso
Contenido de sales solubles	< 4% en peso total seco
Contenido en sulfatos	< 2% en peso total seco
Dispersabilidad	No dispersiva de grado 1 (ND - 1)
Espesor de tongada	30 cm según terraplén de ensayo
Número de pasadas	8 según terraplén de ensayo
% de compactación	> 95% de la D <sub>max</sub> . Proctor normal
Temperatura de ejecución	> 0° C
Equipo de compactación	Rodillo "Pata de Cabra" Según terraplén de ensayo.

Tabla 3.22. - Especificaciones exigidas por el pliego de prescripciones particulares del proyecto de la presa de Francisco Abellán, para el núcleo. Delgado (1989)

Las muestras se extrajeron con los métodos impuestos en la norma N.L.T. – 203/72, siguiendo los mismos pasos en el laboratorio que las anteriores, de acuerdo a la norma N.L.T. – 101/72.

En total se han ensayado 38 muestras en las canteras reseñadas, figura 3.14, que servirían para construir un núcleo con las especificaciones dadas en la tabla 3.22, es interesante hacer notar la gran similitud en las especificaciones exigidas para los materiales usados, en la construcción del núcleo impermeable de las tres presas cuando, como se verá, las características de estos, desde un punto de vista geotécnico, difieren bastante; como dato podemos decir que entre las tres litologías cubren perfectamente el rango de concentración de carbonatos desde un mínimo de 6% en Francisco Abellán, a un máximo de 70% en San Clemente.

### 3.2.3.2. – Resultados obtenidos.

Los ensayos obtenidos al igual que los casos anteriores se han dividido en :

- Propiedades índice.
- Propiedades físicas y de flujo.
- Variables mecánicas, tenso – deformacionales.
  - De pico.
  - Residuales.
- Variables edométricas.

En este conjunto de muestras se ha utilizado al igual que en el caso anterior para el cálculo de las resistencias residuales, por la litología de las muestras, la técnica de Bishop de corte anular a fin de conseguir precisión fiabilidad y repetitividad.

### 3.2.3.3. – Resultados de las variables índice.

A diferencia de los resultados ya vistos, en estos materiales tenemos una gran uniformidad textural. Están compuestos por una mezcla de arcilla, limo y arena donde a fracción limoso – arenosa es la que predomina. El % < 0,08 mm, fracción limoso arcillosa, supone de promedio el 61,5%, tabla 3.23. con un contenido inferior al 2  $\mu$  del 25,87% lo que supone un predominio acusado de la fracción limoso – arenosa ya comentada, que produce una textura, figura 3.15, en un suelo de grano fino usado para la construcción de un núcleo de presa no deja de ser muy interesante.

	H <sub>n</sub>	T <sub>m</sub>	F <sub>l</sub>	D <sub>m</sub>	H <sub>o</sub>	L <sub>L</sub>	I <sub>p</sub>	A <sub>I</sub>
Muestras	48	48	48	48	48	48	48	48
Máximo	20,40	40,00	79,56	1,92	18,70	36,40	17,50	1,21
Medio	14,277	17,216	61,1	1,819	14,989	31,405	12,96	0,543
Mínimo	7,72	5	41,38	1,7	11,82	27,8	9	0,339
Desv. Típica	2,671	7,134	7,70	0,045	1,438	2,090	1,67	0,180

*Legenda:* H<sub>n</sub> = Humedad natural; T<sub>m</sub> = Tamaño máximo; F<sub>l</sub> = % < 0.08 mm;  
 D<sub>m</sub> = Densidad máxima; H<sub>o</sub> = Humedad óptima; L<sub>L</sub> = Límite líquido;  
 I<sub>p</sub> = Índice de plasticidad; A<sub>I</sub> = Actividad.

Tabla 3.23. – Resultados de los datos índice "Presa de Francisco Abellán".

Con todos estos datos podemos decir que es un limo de baja plasticidad. Los histogramas de todas estas variables los podemos ver en el anexo A2.

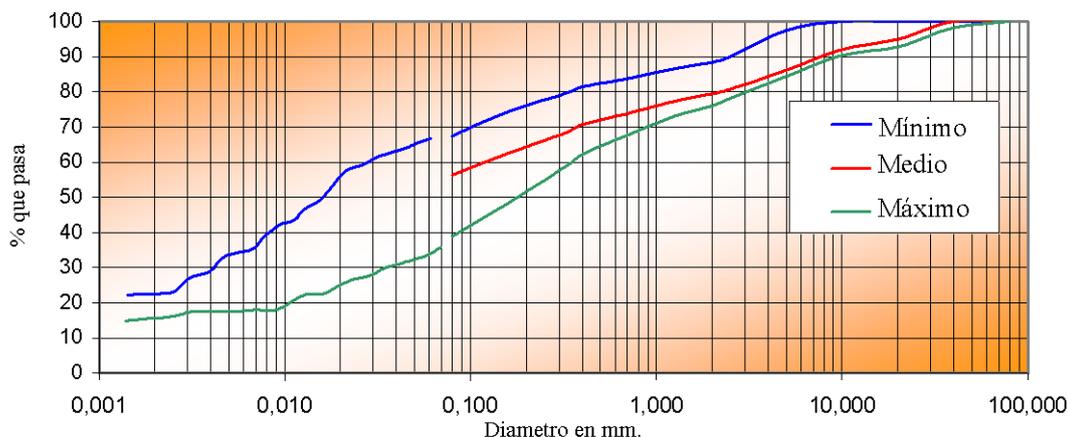


Figura 3.15. - Huso granulométrico de las muestras de Francisco Abellán

**3.2.3.4. – Resultados de los ensayos de permeabilidad, dispersabilidad y peso específico.**

Se han realizado estudios de permeabilidad en 38 muestras de esta zona, que al igual que los casos anteriores ha sido realizado en célula triaxial, con gradiente de presión en cabeza – cola de 0,5 Kg/cm<sup>2</sup>, y presión de célula; los datos recogidos en estos ensayos dan un valor medio de la constante de permeabilidad de 7,83\*10<sup>-7</sup> cm/s, con un máximo de 1,96\*10<sup>-5</sup> cm/s, y un mínimo de 1,03\*10<sup>-8</sup> cm/s. Tabla 3.24.

	K	Disp.	Q. (Pinhole)	γ <sub>s</sub>
Muestras	38	38	38	38
Máximo	1,96E-05	ND	3,62	2,78
Medio	7,83E-07	ND-1	2,88	2,71
Mínimo	1,03E-08		2,29	2,64
Desv. Típica	3,32E-06		0,545	0,036

*Leyenda:* k = Constante de permeabilidad en cm/s;  
 Disp. = Dispersabilidad Pinhole;  
 Q = Caudal máximo Pinhole l/s;  
 γ<sub>s</sub> = Peso específico en gr/cm<sup>3</sup>.

Tabla 3.24. Resultados de la permeabilidad, dispersabilidad y peso específico. Cantera de Francisco Abellán.

Por lo que estas muestras son las más permeables de todo el conjunto investigado, además de tener una diferencia bastante acusada entre los extremos. Estas diferencias pueden dar como resultado una dispersión en los resultados, bastante más importante que en las anteriores canteras, de acuerdo con Angemeer y McNeilan (1982), la permeabilidad y la textura, tabla 3.25, están íntimamente ligadas. La textura se puede resumir en:

- Arenas: 39,00 %.
- Limos : 35,14 %.
- Arcilla: 25,87 %.

La presencia tan importante de arenas que resultan de fragmentos limolíticos cementados y otros areniscosos, afectan de una manera importante la permeabilidad y las características del flujo del agua en el conjunto de estas muestras. Esto nos hace sospechar encontramos con un comportamiento típico de un material sobre consolidado, haciendo que el conjunto se comporte como un limo arcilloso. En este caso no se observa el efecto de la producción de CO<sub>2</sub>, al reaccionar el carbonato de la muestra con las aguas puras de percolación, aunque si puede ser explicado este aumento de permeabilidad al “destaponamiento” de los vacíos por lixiviación de los materiales arenosos ya comentados con un aumento claro de la proporción limosa en el conjunto por pérdida de esta fracción arenosa, Mckown y Ladd (1982).

Fracción	Mínimo	Medio	Máximo
ARENAS	20,44 %	39,00 %	58,62 %
LIMOS	37,16 %	35,14 %	31,98 %
ARCILLAS	42,40 %	25,87 %	09,40 %

*Tabla 3.25. – Textura general de las muestras. Presa de Francisco Abellán.*

Se han efectuado 38 ensayos de dispersabilidad en molde Pinhole midiendo en todos los casos, como ya se ha explicado, el caudal de salida así como la turbidez del agua de salida, obteniéndose una dispersabilidad algo mayor que en los casos anteriores, debido seguramente a la mayor presencia de arenas finas en esta batería de muestras y no a otras razones como podría ser la variación del índice S.A.R. frente al contenido de ión sodio de acuerdo a los estudios efectuados por Sherard (1982), como veremos en apartado posterior. Como resumen, podemos decir que por término medio estas presentan dispersabilidad nula baja siendo en algunos casos aislados media debido al caudal de salida y no a la turbidez que presentaba el efluente, con un caudal máximo de 3,62 cm<sup>3</sup>/s, siendo el promedio del mismo de 2,88 cm<sup>3</sup>/s. Como se observa, es totalmente comparable al resultado de la cantera anterior. Tabla 3.24.

Se realizaron 38 ensayos de peso específico de las partículas sólidas por el método normalizado N.E.L.C. 16.05<sup>a</sup>, presentándose un peso medio de, 2,7 gr/cm<sup>3</sup>, con un máximo de, 2,78 gr/cm<sup>3</sup>, siendo bastante uniforme la muestra en general. Tabla 3.24.

De todas estas variables se dan los gráficos de frecuencias, en el anexo A2.

### **3.2.3.5. – Resultados de las características mecánicas .**

Se han ensayado 38 muestras para caracterizar las propiedades mecánicas de esta cantera, o mejor zona de ensayos, de materiales para el núcleo impermeable de la presa del Francisco Abellán. Para este fin se han efectuado ensayos triaxiales sin drenaje con consolidación previa y medida de presiones intersticiales, por las mismas causas que ya se han apuntado en las zonas anteriores de estudio.

Debido a las características texturales apuntadas, se ha usado para los cálculos de las características de resistencia residual a efecto cortante, la técnica ya descrita del corte anular pues se ha visto más idónea que la técnica usada con el aparato de corte directo.

Igualmente se han realizado ensayos edométricos con las mismas características que los ya comentados, al igual que en los anteriores y por las mismas causas, se han efectuado sobre probeta remoldeada.

Se han realizado 38 ensayos triaxiales sobre probetas remoldeadas en molde tripartido de 1,5” de diámetro, compactadas bajo las características exigidas por el pliego de condiciones técnicas particulares del proyecto, en 5 tongadas con el compactador mini – Harvard .

Los parámetros mecánicos calculados para estas muestras de textura limoso – arenosa, son los siguientes:

El ángulo de rozamiento interno efectivo tiene un valor medio e 25,2 %. Siendo la cohesión efectiva media de 0,29 Kg/cm<sup>2</sup>. El valor medio del factor K<sub>0</sub> de compresión para estas muestras de 1,04. (Tabla 3.26).

	c' Kg/cm <sup>2</sup>	ϕ' Ang. Deg.	K <sub>0</sub>
Muestras	38	38	38
Máximo	0,8	35,0	1,99
Medio	0,29	25,2	1,04
Mínimo	0,05	17,0	0,04
Desv. Típica	0,18	4,92	0,75

*Leyenda:* c' = Cohesión efectiva;  
 ϕ' = Ángulo de rozamiento interno efectivo;  
 K<sub>0</sub> = Constante "k" umbral.

Tabla 3.26. – Resultados del ensayo Triaxial. Presa Francisco Abellán.

Se distinguen en estas muestras, a diferencia de las anteriores, un comportamiento algo más frágil en cuanto a la rotura producida con valores algo más acusados en presión intersticial y para la tensión desviadora, (tabla 3.27). Este comportamiento se demuestra bastante mejor observando los valores encontrados para el coeficiente de presión intersticial en la tabla 3.28.

	Deformación axial ε <sub>max</sub> en rotura en % para:			Presión Intersticial en la rotura, u en Kg/cm <sup>2</sup> para:		
	σ <sub>3</sub> ' = 6,5	σ <sub>3</sub> ' = 7,5	σ <sub>3</sub> ' = 9,0	σ <sub>3</sub> ' = 6,5	σ <sub>3</sub> ' = 7,5	σ <sub>3</sub> ' = 9,0
Muestras	38	38	38	38	38	38
Máximo	7	8	8	6,25	7,42	7,77
Medio	2,39	3,67	5,17	6,07	6,71	7,56
Mínimo	2	2	2	5,88	6,22	7,28
Desv. Típica	1,24	1,78	1,79	0,092	0,24	0,15

*Leyenda:* σ<sub>3</sub>' = Presión de célula en Kg/cm<sup>2</sup>  
 Tabla 3.27. - Datos del ensayo Triaxial. Presa De Francisco Abellán.

En la figura 3.16 se representa los recorridos tensionales medios observados a partir de los ensayos realizados según el contenido en carbonatos como ya se ha explicado. El comportamiento comparado con las otras dos canteras estudiadas es muy similar, los recorridos tensionales debidos a la rotura propiamente dicha en este caso son algo menores, pero muy cercanos al 2% estudiado en las otras. Lo que nos da una similitud muy importante para el estudio que intentamos hacer.

	Tensión desviadora máxima, $(\sigma_1 - \sigma_3)$ en Kg/cm <sup>2</sup> para:			Coeficiente de p. Intersticial, $A_f$ $[u/(\sigma_1 - \sigma_3)]_{max}$ , en Kg/cm <sup>2</sup> , para:		
	$\sigma_3' = 6,5$	$\sigma_3' = 7,5$	$\sigma_3' = 9,0$	$\sigma_3' = 6,5$	$\sigma_3' = 7,5$	$\sigma_3' = 9,0$
Muestras	38	38	38	38	38	38
Máximo	2,17	3,6	4,34	8,44	5,01	3,71
Medio	1,39	2,19	3,07	4,69	3,25	2,56
Mínimo	0,71	1,38	2,00	2,71	1,73	1,77
Desv. Típica	0,38	0,57	0,61	1,4	0,82	0,50

*Leyenda:*  $\sigma_3' =$  Presión de célula en Kg/cm<sup>2</sup>

Tabla 3.28. - Datos del ensayo Triaxial. Presa de Francisco Abellán.

A diferencia de otras canteras, la uniformidad en los datos de ésta es muy acusada, bastante más que en las otras canteras estudiadas, esta cantera también vemos que para tensiones normales de consolidación isotrópica, los recorridos hasta la rotura elástica tampoco son verticales, pues tienden a cambiar su dirección desde la parte izquierda de la gráfica para presiones pequeñas, pendientes negativas, a la parte derecha de la misma para grandes presiones, pendientes positivas. Esto nos puede dar a entender que el efecto de la sobreconsolidación, comentado en los anteriores casos, se vuelve a producir en estas muestras. Lo que nos corrobora lo comentado por otros autores en cuanto a la importancia en este fenómeno de la fracción arena. (Valent et al., 1982).

La Fragilidad de estas muestras, no es del todo clara si nos fijamos en la gráfica del desviador frente a la deformación. En este caso, las muestras tienen un comportamiento claramente dúctil esto se debe a que es difícil ver fragilidad en muestras remoldeadas, (Skempton, 1985).

Los cálculos de estas variables en cuanto las gráficas de frecuencias de las mismas, se presentan en el anexo A2.

### 3.2.3.6. – Resultados del estudio de la resistencia residual.

Los valores calculados para las variables de resistencia a la rotura en esfuerzo cortante, de estas muestras se han efectuado con los ensayos del corte anular. De acuerdo con las técnicas de Fell y Jeflery (1987) pues estas son las más arenosas de todas las ensayadas.

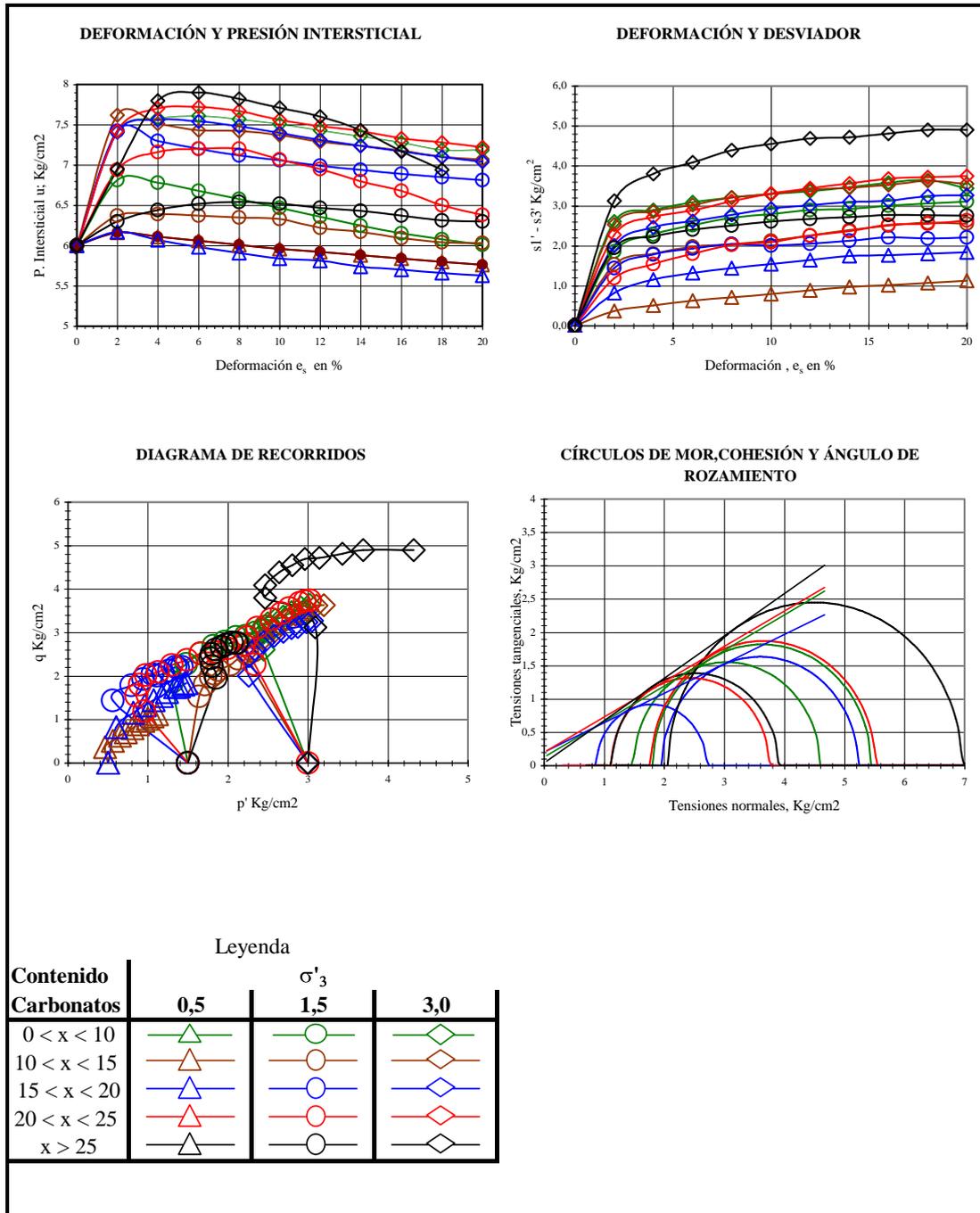


Figura 3.16. – Resultados medios de los ensayos triaxiales no drenados, en función del contenido en carbonatos. Presa de Francisco Abellán.

Se han efectuado 20 ensayos de los materiales comentados, con un contenido medio de carbonatos de 20,7% teniendo un mínimo de 9,3% y un máximo de 25,6%, siendo por lo tanto el segmento más bajo de todas las canteras estudiadas.

Los valores resultantes de los ensayos efectuados sobre estas muestras dan también valores que están dentro de las experiencias efectuadas por Skempton (1985) y Hawkins y McDonald (1993). Podemos decir que no son tan concordantes como vimos en el caso anterior debido a que texturalmente, estas muestras son más arenoso – limosas que las anteriores. Redundando otra vez en lo dicho, la correlación entre la resistencia residual con el tipo de arcilla y el % de carbonatos se ve poco clara. Aunque en general al aumentar el % de carbonatos disminuye la cohesión residual excepto para muestras con un contenido mayor a 25% donde se invierte la tendencia.

En este caso la variación de la cohesión efectiva con los carbonatos no se ve tan clara como en el anterior estudiado, lo que nos da a entender que para contenidos de poca importancia, los mecanismos que gobiernan estos fenómenos son más bien texturales que químico – físicos. Tabla 3.29, figuras 3.17 y 3.18.

	$c'_r$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\phi'_R$ Deg.	Ang.
Muestras	20	20	
Máximo	0,11	21,66	
Medio	0,077	18,615	
Mínimo	0,051	13,22	
Desv. Típica	0,02	3,79	

Leyenda:  $c'_r$  = Cohesión efectiva residual;

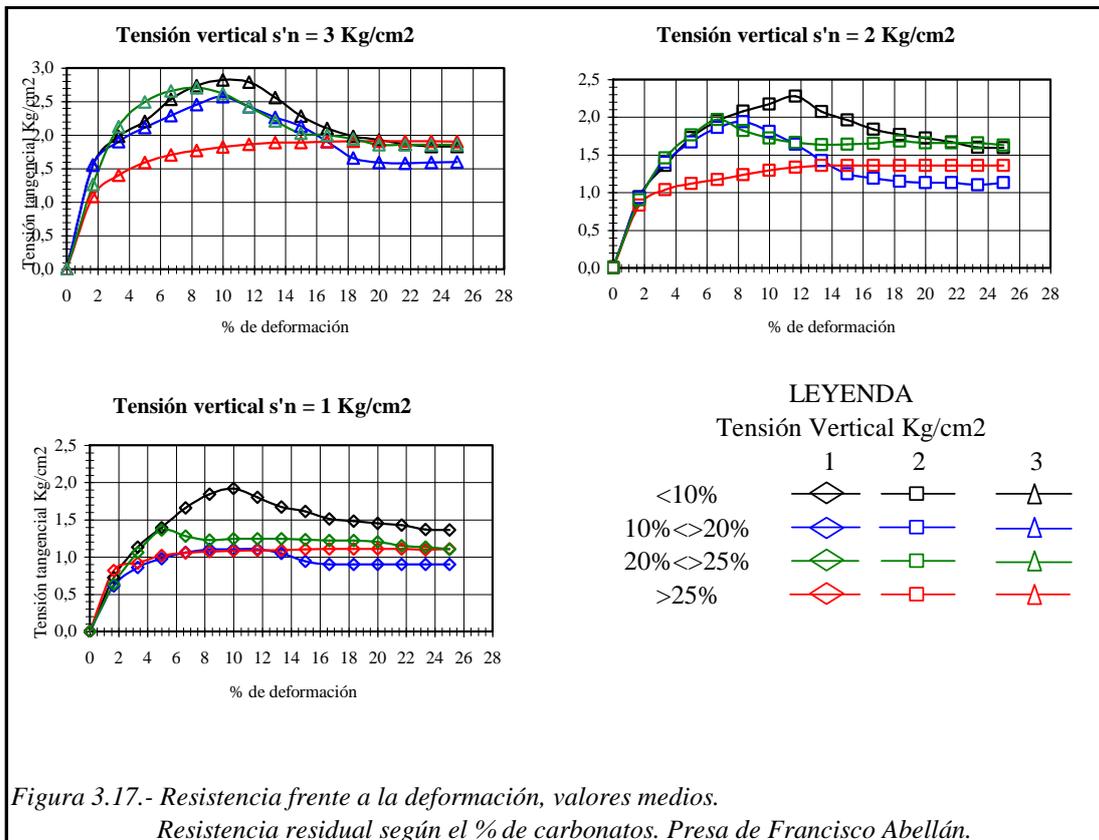
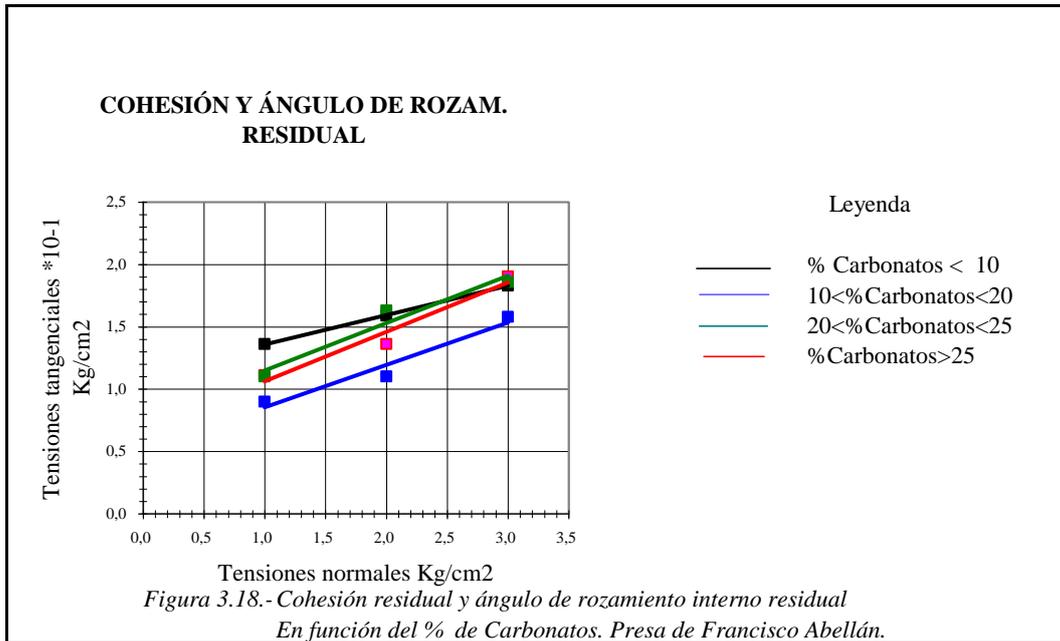
$\phi'_R$  = Ángulo de rozamiento interno efectivo residual.

Tabla 3.29. - Datos del ensayo de Corte Anular. Presa de Francisco Abellán

El valor del ángulo de rozamiento residual efectivo es en este caso el más grande de todos los estudiados lo que, dado el carácter arenoso del material, corrobora lo expuesto anteriormente, y lo expresado por distintos autores. Teniendo una dispersión en los datos expuestos, un poco mayor que en las anteriores canteras, no siendo esta diferencia significativa.

La cohesión residual tiene un valor medio de 0,077 Kg/cm<sup>2</sup>, con una desviación estándar de 0,02, mayor que en los otros casos. Tabla 3.29.

La correlación existente entre el ángulo de rozamiento interno residual en presiones efectivas y el % de carbonatos es en este caso la mejor de todas las baterías de ensayos y para esta litología lo que demuestra lo ya comentado en cuanto a la idoneidad de la técnica usada para el desarrollo de las variables comentadas.



### 3.2.3.7. – Resultados Edométricos.

Para seguir un criterio lógico que nos permita la comparación y el estudio conjunto de las tres canteras, representamos los datos edométricos de la zona Francisco Abellán en forma de gráfico en el que se representa  $e : \log p'$  para diferentes concentraciones de carbonatos, siguiendo la técnica descrita por Coop (1990).

En esta cantera, la línea de compresión normal isotrópica va a tener un componente textural bastante claro debido a la proporción tan importante de arena en su composición granulométrica lo que puede oscurecer los resultados definitivos edométricos.

En este caso y debido a sus características biogénicas, las muestras presentan unos vacíos intrapartícula importantes respecto al volumen total que, en estos materiales constituyen una parte importante de, aunque desde un punto de vista estricto, la fenomenología que impone esta propiedad se va a estudiar en un apartado posterior. Además, las líneas de hinchamiento en las curvas de descarga, tienen un comportamiento muy poco elástico semejante al observado en el caso anterior, con pendientes más pequeñas corroborando las notas de Coop y Atkinson (1993), para margas arenosas no cementadas donde Airey y Fahey (1991) llegan a valores de pendientes inferiores a 0,006.

	$\sigma'_p$ Kg/cm <sup>2</sup>	$W_F$ %	$C_v$ cm <sup>2</sup> /s.
<i>Muestras</i>	38	38	38
<i>Máximo</i>	2,5	17,4	1,04E-03
<i>Medio</i>	1,56	15,2	4,30E-04
<i>Mínimo</i>	0,473	12,7	1,79e-04
<i>Desv. Típica</i>	0,473	2,34	2,16E-04

Leyenda:  $\sigma'_p$  = Presión de preconsolidación en Kg/cm<sup>2</sup>;  
 $c_v$  = coeficiente de consolidación vertical, cm<sup>2</sup>/s;  
 $W_F$  = Contenido de agua a la rotura en %.

Tabla 3.30. - Datos del ensayo de consolidación, Presa de Francisco Abellán

En total se han realizado 38 ensayos edométricos siguiendo la norma UNE 74.527, en probetas sumergidas y con hinchamiento libre, sobre probeta remoldeada con las condiciones impuestas para la ejecución del núcleo impermeable de la presa, por el pliego de condiciones técnicas particulares del proyecto. Tabla 3.30.

Siguiendo como siempre los métodos de Casagrande y Schmertmann (1936), calcularemos la presión de preconsolidación la constante de consolidación vertical y la presión de hinchamiento.

Se usará también la técnica descrita por Sridharan et al. (1991). En el anexo A2 se presentan los histogramas de estas variables.

El rango de valores así calculados se dan en la tabla 3.30, en la que podemos comprobar que las humedades medidas al final del ensayo de consolidación a grandes presiones (mayor de 10 Kg/cm<sup>2</sup>),  $W_F$ , se mueven entre unos valores más bajos que los observados en las dos presas anteriores, con un valor máximo de 17,4 % y un mínimo de 12,7 %, lo que corrobora lo expuesto por Bemben (1982), en cuanto a la fracción arenosa.

La representación de las distintas curvas edométricas para las muestras tipo en cuanto al % de carbonatos, (figura 3.19) indica que para estos materiales, también la dependencia entre el índice de poros y el logaritmo de la presión efectiva para presiones altas, deja de ser lineal en función del contenido en carbonato, para relaciones de incremento de carga,  $\Delta\sigma'/\sigma'=1$ .

La forma de la curva edométrica para estas muestras reproduce comportamientos areno limosos, siendo menos comprensibles que las anteriores lo que pone de manifiesto otras propiedades como la textura del material. Estos resultados demuestran claramente que la

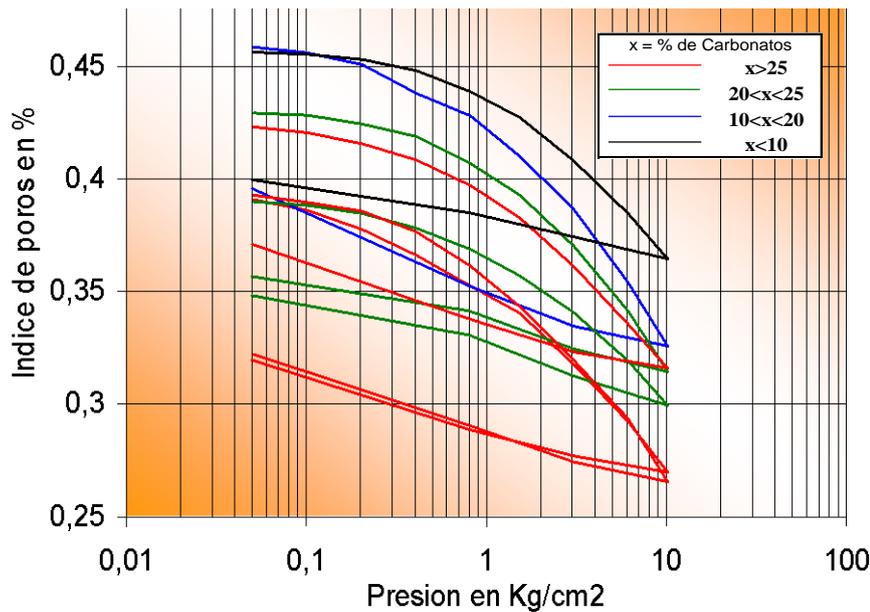


Figura 3.19. - Consolidación unidimensional de muestras tipo, en función del contenido de carbonatos. Cantera de Francisco Abellán.

composición de la probeta, su remoldeo además de la forma de llevar a cabo el ensayo, gobierna totalmente el resultado final.

Como en el caso anterior, las variaciones investigadas del comportamiento frágil provoca variaciones de la tensión histórica máxima aparente deducida y los valores de tensión eficaces calculados según varias técnicas, (Demars, 1976).

Las combinaciones de las tensiones eficaces verticales anteriores y de la humedad natural en este caso no nos da una idea clara en cuanto a la estructura de la probeta.

Las combinaciones investigadas están en el rango de "arcillas relativamente coloidales", ya que estamos hablando de margas de baja plasticidad, según Lambe y Whitman (1991); esto es especialmente significativo en nuestro caso que generalmente una porción importante del suelo está compuesta de partículas tamaño arenoso - limoso, corroborando el caso anterior.

Los valores del índice de compresión vertical,  $c_v$ , están comprendidos entre un máximo de  $1,04 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ , y un mínimo de  $1,79 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ , siendo el valor medio de  $4,30 \cdot 10^{-4}$

cm<sup>2</sup>/s muy parecidos a los calculados para las muestras de la cantera anterior, lo que demuestra la clara dependencia entre compresión y la textura en función de los carbonatos ; además de otras variables, estos valores ponen de manifiesto que la compresibilidad de estas muestras es ligeramente menor que la de las anteriores. Tabla 3.30.

### **3.3. – Descripción del contenido de carbonatos entre las distintas canteras.**

#### **3.3.1. – Introducción.**

En estas canteras los principales constituyentes de la fracción carbonatada, son entre otros, conchas de foraminíferos esqueletos de cefalópodos además de otros de procedencia inorgánica, todo ello proveniente de los sedimentos marinos, que son la génesis de estos estratos. La cantidad de material carbonatado, cubre una banda muy ancha que va desde muestras con cantidades de carbonato a nivel de trazas en la presa Francisco Abellán, a muestras con concentraciones de carbonato muy importantes, alrededor del 70% en la cantera “Cementerio”, de la presa de San Clemente.

El catión más común que acompaña al ión negativo Carbonato, CO<sub>3</sub><sup>2-</sup>, es el calcio, Ca<sup>2+</sup>, siguiendo en orden de importancia el magnesio, Mg<sup>2+</sup>, que proviene en su mayor parte de la degradación de las rocas dolomíticas. Además de estos y a nivel ya de trazas, tenemos otra serie de cationes como por ejemplo: hierro, Fe<sup>2+</sup>, manganeso, Mn<sup>2+</sup>, níquel, Ni<sup>2+</sup>, potasio, K<sup>+</sup>, etc.

En cuanto a los otros aniones que pueden estar presentes, aparte del estudiado, tenemos en concentraciones que en algunos casos pueden parecer importantes, cantidades de sulfato, SO<sub>4</sub><sup>2-</sup>, fosfato, PO<sub>4</sub><sup>2-</sup>, oxidrilo, OH<sup>-</sup> y cloruro, Cl<sup>-</sup>. Las concentraciones de estos va a depender del carácter salino de la muestra. En un apartado posterior caracterizaremos las muestras estudiadas, bajo un prisma que defina qué influencia pueden tener éstos en la estabilidad de los núcleos de las presas que componen este trabajo.

En este mismo apartado también estudiaremos los elementos minoritarios que componen las muestras, pero sólo por lo que puedan aportar en la diagénesis biológica, pues cae muy fuera del alcance del presente trabajo.

Como sabemos los cationes y aniones listados se pueden encontrar combinados con el ión carbonato, como calcita, el carbonato también lo podemos encontrar como dolomita, en combinaciones de Ca<sup>2+</sup>/Mg<sup>2+</sup>, del orden de 2:1 o superiores, y ya con otros aniones y en cantidades muy inferiores como magnesita y a nivel de trazas como siderita.

La única composición interesante desde el punto de vista geotécnico podemos decir que es la calcita, aunque también la dolomita va a aportar propiedades interesantes a los suelos estudiados. Los otros comentados carecen de importancia y no los vamos a estudiar.

La calcita y el aragonito, tienen la misma composición química y sin embargo sus estructuras moleculares son diferentes como resultado de esto el aragonito es más susceptible a la disolución que la calcita, la distribución de los materiales carbonatados en los entornos de sedimentación marina, es muy variable y depende de muchos factores, entre estos podemos destacar principalmente:

- El tipo de material.
- La temperatura del agua de sedimentación.
- La presencia de nutrientes.
- La velocidad de sedimentación.

Además la solubilidad de los materiales carbonatados es inversamente proporcional a la salinidad, por lo que las aguas de alta montaña, muy puras desde el punto de vista químico, pueden llegar a disolver hasta los conglomerantes hidráulicos, cementos, existiendo otros factores que aumentan la solubilidad de los carbonatos como son la presión y la temperatura.

### **3.3.2. – El material Carbonato Cálcico.**

El carbonato cálcico depositado en los estratos de las canteras estudiadas se debe a la acción de organismos vivos o a la precipitación del concentrado sobre la superficie del estrato. Estos depósitos carbonatados se encuentran en una de las formas siguientes:

1. Conchas de foraminíferos.
2. Conchas de Pterópodos.
3. Plantas cocolitofóridos.
4. Precipitados.
5. Biomaterial bentónico.
6. Corales.

Este último en las canteras estudiadas no existe, pero es preferible dejarlo pues así el cuadro se completa totalmente. En la tabla 3.31 se presenta un resumen de las características de los materiales antes enumerados; en ella podemos ver, además del tamaño y forma de los agregados que resultan en los diferentes mecanismos, la forma de las subpartículas ( que veremos más adelante con los datos del microscopio electrónico), profundidad teórica de la localización, medio ambiente, porosidad, ( dato importante este último pues nos va a supeditar, en gran medida, su comportamiento mecánico – geotécnico), comportamiento en conjunto y por último composición química.

La categoría medio ambiente se ha subdividido en dos subáreas, siguiendo las anotaciones de Chaney y Slonim (1982). En la 1ª se incluye la zona que se encuentra dentro de la acción de las posibles solicitaciones mecánicas, siendo la 2ª la zona opuesta a la 1ª. La misma tabla nos muestra una aproximación a una clasificación ingenieril basada en sedimentos pues una revisión de la misma muestra que el comportamiento ingenieril de los suelos carbonatados está influida por:

1. La cantidad de material carbonatado en la matriz de suelo.

2. La susceptibilidad de las partículas de los suelos carbonatados a ser reducidas a subpartículas o al aplastamiento. Efecto “Crushing”.
3. La porosidad de los agregados de las partículas carbonatadas.

Nombre	Geometría	Medio ambiente		Porosidad	Comportamiento medio	Composición química
		Área Alta energía	Área baja energía			
Conchas de foraminíferos	Agregados esféricos huecos	Foraminíferos bentónicos	Foraminíferos planctónicos	Poroso Aspecto	Limo arenoso no cohesivo	Calcita y en pequeñas cantidades Dolomita
Conchas de Pterópodos	Esqueletos cónicos no agregados huecos	Aguas tropicales y subtropicales	Globigerina	Poroso Aspecto	Arena no cohesiva	Aragonito
Nano-fósiles plantas	Agregados de plaquetas en esferas	Tipos de especies que varían con la latitud		No implica porosidad	Limos no cohesivos o con baja cohesión	Conchas de calcita de la familia de las algas. Los esqueletos pueden estar recubiertos por materia orgánica o CO <sub>3</sub> Mg.
Corales	Formación ramificada sin agregados	Ramificaciones masivas	Entramado de base con corales incrustados	Poroso Aspecto	Arena gravelosa no cohesiva	Mg – Calcita Aragonito
Precipitado	Subpartículas planares no agregadas	Oolitos	Pelletoides	Puede ser impermeable	Arena sin cohesión o baja cohesión	Mg – calcita
Material bentónico	Muy variable	Moluscos bentónicos foraminíferos equinoideos	Mezclas por aplastamiento de corales algas foraminíferos			Calcita – Mg.

Tabla 3.31. – Materiales carbonatados de origen marino. (Chaney, et al.1982)

Según diversos autores, Kelly et al. (1974); Nacci et al. (1975); McNeilan y Angemeer (1980), para proyectos geotécnicos se requiere como mínimo una precisión en la cantidad de carbonato calculada sobre peso de suelo seco total, de  $\pm 5\%$ . Esto desde mi punto de vista, y en el presente trabajo lo demostraremos totalmente, es claramente insuficiente.

### 3.3.3. – Técnicas experimentales.

Existe un gran número de métodos experimentales para determinar el contenido en carbonatos en suelos. En general, se pueden agrupar en dos grandes tipos: aquellos que se basan en la determinación del ión  $\text{Ca}^{2+}$  y aquellos que se basan en la determinación de ión  $\text{CO}_3^{2-}$ , (Rodier, 1981). La elección se basó en una serie de factores como son:

- Precisión requerida.
- Naturaleza de las muestras ensayadas.

- Velocidad de muestreo. Número de muestras a ensayar en un tiempo limitado.
- Coste del equipo de análisis.
- Coste por unidad de análisis.
- Condiciones de contorno.
- Personal requerido.

Todos los procedimientos se basan en dos fundamentos principales:

- a. Aquellos que se basan en la determinación del ión  $\text{Ca}^{2+}$ .
- b. Aquellos que se basan en la determinación de ión  $\text{CO}_3^{2-}$ .

La utilización del primer grupo de técnicas se basa principalmente en considerar que todo el  $\text{CO}_3^{2-}$  y todo el  $\text{Ca}^{2+}$  se encuentren en la naturaleza formando carbonato cálcico. Esta hipótesis es bastante aceptable en suelos de origen marino, ya que en ellos el contenido en  $\text{CO}_3\text{Mg}$  y  $\text{CO}_3\text{Fe}$  no supone más del 3% del total sobre suelo seco. (Nooramy y Gizienksy, 1970). En las canteras de San Clemente y Portillo la génesis lacustre de las mismas, aumenta este posible porcentaje de error por encima del 5%, alrededor del 6%, debido a la aparición de otros compuestos carbonatados distintos del carbonato cálcico pero no así en la presa del Francisco Abellán cuya génesis marina es más clara. Por esta razón, a priori vamos a considerar igualmente tanto los métodos que analizan el contenido del ión calcio, como los que determinan el ión carbonato.

Los métodos de ensayo más comunes para la determinación de la concentración de  $\text{Ca}^{2+}$ , son:

1. Espectrofotometría de absorción atómica (Chaney y Slomin, 1982).
2. Método complexométrico del EDTA (Skoog y West, 1969; McNeilan y Angemeer, 1980).
3. Método potenciométrico: Electrodo selectivo del ión  $\text{Ca}^{2+}$ . (McNeilan y Angemeer, 1980; Woolson et al., 1984).
4. Método de tritación con destilación al vacío (Methods of soils analysis, 1965).
5. Método de fotometría de llama (Izbock, 1986).

Los métodos de ensayo más comunes para la determinación de la concentración de  $\text{CO}_3^{2-}$ , son:

1. Métodos de pérdida de peso en medio ácido. (Rodier, 1981).
2. Método calcimétrico por volumen: calcímetro de Bernard (Hulsemann, 1966).

3. Método calcimétrico por presión (Methods of analysis, 1965; Moun, 1967).
4. Método calcimétrico por desprendimiento de CO<sub>2</sub>: “bomba de carbonato” (Muller y Gatsner, 1971).
5. Métodos gravimétricos (Methods of analysis, 1965).
6. Neutralización ácida (Rodier, 1981).

Aunque la descripción exhaustiva no entra dentro de los objetivos de este trabajo, se describen brevemente. En la tabla 3.32 se presenta un resumen de las técnicas de ensayo su precisión relativa, velocidad de ensayo coste del equipo, necesidades de personal y reactivos utilizados. Por ejemplo la precisión del ensayo se ha valorado en base al error cometido en porcentaje sobre suelo seco, resumiendo esto en tres categorías dependiendo de la calidad del error. Estas categorías son :

1. Preciso ( <+- 1%).
2. Bueno ( <+- 5%).
3. Basto ( >+- 5%).

### **3.3.4. – Breve descripción de los sistema de análisis enumerados.**

#### **3.3.4.1. – Espectrofotometría de absorción atómica.**

Este proceso ocurre cuando un átomo absorbe energía en forma de luz a una longitud de onda específica, elevándolo a un estado excitado. La cantidad de energía luminosa absorbida a esta longitud de onda, se incrementará en función del número de átomos del elemento químico seleccionado que se encuentre en el camino del haz de luz la concentración del catión problema se relaciona con la cantidad de luz absorbida mediante una recta patrón, con la que podemos conocer concentraciones desconocidas sabiendo la radiación absorbida.

Los instrumentos de lectura del aparato se pueden calibrar para que ofrezcan directamente la concentración buscada.

La instrumentación básica requiere un haz de luz fuente, un átomo fuente, un monocromador para aislar la longitud de onda específica del haz de luz, un detector de medida lumínica del haz de luz muy exacto, con que tratar la señal y por último, un mecanismo que nos muestre los resultados.

La fuente de luz suele ser una lámpara de cátodo de vacío o una lámpara de descarga. La fuente de átomos debe producir átomos libres del material analizado desde la muestra. La fuente de energía para la producción de átomos libres, es el calor; y la forma más comúnmente utilizada es la llama de la mezcla aire – acetileno o de llama de óxido nitrroso – acetileno o también, atomizador de grafito calentador.

La muestra se introduce en un aerosol en el interior de la llama, dentro del horno de grafito de tal forma que la llama producida en la cápsula, interseca el camino de la luz es-

pectrofotométrica produciéndose una absorción de la luz en una fracción que es proporcional a la concentración del átomo, que es medida. (Chaney y Slomin, 1982).

Método	Exactitud relativa	Veloc. análisis	Coste Equipo	Experiencia Operador	Reactivos Necesarios	Observaciones
Espectrofotometría Absorción atómica	Preciso	20	Alta	Requiere preparación y experiencia		Exacto a bajas concentraciones. En la misma solución determinamos Ca y Mg. por separado.
Complexometría	Preciso	6	Baja	Alguna experiencia química	EDTA, cianuro amónico	Se determinan en la misma solución determinaciones separadas de Ca y Mg.
Electrodo específico de ión Calcio.	Buena	10	Baja	Alguna experiencia química	NaC <sub>2</sub> H <sub>3</sub> O <sub>3</sub>	Solo determina Ca. Acetato sódico 0,5 N se debe usar un pH de 8,2 para limitar el carbonato libre.
Destilación al vacío y método de valoración.	Buena	8	Moderado	Alguna experiencia química.	Ba (OH) <sub>2</sub> ClH SnCl <sub>2</sub>	La formación de espuma es muy frecuente en especial en suelos de alto contenido en carbonatos
Método Espectrometría de llama	Preciso	15	Alta	Experiencia química.	Disoluciones patrón	La exactitud de este método depende de la exactitud de las disoluciones patrón.
Métodos de pérdida de peso en medio ácido.	Basto	50	Mínimo	Destreza mínima	HCl	En pesadas inferiores a 0,2 gr., la exactitud del método disminuye bastante.
Calcímetro método volumétrico.	Buena	10	Baja	Experiencia química y destreza.	HCl ClNa. FeCl <sub>2</sub>	La exactitud depende de la destreza en la agitación del reactor. El mantenimiento uniforme de la temperatura y el método de introducir el ácido.
Método gasométrico.	Preciso	10	Baja	Alguna experiencia química y destreza	HCl	Normalmente se emplea mercurio para el sistema de medida de presión. Rango de calibración desde 3% al 110%.
Método de la bomba de carbonatos	Buena a baja	50	Medio	Destreza	HCl	Igual que el anterior.
Métodos Gravimétricos	Buena	4	Baja	Destreza mínima	HCl H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> FeSO <sub>4</sub>	La exactitud de este método, depende de la de las pesadas. La disminución del CO <sub>2</sub> retenido se compensa con las pérdidas de vapor de agua
Neutralización ácida	Buena	20	Mínima	Alguna experiencia	HCl Na(OH)	La estimación del carbonato será algo más alta debido a la reacción con el ácido de otros.

Tabla 3.32. – Análisis de los sistemas de ensayo.

### 3.3.4.2. – Método titrador con EDTA.

Este método es un procedimiento volumétrico rápido que usa EDTA como reactivo, que es un agente complejo métrico orgánico. El método esta descrito por numerosos autores Skoog, y West (1969); McNeilan, y Angemeer (1980); etc. De una manera esquemática el método consiste en lo siguiente:

1. Obtenemos una parte alícuota de un extracto saturado de la muestra de suelo a analizar.
2. A esta se adiciona hidróxido sódico y indicador de Murexida.
3. Titramos la solución con EDTA, calculando la cantidad de calcio presente usando la expresión:

$$F = \frac{1000}{V} (A \times B) \quad (1) \quad \text{donde}$$

F = Calcio en miliequivalentes por litro.

V = Volumen de muestra usado.

A = Volumen gastado de EDTA. (1 ml EDTA = 1 mg CO<sub>3</sub>Ca).

B = Normalidad del EDTA.

#### 3.3.4.3. – Electrodo selectivo de ión calcio.

Así vamos a analizar los extractos saturados donde el ión calcio ha sido extraído mediante el uso de acetato de sodio. Para no ser demasiado prolijo en una técnica ya descrita, McNeilan, y Angemeer (1980); y más detalladamente por, Woolson, et al. (1984); como en el caso anterior vamos a describirla esquemáticamente.

1. Agregamos 50 ml de acetato de sodio 0,5 N ( Na<sub>2</sub>C<sub>2</sub>H<sub>3</sub>O<sub>2</sub>, pH = 8,2), a 4,00 gr., de suelo seco.
2. Agitamos durante dos horas en una centrífuga provista de frascos de polietileno, de 250 ml de capacidad.
3. Extraer 10 ml de líquido sobrenadante y diluir con 100 ml de agua destilada.
4. Determinar en esta disolución resultante, el contenido de calcio mediante un electrodo selectivo de este ión.

#### 3.3.4.4. – Destilación al vacío y posterior titración.

Este procedimiento consiste en hacer reaccionar la muestra al vacío, con un medio ácido diluido de ClH, a baja temperatura y en presencia de cloruro de estaño como catalizador, la reacción viene dada por:



Bajo estas condiciones la producción de CO<sub>2</sub> a partir de materia orgánica, que sería indeseable, es casi despreciable. El CO<sub>2</sub> producido es barrido del medio hacia el interior de frascos en los que se absorbe cuantitativamente en un exceso de hidróxido de bario. Titramos la solución de hidróxido de bario que no ha precipitado como carbonato de ba-

rio, por retroceso, dándonos así un índice exacto del contenido de carbonato cálcico que había en el espécimen analizado. El procedimiento detallado de esta técnica esta descrita en Methods of soils Analysis (1965);

### 3.3.4.5. – Método gravimétrico.

El fundamento de este método es la disminución del peso de un espécimen de suelo por pérdida de dióxido de carbono, cuando descomponemos los carbonatos presentes con ácido. El dióxido de carbono se libera mediante tratamiento del espécimen de suelo con ácido sulfúrico 2N con sulfato ferroso como antioxidante que previenen liberaciones de CO<sub>2</sub> que provengan de materiales orgánicos. El CO<sub>2</sub> resultante lo recogemos en bulbos de absorción de “Nesbitt”. La cantidad de dióxido de carbono resultante se determina pesando el bulbo antes y después de la absorción. El método lo describe detalladamente, Methods of soils analysis (1965); La cantidad de CO<sub>3</sub>Ca la calculamos mediante la expresión

$$C = \frac{D - E}{W_i} \times 2,274 \times 100 \quad (2) \text{ donde}$$

C = CaCO<sub>3</sub> en %.

D = CO<sub>2</sub> contenido en el espécimen en gr.

E = CO<sub>2</sub> contenido en ensayo en blanco en gr.

W<sub>i</sub> = Peso del suelo inicial seco.

### 3.3.4.6. – Pérdida de peso por solubilidad en ácidos.

El tratamiento de suelos calcáreos con clorhídrico diluido, descompone todo el material calcáreo y algunos componentes minoritarios, por lo tanto la precisión en el cálculo del contenido de carbonatos es grosero. De una manera esquemática el método consiste en lo siguiente:

1. Tratamos una cantidad de suelo de peso perfectamente conocido, con clorhídrico diluido hasta que no se produzca burbujeo, (reacción completada).
2. Lavar la muestra resultante con agua destilada.
3. Secar la muestra y pesarla.

La cantidad de CO<sub>3</sub>Ca en % la calculamos como :  $C = \frac{W_i - W_f}{W_i} \times 100 \quad (4) \text{ donde:}$

W<sub>i</sub> = Peso seco inicial en gr.

W<sub>f</sub> = Peso seco final en gr.

C = Porcentaje de CO<sub>3</sub>Ca.

### 3.3.4.7. – Método gravimétrico por pérdida de dióxido de carbono.

Cuando los carbonatos se descomponen mediante ácido, el CO<sub>2</sub> es liberado hacia la atmósfera. La disminución de peso que resulta en la muestra atacada por esta pérdida es un índice del contenido de carbonatos que había en el suelo.

El procedimiento de análisis consiste en lo siguiente:

1. En un matraz elemmeyer de 250 ml, previamente tarado, introducimos una cantidad de suelo seco de pesada perfectamente conocida con precisión de +- 0,1 mgr, preparada por molturación previa con mortero de ágata hasta que toda pase por el tamiz 0,1 mm, con una cantidad pesada con la misma precisión y en exceso de ácido clorhídrico concentrado, ClH 3N.
2. Una vez que la reacción ha terminado, lo que notaremos por la finalización de la efervescencia, pesamos el matraz con todo su contenido a temperatura ambiente.
3. Calculamos el porcentaje de carbonato cálcico usando la siguiente relación:

$$C = \frac{W_0}{W_i} \times 2,274 \times 100 \quad (5) \quad \text{Donde}$$

$W_0$  = Diferencia de peso inicial y final del conjunto (Matraz + ácido + Muestra) = Peso de CO<sub>2</sub> liberado.

C = Cantidad en % de CO<sub>3</sub>Ca.

$W_i$  = Peso seco de muestra, inicial en gr.

### 3.3.4.8. – Método del calcímetro; procedimiento volumétrico.

Como ya hemos visto, los carbonatos cuando son tratados con ácidos se libera CO<sub>2</sub> cuantitativo, en función de la cantidad de CO<sub>3</sub><sup>2-</sup> en el medio, en un sistema cerrado a presión y temperatura constante, el incremento de volumen producido es una medida directa del CO<sub>2</sub> liberado si no hay otros gases involucrados. El aparato que se utiliza para ejecutar este tipo de análisis se puede ver en la figura 3.20. El procedimiento de este ensayo ha sido desarrollado y estudiado por diversos autores como Hulsemann, (1966). El procedimiento básico se puede resumir en lo siguiente:

1. Dentro de un elemmeyer de 250 ml, introducimos un peso conocido de suelo a analizar y un tubo de hemólisis de 25 cm<sup>3</sup> conteniendo una cantidad suficiente de ClH al 50%, cuidando que no se mezclen el ácido con la muestra. Cerramos herméticamente el elemmeyer con el tapón perforado que está unido al calcímetro, figura 3.21, sin que se vierta el contenido del ácido en la muestra.
2. Agitar el matraz, cuidando que no se destape, hasta que el tubo caiga y mezcle el ácido con la muestra. Seguir agitando el contenido vigorosamente hasta que ya no se produzca reacción.

3. Desplazar el tubo de nivel hasta ajustar la presión dentro del matraz, igualando los niveles de nivel y bureta.
4. leer el Volumen de CO<sub>2</sub>, en la bureta graduada.

Calcular el % de CO<sub>3</sub>Ca usando la fórmula:

$$C = \frac{V_c (P - M)}{W_i (T_c + t)} \times 0,1603 \quad (6) \quad \text{Donde:}$$

$V_c$  = Volumen obtenido de CO<sub>2</sub>.

$P$  = Presión barométrica ( mm de Hg.).

$M$  = Presión de vapor del agua (mm de Hg.).

$W_i$  = Peso inicial de muestra. ( gr. +- 0,1 mgr.).

$T_c$  = Temperatura ambiente. ( °C).

$t$  = Factor de conversión a grados Kelvin; 273,16.

### 3.3.4.9. – Método del Calcímetro; Proceso Presiométrico.

El fundamento de este ensayo está basado en la medida del aumento de la presión parcial de CO<sub>2</sub>, que resulta de la liberación del CO<sub>2</sub> al atacar el carbonato cálcico con ácido, dentro de un sistema cerrado de volumen constante y conocido. La cantidad de CO<sub>2</sub> presente se puede calcular con la conocida ley de los gases.

$$p \times v_a = n \times R \times T_a \quad (6) \quad \text{Donde:}$$

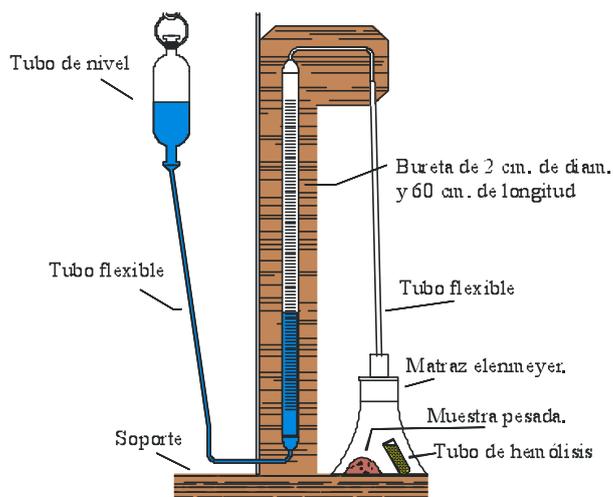


Figura 3.20. - Calcímetro de Bernard.

$T_a$  = Presión absoluta.

$R$  = Constante de los gases.

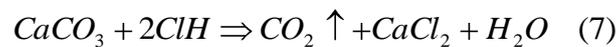
$v_a$  = Volumen del aparato.

$p$  = Presión parcial del  $CO_2$  liberado.

$n$  = Número de moles de carbono determinados. Es decir, número de moléculas de  $CO_2$  liberadas.

Normalmente se utiliza un procedimiento de calibración con muestra patrón en vez del cálculo.

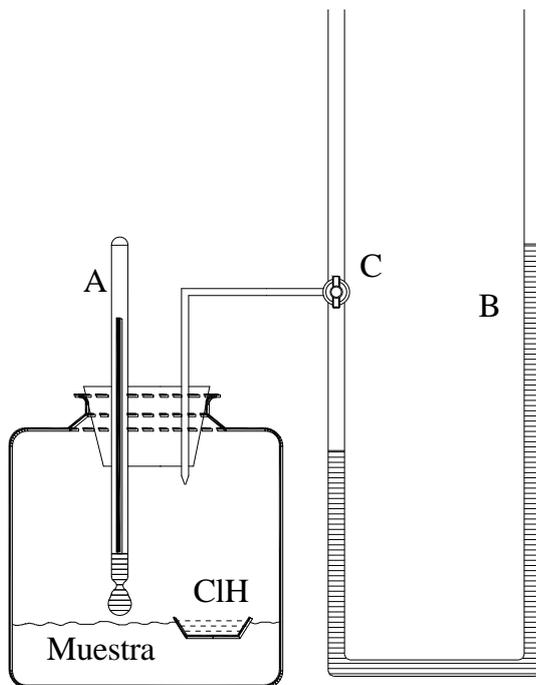
Para convertir el carbono de los carbonatos a dióxido de carbono, usamos ácido clorhídrico. Según la reacción ya comentada:



En esta reacción, un átomo de carbono produce una molécula de dióxido de carbono, por lo que el ácido clorhídrico consumido en la reacción nos da directamente el contenido de carbonato cálcico. El procedimiento detallado y el desarrollo de la técnica ha sido descrita por diversos autores como por ejemplo, *Methods of soils Analysis* (1965).

Hay dos mecanismos principales que emplean esta técnica que son los siguientes:

1. El calcímetro de presión mostrado en la figura 3.21.
2. La “Bomba de Carbonato”.



- A= Termómetro.  
B= Manómetro de Hg.  
C= Llave de presión.

Como ambos dispositivos emplean el mismo concepto, solamente vamos a comentar, por ser más desconocido, la “Bomba de Carbonato”. Este es un dispositivo sencillo descrito por Muller, y Gastner (1971), para análisis edafológico.

El dispositivo consiste en un baso cilíndrico de plástico con una tapa superior atornillada para acceder a su interior y un medidor de presión fijado a esta parte, que esta calibrado di-

Figura 3.22.- Calcímetro de presión.

rectamente en % de  $\text{CO}_3\text{Ca}$ .

El procedimiento del ensayo se puede resumir en los siguientes pasos:

1. Introducir un peso conocido y representativo de suelo molturado suficientemente hasta que todo pase por el tamiz 0,1 mm. En el baso. Aproximadamente 1 gr.
2. Introducir un tubo de hemólisis con ácido ClH concentrado, dentro del baso también, teniendo cuidado que no entre en contacto con el polvo de suelo ya puesto.
3. Cerrar con la tapa comentada el baso atornillándola firmemente.
4. Agitar con cuidado el conjunto, mezclando el suelo y el clorhídrico firmemente.
5. Una vez que la efervescencia halla parado, leer la lectura en el manómetro.

#### 3.3.4.10. – Método de la neutralización ácida.

El tratamiento de los suelos calcáreos con ácido Clorhídrico diluido y en caliente, descompone todo el material carbonatado y algunos otros constituyentes minoritarios. El uso de este método da un índice del contenido en carbonato cálcico bastante basto y siempre por exceso. El procedimiento del ensayo consiste en lo siguiente:

1. Tratamos una muestra de suelo del orden de 20 gr. Con una solución estándar de Clorhídrico de 0,5 N, hervir el conjunto durante 5 min. Después dejar enfriar.
2. Filtrar la mezcla resultante usando agua destilada hasta que esta en placa de toque no presente reacción a los cloruros y ausencia de ácido.
3. Titrar el ClH en el filtrado con fenoltaleina como indicador con  $\text{Na}(\text{OH})$  0,25 N.

Calcular el porcentaje de  $\text{CaCO}_3$  equivalente con la siguiente ecuación:

$$C = \frac{H - N}{W_i} \times 0,050 \times 100 \quad (8) \quad \text{Donde:}$$

$W_i$  = Peso inicial de muestra de suelo.

$H$  = Miliequivalentes de clorhídrico agregados.

$N$  = Miliequivalentes de hidróxido sódico gastados.

#### 3.3.4.11. – Método de la fotometría de llama.

El análisis de los espectros atómicos permiten la determinación cuantitativa de un elemento.

Estos espectros se consiguen excitando la muestra llevándola a un estado distinto a su estado fundamental, o de reposo, de esta manera al volver el átomo a su estado de reposo, cederá la energía que absorbió en el proceso anterior en forma de radiación, y con una longitud de onda que es característica del átomo en cuestión.

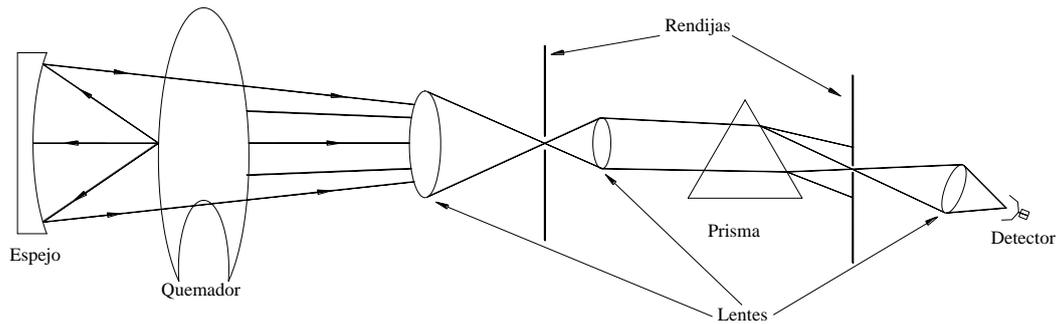


Figura 3.23. - Fotometría de llama.

En el caso del ión  $\text{Ca}^{++}$  para el proceso de excitación se puede usar una llama. En este proceso, se compara la intensidad de la línea de espectro producida por otro elemento principal de la muestra, y así quitamos problemas del medio tales como, fluctuaciones de corriente, intensidad de la señal, etc.

A este sistema se le conoce como patrón interno. Un esquema del método de fotometría de llama lo podemos ver en la figura 3.23.

La intensidad de línea es una función lineal de la concentración del elemento, por lo que nos va a servir para construir la recta de calibración del método con una serie de disoluciones estándar de concentración conocida. Una descripción más detallada de las partes del equipo y del método las podemos leer en las publicaciones de Izbock (1986). Esquemáticamente el ensayo se llevaría a cabo de la forma siguiente:

1. Con un estándar de  $\text{Cl}_2\text{Ca}$ , de 1 gr/l. Construimos disoluciones de concentraciones diferentes y perfectamente conocidas, usando como disolvente agua destilada, las concentraciones de las disoluciones irán desde 0 mg/l hasta 1000 mg/l.
2. Una cantidad de suelo perfectamente pesada, con precisión de 0,1 mg, la molturamos hasta que pasa por el tamiz 0,1 mm UNE, y fabricamos un extracto saturado siguiendo las técnicas descritas por la ASTM o las normas dictadas por el Laboratorio del Transporte Español.
3. En un fotómetro de llama provisto de filtro para calcio ponemos una por una las distintas soluciones fabricadas tanto el cero de lectura para la concentración de 0 mg/l como 100 de lectura para 1000 mg/l, y después tomamos lectura para las distintas concentraciones intermedias, construyendo una recta de calibrado “lectura – concentración”.
4. Del extracto saturado fabricado, tomamos después de haber reposado, 100 ml por filtración del líquido sobrenadante, intentando siempre que el resultado sea un líquido incoloro. Si se sospecha que la concentración es superior a 1 gr. / l, efectuamos las diluciones necesarias.
5. Ponemos la muestra en el fotómetro de llama y anotamos la lectura. Llevamos esta a la recta de calibrado y leemos en el gráfico, la concentración resultante,

sabiendo que la concentración final del extracto saturado, será esta multiplicada por el factor de dilución utilizado.

6. Calculamos el tanto por ciento de carbonato cálcico sobre el peso de muestra total seca.

### **3.3.5. – Justificación del método elegido.**

Una de las aportaciones del presente estudio, pretende ser, además de poner en evidencia la personalidad de los materiales carbonatados en el comportamiento geotécnico, el método de clasificación de los mismos de acuerdo a ese comportamiento, tanto en obra, ejecución de proyectos, como en estudios precedentes, edición de proyectos e investigación.

Por todo esto los métodos a usar para la caracterización de las distintas variables, los carbonatos entre ellas, deben de cumplir una serie de requisitos que a mi modo de entender son fundamentales. Estos, tabla 3.32, son los siguientes:

- Precisión relativa.
- Coste del equipo necesario.
- Sensibilidad del mismo al entorno.
- Cualidades del operador u operadores.
- Coste de operación y mantenimiento.

*1º. Precisión relativa.* El error cometido en la medida de la cantidad referida al porcentaje sobre muestra total de suelo seco para el análisis de carbonatos en suelos no debe de ser superior al 5%. Por lo tanto para esta primera premisa, elegiremos un método cuya precisión sea “buena” o “precisa” según la tabla 3.32.

Con este criterio desechamos el método de pérdida de peso en medio ácido y el método de la bomba de carbonatos. Además tenemos que decir que el método de la neutralización ácida no es muy bueno pues su precisión depende de una manera indirecta de otros factores.

*2º. Coste del equipo necesario.* Siguiendo con la filosofía desarrollada en este trabajo, que intenta que los procedimientos seguidos para el cálculo de las distintas variables y su análisis entren, en la medida de lo posible, dentro de el equipamiento de un laboratorio de mecánica de suelos estándar, pues será la mejor manera de que las pautas y consejos desarrollados para descubrir y poner las cautelas necesarias, a los materiales carbonatados, en problemas de ingeniería civil, se puedan llevar a cabo de una manera general y normalizada, sin que esto suponga un coste excesivo a la sección de control e investigación del proyecto tanto en fase de estudio como en fase de ejecución.

Además se intenta ser solidario, por simple coherencia, con las pautas impuestas por las diferentes normas de ensayo para el análisis cuantitativo de carbonatos en suelos, edita-

das tantos en los países Europeos, como en USA. Vamos a elegir como valor idóneo de esta variable “Baja” o “Media”.

Por todo esto se van a definir como “no idóneos” los siguientes métodos:

Método de espectrofotometría de absorción atómica.

Método de destilación al vacío.

*3° Sensibilidad del equipo con el entorno de trabajo.* En este apartado valoramos la solidez del equipo, frente a las condiciones de trabajo que en la mayoría de los laboratorios de obra, pueden ser duras. Entre las variables que se definen en este apartado, entre estas están, la dureza, la sencillez de construcción, su fiabilidad de manejo, la simplicidad de materiales y características como por ejemplo, el intervalo de temperatura ambiente de funcionamiento, necesidad de tarados previos, la simplicidad de los mismos, etc. En una palabra, se valora la idoneidad del equipo, a las condiciones generales existentes en un laboratorio de obra. Como es lógico, este aparato hipotético, en un laboratorio de investigación, funcionará “perfectamente” pues las condiciones de trabajo son muchos menos extremas, por lo que la normalización del ensayo será general.

Según todo lo expuesto, los aparatos idóneos serían los siguientes:

Calcímetro de volumen (Bernard).

*4° Cualidades del operador u operadores.* Como es lógico, cuanto menores sean las necesidades en materia de personal, tanto en número como en conocimiento y destreza requeridos para la realización de procedimiento en estudio, será mejor para el sistema de control elegido. Se debe de entender lo dicho, sin menoscabo de la precisión del método o con una merma en el mismo muy pequeña, pues no sería lógico disminuir los requerimientos de personal sacrificando la bondad analítica del procedimiento.

Según estas disquisiciones, aún dotando a esta variable de un peso menor que a las estudiadas anteriormente, podemos decir, que en los laboratorios de obra, esta variable, puede desempeñar un papel fundamental en el control de calidad de los materiales utilizados en la ejecución del proyecto así como en la misma ejecución del mismo, dado que estas obras de ingeniería civil de grandes presupuestos, se suelen ubicar muy alejadas de los núcleos de población, las presas no se construyen cerca de las capitales, la gestión de personal es esencial; por lo tanto puede que hagamos irrealizable un método simplemente por exigir para su realización o un número de operadores excesivo, u operadores con conocimientos demasiado profundos, o una manipulación, requerida por el procedimiento, muy complicada.

Según esta variable los métodos más idóneos son:

Métodos de valoración complejo métrica. EDTA.

Métodos de pérdida de peso por solubilidad en ácidos. CIH.

Métodos calcimétricos.

Métodos gravimétricos.  $\text{CO}_3^{--}$ .

*5º Coste de la operación y mantenimiento.* Como vemos en la tabla 3.32, los equipos utilizados para llevar a cabo estos métodos de análisis estudiados son, en general, de bajo coste puesto que no se requieren grandes equipos ni tecnologías complicadas.

De esta regla general solamente se desvían los siguientes métodos:

Método de absorción atómica.

Método de espectroscopia de llama.

Destilación al vacío.

Bomba de carbonatos.

Se considerarán idóneos todos aquellos métodos cuyos equipos siempre se encuentren disponibles en laboratorios de control de calidad. Según la orden de 15-7-89 (BOJA N° 49 de 23-7-89) por la que se regula el registro de entidades acreditadas para la prestación de asistencia técnica a la construcción y obra pública.

En este orden, se exige para homologar laboratorios en mecánica de suelos y hormigones, se necesita entre otros aparatos, un fotómetro de llama para ensayos de cationes tipo sodio y potasio, usados en estudios de patología en la edificación y cimentaciones.

Por lo tanto este equipo, aunque tiene un coste alto, se dispone ya de él en el laboratorio lo que hace que el que su coste sea alto no es relevante en este caso. Por la misma razón, en la lista anterior no aparecen los métodos que necesitan para ser llevados a cabo, balanzas analíticas de 0,1 mgr de precisión cuyo coste también es elevado ya que esta es necesaria también para la citada homologación.

Resumiendo todo lo anterior, el método que menos cumple, según este apartado, los requisitos mínimos exigidos es el siguiente:

Espectrofotometría de absorción atómica.

### **3.3.5.1. – Métodos más idóneos.**

Como resumen de todo lo anterior y con las cautelas ya apuntadas y las directrices seguidas, hay tres métodos que se podrían elegir como “idóneos” para llevar a cabo un análisis de carbonatos en suelos, que satisfaga plenamente las necesidades de proyecto en ingeniería civil. Estos métodos cumplen a la vez:

- Según la precisión relativa, cumplen la condición de que porcentaje de error cometido, es igual o inferior al 5%, como ya hemos dicho, referido siempre al peso de muestra total seca.
- Según el coste del equipo necesario, cumplen la condición de utilizar un equipo cuyo coste es bajo, o uno cuya adquisición sea obligatoria para la homologación del laboratorio.

- Según la sensibilidad o “delicadeza” del equipo hacia el entorno de trabajo, utilizan equipos duros y fiables en entornos de agresividad moderada. Los laboratorios a pie de obra son un ejemplo de lo indicado.
- Según las necesidades de personal, tanto en número como en conocimientos necesarios para desarrollar el método, los tres cumplen, pues no es necesario grandes conocimientos, ni en los fundamentos ni en las manipulaciones, para desarrollar cualquiera de los tres y las necesidades de personal son mínimas, ya que con un operador y un equipo se pueden efectuar gran cantidad de ensayos.
- Según el coste e operación y mantenimiento, los reactivos usados en cualquiera de los tres, son muy comunes y de bajo costo además las posibles operaciones de mantenimiento en equipos de utilización moderada, son simples y están muy dilatadas en el tiempo. En la mayoría de los casos estas operaciones de mantenimiento, se reducen a operaciones de calibrado y en algunos ni siquiera eso. Además las piezas de recambio necesarias, salvo accidente grave, se encuentran fácilmente en empresas especializadas con un coste medio.

Con todo esto los equipos que se consideran idóneos son los siguientes:

1. Espectroscopia de llama.
2. Calcímetro volumétrico; calcímetro de Bernard.
3. Complexometría EDTA.

### **3.3.6. - Estudio comparativo de los métodos idóneos; método más idóneo.**

Para elegir el más idóneo entre los tres elegidos, se han fabricado veinte muestras patrón de contenido en carbonato cálcico perfectamente conocido, siguiendo las directrices apuntadas por Indraratna (1990), a partir de los métodos de fabricación de muestras patrón, Rodier (1981). Estos veinte patrones de tarado, se fabricaron con concentraciones en carbonato cálcico que cubrían desde “patrón” cero, inerte puro, a “patrón” 100, principio activo puro. La cantidad de muestra fabricada fue en todos los casos 10 gr., ya que para el ensayo con cualquiera de los tres métodos elegidos, se considera suficiente.

Una vez confeccionadas las muestras, se trituraron completamente hasta pasar por el tamiz 0,16 U. N. E., una vez homogeneizadas las muestras se sometieron a secado en estufa a 110 °C, siendo en este momento pesadas, hasta obtener de cada una la cantidad de 10 gr referida.

Por medio de cuarteo se separaron las cantidades necesarias para los distintos métodos usados, así para el caso del calcímetro de Bernard se separaron 2 gr de cada muestra y se procedió a realizar los ensayos.

Para los otros métodos, con los 8 gr restantes, se fabricó una disolución en CIH 1N, (Jackson, 1982), añadiendo esta a la muestra hasta ausencia total de efervescencia, hay que tener en cuenta que en estos dos métodos, la determinación de  $\text{CO}_3^{2-}$  se basa en la

determinación del ión  $\text{Ca}^{++}$  por lo que el  $\text{CO}_2$  desprendido no es importante para el cálculo.

Una vez determinado el  $\text{CO}_3^{--}$  ó  $\text{Ca}^{++}$  por uno de los tres métodos estudiados, se da el resultado en  $\text{CO}_3\text{Ca}$  siempre independientemente del método empleado y el resultado final se da en % de carbonato cálcico sobre el total de muestra seca.

De esta manera tenemos un valor verdadero simplemente por confección y un valor experimental por cada uno de los métodos, lo que nos permite operar con un algoritmo estadístico; por ejemplo calculando para cada punto y cada método el error relativo respecto al valor verdadero, así podremos discernir desde el punto de vista de la precisión, el método más idóneo.

Además de usar este punto de vista, vamos a comparar los tres métodos desde otros, como son, la normalización del procedimiento existente entre las diversas emitidas en geotecnia, y la idoneidad del método preoperativo. Ambos puntos de vista no tenidos en cuenta en la tabla discriminadora anterior. Tabla 3.34a y b.

### 3.3.6.1. – Resultados del estudio comparativo, estudio estadístico.

Los resultados experimentales, se presentan esquematizados en la tabla 3.33 como se ve en dicha tabla se han incluido en la misma datos de error relativo de cada uno de los puntos para cada método estudiado. Además de esta, se presentan los datos en las gráficas de las figuras 3.24 3.25 y 3 26 en donde se presenta una exposición más completa de todo lo dicho con anterioridad.

Hay que tener en cuenta que los sistemas operatorios de cada método, van a influir fundamentalmente en la precisión del mismo, de echo la precisión va a ser un buen índice de la idoneidad del proceso del método. Aún con esto se considera apropiado, dada su importancia, tratar este punto de vista separadamente de la precisión, ya que dentro de este concepto hay otros parámetros a tener en cuenta que podrían no estar bien plasmados en el concepto de la precisión estudiada.

Número y Muestra	Concentración C: Verdadera %	Procedim. estud. V. E. %			Error Introducido %		
		Bernard	EDTA	Llama	Método 1	Método 2	Método 3
1	0	0.00	0.02	0.01	0.00	-0.02	-0.01
2	5	2.87	5.06	5.00	2.13	-0.06	0.00
3	10	5.30	10.20	10.08	4.70	-0.20	-0.08
4	15	12.20	14.82	14.97	2.80	0.18	0.03
5	20	18.20	19.86	19.94	1.80	0.14	0.06
6	25	22.20	24.71	24.89	2.80	0.29	0.11
7	30	28.00	30.90	30.01	2.00	-0.90	-0.01
8	35	32.20	36.90	35.02	2.80	-1.90	-0.02
9	40	42.70	44.40	39.99	-2.70	-4.40	0.01
10	45	47.10	49.80	43.30	-2.10	-4.80	1.70
11	50	50.78	49.21	46.40	-0.78	0.79	3.60
12	55	56.20	52.90	51.80	-1.20	2.10	3.20
13	60	60.32	56.40	54.40	-0.32	3.60	5.60
14	65	64.15	61.10	61.60	0.85	3.90	3.40
15	70	72.90	65.80	68.70	-2.90	4.20	1.30
16	75	80.20	68.70	71.30	-5.20	6.30	3.70
17	80	83.10	72.40	82.60	-3.10	7.60	-2.60
18	85	88.40	81.60	78.70	-3.40	3.40	6.30
19	90	93.10	81.60	83.80	-3.10	8.40	6.20
20	95	99.30	89.30	90.40	-4.30	5.70	4.60

Tabla 3.33. – Datos experimentales y error introducido en los métodos.

También es importante en este último escalón discriminatorio del método más idóneo, tener en cuenta la posible normalización oficial del método dentro de los protocolos de análisis de rutina en los laboratorios homologados en mecánica de suelos y geotecnia, en el control de calidad de obras tanto de edificación como en ingeniería civil.

Sobre la base del error calculado frente a los valores encontrados para cada método estudiado, figura 3.24, nos encontramos lo siguiente:

- Como cabía esperar, la precisión relativa del método es función de la concentración analizada en cada caso.
- A concentraciones bajas los métodos instrumentales, fotometría de llama son bastante más precisos. Aunque siempre hay que decir que los métodos estudiados entran dentro de la precisión exigida en el primer corte ya comentado.
- A estas concentraciones el método del Calcímetro de Bernard, da siempre valores por defecto del valor verdadero, siendo en esta franja donde encontramos los errores máximos calculados para el mismo; todo esto nos hace pensar que estamos ante el umbral de precisión del método. Lo que esta de acuerdo con diversos autores Chaney y Slonim 1982.

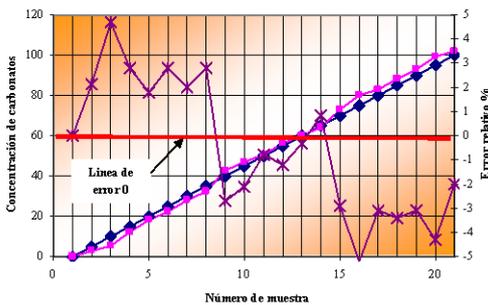


Figura 3.24 (a). - Errores de cada metodo respecto al valor verdadero; Método de Calcímetro de Bernard.

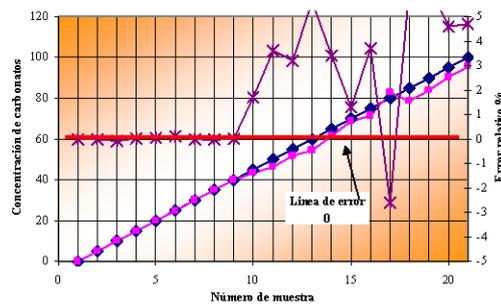


Figura 3.24 (c). - Errores de cada metodo respecto al valor verdadero; Método de Fotometría de llama.

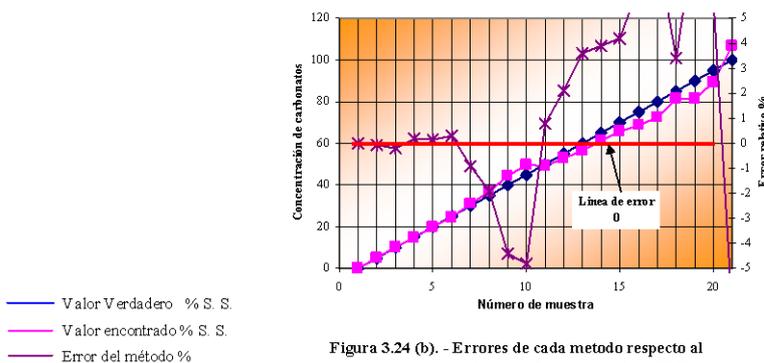


Figura 3.24 (b). - Errores de cada metodo respecto al valor verdadero; Método de Complexometría EDTA.

Figura 3.24. – Gráficos comparativos del error del método.

- Por el contrario para estas concentraciones el método de Complexometría con EDTA y el método de fotometría de llama se presentan bas-

tante exactos con errores encontrados máximos para este tramo, de 0,46% para el EDTA y 0,10% para la fotometría de llama.

- La concentración que define un cambio en la tendencia del error encontrado de una manera global para los tres métodos, se puede fijar en el 40 % de carbonato cálcico sobre suelo total seco. Observando la figura 3.25 es difícil de definir, puesto que se observa un cambio no tan puntual, sino más bien gradual en ellos.
- En concreto para el calcímetro de Bernard si es claro el cambio de tendencia en este valor puesto que a partir de el bajan claramente los errores encontrados al analizar las muestras, encontrándose una banda de concentraciones que va desde el mencionado 40% hasta el 70% en donde se produce otra vez un aumento del error encontrado (el máximo en de 5,2% a esta concentración) en este otro periodo, el que va desde 70% hasta 100%, el error también es sistemático y se mueve entre el 1% y el 4% sin contar el mencionado 5,2%. El valor medio del error encontrado en este periodo, es del 2,46% lo que, aunque corrobora lo expuesto por la bibliografía, Chaney y Slonim (1982), es bastante menos conservador.
- Para el método EDTA, del que ya habíamos dicho que para bajas concentraciones es un método exacto hasta 40% ya que el error cometido es despreciable; pero a partir de esta concentración se produce un aumento del error en todo el rango de concentraciones estudiadas, con un máximo de error encontrado de 8,4% y un mínimo de 0,79% con un va-

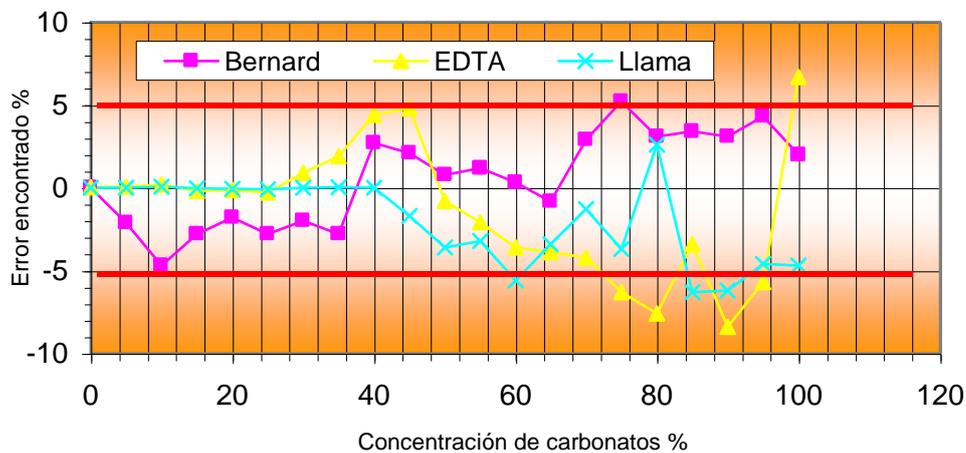


Figura 3.25. - Error encontrado en los tres métodos; Banda de error máximo.

lor medio de 4,12% lo que hace del método demasiado aproximado, en este rango de medida, para el propósito requerido. El echo se explica por el mismo proceso operatorio que obliga a realizar diluciones a concentraciones muy bajas para llevar a cabo análisis de muestras concentradas lo que se traduce en una pérdida notable de precisión.

En general los autores hablan de buena precisión para el método en general, lo que se contradice con lo expuesto, la razón puede ser que aunque es un método generalista, todas sus aplicaciones, o en un número importante, se dedican a áreas como por ejemplo análisis de aguas, y son inexistentes las que se aplican a extractos saturados de suelos.

- Para la fotometría de llama, a concentraciones bajas, se presenta como el método más preciso; en el tramo de concentraciones medias, también podemos hablar de una buena precisión. Pero a altas concentraciones, el error encontrado se dispara observándose un máximo puntual, de 6,3% con un valor medio en este último tramo de 3,6%. La posible explicación del aumento del error encontrado en este rango de concentraciones, puede ser la misma que en el caso anterior pues lo único que cambia es la técnica de análisis que se distingue como bueno, lo que se confirma por la precisión alcanzada a concentraciones bajas, y no el proceso anterior a este, totalmente igual al método anterior, que es donde se producirá el error. La concentración a la que se va a producir el cambio de tendencia en la precisión, si se puede fijar en el 40% de concentración de carbonatos, lo que justifica que lo usemos de referencia a los tres métodos, con las cautelas ya comentadas.

Según este último razonamiento, Figura 3.26, aunque globalmente el método de la fotometría de llama se presenta como el método más preciso, exhibe un acusado desequilibrio entre bajas y altas concentraciones. El método del calcímetro de Bernard presenta una precisión global algo mayor que el anterior, 2,43% frente a 2,25%, pero presentando una uniformidad entre todas las medidas muy importante, que le confiere gran repetitividad; esto unido al hecho de presentar un error máximo de 5,20% muy inferior al 6,3% que presenta el anterior, hace de este el método globalmente el más preciso.

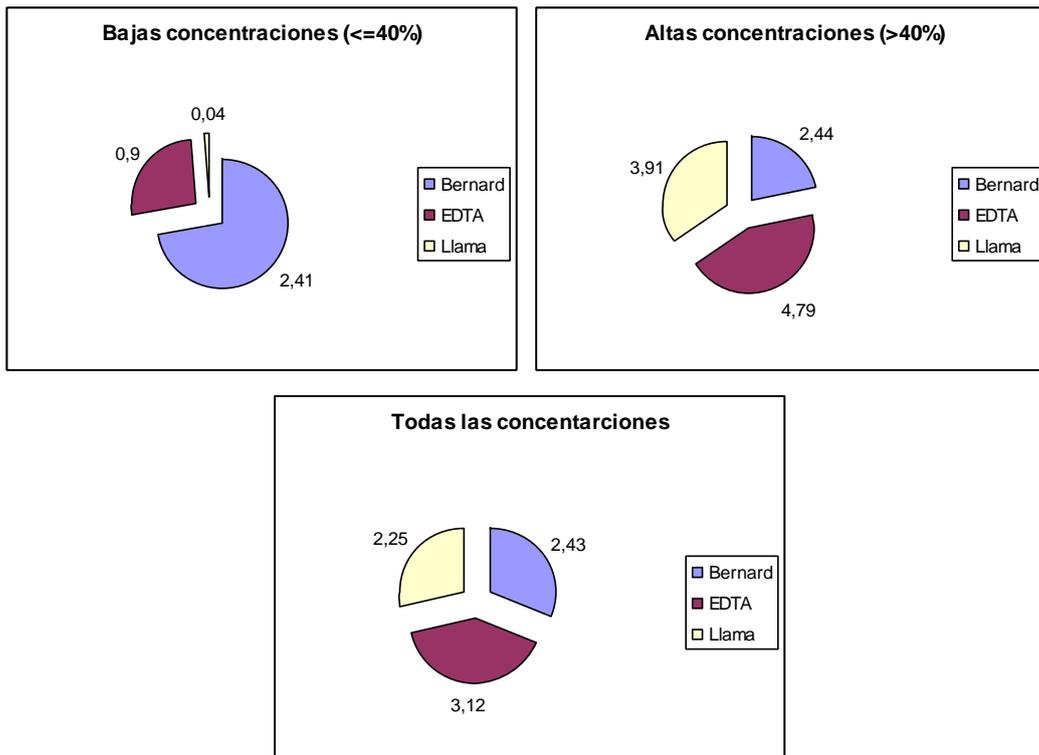


Figura 3.26. – Comparación global de la precisión de los tres métodos.

Como ya se ha comentado, además de la variable “precisión” vamos a usar otras variables objetivas para, por fin, decidir el método más idóneo.

Se va a definir un “índice de idoneidad” que a cada variable da un peso entre 0 y 3 según presenta el método juzgado mas o menos idoneidad frente a la variable estudiada en cada caso, de tal forma que – a mayor idoneidad mayor peso – así el método que al final presente un índice de idoneidad, suma de los índices parciales, mayor será el más idóneo.

Otra variable que se va a utilizar, es la normalización del método dentro de los análisis de suelos en la normativa legal vigente. Este hecho es muy importante pues un método normalizado por la legislación oficial será fácilmente implementado en los ensayos de rutina de laboratorios homologados de geotecnia tanto a pie de obra como en otros mas estables.

Para esto se van a usar los siguientes compendios de normas oficiales:

- Normas de geotecnia Española.  
Normas del Laboratorio del Transporte.  
Normas N. L. T.
- Normas oficiales del Estado para el control de calidad en general  
Normas U. N. E.

- Normas oficiales U. S. A.  
American Standard for Testing Material.  
Normas A. S. T. M.

Este último se ha visto interesante por ser de uso generalizado internacionalmente.

En estas se va a valorar, primero que exista una norma de análisis que use el método juzgado, y segundo que esta norma sea, o no, norma oficial de suelos.

Según esto tenemos:

<i>Método</i>	<i>N. L. T.</i>	<i>U. N. E.</i>	<i>A. S. T. M.</i>
<i>Bernard</i>	1-1	1-1	1-1
<i>EDTA</i>	0	1-0	1-0
<i>Llama</i>	0	1-0	1-0

*Tabla 3.34a. – Valor según las normas utilizadas.*

La última variable que se va a utilizar, es el método operatorio y el ión analizado. Según esta variable, se valora la idoneidad de los pasos llevados a cabo para conseguir determinar la cantidad de carbonato que contiene la muestra problema, y discutir y valorar sobre la idoneidad del ión analizado para el mismo fin.

Como se puede ver, ya se ha comentado, el proceso operatorio desarrollado en los métodos de la llama y el EDTA, es de una complejidad manifiesta frente a la aparente simplicidad presentada por el procedimiento completo del que se compone el método del calcímetro de Bernard, ya que mientras los dos anteriores necesitan pasar a disolución previa el carbonato cálcico o magnésico mediante la creación de un extracto saturado, y posteriores diluciones tanto más importantes cuanto más concentrada sea la muestra, el calcímetro de Bernard analiza la muestra directamente de la misma sólida.

En cuanto al ión analizado, los dos métodos anteriores determinan el contenido de carbonato analizando los iones de calcio y magnesio, una determinación indirecta, con mucha probabilidad de sufrir interferencias pues supone que todo el ión analizado está formando carbonato lo que puede ser falso, por ejemplo la existencia de yesos puede falsear el resultado, además de no tener en cuenta, la existencia en la muestra de otros carbonatos distintos a los de calcio y magnesio. El Calcímetro, a diferencia de los anteriores analiza el carbonato y no el catión, por desprendimiento de CO<sub>2</sub> en medio ácido, lo que obvia el problema presentado anteriormente, así y según lo expuesto podemos construir la siguiente tabla:

<i>Método</i>	<i>Operaciones</i>	<i>Ión analizado</i>
<i>Bernard</i>	1	1
<i>EDTA</i>	0,5	0
<i>Llama</i>	0,5	0

*Tabla 3.34b. – Valor según complejidad e Ión analizado*

Con todos los datos de las tablas anteriores, se puede construir la siguiente tabla resumen. Tabla 3.35:

Método	Precisión	Normalización	P. Operat.	Ión Analiza	I idoneidad
Bernard	3	3	2	3	11
EDTA	1	1	1	0	3
Llama	2.5	2	1	0	5,5

Tabla 3.35. – Resumen cálculo índice de idoneidad.

Por todo lo anterior es claro que el método del Calcímetro de Bernard es el más idóneo. En la figura 3.27 se observa claramente que el índice de idoneidad de este último método es el mayor de todos los estudiados.

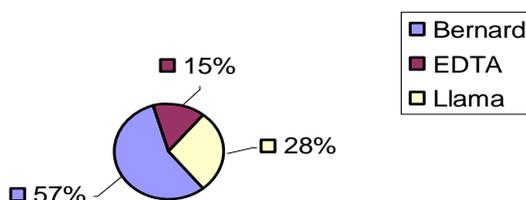


Figura 3.27. - Índice de Idoneidad total

### 3.3.7. – Distribución de frecuencias del contenido de carbonatos entre las distintas canteras.

Las curvas de distribución de frecuencias y los datos estadísticos de las distribuciones de los contenidos en carbonato cálcico de los tres tipos de muestra se presentan en la tabla 3.34 y la figura 3.28.

Estos datos manifiestan una uniformidad bastante importante en la distribución de la fracción carbonato, lo que implica que se muestrea una unidad representativa dentro de una banda muy ancha que cubre todo el espectro que se intenta estudiar. Este contenido de carbonatos varía entre el 0% al 70% referido este % a carbonato cálcico y determinado por medio del método del Calcímetro de Bernard, método más idóneo como se ha demostrado anteriormente. Figura 3.27.

Los suelos calcáreos estudiados en la cantera de Francisco Abellán, se han formado en un entorno lacustre en un periodo aproximado de 12000 años. Son materiales no muy susceptibles con la humedad lo que los distinguen de otros depósitos calcáreos más antiguos, debido seguramente a los procesos de lixiviado que han sufrido. Son predominantemente depósitos de fangos aluviales y depósitos aluviales debidos a avenidas extraordinarias; desde el punto de vista textural están compuestos principalmente de limos arcillosos con una importante fracción de arena fina.

La distribución de frecuencias del contenido en carbonatos sigue la tendencia marcada por los demás parámetros geotécnicos presentando una campana muy uniforme con un pico principal y otro pico residual, lo que demuestra la litogénesis común de las muestras utilizadas, figura 3.28.

Como se observa presenta dos picos en relación con la distribución, lo que puede deberse a variaciones muy pequeñas de la fracción arcillosa, o lo que es más seguro, a las alternancias de areniscas y arenas subyacentes a este miembro, que pueden contaminar localmente algunas muestras. Su contenido en carbonatos va desde valores a nivel de trazas, 9,32% de carbonato cálcico, a un 25,6% de carbonato cálcico como valor máximo. Figura 3.28.

El valor medio de la distribución es del 20,76% y la desviación estándar es de 4,25%. En esta población se han quitado para el estudio estadístico, los valores no representativos de la población, aunque en la representación gráfica se han respetado, justificándose así la bimodalidad comentada y su poca representatividad. Tabla 3.35.

Los suelos estudiados en la presa del Portillo son en su mayoría materiales provenientes de un entorno lacustre como ya se ha comentado en el capítulo anterior. El material carbonatado discutido en este apartado, se inscribe dentro de los materiales sedimentarios del periodo Cretácico y Jurásico depositándose en capas decimétricas con alternancia de calizas y margo calizas muy alteradas.

En estos suelos, la fracción arcilla es mas importante, desde el punto de vista cuantitativo, que en el suelo anterior lo que nos produce un material más fino y por lo tanto más impermeable. La forma de deposición del mismo, dentro de un área de clima semi árido, con grandes diferencias pluviométricas entre las estaciones del año, hacen que estos suelos tengan un grado de saturación muy bajo en su entorno natural lo que se traduce en una susceptibilidad más alta que los anteriores frente al agua. Desde el punto de vista textural, son suelos compuestos de arcillas limosas con una porción de arena de menor entidad que el anterior, lo que da un conjunto más uniforme y fino.

Como vemos en la tabla 3.35, el número total de muestras ensayadas de este tipo de suelos es de 89 y de los valores que nos dan los datos analizados, comprobamos una uniformidad bastante más grande que el anterior.

Esta cantera cubre la banda intermedia del espectro de materiales carbonatados del estudio, va desde un mínimo de 16,7 % a un máximo de 42 % teniendo un valor medio de 32,68 % con una desviación típica del 6,3 % con un coeficiente de variación del 19,2 %. Tabla 3.35.

Zona	Fco Abellán	Portillo	S. Clemente
Muestras	79	89	83
Valor máximo	25,60	42,00	77,13
Valor medio	20,76	32,68	53,50
Valor mínimo	9,32	16,7	31,36
Desv. típica	4,25	6,30	10,55

Tabla 3.35. – Contenido de Carbonato en las muestras estudiadas.

Por último, las canteras de San Clemente representan el extremo superior de la banda del estudio; estas están formadas por margo calizas y calizas margosas muy alteradas de la Era Jurásica en donde el entorno de deposición, como en el caso anterior, pertenece a un medio lacustre.

Este grupo de muestras presenta unos contenidos de fracción arcilla y de fracción limo muy importantes, siendo el contenido de arena muy pequeño. Desde el punto de vista textural, la mayoría de las muestras son un conjunto de limos calcáreos y minerales de la arcilla.

Todo esto produce como resultado un suelo fino cohesivo de media a baja plasticidad muy impermeable, que en comparación con los otros, objeto de este estudio, es el más fino e impermeable del conjunto, lo que produce como en el caso anterior un material con un grado de saturación muy bajo en su entorno natural que produce un grado de fisuración importante, que se puede asociar con ciclos de humedad – sequedad lo que hace

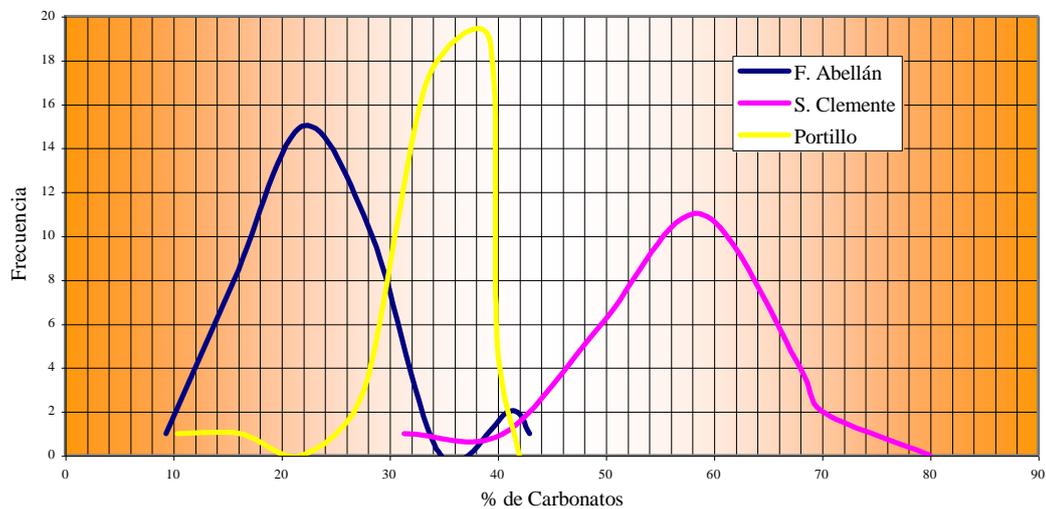


Figura 3.28. - Histograma del contenido de carbonatos.

necesario un proceso de humectación y reamasado que homogeneice los agregados, y así estas no influyen en las propiedades ingenieriles del suelo, pues se obvia, en el reamasado, la rigidez clásica de las arcilla fisuradas y secas.

Como vemos en la tabla 3.35, el número total de muestras ensayadas de este tipo de suelos es de 83 y de los valores que nos dan los datos analizados, la uniformidad de la muestra es intermedia entre las dos poblaciones estudiadas anteriormente; aquí, figura 3.28, ha quedado oscurecido el hecho de la existencia de dos zonas de cantera con alguna diferencia importante en las muestras analizadas, esto se debe a que estas diferencias tienen que ver con otras variables y no con la que en este apartado estudiamos. Esta cantera cubre la banda superior del espectro de materiales carbonatados del estudio, va desde un mínimo de 31,36 % a un máximo de 77,1 % teniendo un valor medio de 53,50 % con una desviación típica del 10,55 % con un coeficiente de variación del 19,7 %.

Estas dos últimas canteras presentan en la fracción de minerales del tipo de la arcilla un contenido importante de sílice entre los materiales matriz, en el caso de la cantera de la presa del Portillo este material silíceo llega a ser indudablemente uno de los agentes ce-

mentantes de los suelos calcáreos encontrados inutilizándolos para el fin propuesto por su gran dureza y rigidez por ensayos de difracción de rayos X, en las referidas canteras llegamos a tener cantidades que oscilan entre el 20 y el 40% entre los materiales inferiores a las 2 micras. Son materiales que provienen del relleno de la depresión estudiada.

Esto puede ser el origen de la dispersión observada en la distribución de frecuencias del parámetro evaluado, aunque también se puede deber a las intercalaciones de niveles de yeso en el caso de las margocalizas y calizas margosas de las canteras del Portillo y San Clemente, y de areniscas y calizas en el caso de las arcillas margosas de la cantera de Francisco Abellán.

### **3.4. – Composición mineralógica de las margas estudiadas.**

Una aproximación al conocimiento del comportamiento geotécnico de los materiales margosos estudiados, se ha realizado a partir del análisis de la composición mineralógica de las margas.

Una primera observación es relativa a las gamas de variación de los parámetros de índice y, sobre todo, las diferencias de la actividad de las margas dada la poca variabilidad en el contenido en la fracción arcillosa de un miembro a otro en ciertos casos.

La segunda observación es relativa a la naturaleza de la fracción fina limosa y el papel inhibitor que puede ejercer sobre la relación arcilla-agua.

#### **3.4.1. - Introducción.**

El estudio cuantitativo de minerales y en concreto de las arcillas, ha sido objeto de numerosas publicaciones en los últimos años, si bien no se ha desarrollado un método de referencia común. (Ray et al., 1975; Phan et Antoine, 1982; Nieto et al., 1996)

Interesa hacer constar desde el principio, que con los condicionantes que se expondrán a continuación, se ha abordado la cuantificación de los minerales presentes en las distintas muestras que forman el trabajo. La consideración de los porcentajes como valores relativos, la analogía de las secuencias estratigráficas estudiadas y la utilización de los resultados en la interpretación sedimentaria, han aconsejado realizar el análisis cuantitativo aún con las reservas derivadas de las consideraciones siguientes:

- El grado de orientación de la muestra (Martín Vivaldi y Rodríguez Gallego (1964); Martín y Ojalora (1989).
- El tipo de catión de cambio. ( Martín y Ojalora, (1989).
- Las sustituciones isomórficas y la cristalinidad de la muestra. (Rodríguez Gallego et al., 1982).
- La homogeneidad de la muestra. ( Parrish 1962) y la cantidad empleada. ( (Stokke y Carson, 1973).
- Las condiciones instrumentales y el método empleado en la cuantificación. (Pierce y Siegel, 1969).

### **3.4.2. – Preparación de las muestras.**

#### **3.4.2.1. - Muestra total.**

Previa desagregación, secado a temperatura ambiente y molienda en mortero de hierro, se tomó una parte representativa, se molió en mortero de ágata y se tamizó hasta un tamaño inferior a 270 mallas A.S.T.M. (0.053 mm).

#### **3.4.2.2. - Fracción arcilla.**

Antes de extraer la fracción arcilla se ha procedido a la eliminación previa de los carbonatos existentes en las muestras. Este proceso se ha realizado empleando HCl 0.2 N en un primer ataque, incrementando la concentración hasta 1N, siempre con agitación constante de la muestra (Ray et al., (1975)). Cuando, por medida de pH o por ausencia de efervescencia, se comprobó la finalización del proceso, se procedió -mediante sucesivas decantaciones- a la eliminación de los cloruros.

Finalizado el anterior proceso se procedió a la extracción de la fracción arcilla (tamaño inferior a 2 micras) por centrifugación de la muestra con una centrífuga marca Kubota KS-8000 en las siguientes condiciones de trabajo: 100 segundos a 1000 r.p.m., parada rápida y extracción de los 4 cm superiores de la disolución. Esta operación se ha repetido hasta asegurar la extracción total de la fracción arcilla

### **3.4.3. – Estudio mineralógico mediante difracción de rayos x.**

Se ha empleado un difractómetro Philips PW 1710 (Departamento de Mineralogía y Petrología, Universidad de Granada) equipado con rendija automática. El registro de los difractogramas se ha realizado mediante programas informáticos (Nieto et al., 1996; Martín Ramos y Otalora 1989). Se ha utilizado radiación CuK $\alpha$  y filtro de Ni.

#### **3.4.3.1. – Mineralogía de la muestra total.**

Estudiada mediante el método del polvo cristalino. En el análisis semicuantitativo se han aplicado los siguientes poderes reflectantes:

Cuarzo: 1.43 (reflexión a 3.33 Å).

Calcita: 1.00 (reflexión a 3.03 Å).

Dolomita: 1.08 (reflexión a 2.88 Å).

Feldespatos: 0.98 (reflexión a 3.18 Å).

Arcillas: 0.09 (reflexión a 4.45 Å) .

#### **3.4.3.2. – Mineralogía de la fracción arcilla.**

La composición de esta fracción se ha estudiado mediante difractogramas en agregado orientado (AO), preparados a partir de una suspensión de la muestra depositada en porta muestras de vidrio y secada a temperatura ambiente. La identificación correcta de la mineralogía de arcillas ha requerido someter a cada muestra a diversos tratamientos y a la posterior realización de nuevos difractogramas:

Agregado orientado sin tratamiento (AO).

Agregado orientado solvatado con etilenglicol (AO+EG) durante 48 horas a 60° C (Rodríguez Gallego, 1982) para caracterizar los minerales hinchables.

Agregado orientado solvatado con dimetilsulfóxido (AO+DMSO) durante 72 horas a temperatura ligeramente inferior a 80° C, para comprobar la existencia de caolinita en presencia de clorita.

Agregado orientado tratado térmicamente a 550° C (AO+550) durante 90 minutos (Rodríguez Gallego, 1982) para estudiar el comportamiento de la clorita y de los minerales hinchables, así como para asegurar la presencia de caolinita.

En el análisis semicuantitativo se han aplicado los siguientes poderes reflectantes:

Esméctitas: 0.93 (reflexión próxima a 17 Å).

Ilita (mica potásica) : 0.36 (reflexión próxima a 10 Å).

Clorita, caolinita: 0.98 (reflexión a 7.1 Å empleando los difractogramas de AO, AO+DMSO y AO+550°C).

#### **3.4.4. – Mineralogía global.**

Se ha utilizado la difracción de rayos X para determinar la mineralogía de las muestras pertenecientes a las tres áreas analizadas.

Sobre estos materiales se ha aplicado, en el Laboratorio de Mineralogía de la Universidad de Granada, una molturación en mortero de ágata, obteniendo así para cada muestra polvo que por medio de particiones se tienen las fracciones representativas de las margas que van a recibir las radiaciones monocromáticas.

Los difractogramas de las distintas muestras indican para cada cantera lo siguiente:

- las margas de la presa de Francisco Abellán tienen una composición global compuesta en términos medios por 46 % de arcillas, 34 % de fase detrítica formada por el cuarzo y feldespatos y 20 % de carbonatos (calcita + dolomita) y yeso. Los porcentajes de calcita y dolomita son iguales y no sobrepasan el 10 %, mientras que el cuarzo es tres veces superior a éstos. Se puede decir que la fracción limosa se debe principalmente a las areniscas bioclásticas con textura “Sandstone” que intercalan la zona (formación Guadix), tabla 3.35b.

<i>Margas neógenas</i>	<i>Carbonatos y yeso (%)</i>	<i>F. detrítica (%)</i>	<i>F. arcillosa (%)</i>	<i>Esmectitas (%)</i>	<i>Ilita (%)</i>	<i>Caolinita (%)</i>
<i>Nº muestras</i>	10	10	10	30	30	30
<i>Rango</i>	8-39	0-56	42-83	39-81	13-47	5-30
<i>Media</i>	20	34	46	54	33	13
<i>Desviación típica.</i>	8	30	11	10	7	5
<i>Coef. Variación</i>	40	90	25	18	30	42

*Tabla 3.35.b Propiedades mineralógicas de las margas, cantera Francisco Abellán. (F: fracción).*

- La composición global de las margas gris-amarillentas con intercalaciones de yeso de las canteras de la Presa del El Portillo, está formada en valores medios de 21 % de arcillas, 42 % de cuarzo y feldespatos y 37 % de carbonatos y yeso. El cuarzo es dos veces superior a la calcita y dolomita por lo que la fase inerte de estos suelos está ligada en gran medida a las arenas y limos y con mayor importancia a las calizas biogénicas que forman el substrato de la misma, en numerosos puntos del sector, y le confieren un aspecto limo-arcilloso de cohesión acusada, la textura que presentan es del tipo “Limestone” debido a la alteración de las calizas Jurásicas subyacentes. *Tabla 3.36.*

<i>Margas neógenas</i>	<i>Carbonatos y yeso (%)</i>	<i>F. detrítica (%)</i>	<i>F. arcillosa (%)</i>	<i>Esmectitas (%)</i>	<i>Ilita (%)</i>	<i>Caolinita (%)</i>
<i>Nº muestras</i>	10	10	10	30	30	30
<i>Rango</i>	8-55	10-80	12-39	9-58	35-74	4-41
<i>Media</i>	37	42	21	36	51	13
<i>Desviación típica</i>	11	18	10	17	14	6
<i>Coef. de variación</i>	29	42	47	47	27	47

*Tabla 3.36. Propiedades mineralógicas de las margas de la cantera de El Portillo. (F: fracción).*

- Las arcillas calcáreas con yeso de las canteras de San Clemente, se componen en porcentajes medios, de 10 % de arcillas, 15 % de cuarzo y feldespatos y 75 % de carbonatos y yeso. Lo que indica que el parecido con las margas de las canteras de El Portillo es más que evidente, pues como en aquellas, hay un incremento en la fase carbonatada y una disminución en la detrítica. En la fase carbonatada, el yeso es aquí más abundante pues puede llegar al 40 % del peso total seco en ciertos casos, sin embargo la dolomita con un valor medio del 34 % tiene una proporción menor, siendo la calcita la más abundante de todo el conjunto con el 70% de esta fracción. (*tabla 3.37*).

<i>Margas neógenas</i>	<i>Carbonatos y yeso (%)</i>	<i>F. detrítica (%)</i>	<i>F. arcillosa (%)</i>	<i>Esmectitas (%)</i>	<i>Ilita (%)</i>	<i>Caolinita (%)</i>
<i>Nº muestras</i>	10	10	10	23	23	23
<i>Rango</i>	37-95	5-55	5-26	3-73	14-68	7-69
<i>Media</i>	75	15	10	35	42	23
<i>Desviación típica</i>	19	13	6	29	13	14
<i>Coef. De variación</i>	25	78	61	83	32	60

*Tabla 3.37. Propiedades mineralógicas de las calizas margosas. Canteras de San Clemente. (F: fracción).*

Se puede intentar una interpretación de los datos de este análisis mineralógico global, por el estudio de las relaciones entre las diferentes fases mineralógicas.

En efecto, los resultados obtenidos en el caso de los miembros margosos estudiados en las canteras utilizadas, muestran que el incremento en el porcentaje de carbonatos es paralelo a la disminución en las fases detrítica y arcillosa.

Por lo que es lógico suponer que los carbonatos no están genéticamente ligados a estas dos fases y la correlación inversa entre los carbonatos y el cuarzo da a entender un origen distinto para estos dos grupos.

El cuarzo tiene un origen detrítico y provienen de la erosión del substrato. Los carbonatos tienen, por contra, su origen en los procesos de precipitación en el medio de depósito, principalmente con mecanismos biogénicos.

### **3.4.5. – Mineralogía de arcillas.**

Los minerales arcillosos en función de las condiciones medio-ambientales, se pueden transformar. Esto es debido a varios factores; entre estos podemos enumerar:

Su pequeño tamaño.

Su estructura variable.

Su composición química.

Los minerales de la arcilla en las canteras de estudio, se pueden considerar pelitas poco consolidadas de aspecto estratificado y en la presa de Francisco Abellán abigarradas por coloraciones irregulares de óxidos de hierro, en su composición entran, además del carbonato cálcico, esmectitas, ilitas caolinitas, cuarcitas y yeso, mezcladas con areniscas francas en Francisco Abellán y con calizas y yesos en el Portillo y San Clemente, siendo de origen lacustre y marino en los tres casos, como ya quedo de manifiesto en el capítulo segundo.

Las esmectitas son frecuentemente el producto de procesos diagenéticos (Brosse, 1982) en los cuales el magnesio y el silicio están presentes (Nieto et al., 1996).

El origen detrítico de la ilita es generalmente conocido debido al hecho de que se trata de un mineral que soporta muy bien la meteorización física que afecta a la roca madre en el área de origen (Milot, 1964). En los ambientes con alta concentración de potasio, se asiste a la transformación de la ilita a partir de otros minerales arcillosos sobre todo si éstos se encuentran en estado de descomposición muy avanzada (Dunoyer de Secongaz, 1969).

En cuanto a la caolinita una de sus vías, la más probable, de formación es a partir de la hidrólisis de silicatos de aluminio y potasio por lo que las similitudes de sus orígenes con la anterior son evidentes. Tiene una estructura reticular laminar y dominan los iones de aluminio sobre los demás. La abundancia relativa de este mineral en las arcillas de génesis marina, refleja las condiciones de origen de estos minerales.

En la tabla 3.38, vemos datos específicos que permiten diferenciar los minerales arcillosos encontrados en las margas analizadas.

Los difractogramas de rayos X realizados en base al método de "agregados orientados" para los sedimentos inferiores a 2  $\mu$ , recogidos por centrifugación y sedimentación (Voinovith, 1971) muestran en el caso de las margas de las canteras en estudio que:

- Los principales minerales arcillosos presentes en las arcilla arenoso margosa de la Presa de Francisco Abellán son las esmectitas (54 % en valores medios), seguidos por la Illita (33 %) y en bajos porcentajes la caolinita (12 %) (tabla 3.35).
- Las calizas margoso limosas de las cantera de la presa del Portillo presentan unas mezclas arcillosas poli minerales en los cuales predomina la Illita (51 % en valores medios) sobre las esmectitas (36 %) y la caolinita (13 %) (tabla 3.36).

<i>Grupo de minerales de la arcilla</i>	<i>Estructura de las capas</i>	<i>Contenido del espacio interlamilar</i>	<i>Comportamiento con el agua (C. Ingenieril)</i>
<i>Caolín (caolinita)</i>	1:1 Una de octaedros Una de tetraedros	Vacío	No hinchable
<i>Illita</i>	2:1 Dos de tetraedros Una de octaedros	Iones K <sup>+</sup> con o sin H <sub>2</sub> O o OH <sup>-</sup>	No hinchable o con hinchamiento bajo
<i>Montmorillonita</i>	2:1 Dos de tetraedros Una de octaedros	Moléculas de H <sub>2</sub> O unidas a iones de Ca <sup>2+</sup> y Na <sup>+</sup>	Muy hinchable

Tabla 3.38. – Principales diferencias de los grupos arcillosos.

- La fase arcillosa de las calizas margosas de la presa de San Clemente muestran igual que en el caso anterior mezclas arcillosas poli minerales en las que el predominio de la illita sobre las esmectitas y la caolinita es claro, con unos valores medios respectivamente de 42 %, 35 % y 23 % (tabla 3.37).

Los minerales representados por caolinita disminuyen en la serie en iguales proporciones que las esmectitas lo que hace sospechar de su origen común con la caolinita. Esta misma tendencia mineralógica ha sido observada por Ahniche (1997).

De todo lo anterior podemos decir que:

- En las canteras estudiadas, se constata la existencia de los minerales no arcillosos siguientes: cuarzo, feldespatos, calcita, dolomita y yeso. Y trazas de mica, siendo la calcita y el cuarzo predominante sobre los otros minerales, en las margas de San Clemente y Portillo con trazas de yeso mucho más abundante en San Clemente, mientras que en las margas de Fco Abellán, dominan la dolomita y el cuarzo, y en menor proporción la calcita.
- La fase arcillosa varía de 46 a 10 % desde la cantera San Clemente a la cantera Fco Abellán de textura más gruesa. Los principales minerales presentes son en el orden de importancia decreciente, illita, caolinita y esmectitas en Francisco Abellán y illita, esmectitas y caolinita en Portillo y San Clemente, siendo en esta última cantera la concentración de esmectitas superior a todas las demás.

### 3.5. – Composición química de las margas.

Hay similitudes muy acusadas en las arcillas encontradas en este estudio pero a pesar de esto se considera interesante analizar la composición química de las diferentes margas estudiadas y así poder establecer correlaciones entre las arcillas que las componen y otras propiedades geotécnicas. Para esto se ha seguido el método de la I. C. P., Inductively Coupled Plasma, para el análisis de los elementos mayoritarios totales sobre muestra seca y Microanálisis en microcopia electrónica, para el mismo análisis pero sólo en la fracción arcilla.

Aunque hay que decir que desde el punto de vista formal del estudio presentado, sólo nos va servir para caracterizar de una forma más completa nuestras muestras ya que sería muy extenso intentar correlacionar con estos valores los estudios tenso deformacionales, saliéndose lo anterior del espíritu de este estudio, que consiste en dar una herramienta eficaz para delimitar las características mecánicas de las margas en función del contenido en carbonatos.

Así se ha procedido a realizar el análisis de los compuestos químicos mayoritarios, con lo que podemos ver la variabilidad de los grupos minerales presentes; que conjuntamente con los estudios mineralógicos nos van a dar la composición mineralógica global. El resultado del análisis químico de algunas muestras representativas de las margas estudiadas se puede ver en la tabla 3.39.

En la misma se intenta cubrir el espectro de la concentración de Carbonatos (3ª columna) siguiendo la misma ley impuesta a lo largo del trabajo que como hilo conductor, imbrica todo el estudio.

Muestra	Zona	%CO <sub>3</sub> <sup>2-</sup>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	MgO	CaO	K <sub>2</sub> O	Na <sub>2</sub> O	SiO <sub>2</sub>
05	F <sup>co</sup> Abellán	5,55	14,63	5,39	1,94	2,31	2,61	0,84	2,01
03		15,61	11,48	3,78	1,30	6,64	2,06	1,14	8,33
04		17,28	11,52	4,11	1,86	10,93	2,31	0,59	2,40
02		18,29	10,07	3,64	1,48	11,45	2,15	1,03	12,15
01		24,37	12,31	5,78	1,90	12,34	2,57	0,40	9,30
AI (2)	Portillo	25,14	9,66	3,12	1,25	12,24	2,67	1,24	9,51
PP (4)		25,26	10,91	3,61	1,55	11,02	2,83	1,71	11,50
MMPCLN(3)		28,06	9,53	2,93	0,90	12,56	2,36	0,77	4,33
MGPCLN(1)		32,79	9,80	2,75	1,35	13,24	2,34	0,97	3,81
PLP(5)		40,69	4,89	3,15	0,93	16,93	1,94	0,35	1,78
C1	San Clemente	31,36	1,72	0,83	0,85	17,56	0,78	0,31	3,34
C3		43,07	3,92	1,94	1,30	19,00	1,39	0,42	4,27
C5		46,01	4,12	1,95	1,08	22,15	1,67	0,51	3,82
C2		47,01	2,26	0,11	0,21	26,32	0,15	0,22	3,87
C4		51,36	1,59	0,70	1,05	28,32	1,29	0,33	3,22
A3		53,47	5,60	1,45	1,23	30,56	1,56	1,05	3,56
A4		55,42	5,34	2,30	2,01	33,45	2,45	2,54	2,45
A5		56,9	4,96	2,56	1,67	34,28	2,22	2,08	4,12
A1		77,15	5,28	3,20	1,83	47,03	2,10	1,63	3,86

Tabla 3.39. – Elementos químicos mayoritarios en muestras escogidas en las canteras de las tres presas estudiadas.

Sobre la referida tabla diremos lo siguiente:

- Los iones Al<sup>3+</sup> y K<sup>+</sup>, caracterizan los minerales del tipo de la arcilla de las clases de la caolinita y de la illita.

- El incremento de  $Al^{3+}$ , en la presa de F<sup>co</sup> Abellán como podemos ver, se incrementa claramente sobre las otras litologías estudiadas.
  - En el ión  $K^+$ , no se aprecia en ninguna de las canteras estudiadas valores altos o que supongan diferencias sustanciales entre ellas respecto a este ión, aunque de manera estricta en la cantera F<sup>co</sup> Abellán es donde se presenta la mas alta concentración y de una manera mas uniforme.
- Los iones  $Fe^{3+}$  y  $Fe^{2+}$  pueden provenir a la vez de los minerales de la arcilla y de los óxidos presentes, y en menor medida de los sulfuros. Lo mismo podemos decir del  $Mg^{2+}$ , que caracteriza a minerales tipo arcilla y además a las dolomitas presentes en el material. Con respecto a los minerales de la arcilla los iones  $Fe^{3+}$ ,  $Fe^{2+}$  y  $Mg^{2+}$ , se asocian a minerales del tipo de la esmectita transformados en el medio de sedimentación (Troalen, 1982) (a), por lo tanto podríamos correlacionar estos con la posible expansividad de la muestra estudiada ya que las esmectitas son las responsables, como veremos más adelante, de la misma.
- El ión hierro se encuentra en mayores concentraciones en las muestras que provienen de la presa de Francisco Abellán pero debido a la composición de las mismas, este en su mayoría pertenece a los óxidos y no a los minerales de la arcilla.
  - El ión Magnesio se encuentra en mayores concentraciones en las muestras que provienen de la presa de San Clemente, lo que corrobora el contenido en la misma de mayores concentraciones de esmectita, aunque en pequeña proporción, frente a las demás muestras de las otras canteras.
- El ión  $Ca^{2+}$ , proviene de los carbonatos y del yeso. Como vemos en la tabla 3.38, la correlación entre el contenido de Ión con la concentración de carbonatos es total lo cual es lógico. En cuanto a la concentración de yeso en nuestras muestras no es representativa dada la características de las mismas.
- Exceptuando en la canteras de la presa del Portillo donde la correlación sufre alguna excepción, seguramente debida a la presencia en los carbonatos de mineral dolomítico, en las demás sigue la ley definida.
- El ión  $Si^{4+}$ , caracteriza a los minerales de cuarzo y a los silicatos de las arcillas el las canteras estudiadas se observa contenidos de medios a altos de este con una uniformidad bastante acusada entre ellas teniendo algunas excepciones en las muestras provenientes de la presa del Portillo y de la presa de Francisco Abellán lo que se debe seguramente a la presencia de silexitas y cuarcitas respectivamente en concentraciones no representativas respecto a la población total estudiada.

Así podemos razonar, con todo lo expuesto, sobre las interacciones entre los diferentes compuestos minerales y el origen de sus constituyentes. Desde un punto de vista geotécnico, la estabilidad de los diferentes tipos de minerales del grupo de la arcilla viene definida por la secuencia creciente siguiente: esmectitas < ilitas < caolinitas, que se puede correlacionar con los contenidos de Al Fe y Mg además del K.

En la cantera del Francisco Abellán como ya hemos dicho se supone un contenido de ilita superior a los contenidos de esmectita y muy semejante aunque superior al contenido de caolinita, según este razonamiento es estable gracias a esta abundancia relativa de ilita y caolinita respecto a la esmectita la cual aparece en muy pequeña proporción. Sin embargo en las muestras de la cantera de San Clemente se observa un aumento del contenido de esmectitas respecto a la concentración relativa de ilitas y caolinitas lo que se traduce en una disminución de la estabilidad de estas por medio de un aumento de la expansividad de las mismas.

### **3.6 .- Textura de las margas y composición química de los minerales del tipo de la arcilla.**

La cantidad de material del tipo de la arcilla se determinó como ya se ha comentado, mediante ensayos de sedimentación la textura fue determinada sobre cortes superficiales y se han hecho las trazas sobre Difractometría de Rx de la superficie horizontal del espécimen endurecido hay una muy pequeña o inexistente orientación de los cristales de calcita porque la intensidad relativa de los picos de las dos trazas del difractograma fue casi idéntica.

Otros investigadores actuando sobre gran cantidad de difractogramas estudiando mas de 60 trazas de muestras en polvo demuestran que se produce una orientación esencialmente aleatoria de los cristales de calcita entre las distintas muestras de suelos estudiados en el área de Tuxson. Así en nuestro estudio no se distingue.

Solamente los horizontes de caliza más bajos, es decir las muestras pertenecientes a la zona “Francisco Abellán” que contenían areniscas calcáreas, muestran una orientación preferente. Usando un difractómetro Philips PW 1710.

Los análisis térmicos diferenciales muestran dos picos endotérmicos para las muestras el 1º 924 nm a 935° C y el segundo 943 a 955°C la aparición de estos se puede atribuir a los dos tipos de calcita existentes en las muestras como se pueden ver en las fotografías de microscopio electrónico. Principalmente en las muestras de las canteras “Portillo” y “San Clemente”.

La cantidad de minerales tipo de la arcilla que se presenta en las distintas muestras es una consecuencia más de la litogénesis lacustre porque en su origen el suelo no aparece como una marga aunque el contenido en carbonato es superior en la mayoría de los casos al 12% en peso. El contenido de minerales tipo arcilla se estima en un 25,18% por termino medio en las muestras “Francisco Abellán” de un 23,68% en las de “Portillo” y por ultimo de un 40,84% en las “San Clemente” estos datos medidos sobre muestra total en peso. Como podemos ver en la tabla 3.40.

VARIABLE	Zona	%Arena	%Limo	%Arcilla	%Carb.	%Cuarzo	%Fedesp.
Muestras		37	37	37	37	37	37
Máxima	F <sup>co</sup> Abellán	58,62	41,38	42,40	47,47	83,00	5,00
Media		39,00	35,83	25,18	20,20	56,77	2,35
Mínima		20,44	33,39	9,20	9,32	45,00	1,00
Desv. típica		7,70	1,69	8,22	8,48	11,25	1,89
Muestras		46	46	46	46	46	46
Máxima	Portillo	79,24	72,00	39,00	40,50	60,00	6,00
Media		17,68	58,64	23,68	32,67	48,93	2,35
Mínima		6,70	20,76	12,00	10,40	30,00	1,00
Desv. típica		11,11	6,43	9,11	6,30	8,01	2,00
Muestras		35	35	35	35	35	35
Máxima	San Clemente	34,00	60,00	58,00	77,13	45,00	15,00
Media		10,36	48,80	40,84	53,50	21,76	1,82
Mínima		1,11	35,50	29,00	31,36	5,00	1,00
Desv. Típica		7,73	5,56	6,52	10,55	9,86	3,40

Tabla 3.40. – Textura general y composición mineralógica de las muestras estudiadas.

En nuestro estudio los principales minerales no arcillosos son el cuarzo y la calcita con trazas de feldespatos entre otros, durante el proceso de tamizado en húmedo se determinó la presencia de minerales de hierro en la cantera “Francisco Abellán” y en tratamiento en medio ácido, se observó en todos los caso trazas de materia orgánica.

Los minerales de la arcilla dominantes en las muestras estudiadas en las diferentes canteras, fueron principalmente moscovita degradada tendiendo a illita con cantidades menores de montmorillonita y caolinita, observándose en algunas muestras trazas de clorita. El procedimiento usado para la determinación de los minerales de la arcilla fue el propuesto por Warshaw y Roy (1961).

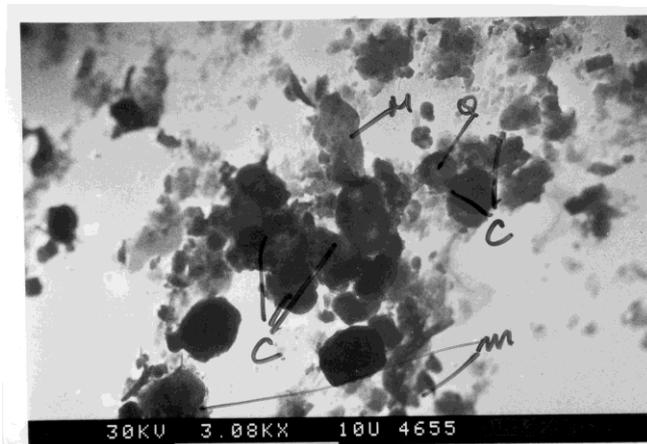
El volumen molar de carbonato amnésico presente en las muestras se puede estimar por la posición del pico de difracción de la calcita a  $104^\circ$  las posiciones del pico (104) variado desde 3033 a 3037 Å comparando con calcita pura en 3036 Å indicando la presencia de más del 3% referida en volumen molar de carbonato magnésico. El contenido de cuarzo, se ha estimado usando el método dado por Post y Sloane (1971).

Los feldespatos pueden ser estimados por el espacio exacto que existe con los picos de difracción 002 y 040 y los patrones de difracción desde los ángulos  $2\theta$  de  $29^\circ$  a  $33^\circ$  los datos de difracción están dados por Borg y Smith (1969).

Las muestras ensayadas constituyen mezclas de feldespatos calcita, cuarzo, minerales de la arcilla y trazas de yeso en proporciones variables. Solo hay una relación general entre el contenido en calcita y la resistencia a compresión, en los calcisoles que cuando este contenido en carbonatos es fragmentado se comporta como un inerte granular sin propiedades cohesivas bajando drásticamente la cohesión del conjunto.

### 3.6.1. – Análisis microscópico.

Alrededor de 20 muestras del total de muestras ensayadas se seleccionaron para su visión en el microscopio electrónico como ayuda a la caracterización e identificación de los componentes calcáreos y de la matriz de sedimentación.



La mayoría de los especímenes fueron preparados mediante secado al aire o secado en estufa hasta la aparición en ambos casos de pequeñas retracciones en superficie. Estos materiales se estabilizaron con pequeñas tiras de cinta adhesiva. Sin embargo, algunas diapositivas de capa delgada fueron preparadas con partículas seleccionadas de tamaño arena y limo o limos arenosos.

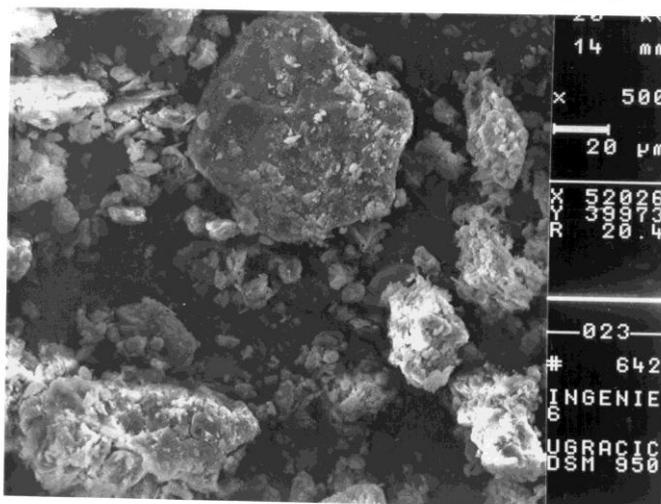
Figura 3.29. Muestra CC4 Cantera “San Clemente”

Una microfotografía de un espécimen de material carbonatado la podemos ver en la figura 3.29, se observa la abundancia de formaciones geométricas de caparzones calcáreos más o menos fracturados entremezclados con minerales del tipo de arcilla en formaciones lenticulares o acidulares. Esto es típico de especímenes de alto contenido en carbonato (presa de San Clemente). Algunos detalles interesantes se pueden observar en esta microfotografía, por ejemplo, el pequeño tamaño de los caparzones calcáreos que varía entre 2 y 8 micras de diámetro medio y la frágil y ahuecada forma de las partículas que nos produce una impresión de pérdida de empaquetamiento de los granos y una estructura abierta en vez de cohesiva.

Adicionalmente estas partículas ( nanopartículas ) se presentan tanto fracturadas como intactas y muestran una gran cantidad de efectos de fracturación o de astillado como resultado del proceso de amasado y preparado de los especímenes. Por lo que estos procesos son un claro caso para estudiar los efectos de puesta en obra en cuanto a la alteración de la matriz calcárea.

Si comparamos esta microfotografía con otra de menor contenido en carbonatos pero con contenidos todavía importantes ( presa del Portillo ) figura 3.30 vemos que se ha producido en esta última un proceso de lixiviación debido a la no saturación del agua en esta zona con anhídrido carbónico e ión bicarbonato lo que produce que las partículas calcáreas colocadas en esta situación muestran signos de disolución o rallado y desintegración local, en estas microfotografías la desintegración de las partículas de carbonato es evidente así tenemos en la matriz de la muestra granos de calcita romboédricos que comprimen las nanopartículas y producen abundantes fragmentos de calcita que es producto de la ya referida desintegración. Estos fragmentos son más pequeños de 0,5 micras en diámetro medio y aparecen relleno los vacíos entre las partículas más grandes por lo que crean un empaquetado más denso que el observado en la anterior figura 3.29.

Mientras que la fracción arena en estas dos canteras siempre es menor del 15% sobre-



tudo en la cantera de San Clemente, en la cantera de Francisco Abellán este porcentaje aumenta a valores de 40% y mayores en algunos casos, figura 3.31, donde vemos la fracción arena que ha sido aislada a partir de ensayos de tamizado por vía húmeda. Este espécimen es casi igual a las partículas subredondeadas de cuarzo provenientes de las areniscas de las que proceden estas muestras.

Figura 3.30. – Muestra Port3. Cantera “El Portillo”

En general son caparazones de foraminíferos. Estos Foraminíferos son partículas huecas con forma esférica o globular de un diámetro que varía entre 100 y 300 micras es muy interesante observar que estos foraminíferos están casi intactos en la matriz y no muestran signos de disolución a diferencia de los vistos anteriormente los que muestran fracturación en algún grado, puede ser resultado de la deposición de otros compuestos en la matriz como por ejemplo el cuarzo o la moscovita o también por la preparación del espécimen.

Estos foraminíferos de tamaño arena son fácilmente fracturados al intentar fabricar un “porta” de capa fina sin embargo cuando son observados embebidos en una matriz de limo arcilloso que es el caso que nos ocupa, no se ve una gran proporción de fracturación pues parece que las partículas mas finas tienden a proteger y amortiguar los impactos entre las partículas mas grandes.

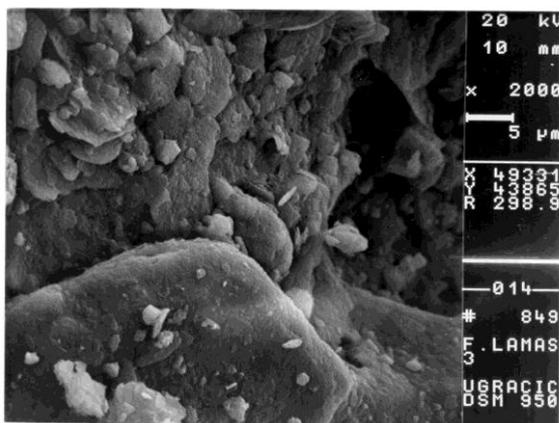
### 3.6.2.- Agua intrapartícula.

Los tamaños, geometrías y empaquetamientos de las partículas calcáreas que se ponen en evidencia en el microscopio electrónico Figuras (3.32 a 3.34) son consecuencia de los mecanismos de génesis sedimentaria y obviamente afecta a las propiedades y comportamiento del sedimento. Así, es de particular importancia la naturaleza porosa de las partículas calcáreas por el agua intrapartícula que pueden llegar a contener. Las medidas del contenido de agua podrían indicarnos tanto el contenido de agua interpartícula, que esta asociado convencionalmente con el comportamiento geotécnico en general de un suelo, como una evaluación del contenido intrapartícula, pues del agua intrapartícula podemos hacer relaciones empíricas sencillas tales como las conocidas relaciones entre el índice de compresión y el límite líquido este último se podría reemplazar por el índice de plasticidad ya que este anula la influencia del agua intrapartícula. La presencia del agua intrapartícula no se tiene realmente en cuenta en los ensayos de clasificación geotécnica actuales tales como la granulometría o los límites de Atterberg.

Se ha efectuado los análisis de los límites de Atterberg de las muestras de las figuras

anteriores y se han representado en la carta de plasticidad, figura 3.35 estando todas ellas entre los niveles CL y CL – ML.

Las microfotos nos sugieren que puede haber un error en esta ubicación que va a depender de la cantidad de agua intrapartícula lo que está de acuerdo con diversos autores. Como esta agua intrapartícula influye tanto al L.L. como al L.P. se anula en el cálculo del índice de plasticidad, I.P., así los datos de la representación de la figura



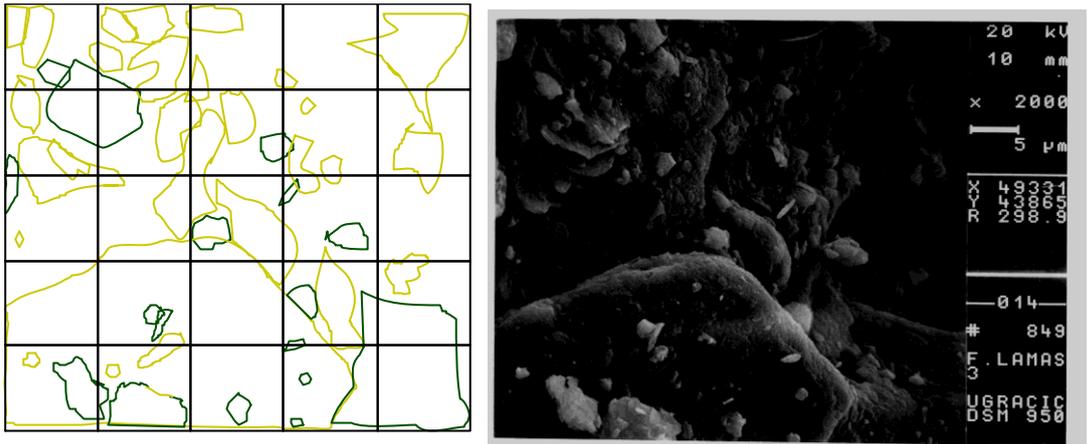
3.35 deben de estar desplazados hacia la izquierda un grado desconocido y por lo tanto los materiales de grano fino carbonatados van a estar falseados, en todas las clasificaciones geotécnicas que usen las propiedades índice como ensayos de clasificación, tanto mas cuanto mayor sea el contenido de carbonatos.

Figura 3.31. – Muestra FA3 Cantera “F<sup>co</sup> Abellán”.

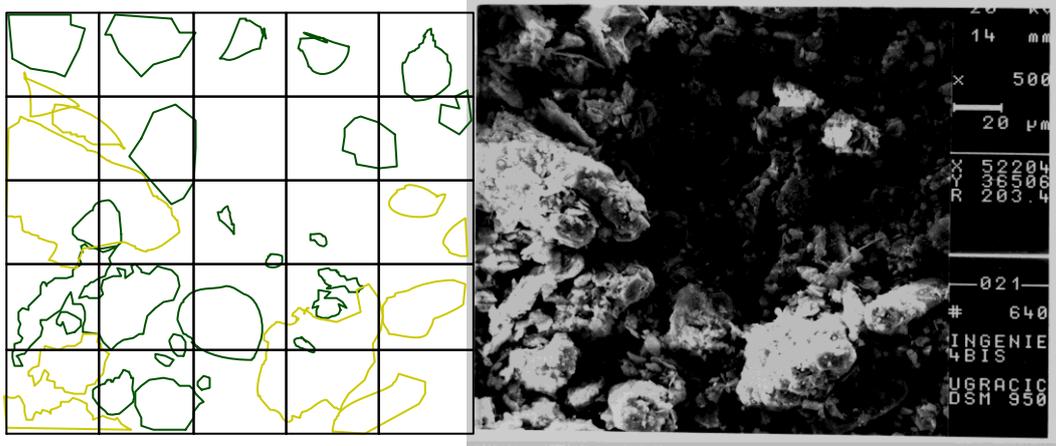
Esto explica el aumento de plasticidad de las muestras de la cantera de San Clemente respecto a las demás aun teniendo una cantidad mucho mayor de carbonato que el resto de canteras estudiadas. Figura 3.36.

La cantidad de agua intrapartícula que estos sedimentos pueden contener se puede evaluar representando el contenido de agua total frente al contenido en carbonato para cada espécimen, dividiendo el espacio coordinado, en zonas de textura, figuras 3.32 a 3.34. en ellas observamos que la fragmentación o la desintegración parcial de algunos especímenes implica un contenido en agua menor que en aquellos que no se observan estas redisoluciones o fragmentaciones. Por término medio podemos decir que hay una diferencia entre el contenido medio de agua, medido en términos de génesis orgánica de los carbonatos, de un 26,22 % en la cantera de San Clemente a un 22,43% en la cantera de El Portillo.

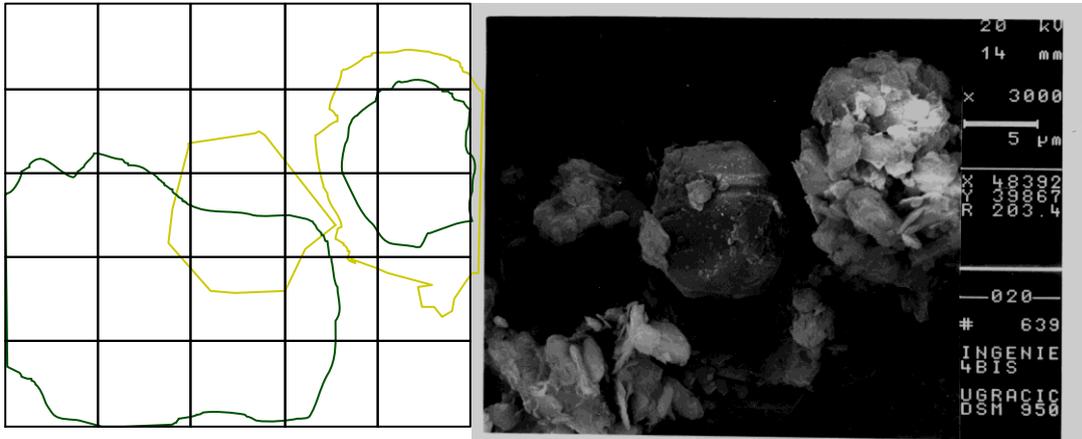
Esta estimación del agua intrapartícula, sin embargo, no es nada precisa según Demars (1982), a partir de todas aquellas partículas calcáreas que no están fracturadas y aquellas que tienen reducidos sus vacíos intrapartícula pues son difíciles de cuantificar. Sin embargo es obvio que hay cantidades significativas de agua intrapartícula asociada con los compuestos biogénicos calcáreas y que puede ser expulsada fuera del grano por aplastamiento y actuar influyendo muy importantemente en el comportamiento geotécnico del conjunto estudiado.



Muestra Fa 3



Muestra Fa 4



Muestra Fa 5

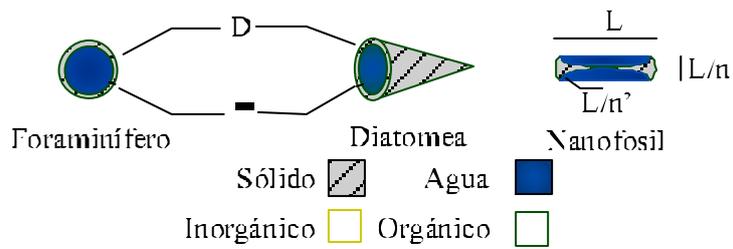


Figura 3.32. - Textura de las margas de la cantera de Francisco Abellán

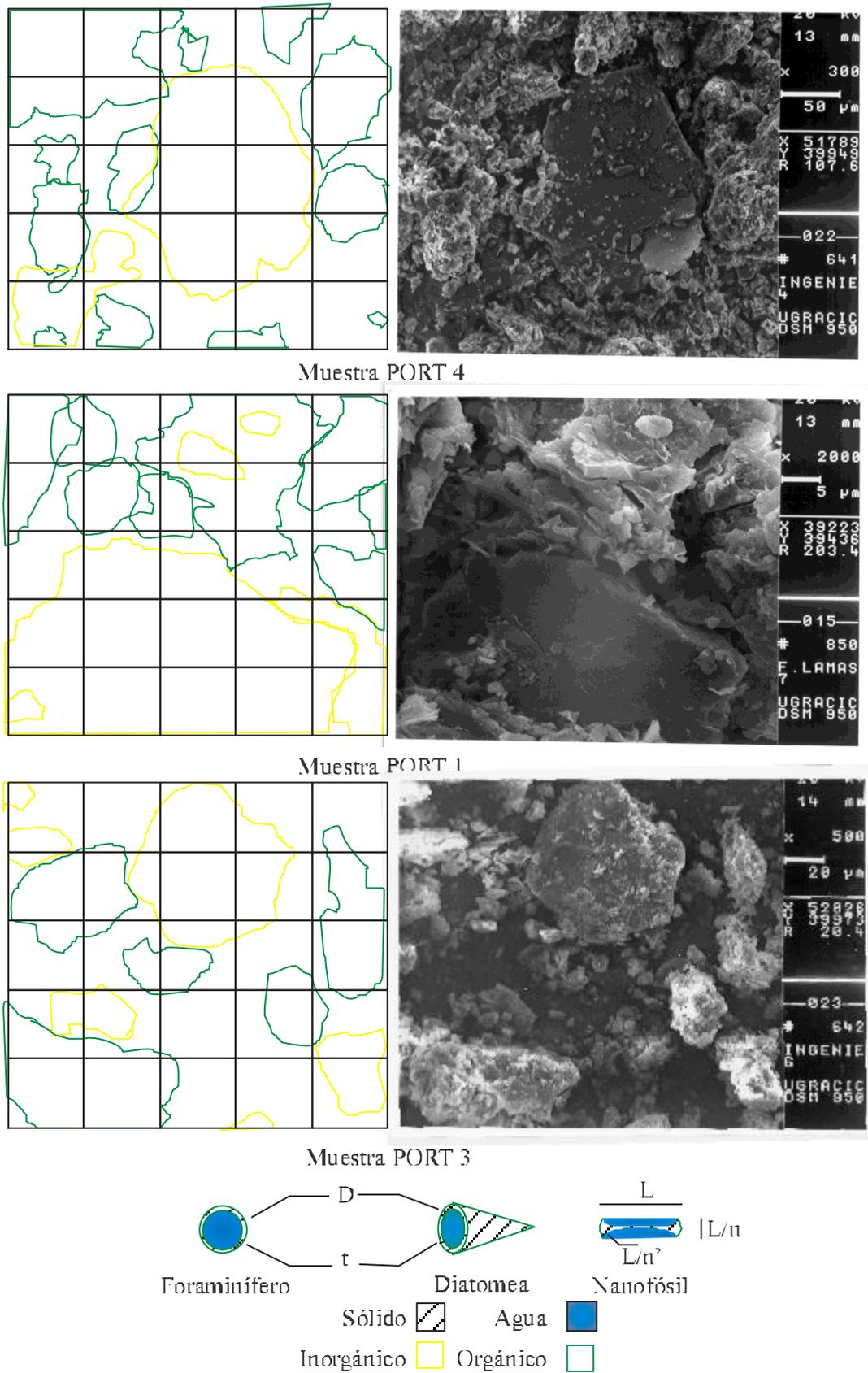
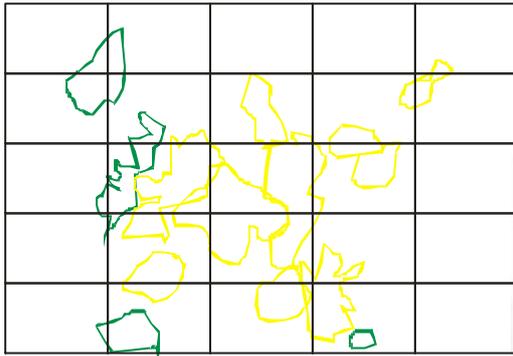
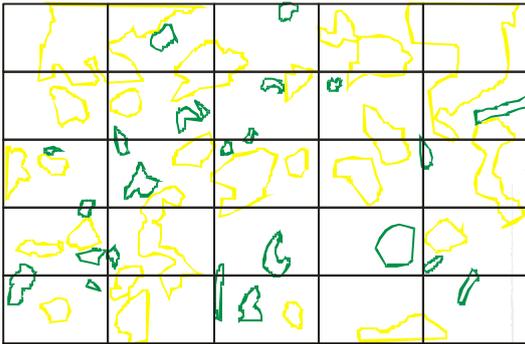


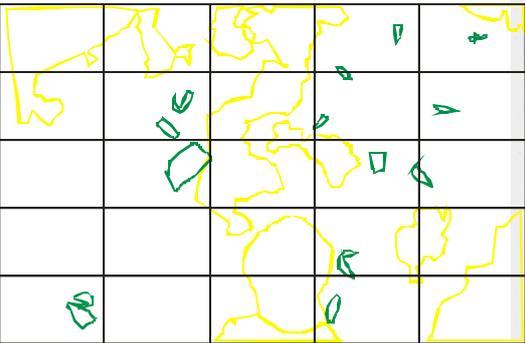
Figura 3.33. - Textura de las margas de la cantera de El Portillo.



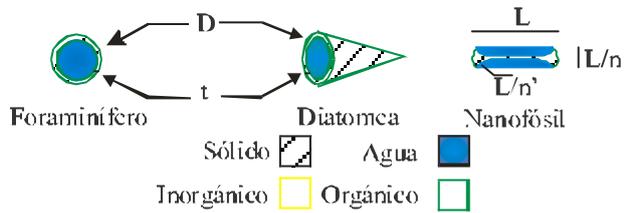
Muestra SCC2521



Muestra SCA2522



Muestra SCA2520



Alameda y Cementerio.

Una estimación más representativa del agua intrapartícula se puede hacer combinando los datos de cada muestra con una geometrización, lo más exacta posible, de las partículas calcáreas descubiertas en las microfotos presentadas de las que podemos sacar, como ya hemos dicho, relaciones de empaquetamiento. Este sistema es representado en las figuras 3.32 a 3.34, en las que se muestran para cada espécimen y cantera, las partículas calcáreas descubiertas, y la geometrización inicial de las mismas. Usando relaciones geométricas sencillas para cada partícula y con el teorema de Pappus, la relación del volumen de agua intrapartícula y el volumen de partícula sólida. La relación entre el agua intrapartícula y el volumen de partícula sólida la podemos estimar para los compuestos de cada muestra.

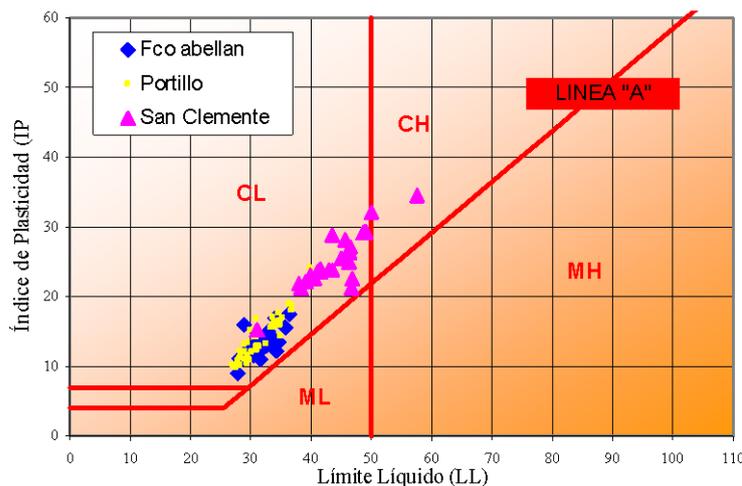


Figura 3.35. - Carta de Plasticidad para las muestras ensayadas.

Para una partícula media de foraminífero idealizada como una esfera hueca con un diámetro exterior de 200 micras y un espesor de pared de 5 micras la relación entre  $V_{fw}/V_{fs} = 6,01$ . Tabla 3.40.

Para las diatomeas idealizadas como conoides de revolución con una altura de 200 micras y un espesor de 5 micras la relación entre  $V_{dw}/V_{ds} = 1,65$ . Tabla 3.40. Para los demás compuestos

biogénicos tanto los que observan un índice de fracturación como lo que no, pero no tienen las geometrías anteriores y además su tamaño es inferior se les ha llamado nanofósiles y son idealizados como “plaquetas dobles” que van a acoger agua por empaquetamiento y succión, figuras 3.32 a 3.34, la misma relación en función del diámetro total es  $V_{nw}/V_{ns} = 1,15$ . Tabla 3.40.

Para los compuestos volumétricos no carbonatados responsables del agua interpartícula la relación anterior se puede poner como  $V_{bw}/V_{bs} = 3,01$ . Tabla 3.40.

Esto junto con los datos para cada partícula de contenido total de Carbonato cálcico y datos de granulometría (% de arena, % de Limo y % de arcilla) y usando un peso específico global de todo el material de 2,67 gr/cm<sup>3</sup> para la cantera de San Clemente 2,68 para la de El Portillo y por último, 2,71 para la de Francisco Abellán se calcula la tabla adjunta 3.40.

A partir de las figuras 3.42; 3.43; 3.44	Vol Agua Vw	Vol Solidos Vs	Relacion Agua - Solidos	
Diatomea idealizada	81681,6	49218,4	1,66	Vdw/Vds
Foraminífero idealizado	3591372,4	597427,6	6,01	Vfw/Vfs
Nanofósil idealizado	97354,7	84530,3	1,15	Vnw/Vns

3.40 (a). Geometrías idealizadas según diseños de las figuras 3.32;3.33;3.34.

Muestras	Caracterización Geotécnica					Difractometría de Rayos X				
	%Arena	%Limo	%Arcilla	%Carbonatos	Pes. Espe.	Arcillas	Cuarzo	Feld.	Calcita	Dolomita
<b>San Clemente media tipo</b>										
Media	10,36	48,80	40,84	53,50	2,67	21,76	15,86	1,82	59,56	1,00
Desv. Típ.ica	7,73	5,56	6,52	10,55	0,05	13,12	9,86	3,40	18,80	0,00
<b>Portillo media tipo</b>										
Media	17,68	58,64	23,68	32,68	2,68	14,67	44,98	2,35	34,33	3,67
Desv. Típ.ica	11,11	6,43	9,11	6,30	0,02	4,42	8,01	2,00	6,23	4,62
<b>Fco Abellán media tipo</b>										
Media	39,00	35,83	25,18	20,20	2,71	14,00	49,63	2,35	23,35	10,67
Desv. Típ.ica	7,70	1,69	8,22	8,48	0,04	7,05	11,25	1,89	11,45	6,43

3.40(b). Textura media y especies cristalizadas de las canteras estudiadas.

Zona	Elementos Carbonatados					No carbonatados	Total
	Inorgánicos		Orgánicos				
	Dolomía	Caliza	Diatomeas	Foraminífero	Nanofósil	Arcilla + feld+cuarz	
S. Clemente	1	31,94	19,48		6,74	40,84	100
Portillo	3,67	32,876		4,91	17,52	41,03	100
Fco Abellán	10,67	20,5		6,93	16,3	45,6	100

3.40 (c). Porcentaje en peso de las especies totales.

Fco Abellán	Portillo	San Clemente	Volumen		Peso		Fase acuosa
			←	→	San Clemente	Portillo	
36,60	33,00	31,13			31,13	33,00	36,60
14,28	14,48	16,12			16,12	14,48	14,28
6,93	7,52	2,91			2,91	7,52	6,93
15,38	11,00	0,00			0,00	11,00	15,38
0,00	0,00	12,10			12,10	0,00	0,00
28,35	28,91	27,62			73,78	77,58	76,77
6,02	6,53	2,52			6,74	17,53	16,30
2,56	1,83	0,00			0,00	4,91	6,93
0,00	0,00	7,29			19,48	0,00	0,00
36,93	37,27	37,43			100,00	100,01	100,00

3.40 (d). Diagrama de fases y cálculos.

Tabla 3.40. - Relaciones y cálculos de peso volumen en materiales carbonatados.

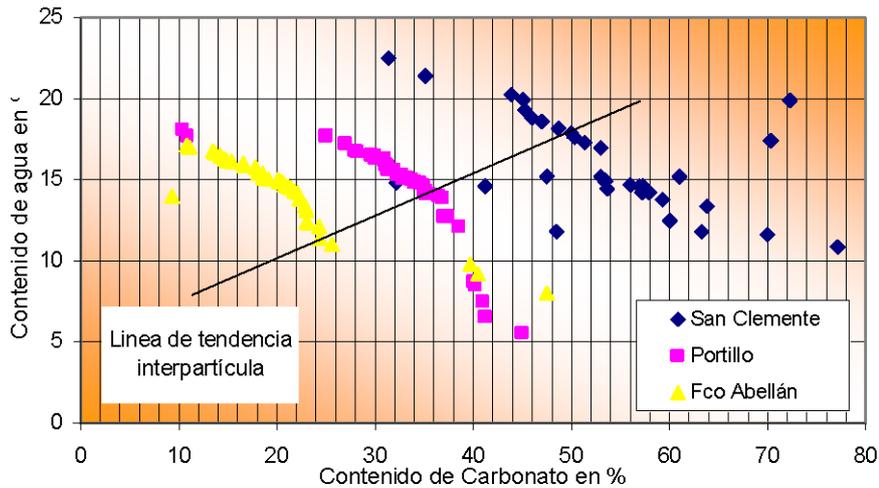


Figura 3.36. - Influencia del contenido de carbonatos en la humedad natural, para las muestras ensayadas.

Este método estima para cada cantera lo siguiente.

En la Presa de San Clemente, el contenido de agua total posible de 31,13% puede ser dividido entre las partes inorgánicas y orgánicas tanto el agua intrapartícula como el agua interpartícula de 15,01% y 16,12% respectivamente así el contenido de agua “normal”, es decir, la humedad natural media calculada para la cantera por los métodos convencionales de 16,12%, puede ser incrementado en 15,01 puntos porcentuales lo que significa que por aplastamiento, pueden estos materiales llegar a liberar el 93,11% más de agua lo que supone llegar al estado de fluencia cerca del límite líquido. Esto produciría la ruina de la estructura involucrada.

En la cantera de la presa de El Portillo, El contenido de agua total posible es de 33,0%, tabla 3.40, muy por encima del límite líquido calculado para estos materiales (figura 3.35) que es de 30,05%; en este caso el agua que se puede llegar a liberar es del orden del 127,9%.

Para la cantera de Francisco Abellán El contenido de agua total posible, llega a aumentar al 36,6%, tabla 3.40, a partir de una humedad natural del 14,28%, figura 3.36, lo que supone un 156,23%. En este caso también pasaría muy por encima del valor medio del límite líquido calculado para estos materiales (figura 3.35). Tanto en esta ocasión como en la anterior, se perdería la estabilidad de las estructuras construidas con estos materiales si se llegara al “crushing” o aplastamiento de las estructuras orgánicas con liberación del agua almacenada en sus espacios huecos.

La cantidad de agua intrapartícula es incluso más grande cuando la consideramos a partir de unos volúmenes básicos, ya que el volumen de intrapartículas es incluso más grande que el volumen total de sólidos.

Aunque hay errores obvios en este análisis las cantidades de agua intrapartícula son muy grandes y están muy afectadas por la presencia de fósiles biogénicos que en su totalidad en estas muestras son de carbonato cálcico. Sin embargo el agua intrapartícula no tendrá efecto sobre el comportamiento ingenieril de los materiales estudiados si los procesos de carga del material no implican una probabilidad grande de rotura de los granos de carbonato.

Siendo esto así, la probabilidad de rotura nunca se tiene en cuenta a la hora de clasificar y trabajar con estos materiales pues ningún sistema de clasificación geotécnica actual tiene en cuenta este fenómeno relegado hasta ahora a estudios teóricos o para otras disciplinas no ingenieriles.

### **3.7. – Expansividad y alterabilidad.**

El término “Expansividad” se define como la capacidad de un suelo para cambiar de volumen cuando cambia su contenido en agua. Para que un suelo pueda manifestar el fenómeno, se debe de cumplir:

- (1) La existencia de ciertos mecanismos que, entrando en funcionamiento a nivel de intrapartícula o interpartícula, inducen unas inestabilidades volumétricas del suelo.
- (2) La presencia de fuerzas capaces de transferir el contenido en agua de un punto a otro del suelo. Esto implica un desequilibrio en el contenido de agua natural del entorno.

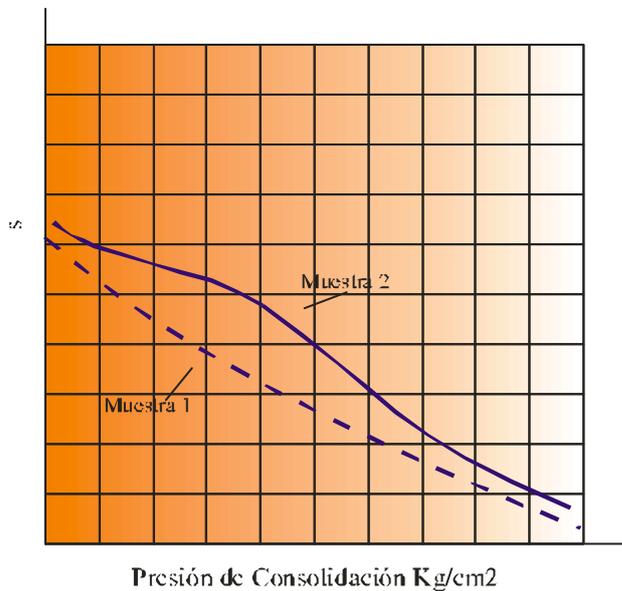
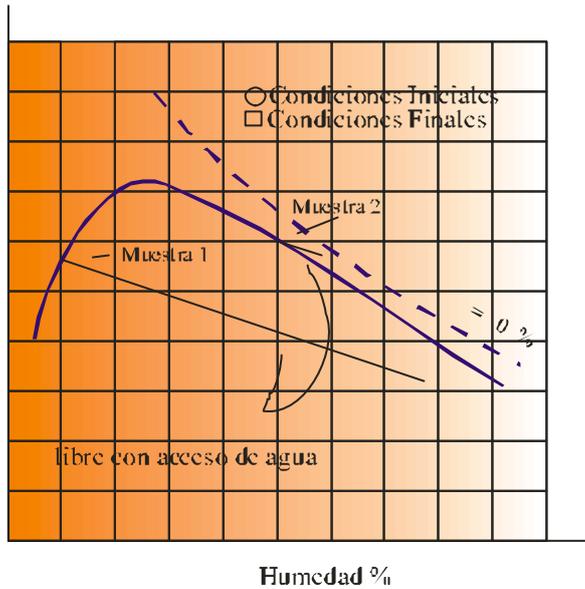
Estas dos condiciones podemos resumirlas en factores internos debidos al suelo y factores externos debidos al entorno.

De los primeros podemos decir que tienen que ver con características propias del suelo a nivel de composición, tales como la composición mineralógica, o la estructura. Los segundos están impuestos por factores tales como la climatología, la vegetación y la actividad antrópica.

#### **3.7.1. Propiedades de la expansividad.**

##### **3.7.1.1. Factores internos.**

Si se compactan dos muestras de un suelo cohesivo con la misma energía de compactación y a la misma densidad seca, pero con distintos contenidos de agua, menor en un caso y mayor en el otro que el óptimo correspondiente su comportamiento en relación a la deformación volumétrica frente a la carga es como el indicado en la figura 3.37 en donde podemos ver lo siguiente:



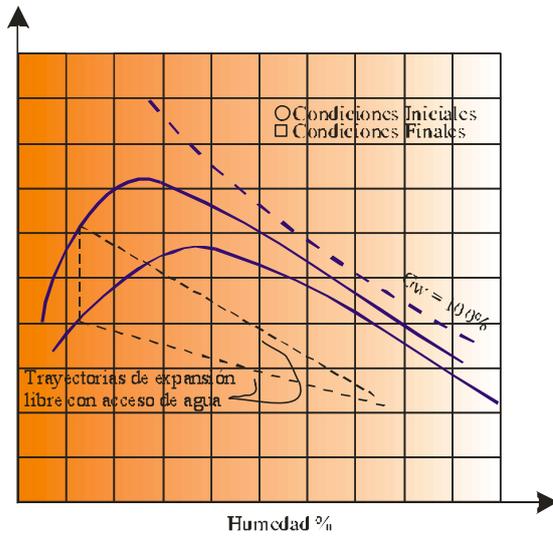
en ambos lados del óptimo.

I. La curva correspondiente al suelo compactado en la rama húmeda, acusa una disminución continua de pendiente, sin cambios bruscos intermedios. Aparentemente, la mayor contribución a la deformación en este caso se debe a la componente de aproximación de partículas para un grado de orientación constante.

II. La curva del suelo compactado en la rama seca, que presenta bajo grado de orientación, consta de dos porciones en las que cada una de forma similar a la curva de la muestra 2 unidas por una transición en la que la pendiente aumenta. En los suelos que como estos se han compactado por amasado se ha observado que la presión a la que ocurre este cambio brusco es ligeramente menor que el esfuerzo de compactación (Yoshimi y Osterberg, 1963). Aparentemente el coeficiente de compresibilidad en la zona de aumento predomina el componente de aproximación medio de las partículas con incremento del grado de orientación.

III. Bajo presiones pequeñas el coeficiente de compresibilidad del suelo compactado con humedad inferior a la óptima es menor que el del suelo compactado con contenidos de agua mayor que el óptimo; pero bajo presiones grandes la situación es totalmente al contrario esto se debe a lo siguiente:

III.1. Bajo presiones pequeñas la deformación ocurre con poco cambio en el grado de orientación en ambas muestras y, siendo la distancia mínima entre partículas mayor en la muestra 2, la resistencia al acercamiento en las mismas es mas grande en esta que en la 1, (figura 3.37).



compactación.

muestra (figura 3.37), y por tanto, la repulsión neta es mayor.

Por otra parte la expansión de la muestra compacta del lado seco es tanto mayor cuanto mayor es la energía de compactación, (figura 3.38).

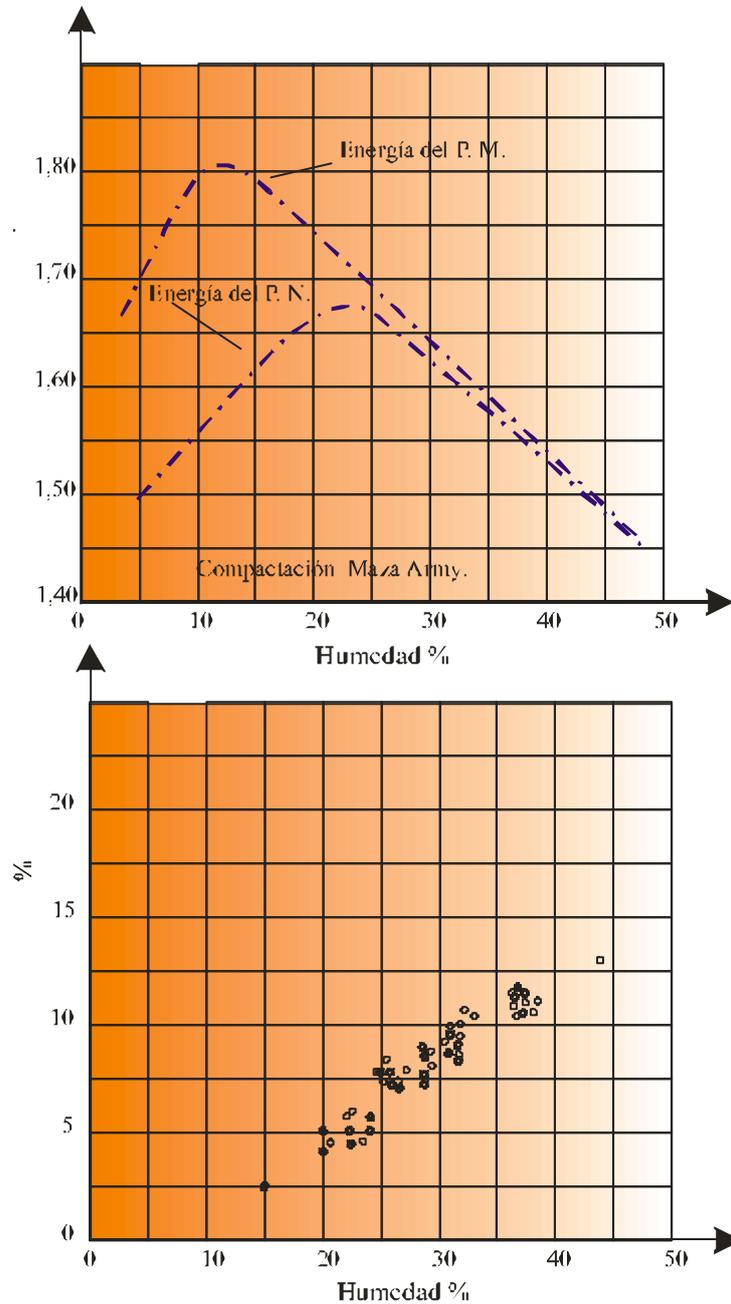
Como sabemos el comportamiento descrito tiene importancia práctica, pues desde el punto de vista de la compresibilidad no es posible decir que el comportamiento sea mejor si el suelo es compactado desde un lado de la humedad o del otro. Según diversos autores Marsall R. y Resendiz D. 1983, la decisión tiene que ver con las características de la presa en la que se usará el suelo. Por ejemplo una presa de pequeña altura en una cerrada regular se comportará mejor si el núcleo impermeable se compacta con una humedad menor del que el óptimo, pues su compresibilidad será menor; pero si es una presa de sección máxima alta, a lo largo de largas cerradas el núcleo impermeable tendrá muy diferentes alturas, la compactación desde el lado seco exagerará los asentos diferenciales, por lo que hemos visto en el apartado c anterior. Por otra parte el hecho señalado en el apartado b parece indicar que si los esfuerzos señalados en la compactación se ejecutan de modo que estos sean mayores que los que actuarían en el terraplén de ensayo, puede minimizarse la compresibilidad.

También debemos considerar las implicaciones de las condiciones de compactación en la contracción de los suelos finos por secado, pues se supone que un considerable número de fallas por erosión interna se deben a pequeñas grietas de secado generadas durante la construcción o después de ella. En la figura 3.39, se ve la magnitud de la deformación lineal unitaria por secado al aire de un suelo margoso, en función de la energía y el contenido de agua de compactación propuesta por los anteriores. Vemos en ella, que la contracción lineal crece en forma aproximadamente lineal con el contenido de agua de compactación y no parece que dependa del agua de compactación. Marsal y Resendiz 1983. El comportamiento de la deformación volumétrica frente al tiempo parece según los anteriores que solo esta dominada por la permeabilidad.

III.2. Bajo presiones grandes en la muestra 1 ocurren deformaciones volumétricas debidas al aumento brusco del grado de orientación de las partículas, que en la muestra 2 no se presentan.

IV. Bajo presiones muy altas, ambos suelos tienden a la misma relación de vacíos esto se debe a que para dichas presiones la estructura de ambas muestras resulta similar.

V. La expansión libre con acceso de agua es mucho mayor en la muestra compactada en la rama seca, debido a que la distancia mínima entre partículas es inicialmente menor en dicha



lineal por secado.

necesita humectar fuertemente pues el promedio de agua aportada esta a 2,42 puntos porcentuales por el lado seco siendo la banda de valores bastante uniforme.

En la presa de El Portillo, la situación es contraria necesitando en general orear las muestras para alcanzar el óptimo pues el contenido medio de agua se sitúa en 0,18 puntos por el lado húmedo no siendo tan uniforme la banda de valores como en el caso anterior, aunque sin haber grandes diferencias entre el máximo y el mínimo.

Por último, en las canteras de la presa de Francisco Abellán se presenta una situación parecida a la cantera de El Portillo pues aunque hay que humectar, el contenido de agua

Las presas en las que se han usado estos materiales sujetos a estudio son, según la instrucción de grandes presas consideradas “grandes presas” tanto por su altura como por las dimensiones de las cerradas y los aportes considerados.

Por esto las presiones que se pueden esperar en término medio van a ser grandes por lo que, de acuerdo a todo lo expuesto anteriormente, la compactación de los mismos para la ejecución del núcleo impermeable se hará siempre del lado húmedo.

En las diferentes canteras explotadas se ha efectuado un estudio de la humedad natural del material extraído frente a la humedad correspondiente al óptimo Proctor Normal para ver la necesidad de humectar las mismas o simplemente dejarlas orear, para llegar a alcanzar el grado de humedad buscado.

En total se han ensayado 117 muestras pertenecientes a las canteras estudiadas. En la de San Clemente el material extraído se

en términos medios es del 0,62 puntos por el lado seco, es un valor mucho mas cercano a la situación óptima, que no la primera expuesta.  
 Con más detalle podemos observar lo expuesto en la tabla 3.41 y la distribución puntual en la figura 3.40.

	<i>Fco Abellán</i>	<i>Portillo</i>	<i>San Clemente</i>
<i>Nº De Muestras</i>	117	117	117
<i>Máximo</i>	3.10	5.30	2.50
<i>Medio</i>	-0.62	0.18	-2.42
<i>Mínimo</i>	-5.72	-5.74	-5.50
<i>Desv. Estándar</i>	1.79	2.22	1.99

Tabla 3.41. – Estudio de humedad de las diferentes muestras estudiadas.

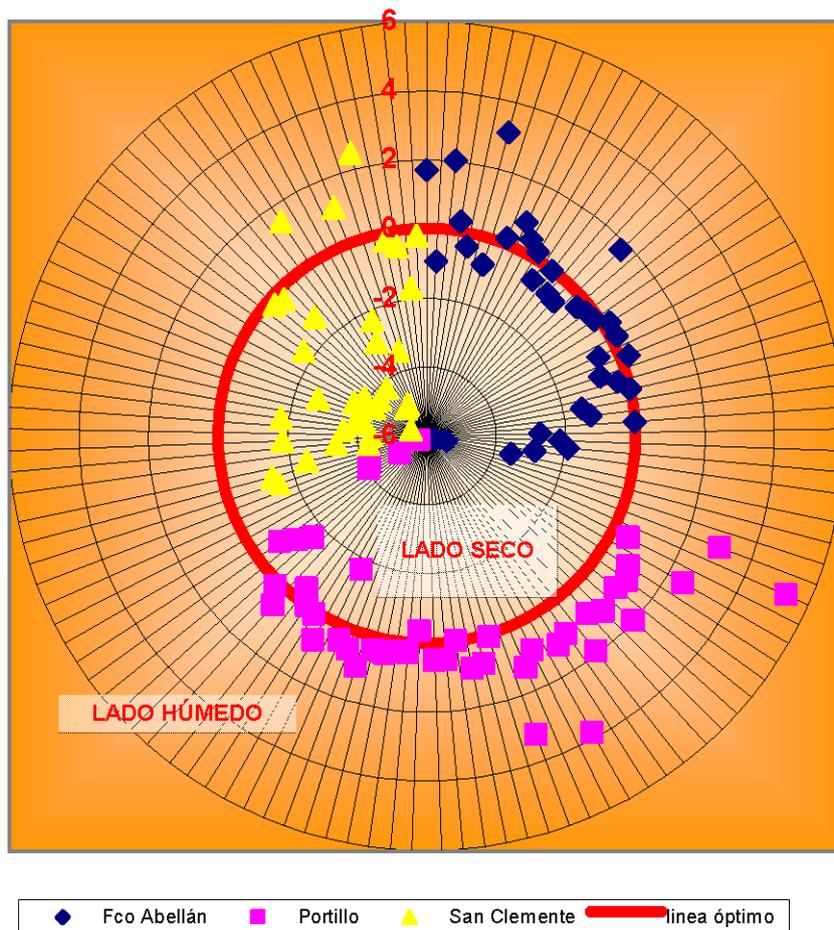


Figura 3. 40. - Relación de Humedad de compactación respecto del Óptimo

De todo lo anterior podemos resumir:

- La expansividad de suelos compactados, a humedades mayores que el óptimo Proctor se debe principalmente, para un grado de orientación constante, a la aproximación de las partículas.
- La expansividad de suelos compactados a humedades menores que la humedad óptima Proctor, menor grado de orientación de sus partículas arcillosas, se define en dos zonas muy claramente. En la primera zona, de presiones pequeñas, el coeficiente de compresibilidad es menor que para el caso anterior y en una segunda zona donde el coeficiente de compresibilidad es mayor.
- La expansión de un suelo margoso compactado es mayor cuanto mayor es la energía de compactación. (Moore, 1985).

La influencia del tipo de mineralogía del suelo es determinante para describir y cuantificar el hinchamiento posible, aunque la influencia del contenido de carbonatos no está bien estudiada aunque puede coadyuvar la capacidad de cambio de minerales del tipo de la arcilla bentonítica y por lo tanto su expansividad potencial.

<i>Presa</i>	<i>Muestra N°</i>	<i>% CO3-</i>	<i>Mg</i>	<i>Ca</i>	<i>K</i>	<i>Na</i>	<i>C. E. C.</i>	<i>Ind. Saturación</i>	<i>S. A. R.</i>
<i>F<sup>vo</sup> Abellán</i>	05	5,55	1,16	1,65	1,08	0,31	4,21	92,60	0,22
	03	15,61	0,78	4,74	0,85	0,42	6,80	93,78	0,24
	04	17,28	1,12	7,81	0,96	0,22	10,10	97,83	0,10
	02	18,29	0,89	8,18	0,89	0,38	10,34	96,30	0,17
	01	24,37	1,14	8,81	1,07	0,15	11,17	98,67	0,06
<i>El Portillo</i>	AI(2)	25,14	0,75	8,74	1,11	0,46	11,06	95,84	0,20
	PP (4)	25,26	0,93	7,87	1,17	0,63	10,61	94,02	0,28
	MMPCLN (3)	28,06	0,54	8,97	0,98	0,29	10,78	97,35	0,12
	MGPCLN (1)	32,79	0,81	9,46	0,97	0,36	11,60	96,90	0,15
	PLP(5)	40,69	0,56	12,09	0,80	0,13	13,59	99,04	0,05
<i>San Clemente Cementerio</i>	C1	31,36	0,51	12,54	0,32	0,12	13,49	99,15	0,04
	C3	43,07	0,78	13,57	0,58	0,16	15,08	98,97	0,06
	C5	46,01	0,65	15,82	0,69	0,19	17,35	98,91	0,06
	C2	47,01	0,13	18,80	0,06	0,08	19,07	99,57	0,03
	C4	51,36	0,63	20,23	0,54	0,12	21,52	99,43	0,04
<i>San Clemente Alameda</i>	A3	53,47	0,74	21,83	0,65	0,39	23,60	98,35	0,11
	A4	55,42	1,21	23,89	1,02	0,94	27,06	96,52	0,26
	A5	56,9	1,00	24,49	0,92	0,77	27,18	97,16	0,21
	A1	77,15	1,10	33,59	0,87	0,60	36,17	98,33	0,14

Tabla 3.42. – Datos químicos e índices utilizados.

Una manera de calcular el potencial de hinchamiento de las margas estudiadas se puede conseguir calculando la capacidad de cambio catiónico de las muestras ensayadas de cada cantera, tabla 3.42; para lo que definimos el índice C. E. C., como la cantidad total de cationes intercambiables que puede llegar a aportar el suelo. (meq por 100 gr de suelo seco).

Además, definimos el Índice de Saturación, que es igual al grado en el que el suelo, teniendo las propiedades definidas en el C. E. C., está saturado con las bases intercambiables (suma de Calcio, Magnesio, Potasio y sodio) expresado como porcentaje de capacidad de cambio.

	<i>Fco Abellán</i>	<i>El Portillo</i>	<i>San Clemente</i>
<i>Nº de Muestras</i>	117	117	117
<i>Máximo</i>	0,024	0,07	0,1
<i>Media</i>	0,018	0,051	0,086
<i>Mínimo</i>	0,007	0,033	0,066
<i>Desv. Típica</i>	0,001	0,01	0,01

Tabla 3.43. Resultados para las tres presas del C<sub>s</sub>.

También definimos, el índice S. A. R. como la medida de la salinidad de un suelo según sus iones de cambio, se calcula mediante la expresión:

$$S.A.R. = \frac{Na^-}{\sqrt{\frac{Ca^+ + Mg^+ + K^+}{3}}} \quad (3.7.2)$$

Por definición del uso a que se van a someter las margas ensayadas en este estudio, la permeabilidad de las mismas es muy baja como ya hemos visto anteriormente es por lo que en las aplicaciones súbitas de carga el volumen de las probetas se mantiene prácticamente constante, por tanto, la posible expansión se produce durante esfuerzos constantes debido al drenaje casi impedido.

Se usa el índice de hinchamiento a partir de la prueba edométrica como otra medida de la capacidad expansiva de una margas. Al descargar el suelo la muestra se dilata según una curva que llamamos “rama de descarga” se define el índice de expansión como:

$$C_s = \frac{-\Delta e}{\Delta \log \bar{\sigma}_v} \quad 3.7.1$$

Cuyos valores para las muestras ensayadas se han calculado y presentan el estudio estadístico presentado en la tabla 3.43.

Además, sabemos que en los procesos de hidratación en las partículas constituyentes de las margas, es la actividad de la fracción arcillosa la que determina la capacidad de adsorción de agua. En efecto, los cambios de volumen se verifican a nivel intercrystalino para todo tipo de arcilla en relación con el pequeño tamaño de las partículas. Éstas se mantienen unidas bajo el efecto de las fuertes tensiones capilares que disminuyen una vez que el suelo se satura de agua, de tal manera que pueda hincharse.

Por todo lo dicho, que un suelo presente un comportamiento expansivo va a depender de:

- a. La concentración de Esméctitas, arcillas bentoníticas, en la fracción arcillosa.
- b. La concentración de la fracción limosa inerte y de otros compuestos químicos que influyen en el comportamiento geotécnico y físico químico de la fracción arcillosa, inhibiendo o coadyuvando su potencial expansivo.

### **3.7.1.2. Factores externos.**

Estos originan los cambios del contenido en agua de los núcleos y determinan por lo tanto un aumento o una disminución de la capacidad que puedan presentar las margas constituyentes al hinchamiento. Se pueden resumir en:

1. los cambios estacionarios de humedad debidos a embalses y desembalses que se producen en épocas de riego o sequía y en periodos de estío e invierno, que tienen como resultado una fluctuación muy acusada de la cota de embalse.
2. Las modificaciones de la humedad por acción del proceso de homogeneización, remoldeo y compactación producidas durante la época de construcción de la presa y ejecución del núcleo podemos llamar a esta última, acción “antrópica” aunque no tenga que ver con la actividad humana del laboreo.

Los primeros están ligados a las variaciones drenantes a lo largo del año. Las oscilaciones de la humedad en una franja delgada del núcleo dependen de la relación entre la velocidad en la fluctuación de la cota del embalse y la permeabilidad o capacidad drenante de estas margas.

La determinación del drenaje potencial se basa sobre los valores de auscultación tanto del asiento de núcleo como de la disipación de las presiones intersticiales del mismo a diferentes cotas y para cada uno de los parámetros utilizados (informe de primer llenado de las presas estudiadas , Delgado (1989 – 1998)).

El efecto más importante de las oscilaciones climáticas y la concentración de la precipitación en ciertos periodos es la alteración de las formaciones margo-arcillosas que produce una matriz areno-arcillosa susceptible de fisurarse profundamente por desecación.

Cuando más grandes son las grietas de retracción, más puede el agua infiltrarse y provocar el hinchamiento del suelo. Aunque este fenómeno no tiene incidencia en los mecanismos de expansión e hinchamiento dentro del núcleo puesto que al estar abrigado por espaldones de escollera y filtros, las oscilaciones climáticas no llegan a alterar el equilibrio físico mecánico del mismo.

### **3.7.2. Técnicas de evaluación de la expansividad.**

#### **3.7.2.1. Mecanismos de hinchamiento.**

Según diversos autores, los suelos expansivos son aquellos capaces de manifestar cambios de volumen cuando varía su contenido en agua. La capacidad de adsorción de los iones  $H^+$  del agua por el suelo depende de los factores ya comentados. Las partículas se mantienen unidas bajo el efecto de altas tensiones capilares, (tabla 3.44), que disminuyen en contacto con las moléculas de agua debido a su naturaleza de “líquido polar”. Los iones  $H^+$  son fuertemente atraídos por las partículas de arcilla y tienden a ocupar los espacios entre los planos cristalográficos separándolos. El resultado es una estructura de numerosas capas de moléculas de agua fuertemente adsorbidas entre las hojas arcillosas y por consiguiente el hinchamiento del suelo.

Los dos parámetros que nos van a cuantificar el grado de hinchamiento de un núcleo son la presión de hinchamiento y el grado de hinchamiento.

El grado de hinchamiento lo definimos como ( $\delta h/H$ ) donde H es la altura inicial de la probeta y  $\delta h$  es el incremento de espesor. Por lo que representa la variación relativa del espesor de una probeta de la muestra al inundarla. La presión de hinchamiento es la presión a ejercer sobre la muestra para impedir su hinchamiento.

<i>Tipo</i>	<i>Clase</i>	<i>Descripción</i>
<b>1. – Mecánica</b>	1.1. – Inicial (Elástica)	Deformación elástica del material hacia el interior, puede ser importante si el suelo es blando.
	1.2. – Fluencia (Plástica)	Convergencia progresiva debido a la progresión del anillo plastificado. Puede llegar a ser muy lenta.
	1.3. – Primaria. (Relajación de tensiones capilares)	Convergencia progresiva debido al aumento de volumen de material El retraso se debe a la necesidad de aumentar el contenido de humedad disminuyendo la tensión capilar.
	1.4. – Secundaria (Esponjamiento diferido del terreno debido a debilitación de su esqueleto.)	Convergencia progresiva debido al aumento de volumen El retraso se debe a deslizamiento o rotura de enlaces diagenéticos.
<b>2. – Físico – Química.</b>	2.1. – Hidratación de minerales silicatados.	Aumento de volumen de sílice opalina y otros minerales relacionados. Hidratación de arcillas por admisión de moléculas de agua entre las hojas de su red atómica. Caolinización de los feldespatos, rápida si ya estaba iniciada.
	2.2. – Hidratación de otros minerales silicatados.	Caso más frecuente, la hidratación de la anhidrita, pasando a yeso con un aumento del 20% del volumen. Puede presentarse también en el sulfato de magnesio.
	2.3. – Oxidación de minerales.	Como caso más frecuente la pirita con intervención o no de la pirrotina o de bacterias para acelerar la reacción. En presencia de ión de calcio, formación de yeso secundaria.
<b>3. – Helada</b>		Levantamiento de la solera de cimentaciones con circulación intensa de aire muy frío por formación de lentejones de hielo en terrenos limosos

*Tabla 3.44. – Mecanismos de hinchamiento. Jiménez Salas y Serrano, 1984, Pérez Romero 2000.*

La evaluación de los dos parámetros varía de un autor a otro, según el método de ensayo propuesto. Desde el punto de vista de los ensayos normalizados diseñados para calcular estos, el más generalizado entre los ingenieros proyectistas de presas es el ensayo Lambe. Sin embargo, aunque es interés de este trabajo usar los ensayos que se utilizan rutinariamente para caracterizar fenómenos, el ensayo Lambe se ha desechado pues muestra una escasa fiabilidad en la determinación del potencial de hinchamiento de los suelos (Chacón, 1991), (Amrani, 1998)) por lo que se ha empleado el método edométrico del "Technical Committee on Expansive Soils" TC6 de ISSMFE (1987).

Desde el punto de vista geotécnico, el criterio de Oteo (1995) a partir de la recopilación de datos de diversos suelos, de la Meseta Central y Regiones Béticas y Subbéticas, relaciona los valores de la humedad con el límite líquido. Establece así cuatro niveles de expansividad para suelos españoles, que en principio dice como resumen que la expansividad debe aumentar al aumentar la plasticidad (Límite líquido) y al disminuir la humedad referida al límite líquido por lo que modifica los criterios de las clasificaciones de Vijayvergiya y Ghazzaly (1973) y ha recomendado un nuevo criterio de expansividad en base a los datos citados. Figura 3.41.

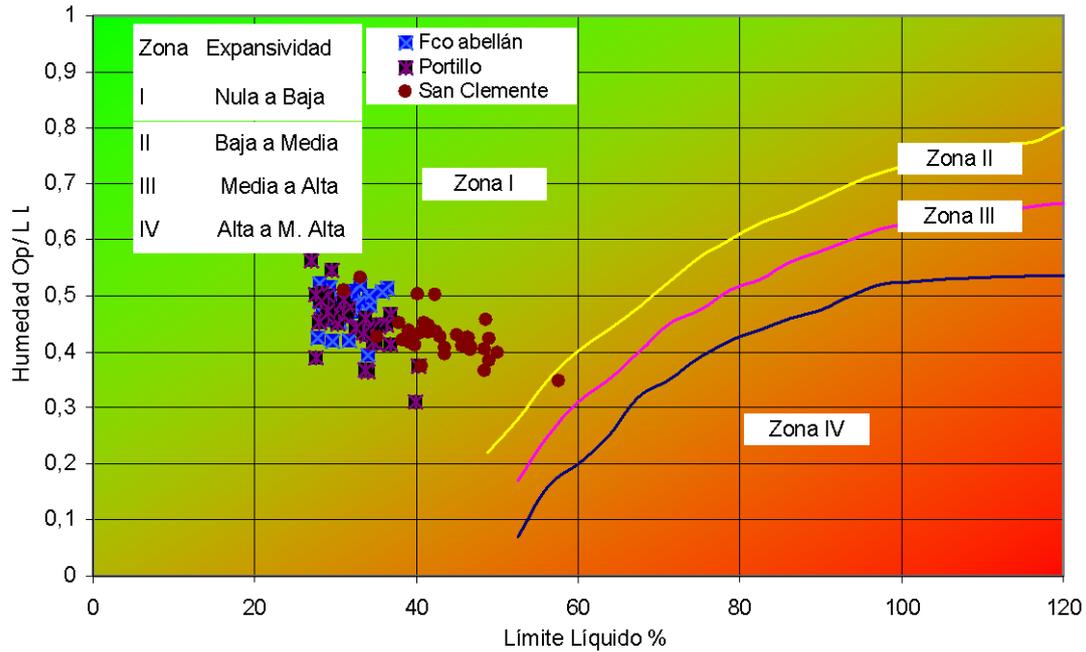


Figura 3.41. - Criterio de Hinchamiento. Oteo 1986.

Expansividad	Autor	Baja	Media	Alta	Muy Alta
Límite de Retracción.		>15	12 – 16	8 – 12	<10
I. P.		<18	15 – 28	25 – 40	>30
W(L. L.)	Oteo	<30	30 – 40	40 – 60	>60
%<0,08 mm		<30	30 – 60	60 – 95	>95
%<0,001 mm		<15	13 – 23	20 – 30	>30
Actividad	Skempton	<0,5	0,5 – 0,7	0,7 – 0,1	>1,0
Potencial de Hinchamiento	Seed	0 – 1,5	1,5 – 5	5 – 25	>25
Índice Lambe	Lambe	<0,8	0,8 – 1,5	1,5 – 2,3	>2,3
Presión de Hinchamiento.	Chacón	<0,3	0 – 1,2	1,2 – 3,0	>3
Hinchamiento libre	Mc. Dowell	0 – 1	1 – 3	3 – 7	>7
% Hinchamiento Probable	Totales	<1	1 – 5	3 – 10	>10

Tabla 45. – Criterios de expansividad. Rodríguez Ortiz 1987, Pérez Romero 2000.

Como resumen de todo lo expuesto, la tabla 45, de acuerdo a experiencias propuestas por diversos autores, Rodríguez Ortiz (1987), sistematiza los diversos criterios de clasificación del hinchamiento

### 3.7.2.2. Cinética del hinchamiento.

Todas las muestras sometidas al ensayo edométrico, se han ensayado bajo inmersión y a hinchamiento libre partiendo de un escalón inicial de carga de  $0,01 \text{ Kg/cm}^2$ . Este escalón como el resto, se han mantenido a hinchamiento, consolidación, libre hasta la estabilización de la lectura que en términos medios es 24 horas. Según el método edométrico, la medida del índice de poros máximo alcanzado frente al índice de poros final nos va a evaluar el grado de hinchamiento correspondiente a la muestra ensayada de suelo.

Cualquiera que sea la tensión vertical aplicada, esta evolución se representa por una curva en un diagrama semilogarítmico de la variación del grado de hinchamiento en función del tiempo. Estas curvas presentan tres partes bien diferenciadas según el grado y velocidad de incremento del hinchamiento. La parte inferior corresponde a un incremento progresivo y bajo en  $(\delta h/H)$ . Un punto de inflexión marca la parte superior de la curva que

corresponde a un incremento muy intenso en  $(\delta h/H)$  para pasar al final a valores constantes. (Norrish y Rausell, 1963).

Chang (1986) denomina la primera *etapa de hinchamiento estructural* y la segunda *etapa de hinchamiento normal*. La primera etapa dura hasta que los poros se llenan completamente de agua y la segunda se desarrolla una vez que el suelo está completamente saturado.

Las curvas edométricas de hinchamiento libre de muestras representativas de las margas pertenecientes a los núcleos de las presas estudiadas, se presentan en la figura 3.42 y se resumen en la tabla 3.46; e indican lo siguiente:

Para las muestras de la presa de Francisco Abellán de textura areno limosa y con predominio de arcillas tipo aloisita e illita predominantemente, la parte de hinchamiento es-

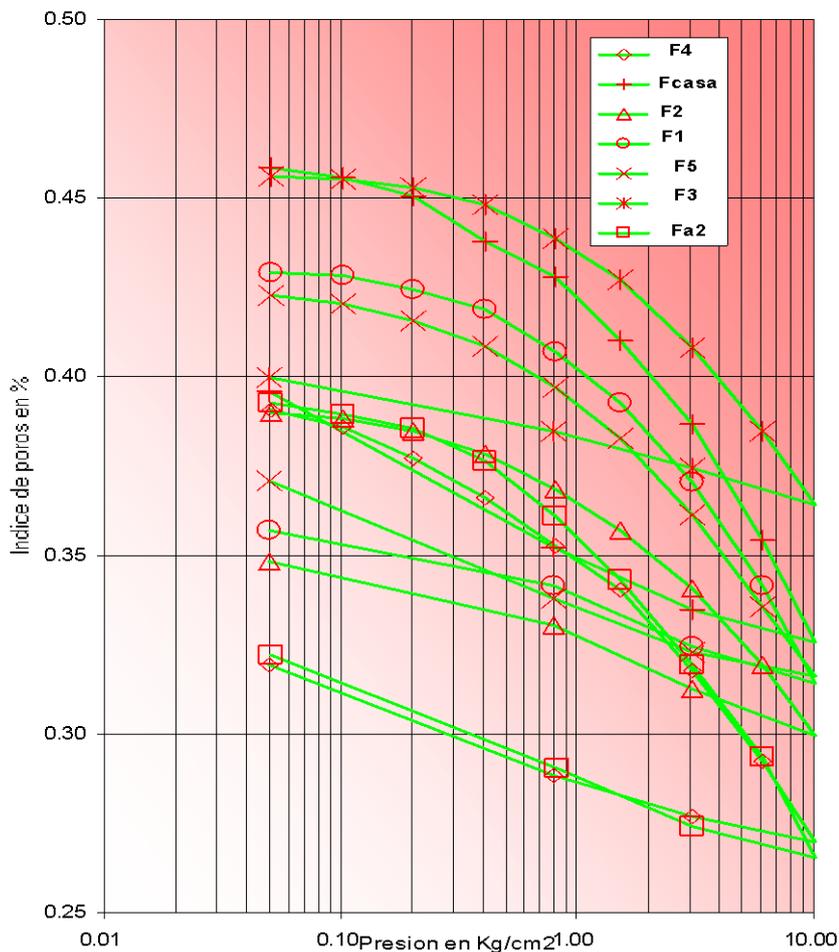


Figura 3.42.a. Francisco Abellán. Curvas edométricas. Hinchamiento libre

tructural corresponde a valores de  $(\delta h/H)$  bajos (0,2 a 0,8 %) en los primeros 53 minutos. A partir de los cuales se produce un incremento en la presión de hinchamiento libre llegando a un 1,2% máximo hinchamiento desde el comienzo del ensayo.

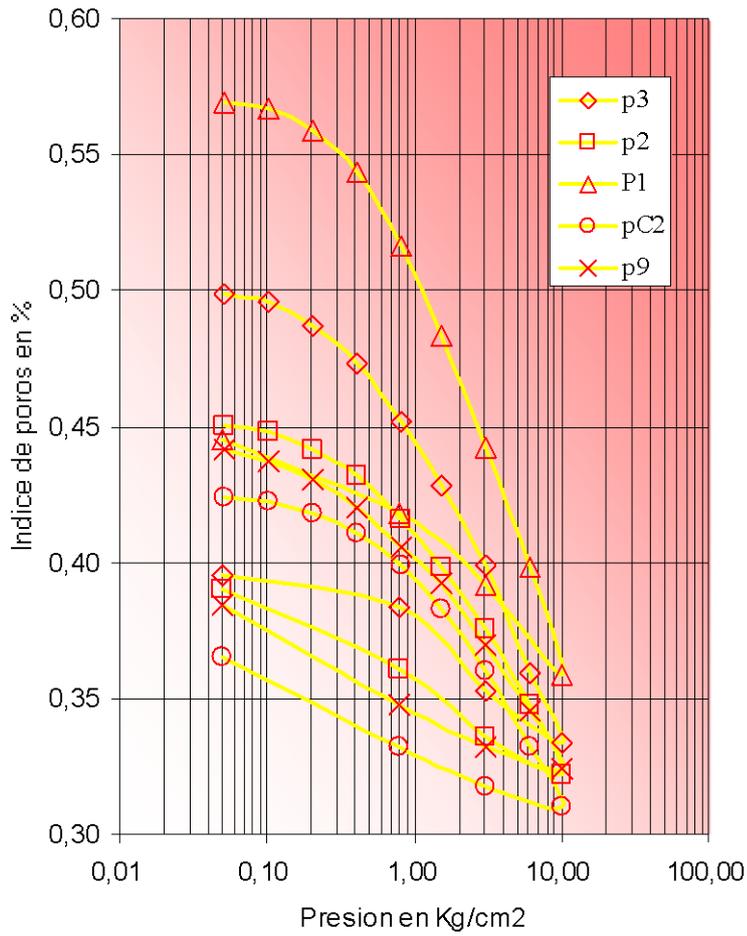


Figura 3.42.b. - Presa del Portillo. Curva edométrica.  
Hinchamiento Libre.

Para las muestras de la presa de El Portillo de textura limoso arcillosa en las que las margas contienen un 32% de media de carbonatos, y donde los minerales del tipo de la arcilla tienen predominio de illita y con fracción limosa de naturaleza cuarzosa presentan un % de hinchamiento claramente superior al anterior con unos valores de ( $\delta h/H$ ) que van de 1,5 a 5,80 %. Estabilizándose en un intervalo de tiempo inferior a las 5 horas, a partir del cual se obtiene un valor máximo de la presión de hinchamiento de 0,8 Kg/cm<sup>2</sup>.

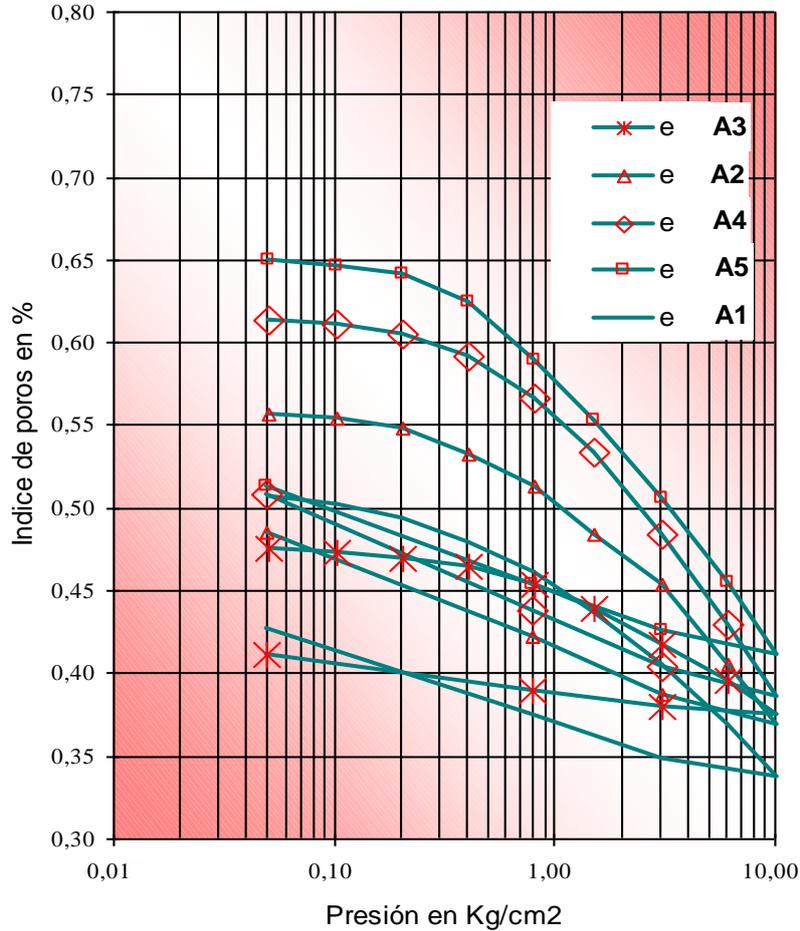


Figura 3.42.c. - Presa de San Clemente. Curvas edométricas. Hinchamiento Libre. Cantera de Alameda.

Para las muestras provenientes de la presa de San Clemente de textura arcilloso limosa en las que las margas contienen valores medios en carbonatos de 52 %, y donde los minerales del tipo de la arcilla tienen una proporción de Esméctitas relativamente acusada presentan unos valores de hinchamiento libre máximos de todas las series estudiadas que van de 2,95 % a 5,7 % en la cantera de cementerio y de 3,95% a 7,35% en la cantera de Alameda valores que se mantienen constantes desde los primeros minutos del ensayo. Y se prolonga este hinchamiento durante un tiempo muy dilatado que se estabiliza a las 17 horas desde el comienzo del ensayo. En cuanto a la presión de hinchamiento en la primera cantera se produce a 1,1 Kg/cm<sup>2</sup> teniendo un máximo a 1,3 Kg/cm<sup>2</sup>.

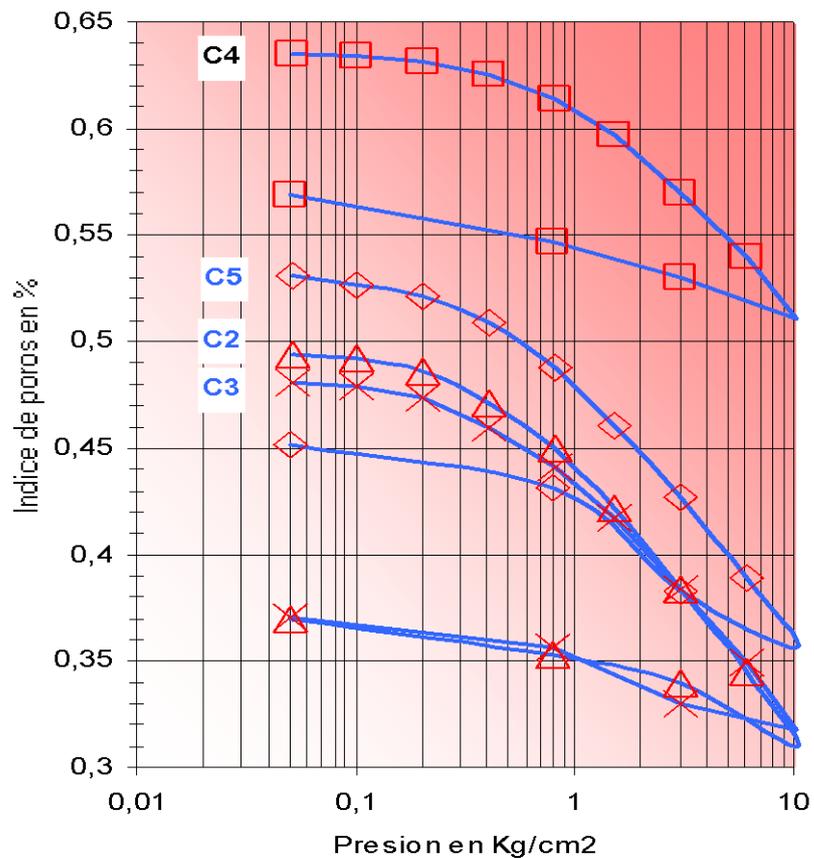


Figura 3.42d.- Presa de San Clemente.

Curvas edométricas.

Hinchamiento Libre. Cantera de Cementerio.

Se observa gran uniformidad a lo largo de las muestras ensayadas, en la cantera de Alameda, la presión de hinchamiento tiene un máximo en 1,3 Kg/cm<sup>2</sup> con un valor medio de 0,8 Kg/cm<sup>2</sup>.

Se advierte generalmente un tiempo de arranque del ( $\delta h/H$ ) que es más amplio cuando más alta es la tensión aplicada. El grado de hinchamiento del suelo es más bajo cuando más alta es esta tensión vertical (Amrani et al. 1996). Lo que indica que la máxima tensión aplicada produce la compactación y el cierre de los huecos del suelo. Los minerales arcillosos presentes se encuentran comprimidos por las fases no reactivas en la textura altamente compactada y tienen dificultad en expandirse una vez saturados de agua.

<i>Presa</i>	<i>Muestra</i>	<i>E<sub>i</sub></i>	<i>E max</i>	<i>H max</i>	<i>σ' P</i>	<i>% hinch.</i>	<i>P. Hinch.</i>
<i>Abellán</i>	5	0,38	0,391	20,16	0,8	0,80	0,3
	4	0,427	0,45	20,32	0,8	1,60	0,3
	3	0,368	0,392	20,34	0,8	1,70	0,3
	2	0,406	0,43	20,27	0,6	1,35	0,25
	1	0,396	0,429	20,25	0,8	1,25	0,4
	Casas1	0,438	0,456	20,31	0,8	1,55	0,4
	A2	0,361	0,39	20,31	0,8	1,55	0,5
<i>Portillo</i>	MMPCLN3	0,44	0,50	20,78	1,2	3,90	0,6
	MGPCLN1	0,48	0,569	21,16	1,3	5,80	0,8
	AI2	0,41	0,45	20,58	0,8	2,90	0,6
	C2	0,422	0,424	20,12	0,8	0,60	0,6
	P9	0,42	0,44	20,21	0,8	1,05	0,7
<i>San Clemente</i>	C2	0,434	0,494	20,57	1,5	2,85	1,2
	C3	0,441	0,481	20,63	1,2	3,15	1,1
	C4	0,613	0,634	20,69	1,6	3,45	1,3
	C5	0,487	0,530	21,15	1,6	5,75	1,1
	A1	0,454	0,476	20,21	2,05	1,05	1,3
	A2	0,566	0,613	21,10	1,5	5,50	0,8
	A3	0,589	0,649	21,47	1,8	7,35	1,3
	A4	0,512	0,556	20,84	1,3	4,20	0,8
	A5	0,461	0,507	20,79	1,5	3,95	1,0

*Tabla 3.46. – Calculo del % de hinchamiento. Presión de Preconsolidación de las muestras.*

Según los autores anteriormente citados, la evolución del grado de hinchamiento en función del incremento de la tensión normal, según los intervalos de variación de ( $\delta h/H$ ), son 2,5-14 % para los suelos de alta plasticidad con alto contenido en esmécticas, 0-4 % para los suelos de alta plasticidad con predominio de arcillas tipo ilita y 0-1 % para los suelos finos carbonatados. De acuerdo a lo investigado en el presente trabajo, la presión de hinchamiento de estos dos últimos grupos es del orden de 0,8 Kg/cm<sup>2</sup>. Las margas altamente reactivas de la presa de San Clemente tienen una presión de hinchamiento superior al resto de las margas puesto que presentan un grado de hinchamiento mínimo del orden de 2,85 % bajo esta misma carga. (Amrani, 1996).

### **3.7.3. – Alterabilidad.**

Si en una presa de materiales sueltos a través del núcleo se permitiera la filtración en el talud de aguas abajo, se produciría una inestabilidad local en este punto, originándose una erosión gradual y la socavación de la presa a este tipo de falla se le denomina tubificación (Sherard, 1982); esta se puede decir que es la causa principal de alterabilidad de los núcleos de las presas de tierra y por consiguiente causa de falla total o parcial de las mismas (Vaughan et al., 1982).

#### **3.7.3.1. – Tubificación.**

El agua que fluye a través de un cuerpo poroso ejerce sobre las partículas de este una fuerza por unidad de volumen, en la dirección al gradiente hidráulico, igual al producto de dicho gradiente por el peso volumétrico del agua. El suelo resiste esta acción de una parte, por las fuerzas de cohesión y por otra gracias al soporte de las partículas que se encuentran aguas abajo de la zona de estudio. Es obvio que en un flujo homogéneo

las partículas localizadas sobre la superficie de salida del flujo se encuentran más expuestas al arrastre por las fuerzas de filtración.

Un proceso de erosión iniciado en el lado de aguas abajo de una presa puede progresar de esta manera a través del material del núcleo hacia el embalse en forma de un conducto o tubo, figura 3.43 . Al avanzar el proceso se generan concentraciones de flujo y gradientes hidráulicos cada vez mayores en el extremo de aguas arriba del tubo, hasta que al llegar a las proximidades, del embalse se crea una vía continua para el agua, la ruina de la presa es inminente. El fenómeno descrito se denomina Tubificación.

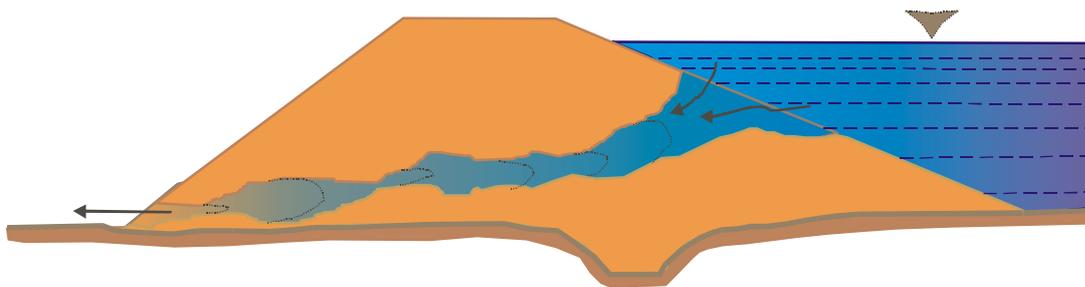


Figura 3.43. - Tubificación de suelos en presas por erosión interna.

En este caso las pequeñas irregularidades debidas a cambios en las propiedades de los suelos pueden introducir modificaciones desfavorables en las características del flujo.

La susceptibilidad de un suelo compactado a la tubificación, depende de la cohesión del mismo, y por tanto es función del tipo de material que lo forma.

No se ha estudiado bien una relación clara entre la resistencia a la tubificación, las propiedades de material y los métodos de compactación del núcleo (Sherard 1982). Una de las propiedades más importantes de un material en cuanto a su resistencia a la tubificación es la plasticidad así las arcillas de alta plasticidad ofrecen máxima resistencia al arrastre de partículas por las fuerzas de filtración, mientras que los materiales con índice de plasticidad menor de 6 constituyen los precedentes menos satisfactorios.

Además el contenido salino de las margas va a ser fundamental en este fenómeno, así los contenidos altos de sodio en los suelos alteran lo especificado antes, así tales suelos parecen ser, independientemente de su índice de plasticidad, altamente susceptibles a la dispersión y erosión interna en presencia de agua de bajo contenido salino, y han dado lugar a falla en gran número de presas tanto en España como en otros países Estados Unidos, Australia, Europa, etc. (Sherard 1982, Ryker 1976, Delgado 2000).

Hasta ahora, la medida usual para prevenir el desarrollo de la tubificación consiste en la colocación de filtros aguas abajo de la zona que se pretende proteger, controlando solamente las curvas granulométricas del suelo que protege despreciando las características del suelo protegido, muchos autores ya han hablado de la necesidad de estudiar el suelo protegido, como Delgado, (2000), que dice que el factor de seguridad de un suelo a la tubificación es directamente proporcional a la resistencia del suelo a la tensión simple, ó Ryker (1976), que decía que un terraplén construido con un control irregular del agua de compactación resultará heterogéneo y ofrecerá condiciones favorables para el desarrollo de flujos concentrados; ó Sherard que habla además de condi-

ciones de permeabilidad en terraplenes compactados del lado seco. En general, aunque ya Sherard habla de la necesidad de controlar las características de la fracción protegida, ningún autor se detiene en comprobar la importancia del suelo protegido como causante por sí mismo de la tubificación del mismo.

Con más razón, el estudio de la influencia de la fracción carbonato en las margas frente a la tubificación, no se ha estudiado en sí hasta la fecha, solo se dice que en suelos en los que el índice de plasticidad es bajo y además el contenido de contaminados de arenas finas es grande, la probabilidad de erosión interna es importante.

Por ejemplo un núcleo de 1,5 m de espesor uniforme, inclinado con un talud 1,5:1 y constituido con un suelo de resistencia a la tensión simple de  $50 \text{ gr/cm}^2$ , cimentado sobre un suelo de partículas de diámetro medio próximo a 20 cm, puede soportar una diferencia hidráulica de 45 m antes de tubificarse. Con estos criterios se diseñó la presa de Schofield 1963 en USA, cuya amplia sección impermeable se apoyó sobre enrocamientos parecidos y que falló por erosión interna de su núcleo.

Las fallas de las presas de Marsal y Polenz 1972 han sido atribuidas directamente a la erosión interna producidas por inestabilidad de sus núcleos impermeables y de los estratos de cimentación.

Por todo lo dicho, las características físico químicas del material para núcleo usadas en la construcción de las presas es de suma importancia para la durabilidad de la construcción y su seguridad a largo plazo así como que el contenido en carbonatos vamos a demostrar que juega un papel importante en este tipo de mecanismos.

### **3.7.3.2. – Mecanismos contra la tubificación.**

Una presa debe protegerse contra la tubificación por erosión interna producida, o por el agua que puede llegar a fluir por el núcleo impermeable, ó a través de la pantalla de impermeabilización, ó alrededor de esta pantalla.

La protección consiste en la mayoría de los casos de una capa de arena bien graduada y escogida con el criterio de Terzaghi para filtros (Sherard, 1982; Delgado, 2000). En cuyo interior se instalan tubos perforados que drenan el pie de presa.

En otros casos una pantalla natural e impermeable se instala al pie de presa y para coleccionar el flujo de salida se dispone de una galería filtrante.

El ensayo sequedad humedad desmoronamiento (Slake durability test), descrito por la I. S. R. M. (1987), es actualmente uno de los ensayos más utilizados en Alterabilidad.

Trata de medir la resistencia de la roca frente a la meteorización y desintegración como resultado de realizar dos ciclos de secado y agitación en un baño de agua. Para ello, 10 fragmentos de roca, de 40 a 60 gr de peso seco se colocan en un tambor y se secan a peso constante a  $105 \text{ }^\circ\text{C}$ . Después se coloca el tambor semisumergido y se hace girar a 20 r. p. m. durante 10 minutos, y se vuelve a repetir el ciclo. El índice ID (en España se denomina “índice SEHUDES”) que se obtiene del ensayo es la relación, en tanto por ciento, entre el peso seco de los fragmentos después de los dos ciclos y el peso seco antes del ensayo.

Este ensayo de reconocimiento se utiliza en algunos casos combinado con otra serie de ensayos como por ejemplo ensayo de los Ángeles, esclerómetro, ensayos ultrasónicos etc.

La durabilidad, y por lo tanto, la alterabilidad del material después de dos ciclos de desgaste puede clasificarse con el criterio de la figura 3.44 en la que se relaciona el índice de plasticidad de las margas, con el índice de durabilidad. Sin embargo, el ensayo resulta muy sencillo y podemos pensar que no reproduce siempre la realidad ambiental aunque para el caso que nos ocupa esto es bastante secundario al estar los núcleos abrigados por los espaldones de la presa, (anexo planos N° 5,9 y 13).

La reproducibilidad del ensayo es limitada debido a la sensibilidad de la marga al número de ciclos de ensayo con la que resulta difícil, a veces, establecer criterios prácticos. En literatura se encuentra casos como el descrito en las margas de Olazagutia que dieron muy buen comportamiento, en contra de lo observado en los taludes naturales. Esto indica que el ID puede resultar un índice de alteración no siempre adecuado o por lo menos muy peligroso si se tiene en cuenta en solitario para cuantificar el fenómeno.

### 3.7.3.3. – Otros métodos de evaluación.

Según lo expuesto, habría que diseñar otras formas de medir la erosionabilidad interna

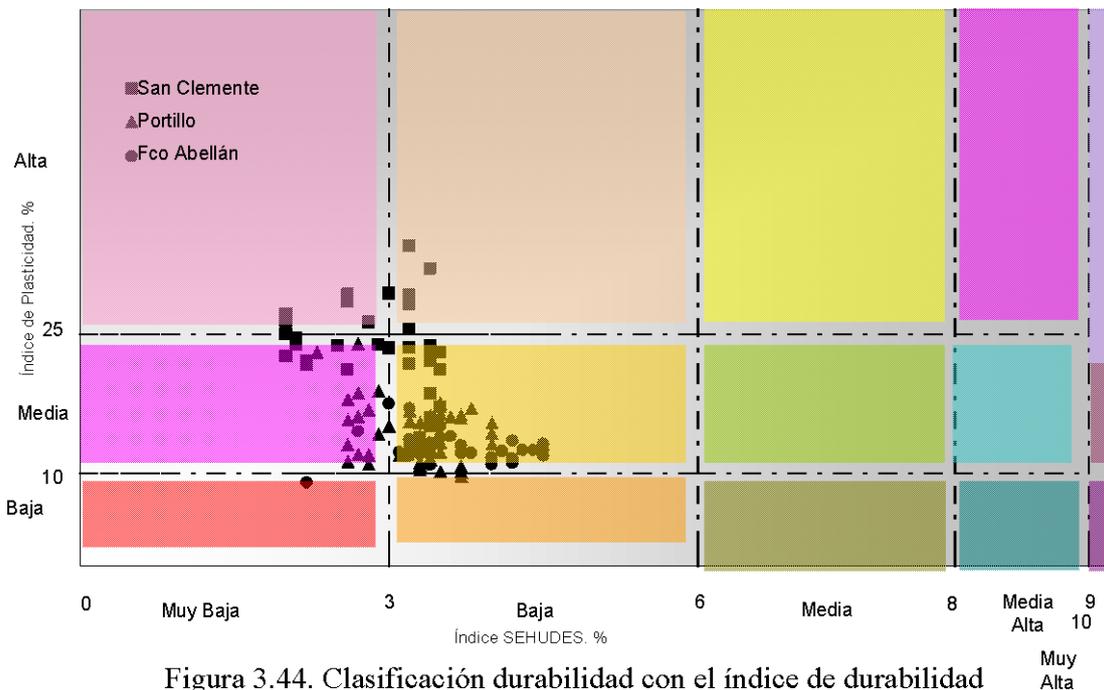


Figura 3.44. Clasificación durabilidad con el índice de durabilidad SEHUEDS propuesta por Gamble 1972 para margas.

en margas según Sherard 1982 la resistencia a la erosión de las arcillas puede venir, como ya hemos visto, ligada a la existencia de iones sodio entre las sales contenidas en las margas, que estarán ligadas a la existencias de fuerzas de cohesión ínter capilares que son independientes de las características físicas de estas.

Sherard propone además el índice de dispersión  $I_d$  de la siguiente forma:

$$I_d = \frac{\% \text{ de fino} \leq 0,005\text{mm en agua destilada}}{\% \text{ de fino} \leq 0,005\text{mm en dispersante}} \times 100$$

Un  $I_d$  igual a cero indica que el material no es dispersable en agua y por esto muy estable, y un porcentaje de dispersión igual a 100 indica que la dispersabilidad en agua es igual a la que se tiene con agentes químicos, y por tanto su inestabilidad es máxima.

De los datos recopilados por Sherard en diferentes suelos y presas se llegó a la siguiente clasificación de la erosionabilidad.

<i>Índice de dispersión</i>	<i>Inestabilidad</i>	<i>Riesgo</i>
<i>67 a 100</i>	Máxima	Crítico
<i>66 a 34</i>	Media (Transición)	Zona Asumible
<i>33 a 0</i>	Estable	Mínimo

Tabla 3.47. – Clasificación según el índice de dispersión.

De los datos obtenidos en cuanto a los cationes intercambiables  $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$ ,  $\text{Ca}^{2+}$  y  $\text{Mg}^{2+}$ , se ha obtenido otro método de clasificación basado en los estudios de Sherard (1982), Delgado (2000) para diseño de filtros en las presas. Así se han obtenido los gráficos 3.45, 3.46 y 3.47 que correlacionan el fenómeno de la dispersabilidad con el contenido porcentual de sodio y las características de las margas estudiadas así como comparaciones con otros suelos de emplazamientos donde ha habido problemas de este tipo.

Los datos de las presas en estudio tanto para el índice de durabilidad, como para el índice Sherard, los podemos ver en la tabla 3.48 y los gráficos 3.44 y 3.47.

	<i>SAN CLEMENTE</i>		<i>PORTILLO</i>		<i>Fco ABELLÁN</i>	
	<i>ID</i>	<i>I Sherard</i>	<i>ID</i>	<i>I Sherard</i>	<i>ID</i>	<i>I Sherard</i>
Nº muestras	36	15	47	10	39	10
Máximo	35	0.26	40	0.28	45	0.34
Promedio	28.8	0.107	32.1	0.162	35.3	0.159
Mínimo	20	0.03	23	0.05	22	0.06
Desv. Tipic.	5.47	0.08	4.54	0.09	5.83	0.07

Tabla 3.48. – Valores promedio de los Índices SEHUDES y SHERARD

En las figuras comentadas demostramos la correlación entre el efecto físico – químico y la alterabilidad de las margas. En los dos primeros se representan muestras de construcciones en las que se ha producido erosionabilidad interna en las margas y en el último de los anteriores se representan los datos de varias presas estables y los de las muestras en estudio.

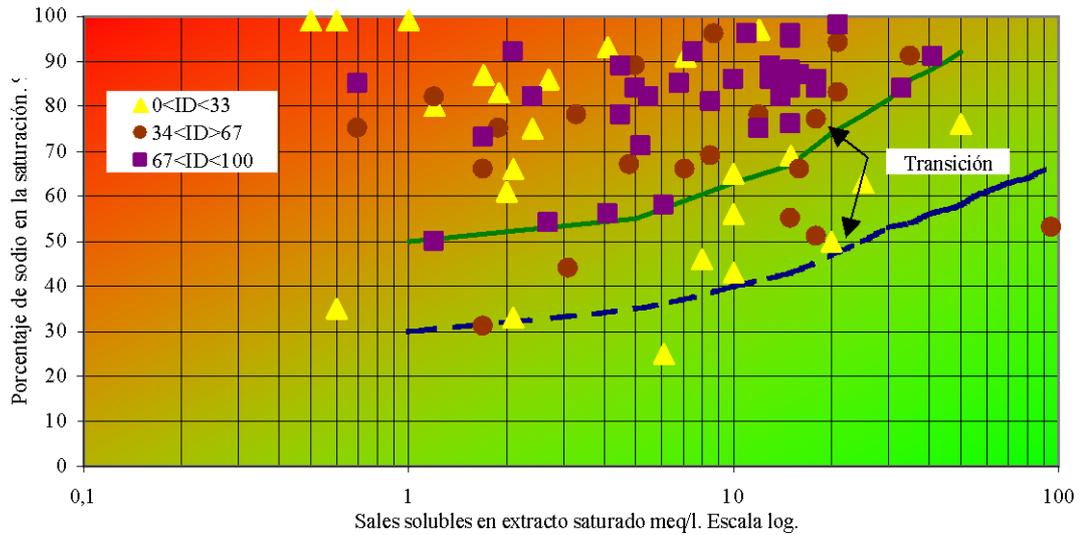


Figura 3.45. - Correlación entre el índice de dispersión y el índice de sodio.  
Experiencias de Sherard 1982

Además en la figura 3.48, se representa como resumen de todo lo anterior, el criterio de Sherard, el diagrama representa en escala lineal el contenido de sodio, en %, frente a la cantidad total de sales solubles y define 4 áreas en donde se ubican las muestras clasificadas de la siguiente forma:

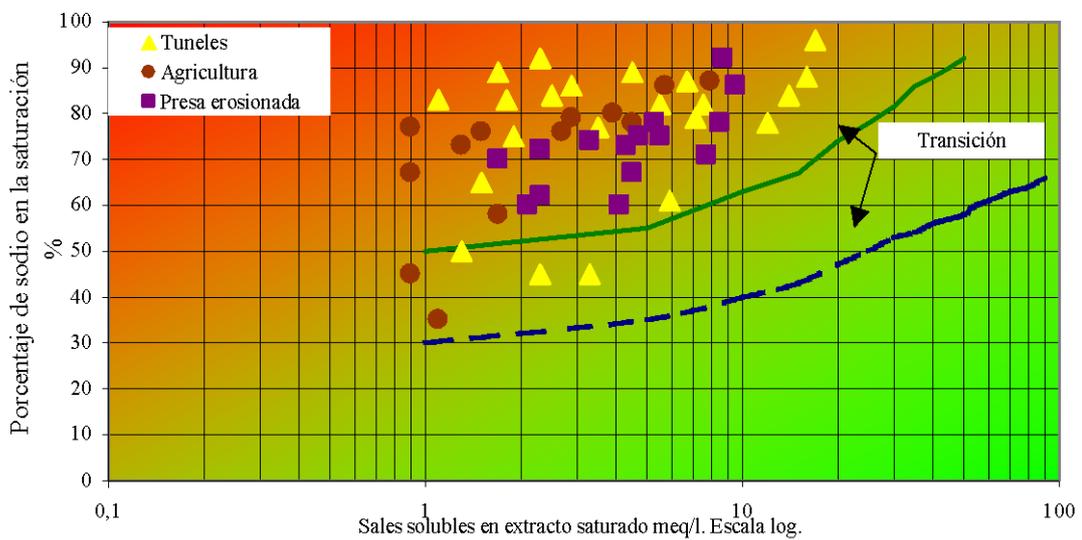


Figura 3.46. - Muestras de distintas zonas erosionadas.  
Experiencias de Sherard 1982(b)

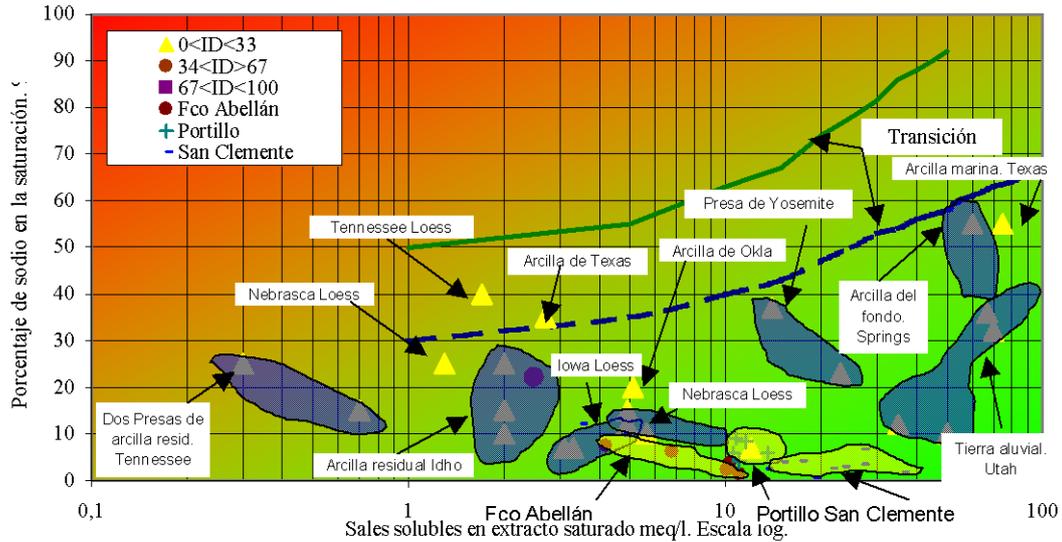


Figura 3.47. - Situación en ensayos en presas estables. Experiencias de Sherard 1982. Ubicación de las presas en estudio.

- Zona I : Zona Crítica.
- Zonas I y II : Suelos muy erosionables.
- Zona III : Suelos normales; resistentes a la erosión
- Zona IV : Suelos de dispersión lenta.

La frontera inferior de zona, no esta bien definida.

Num. Muestras	Índice Pinhole		
	Fco Abellán	Portillo	San Clemente
Máximo	3,62	2,56	2,77
Promedio	2,96	2,40	2,31
Mínimo	2,29	2,15	1,58
Desv tipic.	0,427	0,134	0,736

Tabla 3.49. – Valores del Índice Pinhole para la dispersabilidad.

De acuerdo a la tabla 3.48, para cuantificar el índice de Sherard se ha usado el valor S. A. R., explicado anteriormente, con el que se calcula el lugar de ubicación de las muestras analizadas, dentro del diagrama de dispersabilidad de Sherard.

Según esto, para la presa de Francisco Abellán después de ver 10 muestras representativas del conjunto, el valor del índice se mueve entre un intervalo con un máximo de 0,34 y un valor mínimo de 0,06 siendo el valor promedio de 0,159.

En la presa del Portillo para 10 muestras representativas, los valores están dentro de la franja de 0,28 a 0,05 con un valor medio de 0,162.

En la presa de San Clemente donde se han analizado 15 muestras, nos encontramos un máximo de 0,26 a un mínimo de 0,03 y un valor promedio de 0,107 siendo esta la que presenta mayor dispersión en los datos, lo que se puede explicar por la circunstancia

de tener dos frentes de canteras bastante diferentes en cuanto a la salinidad del material. (Figura 3.48).

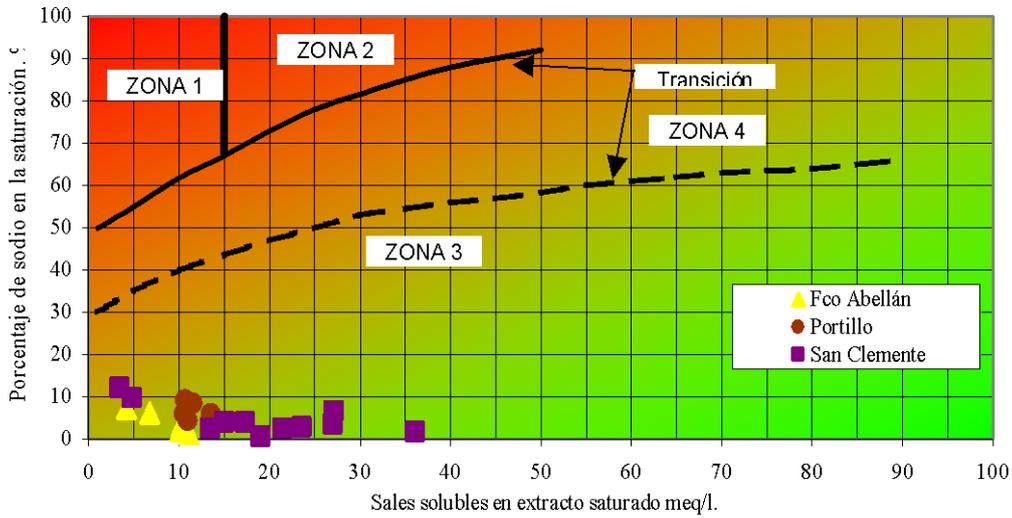


Figura 3.48. - Ubicación de las presas estudiadas según el Índice de Sherard.

De acuerdo a la concentración de carbonatos los datos son coherentes a los valores encontrados aunque debemos decir que la presa de mayor concentración de los mismos es la que tiene menor índice lo que se puede deber al sistema de análisis que solo tiene en cuenta los cationes en extracto saturado y no los totales.

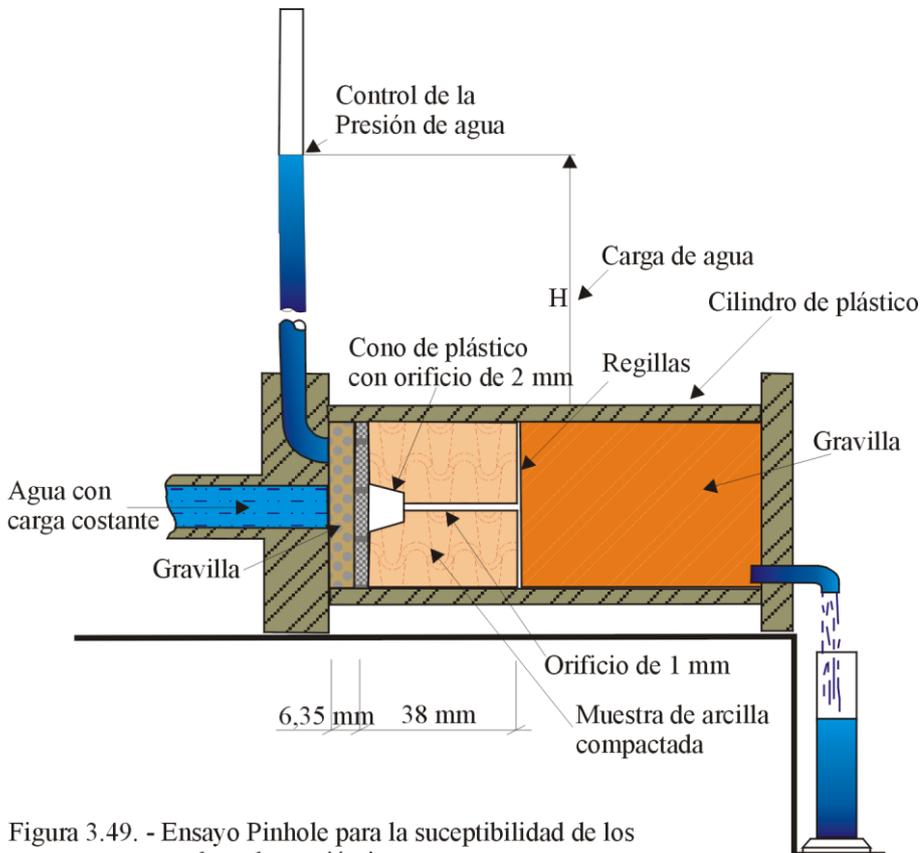


Figura 3.49. - Ensayo Pinhole para la susceptibilidad de los suelos a la erosión interna.

Decir además que según el análisis efectuado la clasificación final desde el punto de vista de alterabilidad por erosión interna es: “ Zona III”, Suelos Normales, Resistentes

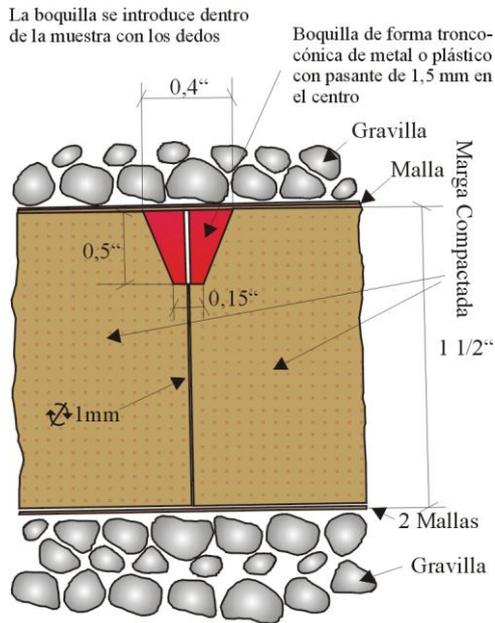


Figura 3.50. - Detalle de la muestra compactada.

a la Erosión.”, para el 100% de las muestras, no viéndose claramente una correlación desde el punto de vista físico – químico.

### 3.7.3.3.1. – Ensayo directo de la erosionabilidad: Ensayo Pinhole.

Para poder computar de una manera global el fenómeno en ensayos de rutina se ha ideado un ensayo consistente en hacer pasar agua a presión a través de una probeta de arcilla, en la que previamente se ha perforado un agujero de un mm de diámetro con ayuda de una aguja. Aguas arriba del orificio se practica en la arcilla un pequeño hueco de dimensiones mayores para facilitar la carga hidrostática del mismo, y la probeta de arcilla reposa sobre grava limpia. (Figura 3.49).

El ensayo realizado sobre arcillas dispersivas, da como resultado que en un plazo de tiempo del orden de 3 a 4 minutos, el diámetro del agujero se aumenta en varias veces su diámetro de agujero original para capas de agua de solo 2 pulgadas (Sherard 1979).

En suelos cohesivos ordinarios no dispersivos, da como resultado que el diámetro del orificio permanece constante durante tiempo indefinido, y que variando la capa de agua hasta 18 pulgadas, la ley de caudales de filtración obedece a las leyes de la hidráulica, que exigen la constancia del diámetro de las conducciones.

Aunque no es objetivo del presente trabajo, se ha visto que en arcillas dispersivas un filtro idóneo aguas abajo hace que el material arrastrado del orificio deposite en el y se devuelva la estanqueidad a la probeta. (Delgado F. 2000).

Por ello, el ensayo se lleva a cabo a diferentes cargas de agua desde 120 mm de columna de agua a 1020 mm. Es a esta última presión cuando se mide el caudal de salida de agua a través del orificio, (figuras 3.49 y 3.50), observando la variación experimentada por este, a lo largo de diferentes medidas a intervalos de tiempo como es lógico el aumento, uniforme o no, del caudal a lo largo del tiempo, es indicativo de alterabilidad de la muestra al paso de agua. Además medimos de una manera cualitativa la migración de partículas de la muestra, viendo la turbidez del agua de salida, en este apartado hacemos 4 clases que son las siguientes:

- Clara vista desde arriba.
- Clara.
- Turbia.
- Muy turbia.

Este valor junto con el caudal producido durante 10 minutos para 1020 mm de columna de agua, nos da el índice de resistencia a la erosión interna, alterabilidad, final de cada muestra. Los índices de Pinhole se dividen en las siguientes categorías:

- No dispersiva de grado 1; ND-1.
- No dispersiva; ND.
- Algo dispersiva; D-1.
- Dispersiva; D.

En la tabla 3.49, se dan los valores de caudal para una carga de agua de 1020 mm como ya hemos indicado.

En estos valores vemos para la presa de San Clemente una dispersión de datos mayor que la esperada, esto es debido a la existencia de dos canteras diferentes en la zona estudiada, que produce una disminución en la uniformidad de la medida, aunque no muy significativo, ya que se mueven dentro de un máximo de 2,77 cm<sup>3</sup>/seg., a un mínimo de 1,58 cm<sup>3</sup>/s, con un valor promedio de 2,41 cm<sup>3</sup>/s.

La presa del Portillo está en la zona intermedia de las muestras estudiadas con valores entre 2,56 cm<sup>3</sup>/s y 2,15 cm<sup>3</sup>/s.

La presa de Francisco Abellán es la que presenta valores mayores con un máximo de 3,62 cm<sup>3</sup>/s y un mínimo de 2,29 cm<sup>3</sup>/s presentando la menor dispersión entre los conjuntos estudiados.

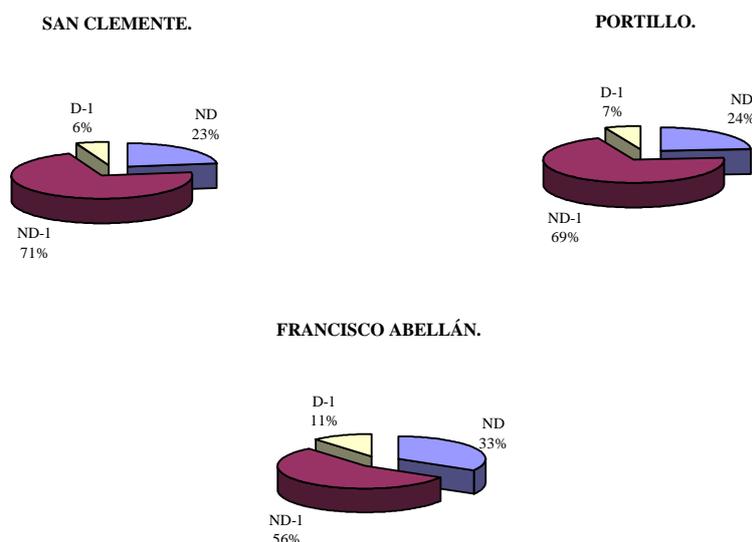


Figura 3.51. - Índice de dispersabilidad Pinhole, para las muestras estudiadas.

En cuanto al resultado final de esta clasificación, lo podemos ver en la figura 3.51, hacer notar la clara correlación producida entre el contenido de carbonatos y la disper-

sabilidad. Aunque hay que tener en cuenta, que el factor de la textura del material es fundamental para explicar este fenómeno.

### **3.8. – Distintas clasificaciones usadas para la utilización de estos suelos.**

Hay varios sistemas oficiales de clasificación que pueden utilizarse en geotecnia para definir las propiedades de un suelo, a estos, añadiremos otros sistemas no oficiales existentes que también pueden servir para este propósito.

De los sistemas de clasificación puramente geológicos no vamos a hablar pues aportan poco al conocimiento ingenieril y ya han sido comentados en el capítulo anterior. Además ya fueron resumidos como hemos comentado por otros autores como por ejemplo (Higgimbottom y Fookes, 1985) solo vamos a hablar de los sistemas que pueden en la actualidad dar información ingenieril sobre los suelos en general y sobre estos, ver que tendrían que incluir para poder dar una visión que incluya las características diferenciadoras de los materiales margosos, desde el punto de vista ingenieril.

A nuestro modo de ver hay 7 sistemas que estudian los suelos desde el punto de vista ingenieril que serían los sistemas siguientes:

Geotécnicos oficiales:

- Sistema Internacional Unificado de Suelos. Clasificación S.U.C.S.
- Sistema de Clasificación de Suelos para la construcción de carreteras en USA. Clasificación AASHTO.
- Sistema de Clasificación de Suelos para la Construcción de Carreteras y Puentes en España. Clasificación PG3.
- Sistema de clasificación de las Fuerzas Aéreas Estadounidenses para la construcción de Aeropuertos. Clasificación F.A.A.

Geotécnicos no oficiales:

- Clasificación de sedimentos carbonatados de Clark y Walker. (1987).
- Clasificación de Rocas Carbonatadas. De Delgado Rodrigues. (1988).
- Clasificación de rocas Carbonatadas. De Bortkevich. (2001).

La clasificación de un suelo es necesaria para poder compararlo con otros suelos de ese mismo grupo y poder aprovechar las experiencias sobre su comportamiento ya conocidas.

A ser posible se debe realizar la clasificación del suelo de acuerdo con métodos que sean sencillos de realizar, rápidos en el tiempo, económicos y con un número pequeño

de variables. Pues con una colección de datos aportados con estos parámetros, por estas clasificaciones se obtendrá, económicamente, una información detallada sobre el suelo que se considere, lo que será en la mayoría de los casos, suficiente para decidir sobre el empleo del suelo, en estado natural o modificado, en las distintas fases de ejecución de un “tajo” en ingeniería civil.

**3.8.1. – Clasificaciones basadas sobre los parámetros geotécnicos.**

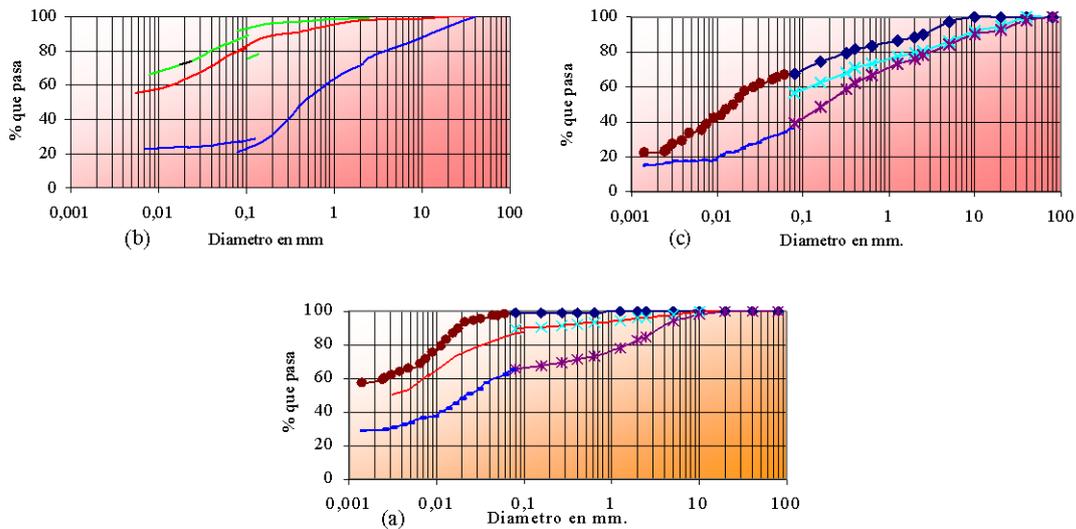
**3.8.1.1. – Clasificación según el sistema unificado. S.U.C.S.**

	Francisco Abellán			Portillo			San Clemente		
	Máximo	Media	Mínimo	Máximo	Media	Mínimo	Máximo	Media	Mínimo
Límite líquido	36.40	31.41	27.80	40.30	31.94	27.00	57.60	43.82	31.00
Límite Plástico	18.90	18.45	18.80	16.30	17.61	17.30	23.09	18.79	15.80
Índice de Plasticidad	17.50	12.96	9.00	24.00	14.33	9.70	34.51	25.03	15.2

Tabla 3.50. – Límites de Atterberg para las canteras estudiadas.

La clasificación americana (S.U.C.S.) tiene en cuenta los datos de la granulometría y de la plasticidad del suelo, ya que utiliza los valores de los ensayos de los límites de Atterberg y los ensayos de tamizado y sedimentación para clasificarlos.

Esta clasificación general puede ser utilizada in situ: la evaluación rápida de la granulometría es posible a simple vista sobre la mayoría de los suelos gruesos, y unos ensayos simplificados permiten apreciar las propiedades plásticas de la fracción fina.



(a) San Clemente; (b) Portillo; (c) Francisco Abellán

Figura 3.52. – Husos granulométricos de las canteras estudiadas

En la figura 3.52 se presentan los husos granulométricos de las canteras estudiadas, como ya hemos comentado en este capítulo, se han efectuado ensayos de límites de Atterberg a las muestras objeto de estudio en la tabla 3.50 se dan los valores que definen estos límites para cada una de las muestras y que nos van a servir como base de datos para la clasificación de los mismos según este sistema.

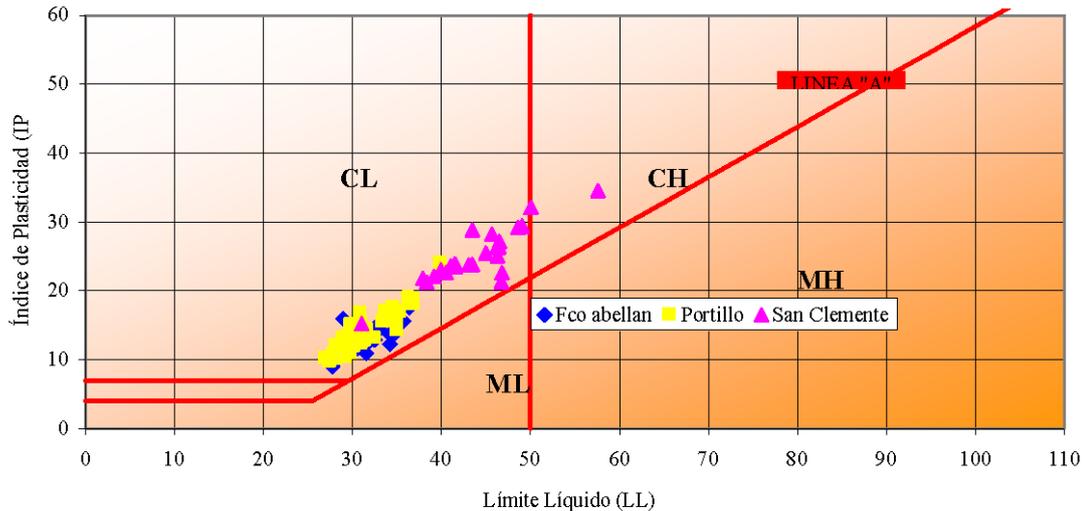


Figura 3.53. – Carta de plasticidad y zonas de clasificación con las diferentes muestras estudiadas

Con todos estos datos, se han incluido las muestras en la carta de plasticidad de este sistema de clasificación figura 3.53.

La clasificación de las canteras estudiadas según el “S.U.C.S” (figura 3.53) arroja los siguientes resultados:

- **La cantera de alameda. (San Clemente). NOMBRE TÍPICO:** Suelo que presenta un porcentaje medio de fracción fina del orden de 99,8 %, en la que se tiene un predominio en la fracción arcillosa de illita con montmorillonita que en conjunto suponen un 30% de esta fracción fina, siendo el resto de la misma limos calcáreos de origen biogénico. Siendo el resto arena fina con un tamaño máximo de 10 mm. Preconsolidada, no cementada y no dispersiva, de color gris claro con alta resistencia en estado seco, nula dilatancia, alta tenacidad, con tazas de materia orgánica y algún comportamiento sobreconsolidado. **CALIZA MARGOSA SÍMBOLO DE GRUPO: CL**
- **La cantera de cementerio. (San Clemente). NOMBRE TÍPICO:** Suelo con un contenido medio de 45% de carbonato cálcico un 2% de yesos y trazas de materia orgánica. La curva granulométrica presenta un 98,28 % de fracción fina compuesta por un 35% de fracción arcillosa, illita en su mayor parte, siendo el resto de la fracción fina, limos calcáreos de origen biogénico. La fracción gruesa es de arena calcárea de 5 mm de tamaño máximo. No cementada, no dispersiva y sin expansividad potencial. Resistencia en estado seco alta, dilatancia nula y tenacidad alta. **MARGA. SÍMBOLO DE GRUPO: CL.**

- **Cantera del Portillo. Zona I. NOMBRE TÍPICO:** Suelo de baja plasticidad, con un 30,83% de contenido medio de carbonatos y un porcentaje de yesos inferior al 1,5%. La fracción fina supone el 87,67% siendo la fracción limosa la más importante pues la fracción arcillosa, compuesta de illita con trazas de caolinita y montmorillonita, supone solo el 31%. La fracción gruesa esta compuesta de arena fina con un tamaño máximo de 10 mm subangular sana y durable. Con dilatancia baja – nula, resistencia en estado seco alta y tenacidad media alta. En conjunto, normalmente consolidada, no cementada y no dispersiva de color beige – blanco. **MARGA LIMOSA DE BAJA PLASTICIDAD. SÍMBOLO DE GRUPO: CL.**
- **Cantera de el Portillo. Zona II. NOMBRE TÍPICO:** Limo margoso de baja plasticidad, con un contenido en carbonatos del 35,7% y un 0,18% de yesos. Con un 85,5% de fracción fina limosa en su mayoría conteniendo un 20,3% de arcilla, en la mayor parte del grupo de la mica, la fracción gruesa del tamaño máximo de 2 cm arena subangular. Dilatancia baja nula, resistencia al efecto cortante alta y tenacidad media. En conjunto algo sobreconsolidada, no cementada de color beige – grisáceo. **MARGA LIMOSA DE BAJA PLASTICIDAD. SÍMBOLO DE GRUPO: CL.**
- **Cantera de Francisco Abellán. Tipo formación Guadix.** Arcilla arenosa inorgánica, con un 62% de material inferior al 0,08 mm, un 16% de carbonatos en forma de carbonato cálcico, de color marrón franco y un tamaño máximo de 16 mm la fracción gruesa subangular dura y sana en conjunto, el lugar seco, dilatancia nula – baja, resistencia en estado seco alta, tenacidad media, la fracción fina con un 20% de arcilla en su mayoría illita, siendo el resto limos de procedencia biogénica no cementada, normalmente consolidada. **ARCILLA ARENOSA DE BAJA PLASTICIDAD. SÍMBOLO DE GRUPO: CL.**
- **Cantera de Francisco Abellán. Zona formación Miocénica. NOMBRE TÍPICO:** Arena limosa inorgánica, con un 24% de carbonatos, con un 56,5% de material menor al 0,08 mm. De color beige claro, y tamaño máximo de 10 mm. La fracción gruesa subredondeada, sana y dura. En el lugar seco, no cementada y preconsolidada. La fracción fina en su mayoría limosa con arcilla del grupo de la illita. Resistencia en estado seco alta, dilatancia baja y tenacidad media. **ARCILLA LIMOSO MARGOSA. SÍMBOLO DE GRUPO: CL – ML.**

### 3.8.1.2. – Clasificación de la "AASHTO".

Para la clasificación de suelos y mezclas de agregados de suelos para su uso como materiales de construcción de carreteras, la “American Association of State Highway and Transportation” (AASHTO M 145-82 ; AASHTO, 1986) propone un método que se basa en los datos de la granulometría, los límites de Atterberg y del índice de grupo (IG).

$$IG=(F-35)(0,2+0,005(WL-40))+0,01(F-15)(IP-10)$$

Donde: F, porcentaje de finos; WL, límite líquido; IP, índice de plasticidad.

Los valores del IG se calculan a partir de los valores medios de los parámetros geotécnicos para las distintas canteras, tabla 3.51:

- Los suelos pertenecientes a las canteras de San Clemente dan valores muy similares para el IG y se clasifican dentro de este sistema como del grupo **A-7-6**, en ambos casos definiéndose como **suelos arcillosos pobres o malos** para su uso como materiales de construcción. Tabla 3.51.
- Los suelos pertenecientes a las canteras de El Portillo aunque dan valores relativamente distintos para el índice de grupo, IG, se agrupan en el mismo grupo Clase **A-6**. Definiéndose también como **suelos arcillosos, pobres o malos** para su uso como material de construcción. Tabla 3.51.
- En las canteras estudiadas en el Francisco Abellán ocurre un caso muy similar a los de la presa de San Clemente siendo en ambos casos los resultados muy similares y encuadrándose en el grupo **A-6** Aunque podríamos decir que están en la frontera del grupo **A-5**, en donde estarían por su textura mejor situados. Se podrían definir como **suelos arcillosos limosos pobres o malos** para construir. Tabla 3.51

Zona	Cantera	IG	Símbolo	Nomenclatura y Clasificación
San Clemente	Alameda	27	A-7-6	Suelos Arcillosos – Pobres a malos
	Cementerio	26	A-7-6	Suelos arcillosos – Pobres a malos
Portillo	I	19	A-6	Suelos arcillosos – Pobres a malos
	II	10	A-6	Suelos arcillosos – Pobres a malos
Fco. Abellán	Guadix	6	A-6	Suelos arcilloso Limoso – Pobres a malos
	Miocénica	4	A-6	Suelos arcilloso Limoso – Pobres a malos

Tabla 3.51. – Clasificación de las canteras según la “AASHTO”.

### 3.8.1.3. – Clasificación de la dirección General de Carreteras. España. (PG3).

La normativa oficial del Pliego de Prescripciones y Técnicas para Obras de Carreteras y Puentes (**PG3**) del MOPU (1991) es la que rige los proyectos de Ingeniería en España y se utiliza para la selección de materiales para prestamos en obras de carreteras, puentes, etc. Esta norma permite clasificar los materiales en cuatro grupos de suelos según los valores de ensayos de compactación en laboratorio, Proctor Normal, Granulometría, límites de Atterberg, CBR y materia orgánica. Con los que obtenemos los datos de Tamaño máximo, % < 0,08 mm, límite líquido, índice de plasticidad, densidad seca  $d_d$ , índice CBR e % hinchamiento y materia orgánica total.

Estos grupos de suelos se seleccionan en función de los valores de los parámetros anteriores. Los cuatro grupos se agrupan en sentido creciente en calidad y son los siguientes:

- “Inadecuados” (este grupo incluye los suelos que no tienen las condiciones mínimas requeridas para la calidad).

- “Tolerables” (porcentaje de las partículas de diámetro inferior a 15 cm < 25 % ; WL < 40 % o, simultáneamente, WL < 65 % y IP > (0,6\* WL-9) ;  $\gamma_d > 1,450 \text{ g/cm}^3$ ; CBR > 3 y O > 2 %).
- “Adecuados” (M < 10 cm ; porcentaje inferior a 0,08 mm < 25 % ; WL < 40 % ;  $\gamma_d > 1,750 \text{ g/cm}^3$ ; CBR > 5, el grado de hinchamiento < 2 % y O < 1 %).
- “Seleccionados” (M < 8 cm ; porcentaje inferior a 0,08 mm < 25 % ; WL < 30 % y simultáneamente IP < 10 % ; CBR > 10, el grado de hinchamiento = 0 y O = 0).

Para la clasificación de las zonas estudiadas (Tabla 3.52), se han utilizado los valores anteriores ya expuestos. El contenido en materia orgánica es siempre menor del 2% en la totalidad de las muestras, se ha ejecutado por medio de ataque con dicromato potásico en medio ácido. Los valores del CBR se han realizado mediante ensayos a 15 muestras de los acopios intermedios de cada cantera.

- En las canteras de la presa de San Clemente no podemos distinguir fácilmente entre los tipos de clasificación entre los tipos litológicos de la depresión de Granada: el límite líquido en ambos casos es superior al 40 % para ambos tipos. Aunque en el primer caso cumple la primera premisa para el índice de plasticidad en el segundo no, la densidad máxima es superior a 1,75 g/cm<sup>3</sup> en el primer caso, no así en el segundo pero además el CBR es inferior a 3 en el primer caso y el grado de hinchamiento es superior al 2 %, en ambos casos, por lo que son inadecuados.
- En las canteras de la presa del Portillo, en la primera de ellas, el valor de hinchamiento no cumple con el valor de 2%, 2,25 %, y aunque lo demás si cumple con el apartado Tolerable, por esto es inadecuado. La segunda zona cumple con los parámetros para poder clasificarlo como tolerable.
- Para la presa de Francisco Abellán y a la vista de los resultados de las tablas 3.50 y 3.52 podemos clasificarlas como tolerables en los dos tipos estudiados.

Zona	Cantera	$T_{max}$	$d_{max}$	O	% inch.	CBR	Clasificación
San Clemente	Alameda	3,25	1,73	1,02	2,27	3	Inadecuado
	Cementerio	2,60	1,64	0,78	2,15	3	Inadecuado
Portillo	Tipo I	18,33	1,83	0,07	2,25	5	Inadecuado
	Tipo II	20,00	1,84	0,54	1,83	6	Tolerable
Fco Abellán	Guadix	1,90	1,70	1,05	1,27	6	Tolerable
	Miocénica	10,00	1,88	0,25	0,30	6	Tolerable

Tabla 3.52. Clasificación de las canteras según el “PG3”.

#### 3.8.1.4. – Clasificación de las Fuerzas Armadas Estadounidenses para la construcción de Aeropuertos. Clasificación F. A. A.

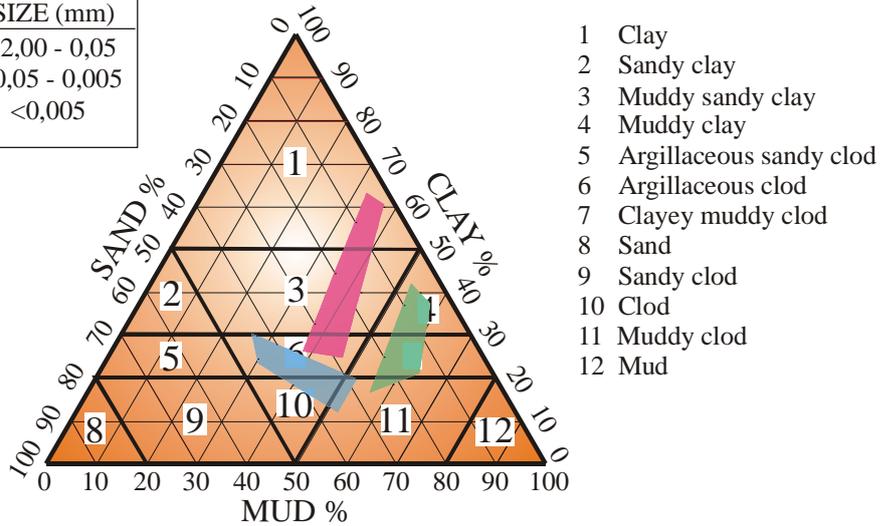
La Federal Aviation Agency identifica los suelos por sus características texturales. al excluir de su clasificación la fracción grava, es muy interesante esta clasificación para

estos suelos en los que al ser de grano fino, la fracción grava es siempre inexistente en los mismos.

Divide los suelos en 12 grupos de acuerdo a su contenido, en tanto por ciento de las fracciones arcilla, limo y arena. Y los representa en un diagrama de triangulo equilátero. Los grupos donde encuadra los suelos van desde el Grupo E – 1 al Grupo E – 12 con la siguiente nomenclatura:

- E – 1: Arcilla.
- E – 7: Gleba Arcillo Limosa.

FRACTION	SIZE (mm)
Sand	2,00 - 0,05
Silt	0,05 - 0,005
Clay	<0,005



- San Clemente      ■ Portillo      ■ Francisco Abellán
- E – 2: Arcilla Arenosa.
- E – 3: Arcilla Arenoso Limosa.
- E – 4: Arcilla Limosa.
- E – 5: Gleba Arcilloso Limosa.
- E – 6: Gleba Arcillosa.
- E – 8: Arena.
- E – 9: Gleba Arenosa.
- E – 10: Gleba.
- E – 11: Gleba Limosa.
- E – 12: Limo.

Figura 3.54. – Clasificación de las F. A. A. Ubicación de las zonas de estudio.

Se han tomado los datos granulométricos, tanto de tamizado como de sedimentación, de todas las muestras ensayadas en las tres zonas de estudio para ubicarlas en el grafico de las F. A. A., dando como resultado promedio los datos presentados en la tabla 3.53, para después representar estas bandas de variación en el gráfico. Figura 3.54. Los resultados son los siguientes:

Zona	Cantera	Arena	Limo	Arcilla
San Cemente	Alameda	10,36	48,80	40,84
	Cementerio	1,01	40,89	58,00
Portillo	Zona I	6,70	54,30	39,00
	Zona II	17,68	56,38	25,94
Francisco Abellán	Guadix	39,05	35,14	25,87
	Miocénica	30,58	50,27	19,15

Tabla 3.53. – Texturas medias de las canteras estudiadas.

- Para la zona de San Clemente las muestras van a estar incluidas en los Grupos E – 1 en un 30% y E – 3 el resto, teniendo trazas dentro del Grupo E – 6. Figura 3.54.
- Para la zona de El Portillo, las muestras se ubican dentro de los grupos E – 4 y E – 7, casi al 50%. Figura 3.54.
- Para la zona del Francisco Abellán, todas las muestras se encuentran incluidas en el Grupo E – 6 con restos en el E – 11. Figura 3.54.

### **3.8.2. – Clasificaciones Geotécnicas no oficiales.**

Se han estudiado tres clasificaciones, una debida a los investigadores Clark y Walker, 1987, para sedimentos carbonatados. La segunda debida al investigador Delgado Rodriguez, (1988), para rocas carbonatadas, y por último, la clasificación dirigida a resolver aspectos de construcción y explotación de canteras, debida al investigador Bortkevich, (2001).

#### **3.8.2.1. – Clasificación de sedimentos carbonatados de Clark y Walker.**

Esta clasificación ha desarrollado una terminología muy elaborada para describir suelos carbonatados, se han usado como base de clasificación los siguientes términos:

- Origen.
- Contenido mineral.
- Desarrollo deposicional.

Permite un uso muy limitado para ingeniería geotécnica, por lo que autores como Fookes y Higginbottoms completaron esta clasificación proveyéndole de un punto de vista mas ingenieril, introduciendo además los parámetros de:

- Contenido de carbonatos.
- Grado de cementación.
- Tamaño de partícula.
- Origen del material calcáreo.

Este sistema de clasificación cubriría todos los tipos de sedimentos carbonatados desde limos calcáreos hasta gravas calizas, desde suelos carbonatados no cementados hasta rocas calizas y desde suelos carbonatados contaminados por otras fracciones, arcillas por ejemplo, hasta sedimentos carbonatados puros.

Clark y Walker modifican finalmente este sistema de clasificación usando las mismas 4 variables principales pero presentándolas de una manera mucho más esquemática, una parte de esta, la más claramente calcárea, se representa en la tabla 3.54.

Grado de cementación	Resistencia a la compresión simple (Kg/cm <sup>2</sup> )	Términos definidos por su origen				
		Biogénico o no		Bioclástico	Conchas corallinas o algas	Contenido en carbonatos
		Tamaño de partícula en mm				
		Hasta 0,002	0,002 a 0,6	0,6 a 2,00	2,00 a 60,0	
No cementados y/o cohesivos.	De 0,36 a 3,0	Caliza arcillosa FA1	Limo calizo FL1	Arenas caliza S1	Gravas calizas G1	Mas de 90%
		Marga FA2	Marga limosa FL2	Arena margosa S2	Mezcla de grava caliza y no caliza G2 B; G2I	Entre 90 % y 50%
		Arcilla margosa FA3	Limo calcáreo FL3	Arena calcárea S3		Entre 50% y 10%
		Arcilla FA4	Limo FL4	Arena S4	Grava G4	Menos del 10%
Claramente cementados	De 3,0 a 125,0	Caliculitita	Calcisiltita	Calcarenita	Calcirudita	Mas del 90%
		Caliculitita arcillosa	Calcisiltita limosa	Calcarenita limosa	Calcirudita conglomerática	Entre 90% y 50%
		Claystone calcáreo	Siltstone calcáreo	Sandstone calcáreo	Conglomerado calcáreo	Entre 50% y 10%
		Claystone	Siltstone	Sandstone	Conglomerate	Menos de 10%

Tabla 3.54. – Clasificación de Clark y Walker

Su utilidad sin embargo, adolece de ciertas limitaciones. No habla de la cantidad de carbonatos en cuanto al comportamiento ingenieril de los suelos y como ya hemos visto a lo largo del presente capítulo, la naturaleza del material carbonatado a menudo, o juega un papel significativo en este campo o como pasa en muchos casos, es la variable dominante en el comportamiento ingenieril del suelo.

Ciñéndonos a nuestras zonas y en cuanto a su ubicación en esta clasificación podemos decir:

- Las muestras pertenecientes a la presa de San Clemente, estarían dentro de los grupos FA2, y FL2, con algún resto en el grupo S – 2. como vemos no da información concreta pues desvirtúa la fracción fina dividiéndola en series con contenidos granulométricos que no concretan más que las otras clasificaciones. Su definición sería marga, marga limosa con arena, que es demasiado general y no muy exacto.
- Las muestras de la presa del Portillo quedarían como mezclas casi al 50% de los grupos FL3 y FA3; limos calcáreos con margas arcillosas. Que como vemos pasa igual que en el caso anterior: la banda de definición es demasiado ancha.
- Las muestras de la Presa de Francisco Abellán quedarían encuadradas dentro de los grupos de FA3, FL3 , dando idea de una similitud con las de la zona anterior que es falsa como ya hemos visto.

### 3.8.2.2. – Clasificación de Rocas carbonatadas de Delgado Rodrigues.

Este autor divide los suelos en 5 grupos utilizando la porosidad y en 4 grupos dependiendo de la deformación por hinchamiento. Así traza una ábaco en el que el eje vertical se forma con los grupos de porosidad, desde el I al V, y el eje horizontal estará formado por los grupos de potencial de hinchamiento, desde el A al D, de esta forma divi-

de el espacio limitado así, en 14 clases diferentes de materiales. Resulta un esquema como el de la tabla 3.55.

>20	A-V				
20					
10	A-IV	B-IV	C-IV	D-VI	
5	A-III	B-III	C-III	D-I	
2,5	A-II	B-II	C-I		
0	A-I	B-I			
Porosidad (%)	Deformación hinchamiento $(\Delta L/L_0) \times 10^{-4}$				
	0	2,5	5	10	20

Tabla 3.55. – Ábaco para la clasificación de Delgado Rodrigues.

Los términos usados son los siguientes:

- I – Rocas de muy baja porosidad.      A – Rocas de muy bajo hinchamiento.
- II – Rocas de Baja porosidad.          B – Rocas de bajo hinchamiento.
- III – Rocas de porosidad media.        C – Rocas de hinchamiento medio.
- IV – Rocas de porosidad alta.          D – Rocas de alto hinchamiento.
- V – Rocas de porosidad muy alta.

Los ensayos que se requieren para esta clasificación son porcentaje de hinchamiento medido como  $\Delta L/L_0$  utilizando el ensayo Lambe, relación de porosidad medida en porcentaje del volumen de poros abiertos (accesibles) y el volumen total; los volúmenes se determinan recurriendo a pesadas hidrostáticas en especímenes saturados al vacío.

De esta forma, aunque clasificar nuestras muestras según esta clasificación es difícil, porque está dirigida hacia materiales con alguna cementación inicial y además los ensayos, el Lambe en concreto, no han sido los utilizados en nuestro estudio, las muestras estudiadas, estarían en las siguientes zonas:

- Las muestras pertenecientes a la presa de San Clemente: Limo arcilloso su símbolo sería CI - DI.
- Las muestras pertenecientes al Portillo: limo areno arcilloso, su símbolo sería CI – BII.
- Las muestras pertenecientes a la Presa Francisco Abellán: Limo arenoso, su símbolo sería (B-C)III.

### 2.8.2.3. – Clasificación de Rocas Carbonatadas de Bortkevich.

En esta clasificación, utilizando el valor de densidad seca, el valor de la densidad saturada, el contenido de humedad natural y la resistencia a compresión simple, junto a la cementación que presentan las muestras, se divide a las rocas carbonatadas en 4 grupos:

- A. – Rocas carbonatadas semicementadas o no cementadas con  $\rho_d \leq 1.600 \text{ Kg/cm}^3$  y  $q_u < 5 \text{ MPa}$ .
- B. – Rocas Carbonatadas de cementación media de baja resistencia con  $1.600 < \rho_d < 1.900 \text{ Kg/cm}^3$  y  $5 < q_u < 15 \text{ MPa}$ .
- C. – Rocas carbonatadas cementadas de resistencia media con  $1.900 < \rho_d < 2.300 \text{ Kg/cm}^3$  y  $15 < q_u < 30 \text{ MPa}$ .
- D. – Rocas carbonatadas cementadas de alta resistencia. Durables, con  $\rho_d \geq 2.300 \text{ Kg/cm}^3$  y  $q_u \geq 30 \text{ MPa}$ .

Esta clasificación esta muy dirigida a aspectos de ejecución, explotación de canteras y constructivos, en ingeniería civil. Es muy interesante porque combina compacidad y resistencia claramente con otros aspectos como son potencial de saturación y autoestabilidad, pero desde el punto de vista de las muestras de este estudio, no arroja diferencias entre ellas y solo podríamos hacer distingos entre características no usadas en la clasificación, pues todas ellas se incluyen en el apartado “A”.

### 3.8.3. – Sistema de clasificación que se propone.

En vista de las limitaciones mostradas en todos los sistemas de clasificación estudiados y dada la importancia que estos materiales tienen en el comportamiento del conjunto de suelo, parece interesante dar algunas pautas para una posible clasificación de los suelos que a este nivel, formulen un sistema descriptivo – ingenieril especializado para estos suelos.

El uso de un sistema como el que se propone aseguraría que parámetros importantes se tuvieran siempre en cuenta de una manera sistemática de modo que, estarían de forma conveniente en el desarrollo del cuerpo de información recopilada para el suelo pudiendo ser utilizada para producir un sistema de clasificación ingenieril útil.

Para una descripción completa de un material carbonatado, siempre se debe tener información sobre los siguientes 4 parámetros:

- Cementación.
- Tamaño de partícula, distribución granulométrica y plasticidad.
- Naturaleza del material carbonatado. Dispersabilidad potencial del conjunto.
- Naturaleza e información sobre los demás componentes no carbonato.

Un sistema que contemple estos en conjunción con el sistema Unificado de Suelos y una descripción cuidadosa de los parámetros anteriores, nos produce un sistema satisfactorio para las necesidades de información en ingeniería civil.

- El primer parámetro lo podemos dividir en: no cementado; consolidado; débilmente cementado; Moderadamente cementado; Claramente cementado, húmedo o seco; fuertemente cementado, con propiedades específicas de una roca ligera, laminado o estratificado; no afectado por la humedad; rocas duras moderadas.
- El segundo parámetro lo dividiremos en: %Arcilla, %limo, %arena y %grava; Bien graduado o mal graduado; carta de plasticidad Casagrande y simbología SUCS: GW, GP, SW, SP, SC, SM, CL, ML, CH, MH, OL. OH; ensayo de compresión simple valores de  $q_u$ , menor de  $0,36 \text{ Kg/cm}^2$ , entre  $0,36 \text{ Kg/cm}^2$  y  $3 \text{ Kg/cm}^2$ , más de  $3 \text{ Kg/cm}^2$ .
- En el tercer parámetro: % de carbonato y origen del mismo, inorgánico o biogénico, de deposición o por precipitación y textura, masiva o cristalizada; en conjunto del suelo y por ensayo Pinhole, ND – 1, ND – 2, ND, D.
- En el cuarto parámetro: % de sales solubles, ninguna, menos del 0,5%, entre 0,5% y 1,5%, entre 1,5% y 2% y mayor del 2%; contenido de sulfatos, menos de 100 ppm no agresivo, entre 100 ppm y 500 ppm débilmente agresivo, entre 500 ppm y 1000 ppm agresivo, más de 1000 ppm fuertemente agresivo; Materia orgánica, ausencia, menos del 20%, más del 20%.

Con estos parámetros se construye el siguiente esquema de clasificación. Tabla 3.56. A partir de esta clasificación podemos distinguir fácilmente entre las muestras carbonatadas estudiadas en el presente estudio pues nos dan los suficientes parámetros para discernir entre propiedades ingenieriles dentro de cada una de ellas y además nos da pautas de las variables en función de la naturaleza carbonatada.

La “Notación Característica” se puede intuitivamente traducir pues las letras representan la inicial de clasificación.

- |                                 |                                |
|---------------------------------|--------------------------------|
| ▪ I = Génesis Inorgánica.       | O = Génesis Orgánica.          |
| ▪ B = Baja densidad.            | N = No cementada.              |
| ▪ M = Densidad media.           | L = Cementación Ligera.        |
| ▪ A = Densidad alta.            | D = Cementación Alta. Durable. |
| ▪ F = Densidad muy alta; firme. |                                |

Variables de Clasificación	INORGÁNICO (I) q <sub>u</sub> (MPa)			ORGÁNICO (O) q <sub>u</sub> (MPa)		
	0	3,5	15	0	3,5	15
	No Cementada (N)	Ligera Cementación. (L)	Durable. (D)	No Cementada (N)	Ligera Cementación. (L)	Durable. (D)
	% Arena % Limo % Arcilla	% Arena % Limo % Arcilla	Slake Durability Test.	% Arena % Limo % Arcilla	% Arena % Limo % Arcilla	Slake Durability Test.
Índice de plasticidad I. P. Límite líquido L.L.			Índice de plasticidad I. P. Límite líquido L.L.			
Dens Max. Proctor N Hum. Óptima Proctor N			Dens Max. Proctor N Hum. Óptima Proctor N			
Dispersabilidad (Pinhole); Autoestabilidad Sherard			Dispersabilidad (Pinhole); Autoestabilidad Sherard			
Densidad ρ <sub>max</sub> (Kg/m <sup>3</sup> )	F 2.000 >2.200		IDF	ONA		ODF
	INA	ILF		OLF		
		A 1.800		IDM	OLA	
	INM	ILM	OLM			
M 1.600		IDM	ONB		ODM	
INB	B >1.400		ONB			

Tabla 3.56. – Esquema de Clasificación propuesto.

Además de esta “notación característica”, se completa esta clasificación propuesta con una “definición específica” en la que se hará constar los valores determinados en el esquema haciendo hincapié en la plasticidad y dispersabilidad en los materiales no cementados, y la durabilidad en los cementados. Así como el % de carbonatos que contenga la muestra clasificada. Esta definición terminará con el nombre vulgar, si se conoce, del material, color y estado de agregación.

### 3.8.4. – Conclusiones.

Aunque parece hoy en día prematuro proponer un sistema de clasificación ingenieril para materiales carbonatados, lo creemos justificado debido a las razones siguientes:

No hay ningún método que identifique y cuantifique adecuadamente estos suelos, expresando claramente el grado de uniformidad de la cementación, siendo esta una variable fundamental, no podemos con los sistemas existentes, que cuantifica convenientemente la susceptibilidad al aplastamiento de las partículas carbonatadas.

En ningún sistema de los existentes, se da una idea clara de cómo influyen los diferentes componentes carbonatados de los suelos frente a la variabilidad de los parámetros mecánico - geotécnicos en los mismos.

Por todo esto, creemos que en principio el contenido en carbonatos, lo hemos demostrado, es un índice muy útil en el conocimiento del comportamiento de estos materiales

carbonatados y justifica plenamente la investigación en esta línea, dado su uso generalizado en ingeniería, por su gran abundancia.

A todos estos apartados la clasificación propuesta da una respuesta razonable, pudiéndose determinar además, con esta clasificación, sistemas de cimentación así como sistemas constructivos, en los que estén involucrados suelos carbonatados.

**CAPÍTULO IV**  
**RESULTADOS Y CORRELACIONES**  
**RESPECTO AL CONTENIDO DE**  
**CARBONATOS**



## **IV. – Resultados de los ensayos y correlaciones de las variables respecto al contenido de carbonatos, de cada una de las muestras, y en conjunto de las canteras.**

### **4. – Introducción.**

Los minerales carbonatados son originales, desde un punto de vista geotécnico, en el sentido siguiente:

- Actúan como un agente cementante
- Son solubles en agua.
- Son bastante ligeros si los comparamos con otros minerales.
- Son bastante abundantes
- Se encuentran en las mas variadas texturas desde materiales de grano fino (como los que nos ocupan) a fragmentos de rocas.

Como resultado de esto, los carbonatos se han estudiado bastante desde la geología, la geoquímica, la paleontología, etc, como ya hemos desarrollado en capítulos anteriores.

Pero como ya hemos dicho, es muy pequeña la información de características ingenieriles disponible sobre los carbonatos aunque en los últimos 10 años se ha visto un auge en esta materia con congresos internacionales que intentan dar luz sobre sus características. (ASTM Committee D-18).

La importancia de su estudio queda patente especialmente cuando consideramos la distribución mundial de los suelos superficiales y las rocas, que contienen en mayor o menor medida carbonatos como parte de su composición mineral. Pormenorizando, es necesario identificar los tipos de materiales calcáreos sus características geológicas y su distribución geográfica. Resumiendo, se han de determinar aquellas propiedades y aspectos del comportamiento ingenieril que es propio de estos es decir aquellas características que se producen o varían debido a la mayor o menor presencia dentro del material, de fracciones carbonatadas. Y así proveer de información ingenieril a los técnicos para definir las prioridades y necesidades en su uso tanto como estructuras de cimentación, como cuando se usa como material de construcción.

Se han hecho desde una perspectiva ingenieril dos esfuerzos principales para desarrollar todo esto el primero fue el Simposio Internacional sobre Suelos Carbonatados de Fort Lauderdale en Florida, en el encuentro de la ASTM del 20 de Enero de 1981. Más recientemente la Reunión Internacional sobre Comportamiento Ingenieril de los Suelos Carbonatados en 1998.

En ellos se dan las pautas de estudio y se da un repaso al nivel de conocimiento de la influencia de estos en las diferentes variables geotécnicas que caracterizan el comportamiento ingenieril, tanto en los entornos áridos como en los marinos. Abarcando una gran variabilidad de información sobre estas materias, a partir de las que podemos ver como afectan estos a los diferentes materiales.

En este capítulo vamos a hacer un recorrido alrededor de las variables geotécnicas que caracterizan al material, y vamos a ver si estas cambian con el contenido de carbonatos, tanto entre las muestras de una misma zona como en conjunto de todas ellas. Es importante determinar la magnitud de la dependencia de una determinada propiedad con el contenido en carbonatos y si esta varía según la cantidad promedio de los mismos.

El estudio de las propiedades intrínsecas de las arcillas y de las margas tales como la granulometría, la plasticidad, la actividad, el hinchamiento, las relaciones inter-minerales de las arcillas y el de las propiedades extrínsecas, como son las propiedades de superficie del material arcilloso, exigen unas caracterizaciones de tipo geotécnico, químico y mineralógico de estas canteras.

En este capítulo, se utilizan los resultados de dichas caracterizaciones realizadas sobre las formaciones margo-arcillosas de las canteras estudiadas, para establecer algunas relaciones útiles que permitan prever cuál será el comportamiento mecánico de estos materiales respecto al contenido en carbonatos.

Con este fin, se han establecido las correlaciones estadísticas (coeficiente de correlación cuadrática,  $r^2$ ) entre los diversos parámetros evaluados y la naturaleza carbonatada de las partículas del suelo.

Las características utilizadas para dichas correlaciones se han elegido en base a las clasificaciones geotécnicas, que distinguen tres clases de parámetros:

- los parámetros ligados a la naturaleza de las partículas: el límite líquido (L L), el límite plástico (L P), el peso específico de las partículas sólidas ( $\gamma_s$ ), etc;
- los parámetros de compacidad tales como el índice de huecos (e, n), la densidad global ( $\gamma_d$ ), la densidad máxima ( $\gamma_{max}$ ), humedad óptima ( $W_{op}$ ), permeabilidad (K), etc;
- los parámetros mixtos o de estado mecánico: coeficiente de consolidación ( $C_v$ ), cohesión ( $c'$ ), capacidad portante (C.B.R), etc.

En general los dos primeros tipos de parámetros caracterizan el comportamiento de las partículas según su naturaleza y su estructura, el último tipo define el material según su estado mecánico, teniendo en cuenta su condición reológica.

El examen de estas correlaciones permite, de este modo, precisar las interacciones entre los diversos parámetros, las distintas canteras y los carbonatos. Las comparaciones que se han establecido con los resultados obtenidos sobre suelos procedentes de regiones totalmente diferentes (Skempton, 1954; Combeau, 1964; Arkin y Michaeli 1989; etc.), prueban que nuestros resultados no son únicamente representativos de las zonas estudiadas sino que tienen una repercusión bastante más general..

## **4.1. – Relación entre las propiedades índice y los carbonatos.**

### **4.1.1. – Introducción.**

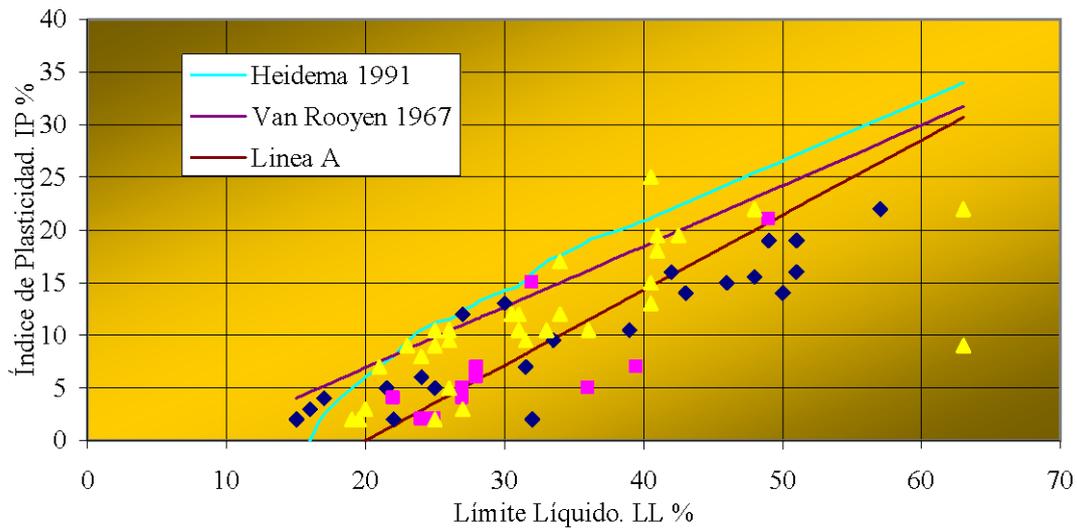
Los geotécnicos están siempre buscando ensayos fáciles y baratos que les permitan un mayor conocimiento de los suelos que el que se deriva de la inspección visual de estos, sin tener que ejecutar los ensayos costosos precisos y detallados, que se requieren, para la caracterización de las propiedades mecánicas del suelo.

Estos ensayos simplificados facilitan una información que aunque indirecta, nos define propiedades fundamentales de los suelos y por esto se denominan ensayos característicos y las propiedades que definen propiedades índice.

Los ensayos de esta naturaleza usados internacionalmente, son el ensayo granulométrico para suelos de grano grueso, y en los de grano fino el ensayo granulométrico y los ensayos de consistencia. Los ensayos característicos nos permiten, por ejemplo, clasificar un suelo según las distintas clasificaciones geotécnicas que se utilizan actualmente.

Para comprender su importancia decir que por ejemplo, las relaciones entre humedad y densidad se utilizan normalmente como propiedades características para el estudio de cimentaciones o para el control de obras. Los resultados obtenidos de los ensayos característicos junto con las descripciones visuales, son suficientes generalmente para el proyecto de estructuras pequeñas, de aquí la peligrosidad de no estudiar su variabilidad pues se le supone, a estos, validez total dentro de un amplio margen. Esta información puede ser además utilizada en estudios preliminares para la estimación del coste de una estructura y la limitación del número de ensayos necesarios para su control.

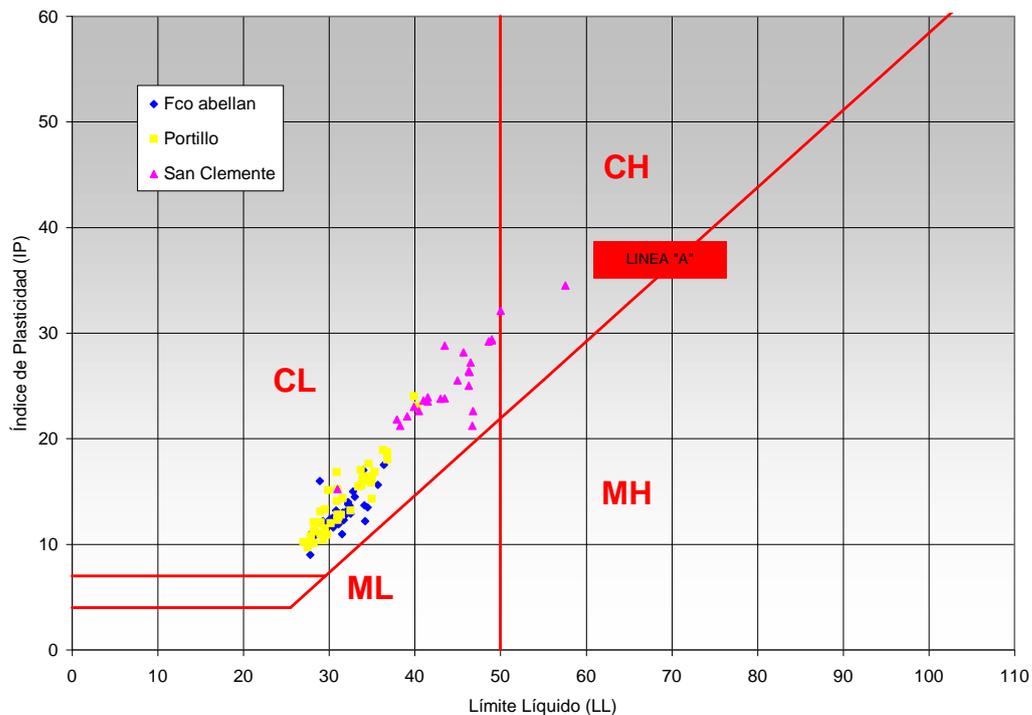
Los materiales carbonatados, pueden ubicarse a ambos lados de la línea “A” (figura 4,1) y tienden a poseer altos LL relativos a sus índices de plasticidad y línea de retracción LS a partir del LL en comparación con las curvas promedio para los suelos en Texas y en Transbaal (Sudáfrica). Heidema (1991) y Van Rooyen (1967). El índice de plasticidad IP es también claramente más alto que el relativo al LS. El límite de retracción determinado mediante el ensayo de la A.S.T.M. (D-427-61) llega a ser, en algunos casos, más alto que el límite plástico LP, en algunos casos hasta 9 puntos porcentuales, siendo los índices de retracción en estos negativos. Netterberg (1971,1982). Estas características que se dan cuando confinamos los carbonatos, parece que se deben principalmente a la combinación de la porosidad de las partículas y el alto contenido en limos así como a los minerales de la arcilla presentes. Todas estas experiencias corroboran lo encontrado por este trabajo como podemos ver en la figura 4.1 donde los resultados de nuestras muestras dan una línea de regresión dentro de la carta de plasticidad parecida a las presentadas por los investigadores anteriores.



**Figura 4.1. - Posición relativa de muestras de la bibliografía con distinta procedencia. (Heidema, 1991).**

Con todo esto hay que tener en cuenta que nuestras muestras presentan un contenido de partículas inferiores a las  $2\mu$  muy superior al observado en las anteriores, por lo que los valores de plasticidad son más altos y se adecuan a una zona de plasticidad mas restringida, figura 4.2.

Además como ya hemos indicado, la uniformidad de los datos es bastante más acusada en las series estudiadas, figura 4.2, que en las anteriores, esto se debe al uso mucho más



**Figura 4.2. - Carbonatos y propiedades índice. Ubicación de las muestras estudiadas.**

restringido que se le da a las muestras de este estudio. Así constatamos en los estudios efectuados por Hawkins y Pinches (1992), usando como inerte arena calcárea, que para las mezclas de los distintos minerales de la arcilla, se produce una variabilidad importante de los límites líquidos e índices de plasticidad. Así aunque en su estudio la variación de la illita produce un aumento o disminución del Límite líquido del orden del 7%, en nuestras muestras esta variación es algo menor. Esto puede ser debido a este uso restringido de nuestras muestras y a la textura del material calcáreo, que en nuestro caso es principalmente limoso y no solamente arenoso.

Como en nuestro estudio, la mayor variabilidad de este índice se produce al variar el contenido de montmorillonita. Sin embargo al variar la proporción total de arcilla la tendencia de variación permanece constante, lo que no se corresponde con nuestros estudios, en este sentido podemos decir que la textura del material carbonatado es esencial para poder explicar el comportamiento “no inerte” del material carbonatado pues su posible reaccionabilidad va a depender de la granulometría del suelo y de la acidez del medio.

Además como propiedades índice se tiene también la granulometría del material que en nuestro caso se cubre una zona textural que va desde un limo arenoso a una arcilla con trazas de limo. Aunque según la ASTM el límite frontera entre el limo y la arcilla es bastante difícil de definir con la suficiente universalidad, nosotros hemos escogido para esta la definición dada por La Clasificación Unificada de Suelos que define la arcilla así:

Suelo que pasando por el tamiz número 200, exhibe acusada plasticidad dentro de un rango de contenido de agua, gran resistencia en estado seco y alta tenacidad, en cualquier caso, tendrá un índice de plasticidad igual o superior a 4.

Un Limo como:

Suelo que pasando por el tamiz 200, puede ser no plástico o ser claramente plástico, y puede tener una resistencia a compresión que va a variar, en estado seco, de valores medios a bajos y una tenacidad de baja a nula.

El sistema aun teniendo unos valores innegables, definiendo arcillas y limos tal y como lo hace, es muy difícil separar materiales del tipo areno-arcilloso o limolítico desde el punto de vista ingenieril que, en nuestro caso es esencial.

Por ejemplo en una arcilla cementada, hay insuficientes vacíos y mucha impermeabilidad con una cementación relativa, todo esto va a facilitar el desarrollo de una roca blanda que podrá absorber agua y expandir.

En un limo cementado debido a que su permeabilidad y su tamaño de poro son mas grandes y que con frecuencia estará más cementada va a estar muy impedido el método de los límites para medir cambios en el contenido de agua o la resistencia que puede ofrecer a la intemperie. Para las rocas “Mudrocks” Hawkins y Pinches 1992, llegan a las mismas conclusiones.

Debe tenerse en cuenta que la medida del tamaño de partícula dependerá en gran parte de la forma de la misma. Por ejemplo, cuando se usa el tamizado para separar las partí-

culas más gruesas, mayor de 60  $\mu\text{m}$  aproximadamente, una forma fibrosa puede pasar a través del tamiz, mientras que una forma esférica del mismo volumen pasaría incluso, por un tamiz más pequeño. De la misma forma al usar el método del hidrómetro se asume que la caída de las partículas a través del medio va a seguir la ley de Stokes, aún sabiendo que esta asume como hipótesis la esfericidad y la densidad uniforme de las partículas, lo que implica el mismo comentario anterior. Incluso ejecutando el ensayo cuidadosamente o con nuevas técnicas ( Método contador de partículas en campos eléctricos, Singer et al. (1988)) solo con partículas esféricas se obtendrían resultados reales. Además en suelos cohesivos como es el caso que nos ocupa, hay que romper esta a fin de determinar el tamaño de grano. Por lo que el tipo de peptizante y su reaccionabilidad con el suelo tratado, es fundamental para resolver el tamaño de partícula.

La tabla 4.2 nos da los límites de Atterberg (una de las propiedades índice comentadas) para muestras individualizadas tipo, usadas en este análisis, frente a las diferentes mezclas de minerales de la arcilla (tomadas como % respecto al total de fracción arcillosa), clasificados según el contenido en carbonatos y para muestras que presentan alguna proporción de Esméctitas y las que no contienen este mineral. Como resumen de esta, se presenta la figura 4.3.

<i>Muestra</i>	<i>Ilita</i>	<i>límite Líquido</i>	<i>Índice de Plasticidad</i>
<b>Contenido de carbonatos &lt; 20 %</b>			
<b>FA210</b>	80	29,8	14
<b>FA171</b>	83	32,2	13,3
<b>FAFIN</b>	83	31,6	14,3
<b>FA199</b>	85	32,4	15
<b>FA175</b>	90	34	16,9
<b>Contenido de carbonatos: 20 % – 40 %</b>			
<b>SCCC1</b>	70	25,1	7,5
<b>PORT5(5BIS)</b>	74	27	11
<b>PORT220</b>	80	29	11
<b>FAFIN</b>	83	31	12,6
<b>FA148</b>	86	30,3	15,98
<b>PORT225</b>	86	29,5	15
<b>PORT163</b>	87	35	14,3
<b>PORT238</b>	87	33,7	13,4
<b>Contenido de carbonatos: 40 % – 60 %</b>			
<b>SCCC5</b>	0	46,8	22,6
<b>SCCC4</b>	0	46,3	26,4
<b>SCCC3</b>	65	37,7	14
<b>SCCA5</b>	50,2	32	10
<b>SCCC2</b>	72	39	16,7
<b>SCCA7</b>	77	42	18
<b>SCCA21</b>	80	46	22,7
<b>SCCA3</b>	83	48,9	27

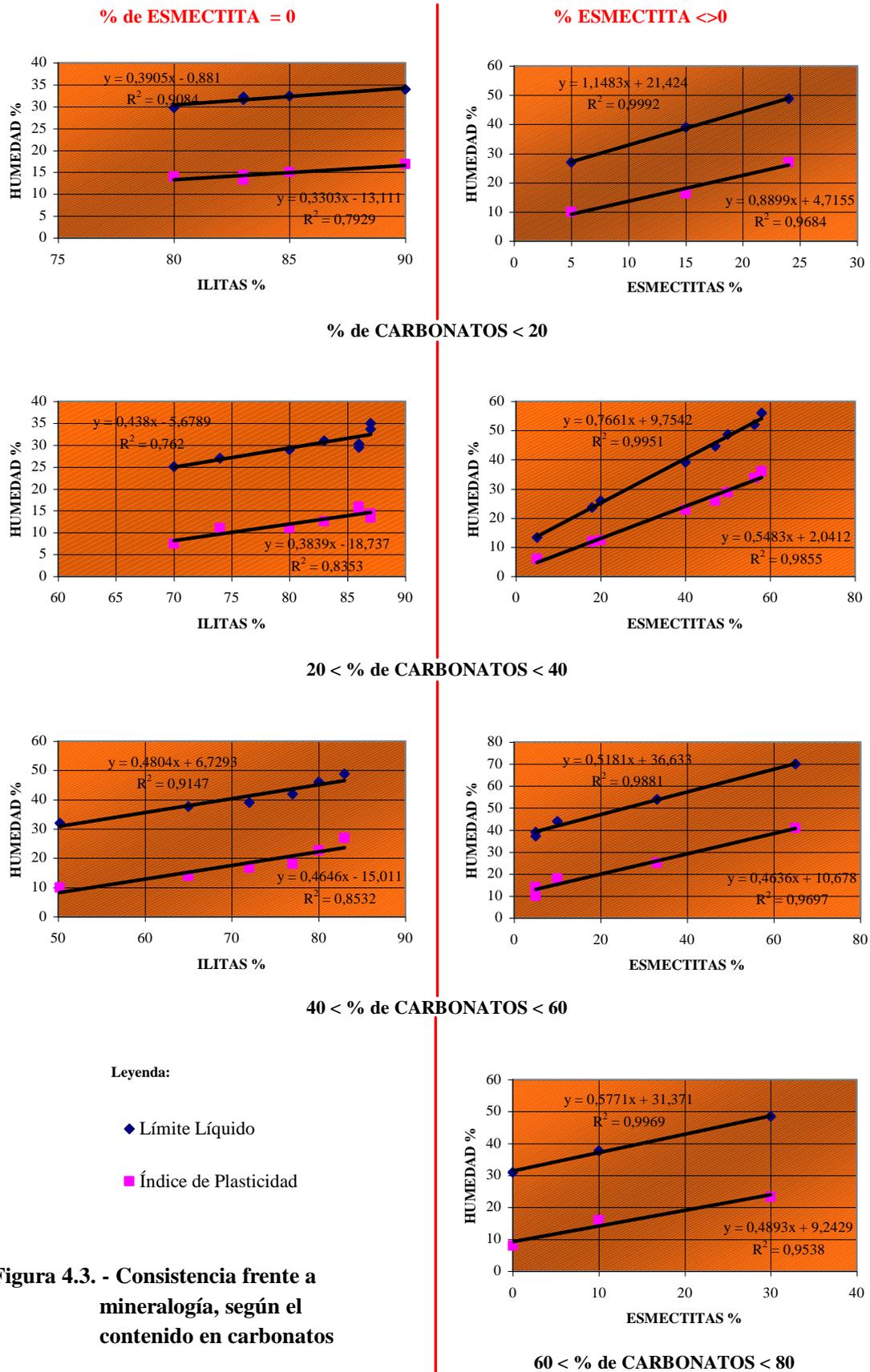
Tabla 4.2 (a). – Límites de Atterberg en mezclas de arcilla y carbonatos según distintas proporciones de Carbonatos. Para ausencia de Esmectita.

<i>Muestra</i>	<i>Esmectita</i>	<i>límite Líquido</i>	<i>Índice de Plasticidad</i>
<b>Contenido de carbonatos &lt; 20 %</b>			
FA5(5)	5	27	10
FA2(2BIS)	15	39	16,3
FA3(3)	24	48,8	27
<b>Contenido de carbonatos: 20 % – 40 %</b>			
FA5(5)	70	13,4	6
PORT174	68	23,7	12
PORT170	62	26	12,4
PORT083	47	39,2	22,8
PORT1(7)	41	44,6	26
PORT131	37	48,6	28,8
PORT3(6)	30	52	33,7
PORT158	36	56	36
<b>Contenido de carbonatos: 40 % – 60 %</b>			
SCCC1	5	39	14
PORT4(4)	5	37,3	10
SCCA4	10	44	18
PORT2(2)	33	54	25,1
SCCA8	65	70	41
<b>Contenido de carbonatos: 60 % – 80 %</b>			
SCCA1	0	31	8
SCCA6	10	37,7	16
SCCA2	30	48,5	23,3

Tabla 4.2 (b). – Límites de Atterberg en mezclas de arcilla y carbonatos según distintas proporciones de Carbonatos. En presencia de Esmectita.

Con el 20 % de carbonatos se comprueba en la tabla, que al aumentar la proporción de Illita el límite líquido es relativamente bajo y aunque aumenta al aumentar la proporción de esta la pendiente de la recta es baja (21°). con incrementos de este mineral el límite líquido de la mezcla llega a ser de 34% . Para estas concentraciones de carbonatos y en ausencia de esmectita no se observan cambios importantes en el límite líquido, al variar las proporciones relativas Caolinita Illita y los valores encontrados están de acuerdo con lo escrito por Lees et al. (1982). Según estos autores esto se debe al efecto expansivo que desarrolla el catión calcio dentro de la estructura mineral de la arcilla en la mezcla. Además la mezcla Illita Caolinita, puede tener el mismo límite líquido al aumentar el contenido de carbonatos. Figura 4.3. Se dan las ecuaciones de las rectas de tendencia, debido a las diferentes escalas utilizadas en los ejes coordenados, para comprobar las distintas pendientes de los fenómenos explicados.

En esta mismo sentido para contenidos de carbonatos de 40 – 60 y superiores, siempre en ausencia de esmectita tenemos que las pendiente que resultan de su representación gráfica son: 23° y 25° respectivamente no siendo este un aumento significativo. Por tanto la variación de la plasticidad en estas mezclas illita Caolinita no se ve muy perturbada por la presencia de carbonato además el valor máximo de Límite líquido encontrado esta en el ratio de 48,9 % que no es un valor excesivamente grande además vemos también que el límite líquido en las mezclas para proporciones de carbonato entre 20% y 40% sube desde 25 a 35 mientras que para las mezclas que caen dentro de contenidos en carbonatos de 40 % a 60 % , estos valores van desde 32 a 48,9.



En el caso de las muestras que presentan diversos contenidos de esmectitas, todas ellas nos dan una pendiente acusada en el aumento de la plasticidad con respecto al aumento del % de esmectitas, para bajos contenidos de carbonatos (menores del 20%) resulta una pendiente de  $60^\circ$  en la recta de tendencia de la representación dando un valor máximo de 50% para el límite líquido con un índice de correlación de los datos medios de  $R^2=0,99$ . Para valores de contenido en carbonatos entre el 20% y el 40% con una proporción máxima del 58% de esmectitas dentro de la fracción arcilla, el valor máximo del límite líquido es 56% y la pendiente de la recta de tendencia del fenómeno disminuye drásticamente a un valor de  $38^\circ$  que, aún siendo muy grande, representa una disminución importante respecto a la anterior. Sobre todo teniendo en cuenta que en la anterior la proporción relativa de esmectita respecto a los otros minerales de la arcilla era bastante inferior.

Al aumentar el contenido de carbonatos en las muestras, para valores entre el 40% y el 60% la variación de la plasticidad del material respecto al contenido de esmectitas sigue la misma tendencia pero en este caso la pendiente de la recta de correlación de los datos, disminuye en una proporción muy pequeña presentando un valor de  $27,7^\circ$  ya muy parecido al valor encontrado para las pendientes encontradas en ausencia de este mineral, presenta un valor máximo para el límite líquido de 70% para un contenido relativo de esmectita del 67%.

Para valores carbonatos superiores al 60% la variación de la plasticidad frente a la variación del contenido en esmectitas, presenta una pendiente del  $29^\circ$  muy parecida al anterior por lo que podemos decir que esta variación se mantiene constante. En este caso el valor máximo hallado para un contenido relativo esmectita de 30% es para el límite líquido del 48%.

Hay que hacer hincapié en los valores encontrados para el límite líquido en presencia de esmectitas, que son bastante más altos que los encontrados para las muestras con contenidos de illitas.

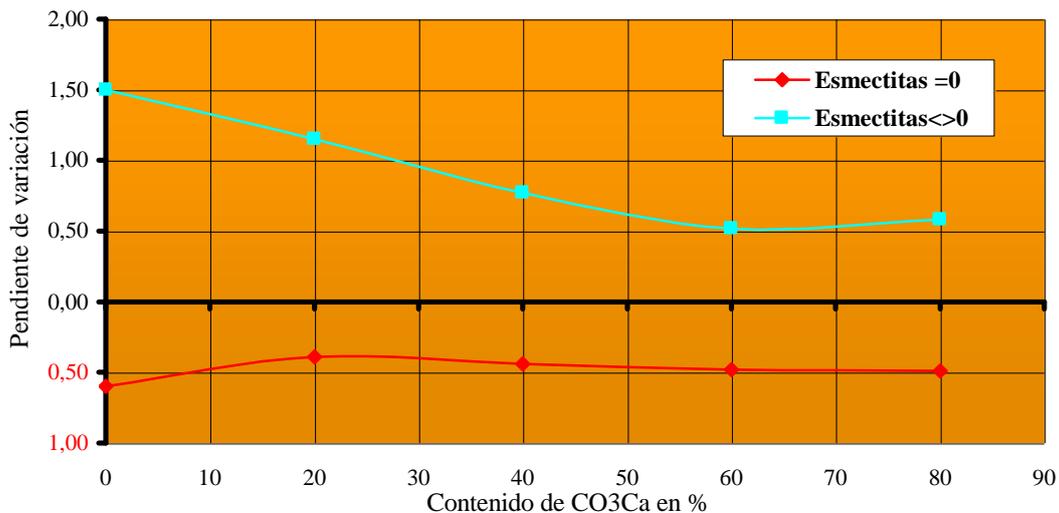
Aunque el aumento es más significativo con la presencia del catión calcio en las esmectitas pero esto no está suficientemente probado, y más parece un fenómeno físico que de naturaleza química. Para algunos autores la responsabilidad del calcio es más que segura Lees et L. (1982). Desde luego en mezclas con illita de esmectitas cálcicas y mezclas con caolinita sin esmectitas, se producen resultados muy distintos, siendo siempre los resultados de los límites líquidos encontrados en las mezclas con esmectita más altos que los de las mezclas illita – caolinita, sin esmectitas cálcicas.

Enfatizando el efecto supuestamente coadyuvante del ión calcio, hay que hacer notar que cuando esta presente el límite líquido aumenta a valores de 70% máximo aún para concentraciones de  $\text{CO}_3\text{Ca}$  muy importantes (superiores al 50%) con concentraciones de esmectita cálcica encima del 60% (relativa al total e la fracción arcilla solamente) ya 40% mínimo para concentraciones relativas de esmectitas inferiores al 10 % siendo el resto illita y caolinita.

Es importante hacer notar, como hilo conductor de este trabajo, que mediante la clasificación A.S.T.M. un material con límite líquido igual a 24 y un Índice de plasticidad igual a 8 (las muestras estudiadas estarían en este ratio en una proporción del 48% aproximadamente) son arcillas lo cual queda en contradicción con lo presentado en la figura 4.3 en la que muchas de ellas pueden llegar a tener mas del 50% de carbonatos cálcicos.

Mientras tanto para mejorar el conocimiento del comportamiento real del suelo, se deben examinar los componentes del suelo aislados individualmente así como en el conjunto de la mezcla que formada, produce el conjunto total del suelo. De todas formas lo que si se ve es que los suelos verdaderos son bastante más complejos que lo que las caracterizaciones de los ensayos nos dicen.

Hankins y Pinches (1992) ha llamado la atención sobre la variabilidad de las propiedades índice según estas e efectúen por un mismo operador o por varios, o si usamos unas normalizaciones de ejecución distintas (por ejemplo mezclar las disposiciones de ejecución de las normas British Estándar con A S T M o U N E) o usando las muestras mezcladas completas o previamente tratadas. Estas diferencias de métodos operacionales nos pueden producir diferencias en el cálculo de cualquiera e las variables índice, por ejemplo en el cálculo del límite líquido, del orden del 30%.



**Figura 4.4. - Variación de la plasticidad con la mineralogía en función del tanto por ciento de Carbonato cálcico.**

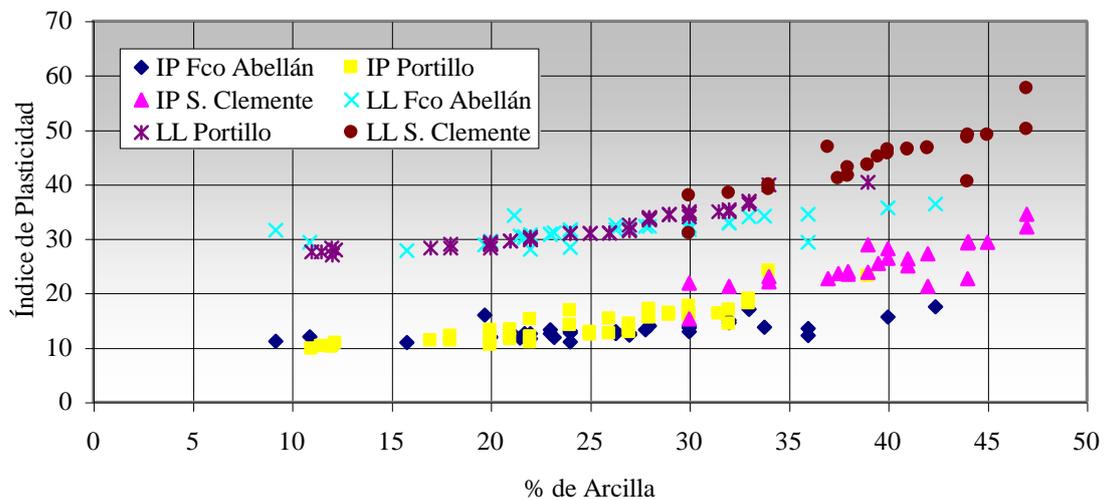
Representamos el valor de la pendiente que calculamos para la recta de la tendencia resultante de la representación del aumento del límite líquido con el aumento de la proporción relativa al contenido total de arcilla, de mineral tipo ilita, en el caso de ausencia de esmectitas, o de esmectita, figura 4.3, frente al tramo del contenido de carbonatos, resultando la figura 4.4.

En ella vemos sin ninguna duda como en el caso de la ilita, la dependencia de la plasticidad de una marga frente al contenido de carbonatos es muy débil presentando a bajas proporciones de carbonatos una tendencia contraria a la esperada, que mas se debe a características texturales que a la propia plasticidad de las muestras ensayadas.

Pero en el caso de margas en las que se detecta contenido de esmectita, la dependencia de la plasticidad frente al contenido de carbonatos es importante y muy clara, presentando un máximo en las concentración de carbonato de 60% aproximadamente siendo a partir de este valor independiente la plasticidad de los carbonatos presentes en la marga.

**4.1.2.– Influencia del contenido en arcilla sobre la plasticidad de las margas.**

La figura 4.5 muestra unas relaciones lineales entre la fracción total arcillosa, el límite líquido (LL) y el índice de plasticidad (IP). Refiriéndose a los resultados para el IP, las líneas de tendencia resultan todas con una pendiente positiva del orden de 8,5° para las margas de las canteras de Francisco Abellán, de 22,8° para las de las canteras de la presa de El Portillo y 34,6° para las de la presa de San Clemente. Los valores más bajos de los parámetros de Atterberg son obtenidos para las margas menos carbonatadas de Francisco Abellán mientras que las mas plásticas corresponden a las muestras provenientes de las canteras de San Clemente. Se observa que las arcillas de alta plasticidad de San



**Figura 4.5. - Límites de Atterberg frente al contenido de arcilla en las muestras de las presas estudiadas.**

Clemente presentan los valores más altos de estos parámetros y unos coeficientes del orden de 0,75 entre la fracción < 2 μ y el L.L y de 0,65 entre ésta y el I.P.

Debido al incremento considerable de los valores del coeficiente de Pearson con la fracción < 2 μ, parece que sería bueno estudiar la influencia global directa de esta fracción sobre las características de plasticidad de las muestras analizadas, en vez de ver los datos mineralógicos. Así para la dependencia expresada, nos da unas ecuaciones que corresponden a las líneas de tendencia de L.L I.P para las canteras de Francisco Abellán, Portillo y San Clemente representadas en la tabla 4.3.

Zona	Variable	Línea de regresión	Coefficiente de correlación
Francisco Abellán	Límite Líquido	$Y=0,20X+26,32$	0,49
	Índice de Plasticidad	$Y=0,15X+ 9,28$	0,45
El Portillo	Límite Líquido	$Y=0,47X+20,47$	0,89
	Índice de Plasticidad	$Y=0,42X+ 4,00$	0,75
San Clemente	Límite Líquido	$Y=0,95X+ 6,90$	0,75
	Índice de Plasticidad	$Y=0,69X+ 1,95$	0,65

Tabla 4.3. – Ecuaciones de las líneas de tendencia para la correlación Límites de Atterberg % de arcilla total.

En efecto, se admite por un lado, que los límites de Atterberg de un suelo conciernen la fracción arcillosa correspondiente (Combeau, 1964; Usselmann, 1971) y por otro lado, que estos límites son unas características del mineral arcilloso. No obstante, Bottero, (1971) y posteriormente Amrani et al. (1998), han mostrado que se puede teóricamente expresar el límite líquido y el límite plástico de un material por las fórmulas siguientes muy corroboradas en la bibliografía:

$$W_L = \frac{C_2}{100} W_{CLL} \quad W_P = \frac{C_2}{100} W_{CLP}$$

con

- $C_2$  : porcentaje de fracción menor de  $2 \mu$  (expresado en %);
- $W_{CLL}$ : límite líquido de la fracción coloidal (expresado en %);
- $W_{CLP}$ : límite plástico de la fracción coloidal (expresado en %).

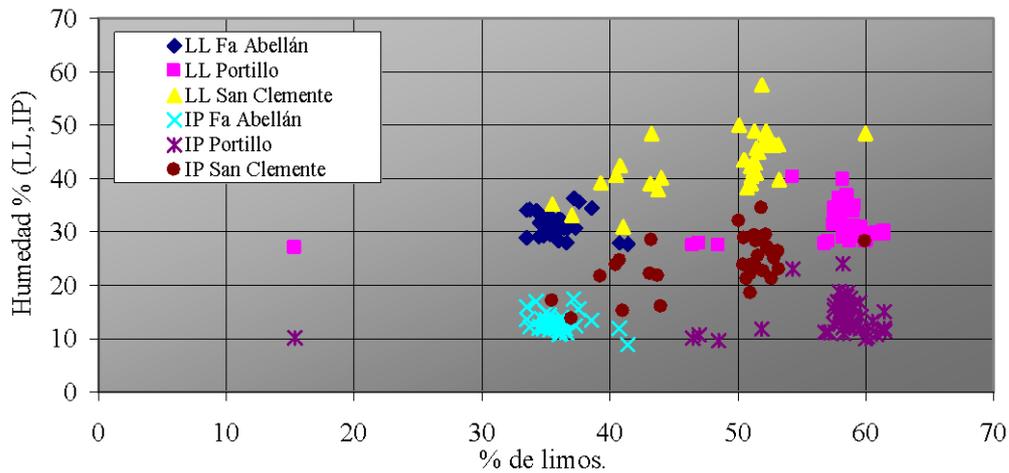
Conociendo que  $I.P = L.L -L.P$  y que  $I_{CP}$  es el índice de plasticidad de la arcilla, se obtiene entonces:

$$I_P = I_{CP} \frac{C_2}{100}$$

Se constata de esta forma que la actividad de Skempton es igual a la céntima parte del ICP. Esta estimación es evidentemente muy aproximada, pero permite aclarar los resultados experimentales de Skempton (1954).

La figura 4.5 muestra igualmente que para unos contenidos en partículas inferiores a  $2 \mu$  variables de 8% a 42%, en la presa de Francisco Abellán, se obtienen sensiblemente los mismos valores del índice de plasticidad. Por lo que la fracción arcillosa influye significativamente sobre el comportamiento plástico de las margas estudiadas sólo a partir de un cierto valor y con un tipo concreto de mineral de la arcilla como ya hemos indicado previamente. Tratándose de suelos con fracciones arcillosas poliminerales, el valor que marca el paso hacia un comportamiento de tipo coloidal, es decir, el umbral a partir del cual la fase arcillosa impone su naturaleza se sitúa, hacia el 25 % del contenido en arcilla (Amrani et al., 1994; Amrani, et al., 1996). Aunque esto es verdad parece que debido a lo anterior, es mas correcto hablar en términos de diferentes tipos de arcillas, que de valores globales de estas.

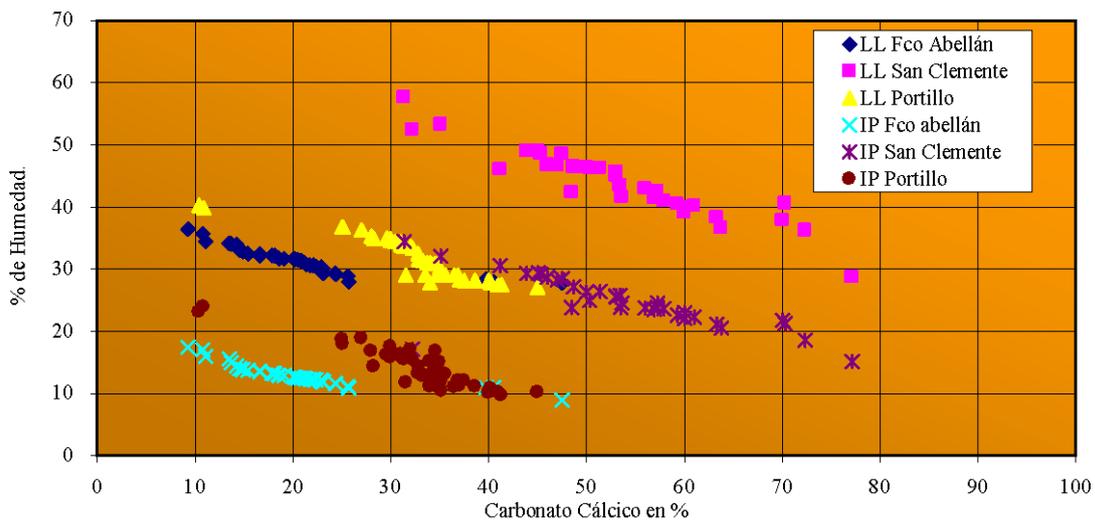
En lo que concierne al contenido en limos y el índice de plasticidad, no se ha encontrado una correlación en ninguno de los materiales estudiados, aunque en otros estudios del departamento se ha visto una posible correlación inversa (Amrani et al., 1996). Esta relación sería la consecuencia de la fracción cuarcítica de las partículas limosas y de su baja superficie específica, por lo que dicha fracción jugaría un papel inhibitor de la plasticidad. Como vemos en la figura 4.6 el material no presenta ningún tipo de correlación lógica abundando en lo dicho.



**Figura 4.6. - Plasticidad de un suelo frente al % de fracción limosa.**

**4.1.3. – Influencia del contenido en carbonatos sobre la plasticidad de las margas.**

La influencia de la fracción carbonatada sobre los parámetros de plasticidad se presenta en la figura 4.7. Como ya se ha visto en el capítulo anterior, se observa que las margas



**Figura 4.7. - Variación de la Plasticidad frente al contenido en Carbonatos**

estudiadas tienen unos contenidos en carbonato cálcico variables del 5 al 70 %. En el caso de la Presa de Fco. Abellán del 5 al 25%, en el caso de la presa del Portillo del 25% al 50% y por último, en la presa de San Clemente del 50% al 70 %.

Zona	Variable	Ecuación de tendencia	Índice de regresión
Francisco Abellán	Límite Líquido	$Y = -0.23 X + 36.23$	0.74
	Índice de Plasticidad	$Y = -0.19 X + 16.84$	0.74
El Portillo	Límite Líquido	$Y = -0.49 X + 47.76$	0.82
	Índice de Plasticidad	$Y = -0.47 X + 29.52$	0.81
San Clemente	Límite Líquido	$Y = -0.49 X + 69.79$	0.89
	Índice de Plasticidad	$Y = -0.30 X + 40.83$	0.52

Tabla 4.4. – Ecuaciones de tendencia de la relación entre la plasticidad y el contenido de carbonatos para las distintas canteras. Índices de regresión.

El límite líquido y el índice de plasticidad disminuyen con el incremento en el porcentaje de  $\text{CaCO}_3$ . Esta correlación no es desconocida (Verdeyen et al., 1968), pero según este autor el papel del  $\text{CaCO}_3$  está estrictamente ligado a las partículas de tamaño arenoso y/o limoso. Sin embargo si nos fijamos en el conjunto de muestras de la presa de San Clemente, el límite líquido presenta un índice de correlación ( $r = 0.89$ ) y una pendiente de  $-0.49$  para un porcentaje de carbonato que va desde un 43% al 77%. Del mismo modo, en el otro extremo de la zona de estudio, en la presa de Francisco Abellán para un porcentaje en  $\text{CaCO}_3$  entre el 5 % y el 25%, el límite líquido varía con una pendiente de  $-0.23$  dando una variabilidad mucho menor en términos relativos, con un índice de correlación también muy alto ( $r = 0,74$ ). La mayor variabilidad de la plasticidad con el contenido de carbonatos viene dada para el intervalo medio definido por la presa del Portillo que presenta un contenido de carbonatos, como ya sabemos, que se mueve entre el 25% y el 50% dando una pendiente de  $-0.48$  con un índice de correlación semejante a las series estudiadas ( $r = 0.82$ ). Mientras que el índice de plasticidad varía en un intervalo mucho más estrecho con pendientes mas pequeñas y en el caso de la Presa de San Clemente con una dispersión muy importante respecto a las demás ( $r = 0.52$ ).

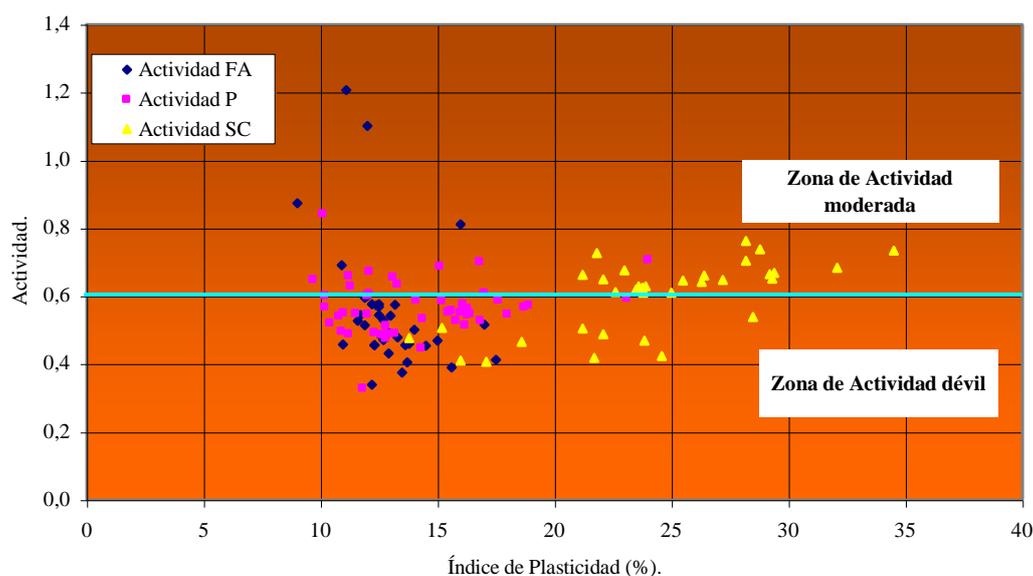


Figura 4.8. - Diagrama de Arkin. Ubicación de las muestras estudiadas.

Estos intervalos de variación demuestran que para intervalos semejantes de carbonatos, existen diferencias texturales que podrían explicar aceptablemente las diferencias plásticas presentes en las muestras estudiadas. Esto esta de acuerdo a otros autores (Amrani, et al., 1996a).

**4.1.4. – Actividad de Skempton.**

Sobre el diagrama de Arkin y Michaeli (1989) (figura 4.8) que representa la actividad de muestras arcillosas, se observa que casi todas (muestras en general) se sitúan por debajo de la línea de actividad ( $A = 0,5$ ), mientras que las muestras estudiadas presentan una gama de variación de este índice entre 0,5 y 0,7 (ver tabla 4.5). Ello permite comprobar que estas correlaciones de Arkin no se aplican a nuestros suelos de forma individual (exceptuando la presa de Francisco Abellán tabla 4.5), pero si se aplican globalmente si nos dan un comportamiento más de acuerdo a lo dicho por este autor, como veremos más adelante.

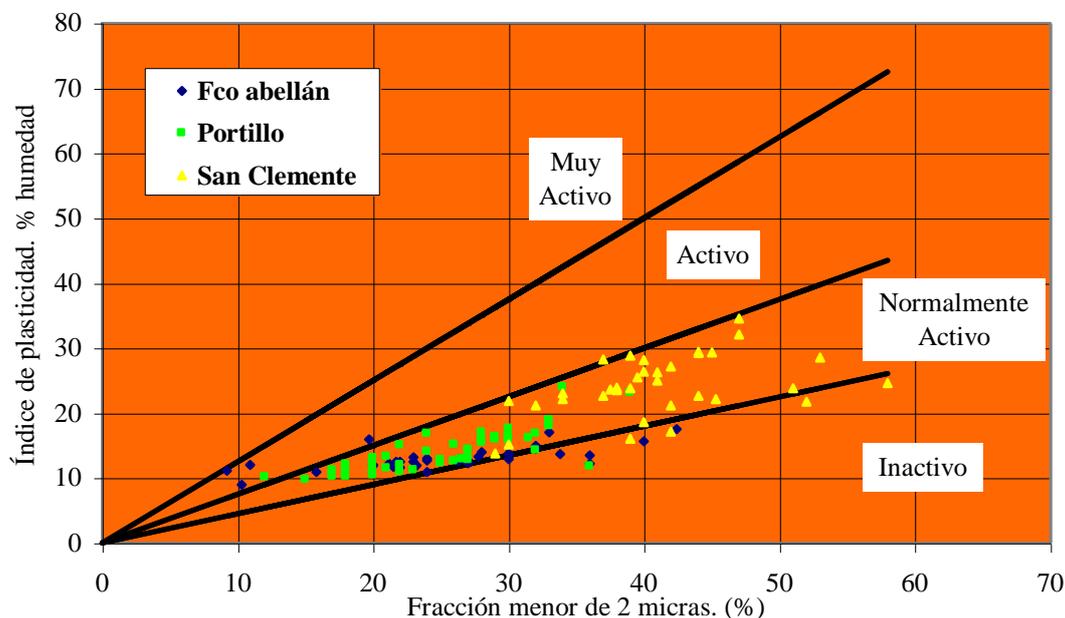
<i>Intervalo Actividad</i>	<i>Francisco Abellán</i>		<i>Portillo</i>		<i>San Clemente</i>	
	<i>Frec.</i>	<i>%</i>	<i>Frec.</i>	<i>%</i>	<i>Frec.</i>	<i>%</i>
< 0,5	17	45,9	9	18,4	8	23,5
0,5 – 0,7	16	43,2	38	77,6	21	61,8
0,7 – 0,9	2	5,4	2	4,1	5	14,7
> 0,9	2	5,4	0	0,0	0	0,0
<i>Totales</i>	37		49		34	

*Tabla 4.5. – Estudio de los índice de actividad de las muestras estudiadas.*

Según los valores de actividad A Ip de Skempton (1954) (figura 4.9):

- Los ensayos efectuados en las muestras de las canteras de la Presa Francisco Abellán muestran que son inactivos para el 45,9 % de las mismas, normalmente activos para el 43,2 % del total y activos para el 5,4 % , encontrándose el 5,4% de las muestras clasificables como muy activos en el total estudiado (tabla 4.5).
- Para el tramo comprendido entre el 25% de carbonatos y el 50%, que es representado por las muestras que provienen de las canteras de la presa del Portillo, son inactivas el 18,4 %, normalmente activos el 77,6 % y activos el 4,1 % (tabla 4.5).
- Por último para los suelos provenientes de la presa de San Clemente, que pertenecen al tramo que comprende el segmento alto en cuanto al contenido de carbonatos, 50% al 70%, siendo los más plásticos, son inactivos el 22,5 %, normalmente activos el 61,8% y activos el 14,7%, existiendo en este tramo un 1% de muestras muy activas. (figura 4.9).

En los materiales post-orogénicos de la depresión de Guadix (presa de Francisco Abellán) las canteras estudiadas pertenecen a la formación geológica llamada “Formación Guadix”, abundando en lo dicho, se define en general como un limo arcilloso con importante fracción arenosa.



**Figura 4.9. - Diagrama de Skempton para la actividad. Ubicación de las muestras en estudio.**

Debido a lo específico del fin para el que se requieren los suelos tratados en este trabajo, que no es otro que su utilización para construir núcleos impermeables de presas de materiales sueltos, existe una uniformidad clara entre todas las muestras ensayadas de las diferentes canteras pues hay una elección previa de las mismas a utilizar. Volviendo al tema propuesto, para la cantera de Francisco Abellán, la correlación en cuanto al índice de plasticidad frente al contenido de arcilla sigue una tendencia global positiva con pendiente media de 0,16 y un índice de correlación aceptable de 0,51. Tabla 4.6, presentándose la mayoría de las muestras, el 62%, en la región de Skempton llamada “Normalmente Activas”. Figura 4.9.

Para el tramo comprendido en las zonas intermedias de las Béticas, al que pertenecen tanto las canteras estudiadas de la presa de “El Portillo”, como las canteras de la zona de la Presa de “San Clemente”, definidas de igual forma en los capítulos anteriores, presentan tendencias positivas igualmente. Para las muestras de la cantera de El Portillo se dan valores con respecto al índice de plasticidad frente al contenido en arcilla siguiendo tendencias globales que se representan bien por una pendiente media positiva de 0,44 con un buen índice de correlación 0,66. Tabla 4.6, presentando la mayoría según el índice de Skempton, el 84%, actividad débil ubicándose en la zona “Normalmente activo”.

En cuanto a las canteras estudiadas de la presa de San Clemente, debido a la diferencia notable en el contenido de carbonatos entre las dos zonas de cantera, presenta en un estudio globalizado una correlación muy pobre, (0,26), por lo que obliga a individualizar éste para cada cantera. Hay que decir que estas canteras dan la plasticidad más alta de todas las canteras estudiadas (Capítulo 3), las podemos definir como arcillas de baja

plasticidad con un alto contenido de finos en forma de carbonato cálcico. Producen para cada una de las zonas de cantera comentadas y para este caso, correlaciones más importantes (0,62 para la cantera de Cementerio, y 0,70 para la cantera de Alameda) que muestran pendientes positivas de 0,52 y 0,56 respectivamente. Encontrándose contenidos en carbonato cálcico de 45% a 60% para la primera cantera y de 50% a 70% para la segunda lo que parece dar una correlación directa entre el contenido de carbonatos y la actividad, que se pone de manifiesto en la figura 4.10, no estando esto de acuerdo con lo arrojado individualmente para las muestras. Parece que lo que gobierna de forma global este fenómeno es la plasticidad y no otro, siendo casual lo anterior según este autor. En cuanto a la definición de Skempton para estas muestras, las dos canteras se ubican en zonas semejantes a las anteriormente estudiadas dando en ambos casos la zona “Normalmente activas” para un 90% de las muestras ensayadas.

Zona	Cantera	Ecuación de regresión	Coefficiente de correlación
Francisco Abellán	Total	$Y = 0,16 X + 8,89$	0.51
El Portillo	Total	$Y = 0,44 X + 3,08$	0.66
San Clemente	Cementerio	$Y = 0,52 X + 2,01$	0.62
	Alameda	$Y = 0,56 X + 1,5$	0.70

Tabla 4.6. – Ecuaciones de tendencia de la Actividad de Skempton para las canteras estudiadas.

Desde el punto de vista de la actividad de los minerales arcillosos:

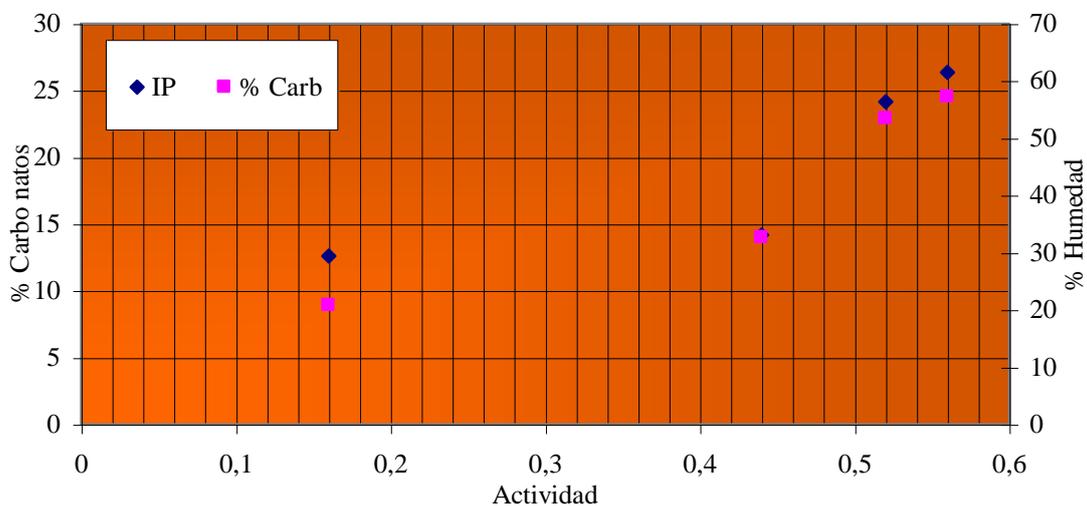


Figura 4.10. - Actividad media frente al contenido en carbonatos y la plasticidad.

- Los limos areno arcillosos de las canteras usadas de la Presa de Francisco Abellán, siguen dos líneas casi en su totalidad. En un 45,9% la línea de actividad de la caolinita y un 43,2% del total tiende hacia la línea de la ilita; lo que traduce la mineralogía de arcillas de estos suelos.

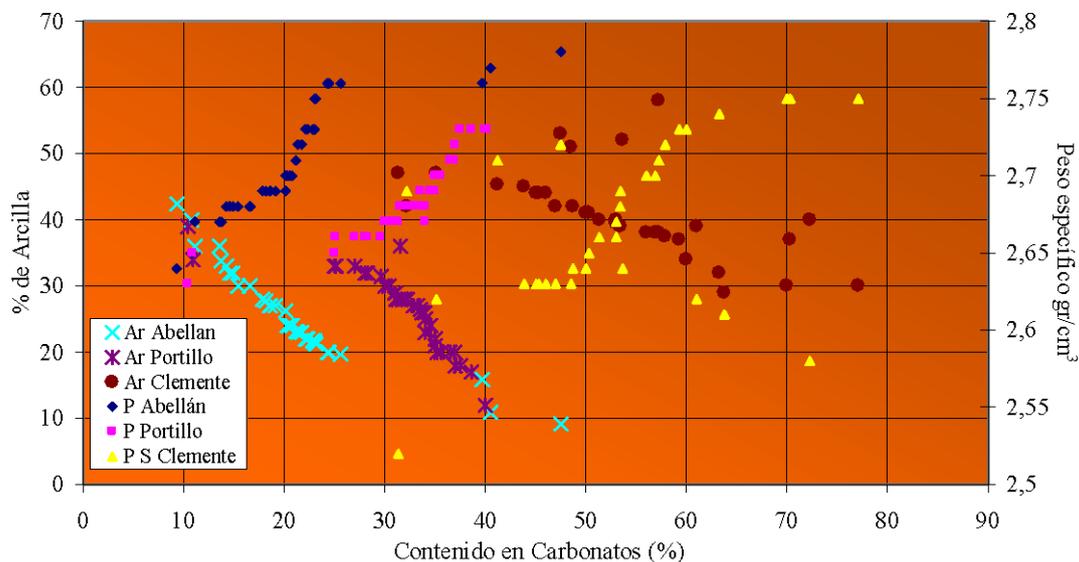
- Los limos arcillosos de las canteras de la presa de El Portillo, se sitúan a lo largo de la línea de la ilita con un porcentaje del orden de 66,3 %, lo que está de acuerdo con la naturaleza mineralógica de la fracción arcillosa correspondiente, mientras que el 35 % restante lo hace alrededor de la línea de la caolinita.

- Las arcillas limosas de las canteras de la presa de San Clemente, tienen una variabilidad mas alta que las anteriores aunque desde el punto de vista de la fracción arcilla son bastante más uniformes, se sitúan alrededor de la línea de actividad de la ilita en el 61,8 % del total de los casos. En los otros 23,14% que lo hacen alrededor de la línea de actividad de la caolinita, se observa un 14,7% que siguen la línea de la esmectita lo que se explica por la variabilidad expresada por estas canteras.

**4.1.5. – La granulometría y los parámetros ligados a la naturaleza margosa de las muestras.**

Se han representado las variaciones de los valores de  $\gamma_s$  de los diferentes tipos de margas de las muestras usadas para este estudio, en función de los contenidos en carbonato cálcico y en arcilla (figura 4.11). Esta figura indica que el % de carbonato cálcico y el valor del peso específico varían en forma directa y que un incremento en el contenido de arcilla equivale a una disminución en los valores de  $\gamma_s$ . Estos resultados como se ve en la figura, son semejantes en las tres presas estudiadas.

Existe una clara relación entre la naturaleza de las partículas y su peso específico ( $\gamma_s$ ). En la tabla 4.7, se muestran los pesos específicos  $\gamma_s$  de algunos minerales.



**Figura 4.11. - Peso específico y Contenido en arcilla frente al % de carbonatos.**

También se han correlacionado los porcentajes de las diferentes fracciones granulométricas de las muestras en la figura 4.12 en la se demuestra la uniformidad acusada de todas las muestras en textura debido a la utilidad propuesta para las mismas.

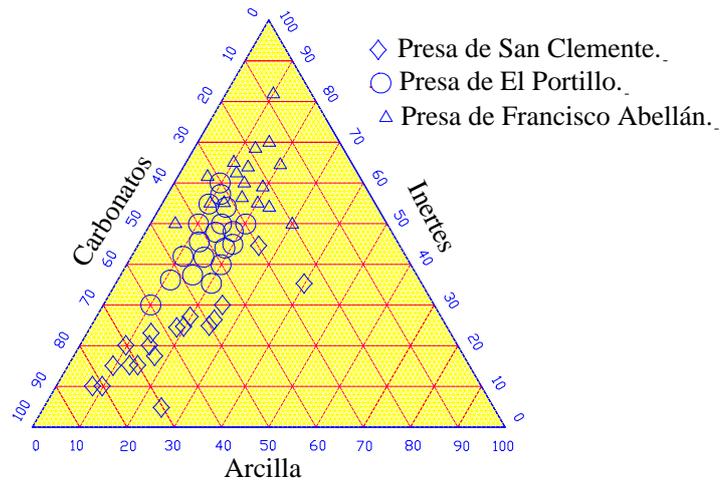


Figura 4.12. - Fracciones mineralógicas de las Muestras.

Minerales	Peso específico de las partículas en (g/cm <sup>3</sup> )
Cuarzo	2,65
Feldspato-K	2,54-2,57
Feldspato-Na-Ca	2,62-2,76
Calcita	2,72
Dolomita	2,85
Yeso	2,55
Caolinita	2,61
Ilita	2,84
Montmorillonita	2,74

Tabla 4.7. – Pesos específicos de algunos minerales.

- Las canteras usadas en la zona del Francisco Abellán, presentan tendencia positiva con una correlación importante dando un valor de peso específico medio que es máximo entre las tres zonas estudiadas. El valor teórico del peso específico para ausencia de carbonatos es de 2,63 gr/cm<sup>3</sup>, siendo el índice de correlación de 0,74. Tabla 4.8.

- Las canteras de la Presa de El Portillo presentan tendencia positiva con una pendiente de 17° sexagesimales que es intermedia entre las tres zonas estudiadas. Con un valor teórico para el peso específico de 2,58 gr/cm<sup>3</sup>, para ausencia de carbonatos y manteniendo un buen índice de correlación 0,69. Tabla 4.8.

-En la zona de la Presa de San Clemente se produce una dispersión de los datos bastante acusada, esto es debido como ya hemos indicado, a las diferencias encontradas en las

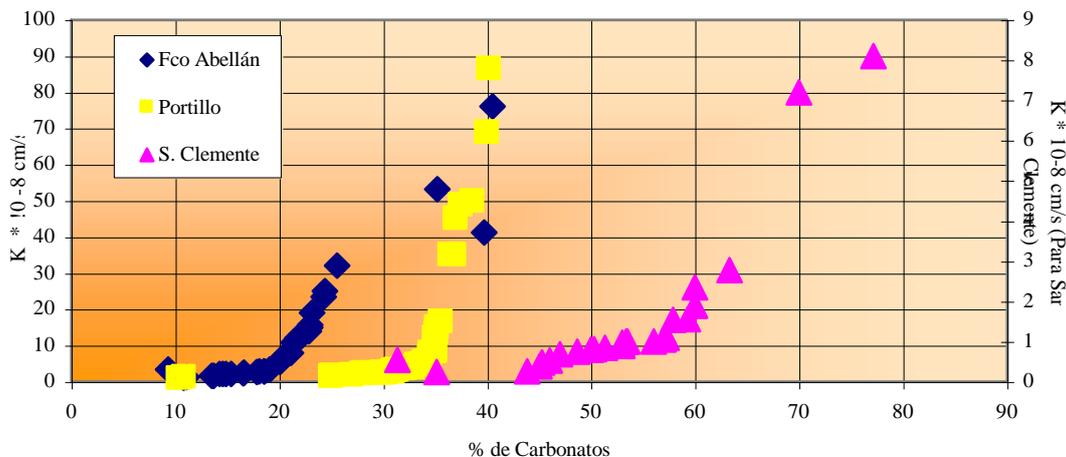


Figura 4.13. - Variación de la constante de permeabilidad frente al contenido en carbonatos en las muestras ensayadas.

dos canteras usadas en la zona en el contenido de carbonatos e inertes, dando un índice de correlación bastante pobre 0,26. No obstante presenta tendencia positiva al igual que las zonas anteriores, presentando una pendiente en la correlación, que como en los casos anteriores, es lineal, que es de 12° y un valor teórico para ausencia de carbonatos del peso específico de 2,54 gr/cm<sup>3</sup>, que como se ve representa el mínimo de los valores inter – zonas.

Como está comprobado la zona que presenta mayor plasticidad (Presa de San Clemente) es la que presenta menor peso específico en ausencia de carbonatos siguiendo una correlación perfecta con las demás zonas estudiadas. Esto está de acuerdo con lo presentado anteriormente, en cuanto a la tendencia inversa de la plasticidad frente al contenido en carbonatos y por lo tanto otorga un papel principal a este frente a la consistencia de los suelos estudiados.

Zona	Cantera	Angulo de pendiente	Peso específico % CO <sub>3</sub> Ca=0	Índice de regresión
Francisco Abellán	Total	19	2,63	0,74
El Portillo	Total	17	2,58	0,69
San Clemente	Cementerio	12	2,53	0,26
	Alameda	12	2,53	0,26

Tabla 4.8. – Datos de tendencia del peso específico frente al contenido en carbonatos.

#### 4.2. – Las variables físico mecánicas frente al contenido en carbonatos.

##### 4.2.1. – La Permeabilidad.

Los datos de permeabilidad frente al contenido de carbonatos se resumen en un primer momento en la tabla 4.9. como es lógico la constante de permeabilidad, calculada en

cm/s, varía de forma precisa aumentando al aumentar la cantidad de carbonato presente en los suelos. Aunque según Demars, (1982), la presencia en los suelos de carbonato va a influenciar la permeabilidad debido a la aparición de estructuras abiertas características de los materiales biogénicos normalmente carbonatados, que lo que hacen es alterar la textura general de la muestra. Por lo que la influencia de este es, aunque importante, indirecta.

Los ensayos de permeabilidad están efectuados en célula triaxial con presión de cabeza y cola en gradientes de  $0,5 \text{ kg/cm}^2$ , los datos de este fenómeno muestran que en todos los casos a partir de aumentos de carbonatos por encima de 31,4% para la presa de Francisco Abellán, del 62,4% para la presa del Portillo o de 65,5% para la de San Clemente, se produce una acusada inflexión en la tendencia de tal forma que desde este punto, para un pequeño aumento del contenido en carbonatos se produce un importante incremento de la permeabilidad del material.

Zona	% CO <sub>3</sub> Ca Inflexión	K cm/s Inflexión	% Abcisas al origen para Infl.	Pendiente tendencia inicial.	Pendiente tendencia final	Coef regre- sión inicial	Coef regre- sión final
Fco Abellán	20,15	$6,4 \cdot 10^{-8}$	31,25%	0,32	4,8	0,8	0,61
Portillo	34,04	$5,4 \cdot 10^{-8}$	62,4%	0,32	8,3	0,87	0,53
San Cle- mente	57,26	$1,1 \cdot 10^{-8}$	65,5%	0,041	0,35	0,4	0,31

*Tabla 4.9. – Estudio de la tendencia de el contenido de carbonatos frente a la Permeabilidad de las muestras ensayadas.*

Esto nos hace pensar que en una primera parte, la permeabilidad estará gobernada por el contenido de materiales de la arcilla y su diferente cohesión y plasticidad. A partir de un contenido de carbonatos determinado, se produce una alteración suficiente de la textura de material, de tal forma que la plasticidad del material pasa a un segundo plano y esta permeabilidad empieza a ser gobernada por el contenido de materiales carbonatados. Esto está apoyado por los buenos índices de correlación que presenta este fenómeno así explicado, aunque en el caso de la presa de San Clemente estos son más pobres, por lo ya dicho, debido a la dispersión de sus canteras.

Se ha correlacionado la constante de permeabilidad con la presión de preconsolidación edométrica, que se resume en la tabla 4.10 y en la figura 4.14; como se ve la relación de vacíos, que están íntimamente ligados a los datos de presión, y los datos de permeabilidad se muestran perfectamente como una función de la presión efectiva, sobre todo para altos contenidos en carbonatos en los que el índice de regresión es casi del 100% dando una relación inversa. Así los datos encontrados para las tres zonas estudiadas nos corroboran lo expuesto.

Zona	Cantera	Ecuación de tendencia	Índice de regresión
Francisco Abellán	Total	$Y = 10,86 X^{-2,37}$	0,86
El Portillo	Total	$Y = 7,78 X^{-2,27}$	0,92
San Clemente	Cementerio Alameda	$Y = 2,38 X^{-3,38}$	0,89

Tabla 4.10. – La permeabilidad frente a las presiones de preconsolidación edométrica. Ecuaciones de tendencia.

En suma la relación de vacíos y los datos de permeabilidad se muestran como una función compleja de la presión de preconsolidación efectiva sobre todo, como ya hemos dicho, para altos contenidos en carbonatos los datos encontrados para las tres zonas de estudio son muy similares y siguen las directrices de otros investigadores (Bryant et al 1974, Demars 1975). Sin embargo desde los estudios edométricos y la permeabilidad de nuestras experiencias y tal como se ve en la figura 4.14, no se observan bruscas disminuciones de la permeabilidad que tendrían que ser debidas al efecto “Crushing” o aplastamiento de las partículas huecas (Capítulo 3) debido a la gran presión de confinamiento y de compresión a que se somete a las partículas en el ensayo edométrico, lo que esta de acuerdo con los estudios de Demars (1982).

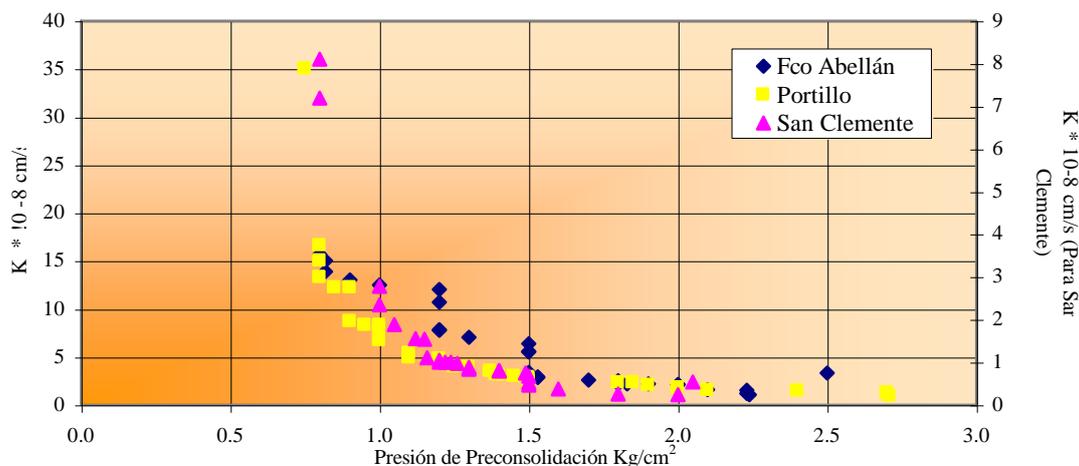


Figura 4.14. - Variación de la permeabilidad frente a la presión de preconsolidación de las muestras ensayadas.

#### 4.2.2. – Durabilidad y Carbonatos.

Como se ha explicado ya en el capítulo anterior, la durabilidad es un fenómeno de inestabilidad que presentan algunos suelos al someterse a ciclos de humedad y sequedad o variaciones de clima o, diferencias acusadas de presión y temperatura. En una presa que fluctúa estacionalmente la cota de embalse, es una cuestión fundamental.

Desde el punto de vista de los carbonatos Blyth y Freitas, (1984) indican que las margas estratificadas y arcillosas (especialmente las litologías que incluyen “claystones”, “mudstones”, “siltstones”, etc.) representan aproximadamente las dos terceras partes de la columna estratigráfica de una tercera parte de la tierra, por lo tanto, son los que mas frecuentemente nos vamos a encontrar en la construcción de cualquier elemento de ingeniería civil que involucre algún suelo. Quizás uno de los mayores problemas en construcciones hidráulicas es la susceptibilidad de algunos suelos a la degradación por dispersión (Dick, 1994).

En este estudio se ha usado para caracterizar la responsabilidad del contenido en carbonatos sobre este fenómeno, dos de los ensayos más comúnmente utilizados en estudios ingenieriles como ya hemos comentado, estos son el ensayo de SEHUDES, también llamado slake durability index test y el ensayo de Pinhole más específico para ver alterabilidad en un núcleo de presa, que para nosotros es fundamental.

Se han llevado a cabo ensayos de slake durability index test, en las tres zonas de estudio correlacionando los resultados del índice de dispersión al 5 ciclo con los contenidos en carbonatos dando como resultado los datos presentados en la tabla 4.11, mientras que en la presa de Francisco Abellán la correlación con el contenido en carbonatos es muy clara, en la presa de San Clemente se produce una fuerte disminución del índice de correlación, esto es debido a la diferencia litológica en las canteras de esta última. De todas formas la correlación global con el contenido de carbonatos es evidente.

Zona	Cantera	Ecuación de tendencia	Índice de regresión
Francisco Abellán	Total	$Y = 1,27X + 13,34$	0,77
El Portillo	Total	$Y = 0,84X + 5,80$	0,57
San Clemente	Total	$Y = 0,15X + 21,08$	0,25

Tabla 4.11. – Ecuaciones de tendencia de la durabilidad SEHUDES frente al contenido en carbonatos de las margas.

Además de ello, se ha realizado una serie de análisis estadísticos a partir de las muestras estudiadas para predecir la variación de la durabilidad debida al aumento o disminución de los carbonatos y los minerales de la arcilla, principalmente el contenido en esmectitas, (Gökçeoglu, 2000).

Se han correlacionado los valores de ID calculados para el 4º ciclo en el ensayo Slake durability Index Test, con el contenido en carbonatos, (figura 4.15). En el análisis se han efectuado regresiones tanto lineales como no lineales hasta encontrar la que produce el mayor índice de correlación. La relación entre el ID y el contenido total de arcillas,

medida en cuanto a su índice de plasticidad, en todos los casos ha resultado inversa tal como podemos observar en la tabla de valores medios 4.12. A mayor índice de plasticidad menor valor de ID.

Zona	Cantera	Índice de Plasticidad	ID 4º Ciclo	Pendiente tendencia Carbonatos
Francisco Abellán	Total	12,96	37,95	1,27
El Portillo	Total	14,19	33,78	0,84
San Clemente	Total	24,13	28,03	0,15

Tabla 4.12. – Valores medios de la dependencia del ID 4º Ciclo, debido al carácter arcilloso de las muestras ensayadas.

Todo ello, está de acuerdo con otros estudios sobre suelos arcillosos, (Gökçeoglu, 2000) también es corroborado por el incremento que se produce en los coeficientes de correlación al disminuir el tanto por ciento de arcilla entre las zonas. Otros investigadores como Rusell (1982) y Dick (1994), sobre materiales esquistosos y arcillas cementadas, llegan a conclusiones parecidas al igual que Campos, (1994), que lo estudio sobre limolitas débilmente cementadas y limolitas arcillosas. En resumen al aumentar el contenido plástico en las muestras disminuye el ID.

Aunque los resultados del primer investigador mencionado no muestran correlaciones aceptables con el contenido en carbonatos, al someter las muestras al 4º ciclo se aparecen buenas correlaciones  $r = 0,77$ , menos en el caso de San Clemente  $r = 0,26$  debido como ya se ha comentado a la diferencia entre las distintas canteras utilizadas.

Sin embargo según se comprueba en la figura 4.15 parece que el contenido arcilloso es mas importante en gobierno de este fenómeno que la concentración de carbonatos y que estos si se manifiestan importantes cuando las arcillas permanecen constantes.

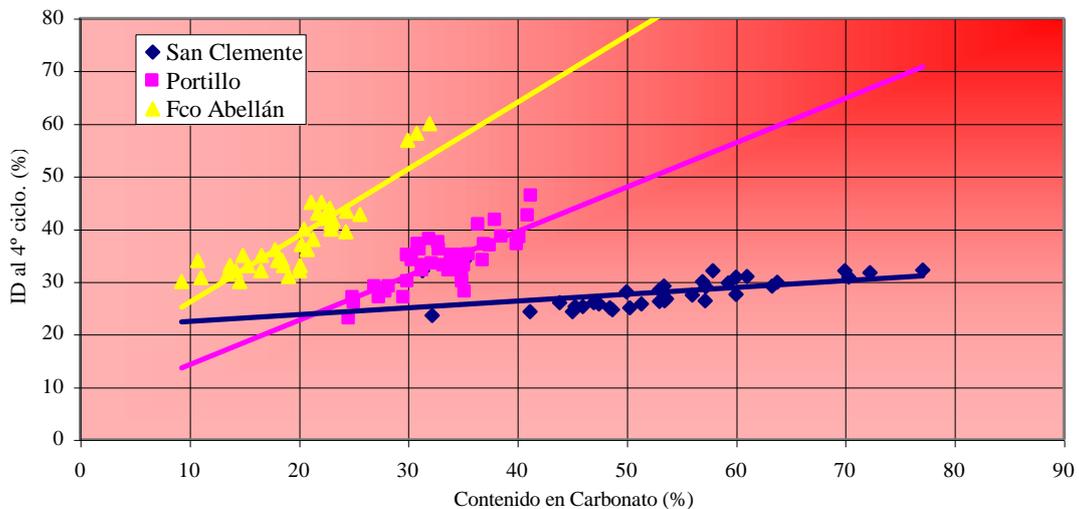


Figura 4.15. - Slake Durability Index Test. Frente al contenido de Carbonatos. Durabilidad de las margas.

### 4.2.3. – Dispersabilidad y carbonatos.

La dispersabilidad es un fenómeno de inestabilidad que presentan algunos suelos, que se traduce en una migración de partículas a lo largo de una fisura por efecto del flujo de agua y que termina por producir tubificaciones en la estructura (Capítulo 3). En el caso de los núcleos de las presas, es de vital importancia estudiar el fenómeno por razones obvias.

La susceptibilidad a la tubificación de un suelo compactado depende entre otros fenómenos de la cohesión del mismo y por tanto es función del tipo de material que lo forma. (Sherard, 1982).

Así se han correlacionado los caudales de salida en el ensayo Pinhole, a 1020 mm de carga de agua y a tiempo constante (10 minutos), con el índice de Plasticidad dando índice de correlación aceptables aunque algo bajos. Tabla 4.13.

<i>Zona</i>	<i>Cantera</i>	<i>Ecuación de tendencia</i>	<i>Índice de regresión</i>
Francisco Abellán	Total	$Y = -0,07 X + 2,70$	0,38
El Portillo	Total	$Y = -0,18 X + 5,60$	0,44
San Clemente	Cementerio	$Y = -0,14 X + 5,80$	0,45
	Alameda	$Y = -0,16 X + 6,42$	0,56

*Tabla 4.13. – Ecuaciones de tendencia tubificación frente al Índice de Plasticidad.*

La razón de la baja correlación se puede buscar en la misma mecánica del fenómeno pues al ser complejo, depende de varios factores tales como las características físico químicas de los materiales involucrados por lo que las tendencias se oscurecen al tratar variables independientemente. Esto queda también muy claro al ver la figura 4.16 en la que se diferencia perfectamente las zonas de cantera de la Presa de San Clemente por la distinta proporción de sales.

Se han correlacionado los datos que cuantifican la susceptibilidad a la erosión interna, caudal Pinhole antes definido, con el contenido en carbonatos de cada muestra, comprobando en todas las zonas estudiadas una relación lineal directamente proporcional bastante clara de tal forma que se definen familias que ubican las distintas zonas de muestreo con buenos índices de correlación, como vemos en la tabla 4.14.

Zona	Cantera	Ecuación de tendencia	Índice de regresión
Francisco Abellán	Total	$Y = 0,03 X + 2,30$	0,45
El Portillo	Total	$Y = 0,04 X + 0,41$	0,59
San Clemente	Cementerio	$Y = 0,05 X - 1,08$	0,67
	Alameda	$Y = 0,05 X - 0,38$	0,64

Tabla 4.14. – Tubificación frente al contenido en carbonatos. Rectas de tendencia e índices de regresión.

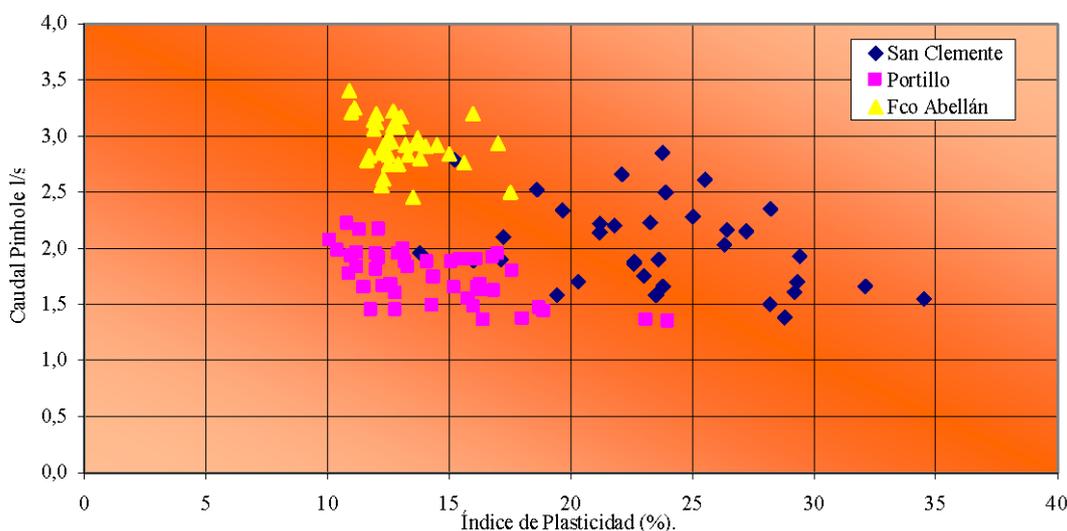


Figura 4.16. - Relación entre la tubificación y la plasticidad de los núcleos estudiados.

Se comprueba en el caso de la Presa de San Clemente, dos familias muy bien diferenciadas en las zonas de muestreo que coinciden, como en el caso anterior con las dos canteras utilizadas. Figura 4.17. Esto demuestra la dependencia de este fenómeno con las características físico químicas de las muestras ensayadas.

El hecho de que a mayor plasticidad se presenta una menor susceptibilidad a la erosión interna puesto de manifiesto en el apartado anterior, se vuelve a dejar claro aquí puesto que las familias que presentan un valor medio de caudal Pinhole más bajo, son las que pertenecen a la presa de San Clemente que son las que presentan el índice de plasticidad más alto, en valor promedio de todas. Además las pendientes de las rectas crecen hacia las zonas donde la plasticidad es mayor luego el contenido en carbonatos está íntimamente ligado a este fenómeno.

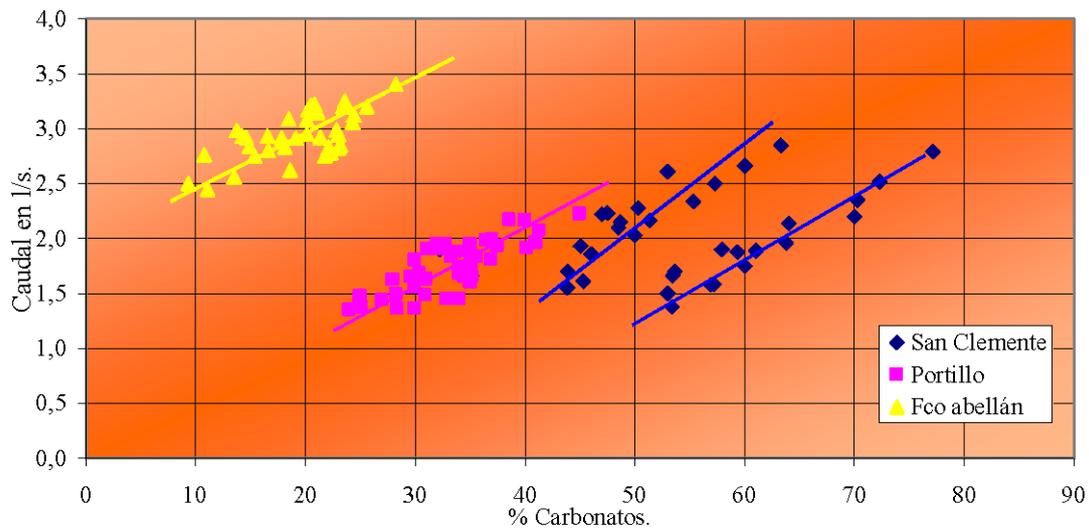


Figura 4.17. - Dispersabilidad Pinhole frente al contenido en Carbonatos.

Por lo tanto se puede decir que este fenómeno de susceptibilidad a la erosión interna es complejo y está gobernado por varios factores, siendo los principales los siguientes:

- Las características físico químicas de los componentes del suelo.
- La consistencia o plasticidad del suelo, en especial el contenido en es-mectitas.
- El contenido en carbonatos que altera a corto plazo la cohesión de los suelos y a medio plazo por efecto de la cementación posible y la disolu-ción probable.

#### 4.2.4. – Índice S. A. R., Autoestabilidad y Carbonatos.

Se han correlacionado otras variables con el índice de carbonatos debido a que, como ya hemos comentado, la durabilidad y la erosión interna vistas anteriormente tienen que ver con otros factores tanto salinos como texturales.

El índice textural elegido es el índice de Autoestabilidad por ser de común utilización en la actualidad en todos los proyectos de construcción de presas además de variable de ejecución de materiales drenantes.

El índice salino usado en este trabajo ha sido el índice S. A. R., (Sherard, 1982), pues engloba en su concepto la aportación al suelo de los iones salinos alcalino y alcalinoté-rricos más importantes, que son  $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$ ,  $\text{Ca}^{2+}$  y  $\text{Mg}^{2+}$ . Además es un valor muy extendi-do entre la comunidad científica por lo que es bastante fácil encontrar en bibliografía referencias a él.

##### 4.2.4.1. – La Autoestabilidad de las margas y los carbonatos.

Se ha reconocido ya la importancia de un concepto conocido como “Autoestabilidad”, que consiste en que las partículas de cualquier suelo involucrado en un sistema filtrante

no deben poder migrar dentro del mismo suelo. Es decir el suelo debe de ser filtro de si mismo por lo que debe de cumplir la condición de arrastre respecto a si mismo.

Esto no es más que un caso particular de la condición general, aunque según numerosos autores no siempre se ha aplicado con éxito en la construcción de sistemas filtrantes (Bravo, 1993).

Debido a la acumulación de material susceptible de formar matrices cementantes y alterar la textura de los suelos, como es el caso de los carbonatos en las margas, es esta una cuestión muy principal en la construcción de núcleos de presas en los que el material base sean estos suelos carbonatados.

En 1958, Bligh propuso como condición de Autoestabilidad la siguiente formulación

$$D_{85}/D_{15} < 5 \quad (4.2.4.1, 1)$$

Que se sigue utilizando en muchos pliegos de condiciones de varios países, como por ejemplo, en la Chamber of Mines of South África.

De Mello (1975) propuso dividir la curva granulométrica en dos partes arbitrarias y comprobar que la más gruesa cumplía con las características de filtro. Sherard (1982) amplió este criterio para suelos de Granulometría amplia, ya que el anterior lo había estudiado para las granulometrías discontinuas. Más tarde propuso un criterio basado en la “relación de inestabilidad”, IR, que definió como:

$$IR = D_{15C}/D_{85F} < 5$$

Las dos partes de la curva, según Kenney et al. (1985), representan la cantidad de finos < de 0,08 mm (F) frente a % de material comprendido entre D y 4D (H). Definen que los suelos son estables cuando cumplen que  $H > 1,3 F$ . Aunque posteriormente, proponen como criterio de estabilidad interna la razón  $F < = H$ .

Aunque en nuestro caso, un suelo cohesivo puede ser estable y no cumplir los criterios anteriores así propone el U. S. Corps of Engineers, lo siguiente

$$D_{50}/d_{50} < 25$$

Esta relación es mas conservadora que el uso de las anteriores. Por último, la Norma Española PG3 para suelos cohesivos, da como criterio que el D15 del suelo debe estar comprendido entre 0,1 y 0,4 mm. Debido a todo lo expuesto se ha correlacionado para cuantificar este fenómeno en función de los carbonatos, la relación propuesta por Sherard (1982) ya que es la que mejor se correlaciona con la escala textural en la que se mueven nuestras muestras, aunque hay que decir que no se ven muy aplicables en general, los criterios anteriores para los materiales cohesivos.

Se han correlacionado 120 muestras de las ensayadas pertenecientes a las tres zonas de trabajo, como ya se ha dicho en el capítulo anterior, a las que se le ha calculado el  $d_{15}$  y el  $d_{85}$  de la curva granulométrica total; debido al cálculo de sus límites de Atterberg se comprueba que todas las muestras pertenecen al “Símbolo de Grupo” – CL – por lo que para ver el  $D_{15}$  más idóneo para filtro drenante, se va a usar el factor 40 en principio de

acuerdo a las directrices apuntadas anteriormente siguiendo para el cálculo definitivo de este valor el criterio de imponer el límite de  $D_{15} = 0,5$  mm para valores resultantes que superen a este valor y en la figura 4.18. en la que se ha incluido además de las muestras objeto de este estudio, las rectas de autoestabilidad impuestas por lo criterios explicados anteriormente del los estudios precedentes es el conocido ábaco de Sherard, en los que se representan los resultados de estos ensayos en escala logarítmica.

La recta límite en las arenas, se prolonga aproximadamente para los limos aunque disminuyendo ligeramente de pendiente y coincide bastante bien con los ensayos de Baugham Soares, si se supone una relación entre la constante de permeabilidad y el diámetro  $D_{15}$  del filtro como:

$$K = a * D_{15}^2$$

Donde a es igual 0,35 ó 0,65. Para bases arcillosas de plasticidad media, la línea de separación es menos tendida y más alta.

Según Sherard estos son función de la granulometría de las bases por lo que otras variables como la plasticidad o la salinidad no son variables a tener en cuenta en esta definición de la Autoestabilidad. Fijándonos en la figura 4.18 vemos que para bases arcillosas

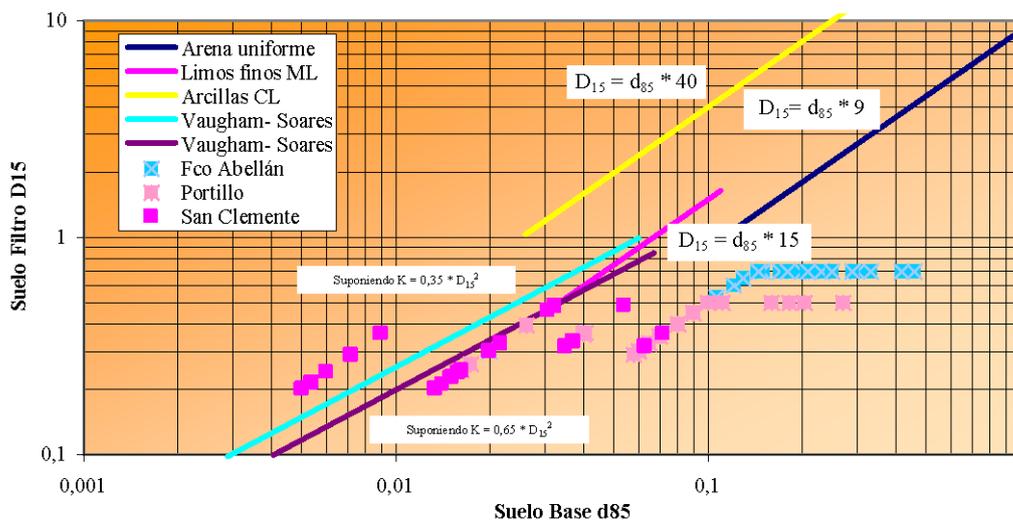


Figura 4.18. - Abaco de Sherard (1982). Ubicación de las zonas ensayadas.

o limosas con más del 80% en peso de material inferior al 0,08 mm, como es el caso de las bases estudiadas de la presa del Portillo y de la presa de San Clemente, da como relación de cálculo del  $D_{15}$  de filtro la ecuación:

$$D_{15} = 9 \times d_{85}$$

Aunque se ve que para estos suelos en el mismo ábaco presentado figura 4.18, la recta de cálculo de  $D_{15}$  va afectada por el factor 40 en vez de 9 pues nos daría con el primero filtros casi tan impermeables como las bases a defender. En todos los casos no se debe poner filtros que tengan un  $D_{15}$  mayor de 0,5. Esta es la razón del límite impuesto en la figura al  $D_{15}$  de los suelos estudiados.

Para suelos del tipo de los estudiados en la presa de Francisco Abellán en los que el % de suelo menor de 0,08 mm no supera en la mayoría de los casos el 70%, el criterio de Sherard para definir el filtro es de limitar el diámetro D15 de este, a 0,7 mm como máximo, siguiendo la ecuación:

$$D_{15} = 5 \times d_{85}$$

Así en la figura se ha llegado a dar este límite para calcular en todos los casos el filtro más idóneo a la base estudiada en cada muestra. Como resumen de lo dicho podemos exponer lo siguiente:

- Los criterios seguidos estrictamente , producirían filtros demasiado gruesos en el 70% de los casos estudiados.
- Para los casos de suelos con más del 80% de finos solo el 30% de los mismos sigue el criterio de factor 40.
- El 25% de los suelos finos no cumple ni siquiera el caso inferior de factor 9 , por lo que se llega a solución límite de imponer un D15 de 0,5 mm.
- En los suelos de grano mas grueso un 69% no cumple con la condición de factor 5 y se llega a la solución límite de imponer un D<sub>15</sub> de 0,7 mm.
- Por lo dicho, la textura es fundamental en la explicación del fenómeno, es por esto que el contenido de carbonatos va a influir en el resultado.

Por esto se ha correlacionado el factor de Autoestabilidad general propuesto por Sherard para cada una de la muestras ensayadas con el contenido en carbonatos de estas obteniéndose los siguientes resultados presentados en la tabla 4.15.

Zona	Cantera	Ecuación de tendencia	Índice de regresión
Francisco Abellán	Total	Y=0,0002X-0,0026	0,40
El Portillo	Total	Y=0,0003X-0,0022	0,45
San Clemente	Total	Y=0,0016-0,0564	0,70

Tabla 4.15. – Autoestabilidad frente al contenido en carbonatos. Rectas de tendencia e índices de regresión.

Además en la figura 4.19 vemos las tendencias punto a punto, para cada una de las zonas de todo ello podemos decir:

- Se produce en todos los casos una tendencia positiva con lo que se demuestra que a mayor contenido de carbonatos disminuye la Autoestabilidad de las bases estudiadas.
- Desde el punto de vista interzonas al aumentar el contenido de carbonatos se produce un aumento de la pendiente de tendencia por lo que parece claro que este material carbonatado incide claramente en el gobierno del fenómeno.
- Aunque en general la regresión es aceptable, a bajos contenidos de material carbonatado es baja lo que se debe a nuestro entender, a la poca im-

portancia que, en este tramo, tiene esta variable en el fenómeno estudiado debido a que la variación de la textura producida por este material carbonatado, a estas concentraciones, es poco importante.

- Se demuestra que la variable carbonato es importante a la hora de estudiar el comportamiento de una base frente al filtro elegido pues como vemos en las figuras presentadas los filtros resultantes de las relaciones propuestas son diferentes entre las muestras aún en una misma zona, donde lo único que cambiamos sería el contenido de carbonatos.
- Quedaría por estudiar otro fenómeno que se produciría a medio y largo plazo . Este es el fenómeno de Hardthenig y Softening producido por la cementación o disolución de las matrices carbonatadas en los suelos.

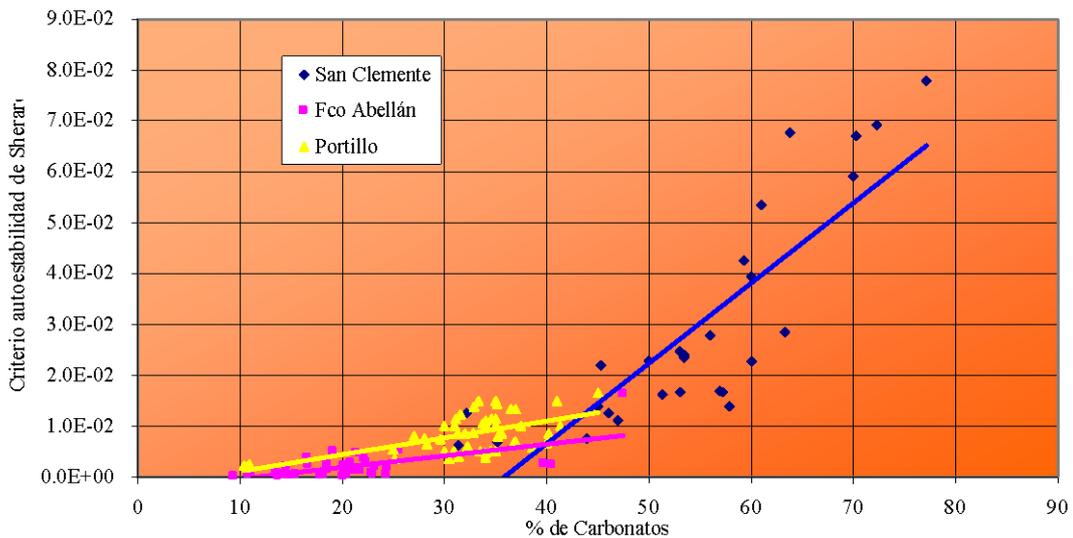


Figura 4.19. - Autoestabilidad frente a Carbonatos.

#### 4.2.4.2. – Índice S. A. R. y los carbonatos.

Se han correlacionado los datos del análisis químico de elementos alcalinos y alcalino – térreos,  $Na^+$ ,  $K^+$ ,  $Ca^{++}$  y  $Mg^{++}$ , visto en el capítulo anterior (tabla 3.42), de los suelos ensayados con el contenido de  $CO_3Ca$  de los mismos, con el objeto de demostrar la importancia de este en la variación del índice S. A. R. de los suelos.

Como ya hemos dicho el índice S. A. R. es una medida de la salinidad total de los suelos según la fórmula:

$$SAR = \frac{[Na^+]}{\sqrt{\frac{[Ca^{2+}] + [Mg^{2+}] + [K^+]}{3}}}$$

Esta función se ha correlacionado por otros investigadores como por ejemplo Sherard en sus ensayos de 1984, con la tubificación interna de núcleos de presa. Es por esto que su estudio en función de los carbonatos parece esencial, en el caso que nos ocupa.

Como sabemos la roca caliza es poco soluble en agua pura (0,065 g/l de  $CO_3Ca$  a 20°C) pero en presencia de  $CO_2$  el carbonato forma un equilibrio químico en el que este se disuelve lentamente en forma de bicarbonato (solubilidad 166 g/l, expresado en  $(CO_3H)_2Ca$  a 20°C), según la reacción:



Esto hace que las formaciones calcáreas sean en algunos casos, muy ligeras permeables y abiertas.

Como ya hemos comentado la relación entre el contenido de sodio y la tubificación viene determinado por el valor del índice S. A. R., en la representación de las zonas de tubificación expresadas por Sherard y plasmadas en la gráfica 4.20.

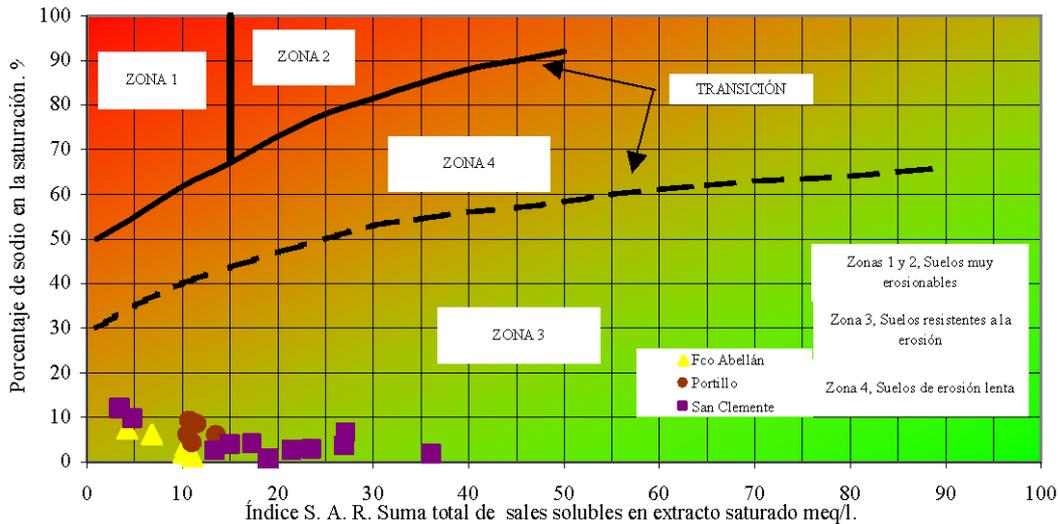


Figura 4.20. - Índice de S. A. R., y la tubificación. Sherard 1985.

Aunque este es un criterio secundario es importante ver la posible variabilidad del factor “SAR” frente al contenido en carbonatos.

Se han correlacionado para este propósito 30 muestras representativas de las tres canteras y se han calculado a partir de los extractos saturados secos los índices de S. A. R., y los contenidos en carbonatos de cada una de ellas, dando como resultado, figura 4.21, una buena correlación entre ambas variables, tanto para la presa de Francisco Abellán como para la presa de San Clemente, no siendo así en la presa del Portillo en la que habría que hablar de dispersión por existir demasiada uniformidad en el material que compone la cantera, esto produce un sesgo muy acusado que al final, se traduce en esa circunstancia comentada.

La tendencia presentada fija un cambio a valores de 50% del contenido en carbonatos; además, esto está corroborado en el hecho de que en la zona de San Clemente en la que existen dos canteras con propiedades salinas diferentes, se produce este cambio de tendencia al pasar de muestras de contenido en carbonatos menor de 50% a contenido de carbonatos superior a este valor límite.

Antes de este límite la tendencia de todos los puntos ensayados es negativa decreciendo la pendiente entre las zonas a medida que aumenta la plasticidad de ellas además también observamos que al aumentar el contenido global de carbonatos también disminuye la pendiente referida. Al aumentar el contenido de carbonatos por encima de 50% la tendencia se invierte y es positiva.

Este fenómeno creemos que se debe a que los carbonatos actúan en este fenómeno de una manera indirecta con un mecanismo que se puede sistematizar así:

- A concentraciones inferiores al 50% de carbonatos, no se produce ningún efecto en la estructura arcillosa (verdadera responsable del cambio cationico auténtico liberador de iones sodio) puesto que no es suficiente para producir un aumento de porosidad en el material, por lo que no aumenta la disolución de estos iones alcalinos en el extracto saturado que es donde medimos esta salinidad potencial los iones que provienen del carbonato ,  $Ca^{2+}$  y  $Mg^{2+}$ , debido a la baja solubilidad del carbonato en agua no son determinantes en el calculo de este factor. Así el efecto es de disminución de el índice con el carbonato pero no creemos que sea clara.
- A concentraciones superiores al 50% de carbonatos en el material, las estructuras se abren debido a esta alta concentración aumenta la porosidad y por lo tanto aumenta mucho la superficie específica del material. Esto hace que el cambio cationico de este se produzca en mucha mayor proporción, por lo que el índice S. A. R. aumenta.

De acuerdo a la formula de obtención de este índice es lógico que al aumentar el carbonato disminuya el índice S. A. R. si no se produce variación en el ión  $Na^+$ .

Por esto parece que este índice y por lo tanto, la fenomenología que presenta en estos suelos, más bien es gobernada por la fracción arcilla que por la fracción carbonato. Solo en el caso de concentraciones muy grandes de este último, produce el efecto explicado. Las ecuaciones de tendencia y los índices de regresión para este fenómeno las vemos en la tabla 4.16

Zona	Cantera	Ecuación tendencia	Índice de regresión
Francisco Abellán	Total	$Y = -0.0141X+0.41$	0.87
El Portillo	Total	$Y = -0.0067X+0.34$	0.44
San Clemente	Cementerio	$Y = -0.005X+0.28$	0.90
	Alameda	$Y = 0.0139X+0.60$	0.97

Tabla 4.16. – Ecuaciones de tendencia e índices de regresión de la dependencia del Índice S. A. R. con el contenido en carbonatos.

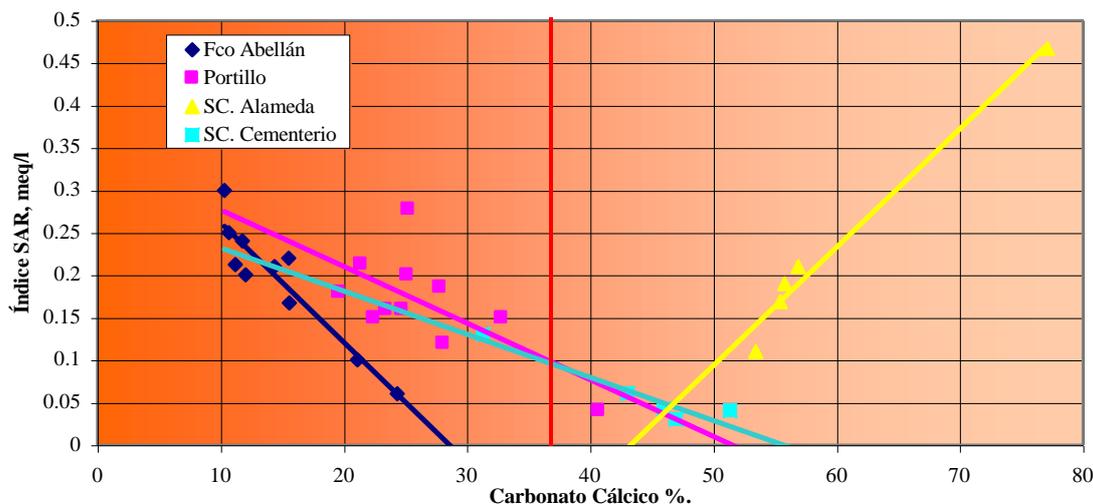


Figura 4.21. - Variabilidad del Índice SAR con el Contenido en carbonato Cálcico de las zonas de cantera.

### 4.3. – Relación entre las diferentes variables geotécnicas y los carbonatos.

Para cuantificar la dependencia del contenido de carbonatos en las características geotécnicas de capacidad portante y tenso deformacionales de las muestras estudiadas, se han efectuado ensayos de compresión unidimensional sin deformación lateral, edómetro a hinchamiento libre, para comprobar la influencia de estos en la presión de preconsolidación y en la consolidación producida bajo carga. Además se han ejecutado ensayos de compresión triaxial sin drenaje, debido a la impermeabilidad de la muestra, con consolidación previa y medida de presiones intersticiales.

La resistencia residual de las muestras se ha calculado a partir de ensayos de corte anular y ensayos de corte directo, en ambos casos se ejecutaron a velocidades de ensayo lo suficientemente lentas como para permitir la disipación de presiones intersticiales y así medir en presiones efectivas los parámetros de corte.

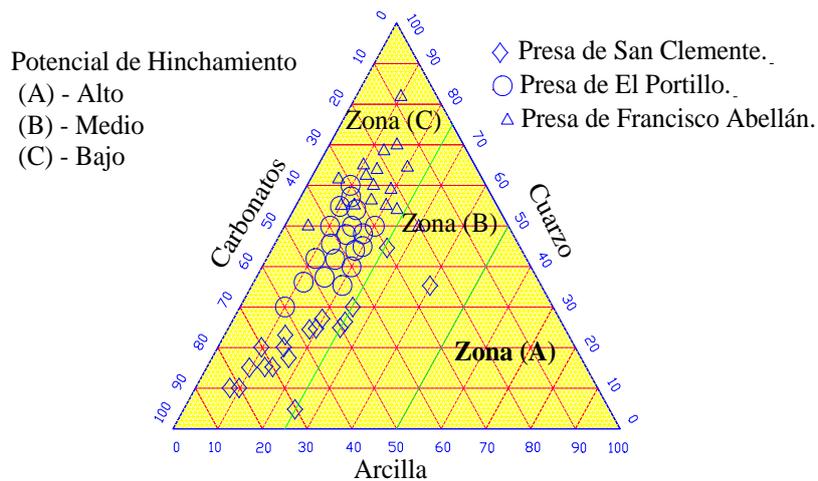
En general se han medido los parámetros comunes a cualquier cálculo de capacidad portante y de deformabilidad en núcleos de presas en el ámbito de la ingeniería civil para lo cual se han estudiado tanto estas variables como los recorridos tenso deformacionales en función de los contenidos en carbonatos, que intenta demostrar la dependencia de estas en función de los últimos, que es el objetivo final de esta tesis.

#### 4.3.1. – Presión de preconsolidación, expansividad.

Uno de los factores principales que influyen en el potencial de hinchamiento de estas margas en presencia de agua, está dado por la naturaleza y cantidad de los minerales arcillosos. Troalen, (1994b), diseña según esto, un diagrama triangular representado en la figura 4.22, en el que muestra la probabilidad de hinchamiento potencial sobre las bases del contenido mineralógico solamente. Así las muestras involucradas en el presente estudio, teniendo en cuenta solo estos datos nos dan un potencial de hinchamiento nulo a bajo como se puede ver en dicha figura.

Se ve que las muestras ensayadas de la Presa de El Portillo caen en la zona de bajo potencial de hinchamiento en un 100% las de la Presa de Francisco Abellán caen en la misma zona en un 95% teniendo un 5% en la zona (B) “ de hinchamiento medio” y por fin un 27% de las muestras de San Clemente caen en la zona (B) siendo el resto de bajo hinchamiento.

Estos datos aunque están en consonancia con los datos de Presión de Preconsolidación no se pueden explicar con el contenido en carbonatos siendo esto lo encontrado en Bibliografía. Troalen (1994b).



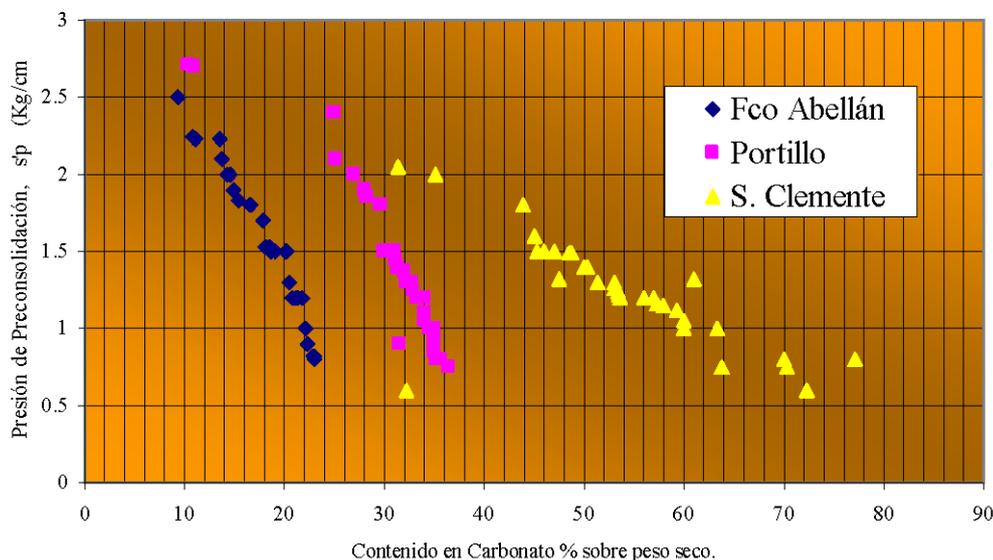
*Figura 4.22. - Potencial de hinchamiento frente a las fracciones mineralógicas de las Muestras.*

El hecho de que en el material para núcleo de la Presa de San Clemente se encuentra en su composición mineralógica mezclas de illita y esmectita casi en un 50% y que el contenido de esmectita, dentro de los minerales de la arcilla presentes, es más importante que en lo encontrado en los suelos de los núcleos de las otras dos presas, hace pensar que la importancia de este último mineral de arcilla es el responsable principal del grado de hinchamiento del conjunto. Frolidi et al. (1994).

Dentro de esto, en la figura 4.22, se da como ya se ha visto los valores porcentuales de las fases minerales principales de la fracción fina, que representa el 82% en el caso de las muestras estudiadas de la Presa de San Clemente, el 78% en las muestras de la Presa de El Portillo y el 64% en las muestras de la Presa de Francisco Abellán; lo que confirma la dependencia del hinchamiento medido en el porcentaje de finos de las muestras como también indican los investigadores anteriores.

Debido a la naturaleza biogénica de parte de la fracción carbonatada del material estudiado, este exhibe rasgos mecánicos raros como apunta Semple, (1988), estos materiales carbonatados tienden a ser aplastados por fractura de las estructuras carbonatadas ligeras y delgadas que existen en su composición, que produce, bajo carga, compresibilidades altas. Bajo tensiones isotrópicas Carter et al. (1988) identificaron que a altas presiones la línea de compresión isotrópica podría parecer más a la propia de un suelo cementado. Los datos de compresión isotrópica facilitados por Airey y Fahey (1991), producen líneas de compresión normal con características semejantes a lo anteriormente co-

mentado. Además en nuestro caso esto último es interesante, porque Airey y Fahey llevaron a cabo su estudio a presiones normales de laboratorio de una forma muy semejante a nuestro procedimiento. Habrá, de todos modos, que apuntar que para investigadores como Burland, (1990), el uso del espacio  $e: \ln p'$  para explicar este fenómeno no es muy claro y prefiere definir estados críticos en términos tensionales.



**Figura 4.23. - Presión de Preconsolidación frente al contenido de carbonatos (en presiones efectivas)**

Se han ensayado 104 muestras en pruebas edométricas a hinchamiento libre como ya se ha explicado en el capítulo anterior, cuando se han expuesto los diferentes valores de edometría encontrados. Mediante los cálculos oportunos, se da el valor de presión de preconsolidación y se ha visto una dependencia clara entre este valor y el contenido en carbonatos como se ve en la figura 4.23.

Zona	Cantera	Ecuación de tendencia	Índice de regresión
Francisco Abellán	Total	$Y = -0.117 X + 3.6684$	0.94
El Portillo	Total	$Y = -0.083 X + 3.9425$	0.85
San Clemente	Total	$Y = -0.024 X + 2.5209$	0.56

*Tabla 4.16. – Ecuaciones de tendencia e índices de regresión de la dependencia de la presión de preconsolidación con el contenido en carbonatos.*

La dependencia en general es muy clara, en la tabla 4.16 se demuestra lo dicho, solo en el caso de la presa de San Clemente se aprecia un descenso apreciable en el valor del coeficiente de regresión que es debido como en los demás casos a la dispersión producida entre las dos zonas de cantera, que como se ha explicado en otros apartados produce dos situaciones de salinidad diferente.

Los datos indican unas rectas de consolidación bastante claras en el sentido de disminución de la presión de preconsolidación al aumentar el contenido de carbonatos este

comportamiento es muy similar a lo que cabría esperar en la mayoría de los suelos encontrados. En la tabla 4.18 damos los datos de la pendiente de la línea de consolidación isotrópica además de los valores medios de otros suelos extractados de la bibliografía como se ve el dato de  $\lambda$  promedio para las canteras estudiadas es alto, y esta de acuerdo con los valores publicados para este tipo de suelos por Coop (1990) y refleja la estructura abierta del suelo el valor alto del dato de situación de la línea de máxima pendiente edométrica es el resultado del aplastamiento de las partículas bajo la carga de compresión isotrópica como ya hemos apuntado. Lo que esta de acuerdo con las conclusiones apuntadas por el anterior investigador. Por todo lo anterior la línea de consolidación normal no puede ser el resultado de la reducción en tamaño de las partículas pero si en la reducción en la angulosidad de las mismas y en un aumento de las partículas finas debido a estos aplastamientos y roturas de angulosidades. Como ya hemos apuntado, es posible que la pérdida de vacíos en la fracción intra – partícula implique una reducción importante en la disminución del volumen total, pues parece que estos representan un porcentaje significativo del espacio de vacíos de este suelo. Lo que esta de acuerdo con lo mostrado por Golightly y Hyde (1988).

Sin embargo el valor encontrado en estos suelos es significativamente más alto que el encontrado por Carter et al. (1988) para suelos carbonatados de la plataforma continental australiana normalmente consolidados lo que puede ser debido a la textura mas uniforme del material estudiado.

En las líneas de recarga o relajamiento de los ensayos edométricos, se observa un comportamiento elástico debido a la linealidad de la recta resultante y con pendientes mas bajas de las esperadas. Esto puede ser debido a que en estos suelos consolidados los valores bajos son claramente una función del hecho de que las partículas no pueden ser “desaplastadas”.

En casi todos los ensayos realizados al final de la línea de compresión unidimensional se produce una pequeña cola vertical que puede significar la existencia de reptaciones después de la consolidación primaria o más exactamente el inicio del paso de la consolidación primaria a secundaria, este rasgo podría ser el resultado de una consolidación primaria incompleta aunque ciertos investigadores desechan esta posibilidad debido a la duración de las fases de la compresión, efectuadas en varios días (Leroueil et al. 1985).

Las curvas tipo de la compresión unidimensional de las canteras mostradas en la figura 4.24 en muestras compactadas, se han comparado con otras creadas por apelmazamiento al proyectar sobre la muestra un suave riego. Viéndose una significativa disminución en volumen antes de alcanzar la presión de preconsolidación, este comportamiento se puede considerar específico de arenas y sin embargo se pone de manifiesto en nuestras margas. Volviéndose asintóticas al final de la línea de compresión unidimensional. Resultados similares a esto apuntado se han obtenido por Vesic & Clough (1968) y Atkinson & Bransby (1978).

Las líneas de compresión unidimensional resultantes desde la rotura de la partícula, pues las partículas de las muestras compactadas rompen antes de que el suelo alcance la línea de consolidación normal esto hace que las líneas de consolidación son muy distintas de las mismas líneas para muestras muy rígidas, que son bastante más elásticas.

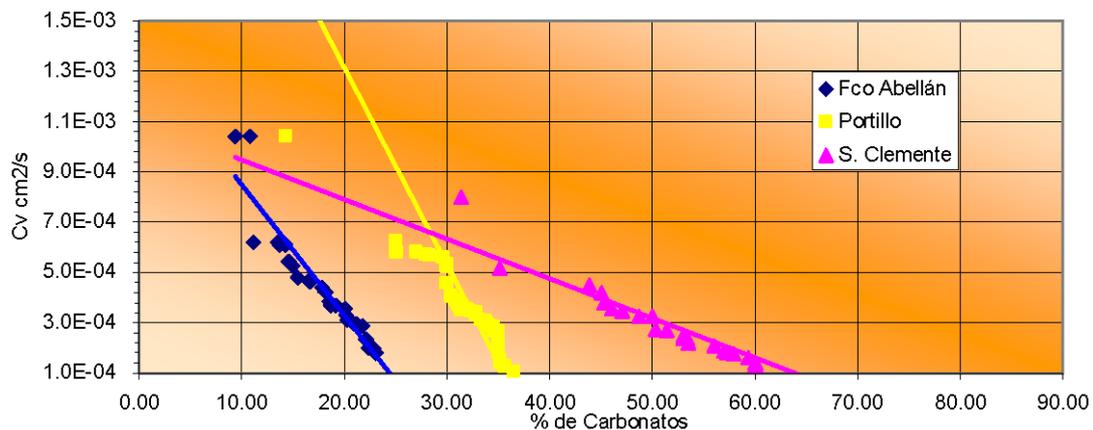
Las muestras inicialmente más sueltas muestran líneas de consolidación curvadas para las primeras cargas, similares a las descritas anteriormente, pero la línea de compresión normal, presión de preconsolidación, se alcanza a presiones más bajas.

#### 4.3.2. – Constante de consolidación vertical: compresibilidad.

De los datos edométricos además de lo reseñado y para completar la explicación de la variabilidad de los parámetros principales de la consolidación frente al contenido en carbonatos, se expone la variación del coeficiente de consolidación vertical.

Debido a que muchos minerales de la arcilla contienen pirita que en contacto con el agua destilada pueden formar ácido sulfúrico, la célula edométrica, el anillo de consolidación, el plato de carga y las piedras porosas se han fabricado en acero inoxidable resistente a la corrosión ácida de acuerdo a las experiencias de Mcknown y Ladd (1982).

El anillo de consolidación se ha fijado a la zona de carga porque los anillos no fijados producen a las altas presiones del último escalón un desplazamiento de inclinación que produce una extrusión excesiva entre el suelo el anillo y los discos porosos.



**Figura 4.24. - La constante de consolidación vertical frente al contenido de carbonatos en las canteras estudiadas. Cv en cm<sup>2</sup>/s.**

La compresibilidad del aparato edométrico en estos ensayos no fue significativa aunque en experiencias de otros autores ha llegado a ser casi el 4,5% en peso del espécimen a altas presiones. Estos autores, Mcknown y Ladd, promulgan la corrección de las lecturas del indicador de deformación vertical antes de calcular las deformaciones, no se ha creído conveniente hacerlo en nuestras experiencias como ya hemos indicado en el capítulo 3.

Los ensayos de consolidación se han producido sobre la base del contenido en carbonatos y el contenido de otros minerales presentes aunque estos últimos se ha intentado que queden con contenidos constantes o de una variabilidad casi despreciable.

Para cada una de las tres zonas de estudio la naturaleza de la deposición en capas muy finas hace que las muestras en las diferentes canteras presenten una uniformidad en cuanto al contenido mineralógico bastante acusada.

Siempre para las tres zonas de estudio se han empleado aplicadas idénticas empezando en escalones de  $0,05 \text{ Kg/cm}^2$  para finalizar con un escalón de carga de  $10 \text{ Kg/cm}^2$ . siendo la razón de incremento de carga de 1,  $\Delta P/P \cong 1$ . Así se ha intentado, por un lado que la presión soportada por el suelo en el terreno, es decir en el núcleo de la presa estudiada, sea lo mas real posible, y por otro que el numero de escalones utilizados sea igual al promulgado por la norma existente para que los datos aportados por este estudio sean de utilidad para los laboratorios de obra en general.

Después de alcanzar la presión máxima de  $10 \text{ Kg/cm}^2$  se procede siempre a una descarga en cuatro escalones hasta llegar al escalón primitivo de  $0,05 \text{ Kg/cm}^2$ .

Los tiempos de consolidación han sido siempre de 1440 minutos para poder asegurar que se ha llevado a cabo completamente la consolidación primaria empezándose la consolidación secundaria así será más exacto los cálculos de los coeficientes de consolidación vertical, que se van a efectuar por el método más extendido de Casagrande.

La tabla 4.17 nos muestra las ecuaciones de las rectas de tendencia del coeficiente de consolidación vertical con el contenido en carbonatos.

Zona	Cantera	Ecuación de tendencia	Índice de regresión
Francisco Abellán	Total	$Y = -5 * 10^{-5} X + 0.0014$	0.89
El Portillo	Total	$Y = -8 * 10^{-5} X + 0.0029$	0.76
San Clemente	Total	$Y = -2 * 10^{-5} X + 0.0011$	0.89

Tabla 4.17. – Ecuaciones de tendencia e índices de regresión de la dependencia del coeficiente de consolidación vertical con el contenido en carbonatos.

La figura 4.24 nos da el valor de este para cada ensayo a partir de las curvas reconstruidas por el método de Shemerman para cada escalón de carga donde se produce consolidación clara y no hinchamiento estos en general son: 1.5; 3.0; 6.0 y  $10.0 \text{ Kg/cm}^2$ , en todos los casos. A partir de estos datos se ha calculado el Cv máximo que es el que se presenta.

Como podemos comprobar tanto en la tabla como en el gráfico antes mencionado, las tres zonas de estudio tienen pendientes de variación muy parecidas para las muestras de las zonas del Portillo y Francisco Abellán y bastante mayor para la zona de San Clemente comprobándose en este sentido, entre canteras, que no existe una correlación buena entre los carbonatos y el índice de compresibilidad sin embargo si comparamos los datos de cada cantera independientemente de las otras, es decir considerando biogénesis, mineralogía, y textura, constantes, se obtienen grandes índices de correlación 0.89 para la presa de Fco Abellán; 0.76 para la presa del Portillo; 0.89 para la presa de San clemente; por lo tanto y a la vista de estos resultados queda demostrado que independientemente de la posible correlación frente a otras variables geotécnicas, el contenido en carbonatos incide de una manera muy significativa y nada despreciable en la variación del coeficiente de compresión vertical . En general al disminuir el contenido en carbonatos, como hemos dicho manteniendo casi constantes las variables antes men-

cionadas, aumenta la compresibilidad del suelo las margas estudiadas en una cantidad bastante apreciable.

El incremento del contenido de carbonato cálcico disminuye la tendencia de estos suelos a absorber agua e incrementa el peso unitario al reducir el contenido en arcilla, por lo que la compresibilidad disminuye al aumentar el contenido en carbonato cálcico lo que esta de acuerdo con autores como Khomehchiyan y Iwao (1994).

Sin embargo autores como Azam (2000), indican que la compresibilidad de una mezcla arcillosa va a depender principalmente del catión presente  $\text{Na}^+$  o  $\text{Ca}^{++}$  mas que del anión carbonato y del aumento del mineral del tipo de la arcilla que se produce al disminuir el contenido en carbonato.

Este mismo autor indica que este efecto se aumenta cuando se permite el flujo de agua a través de la muestra, efecto este fundamental en los suelos involucrados en la construcción de núcleos de presas. Los grandes escalones de carga finales en el edómetro, actúan sobre las muestras anegando una fracción de vacíos igual al fluido que percola a través de las mismas.

Otros autores como Frolidi et al. (1994) indican en sus experiencias con arcillas calcáreas del norte de Italia que el aumento del contenido en carbonatos, produce un aumento de la deformabilidad aunque en la misma comunicación se presenta los datos con una dispersión bastante acusada lo que da poca credibilidad a la aseveración.

#### 4.3.3. – Cohesión efectiva y ángulo de rozamiento efectivo residual.

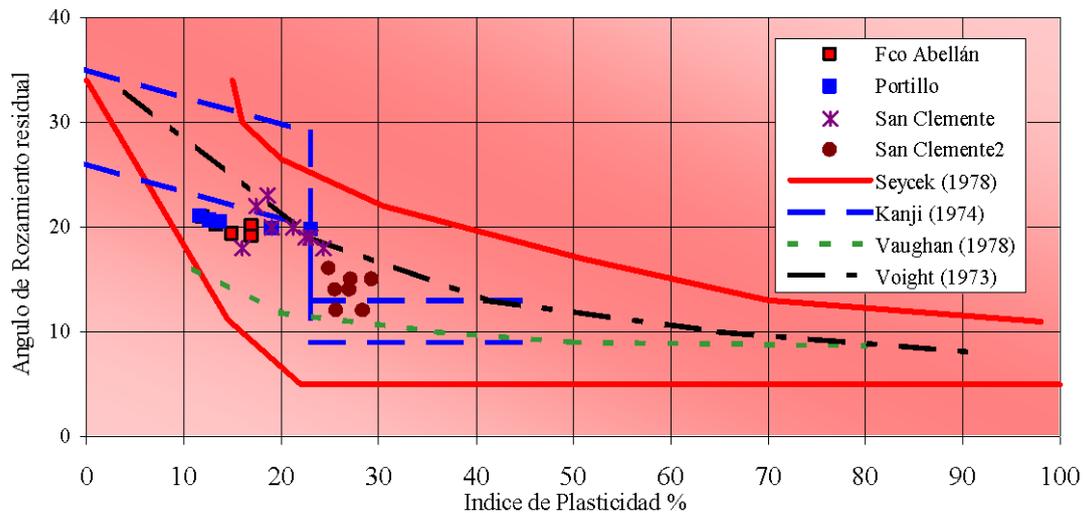
A fin de caracterizar las margas de las canteras estudiadas en sus parámetros residuales, se han ensayado, 23 muestras pertenecientes a las 3 zonas de estudio. El ensayo se va a producir en dos aparatos diferentes. Las muestras provenientes de San Clemente se van a ensayar en un aparato de corte directo con la técnica ya descrita en el capítulo tres y las muestras provenientes de Portillo y Francisco Abellán se van a romper en un aparato de corte anular. Aunque los dos métodos son distintos, los resultados finales son totalmente comparables.

Como ya hemos dicho la ventaja de este último método estriba en que el corte tiene lugar siempre a volumen constante aunque las deformaciones producidas, que es lo que ocurre en el cálculo de los parámetros residuales, sean muy grandes, por lo que el uso de probetas alteradas, remodeladas, en vez de probetas inalteradas, talladas, es indistinto. La tensión normal del ensayo en todos los casos es de 100, 200, 300 kPa como siempre se sigue el criterio de Coulomb para representar los parámetros de resistencia al corte mediante la expresión ya conocida:

$$\tau'_r = c'_r + \sigma'_n \times \tan \phi'_r$$

donde  $c'_r$  representa la cohesión efectiva residual y  $\phi'_r$  representa el ángulo de rozamiento interno efectivo residual del suelo. Como es lógico nuestra finalidad es demostrar que existe una dependencia nada despreciable entre la variabilidad de estos parámetros y el contenido de carbonatos en las muestras.

La relación el ángulo de rozamiento residual y el índice de plasticidad esta ya establecida por diversos autores Voight (1973); Kanji (1970), Lupini et al. (1981), cuyos resultados los podemos ver en la figura 4.25 aunque con una dispersión considerable podemos ver que al aumentar el índice de plasticidad decrece el ángulo de rozamiento interno efectivo residual. Como ya hemos comentado en el capítulo tres el valor del ángulo de rozamiento residual efectivo cae dentro de valores dados por la bibliografía para este tipo de materiales. El valor máximo de  $\phi'_r$  obtenido para estos suelos de baja plasticidad están agrupados en el entorno de la curva Kanji ,mientras que los que han llegado a obtener una plasticidad más alta caen dentro de las curvas dadas por Voight .



**Figura 4.25. - Variación del Ángulo de rozamiento efectivo residual frente al Índice de Plasticidad.**

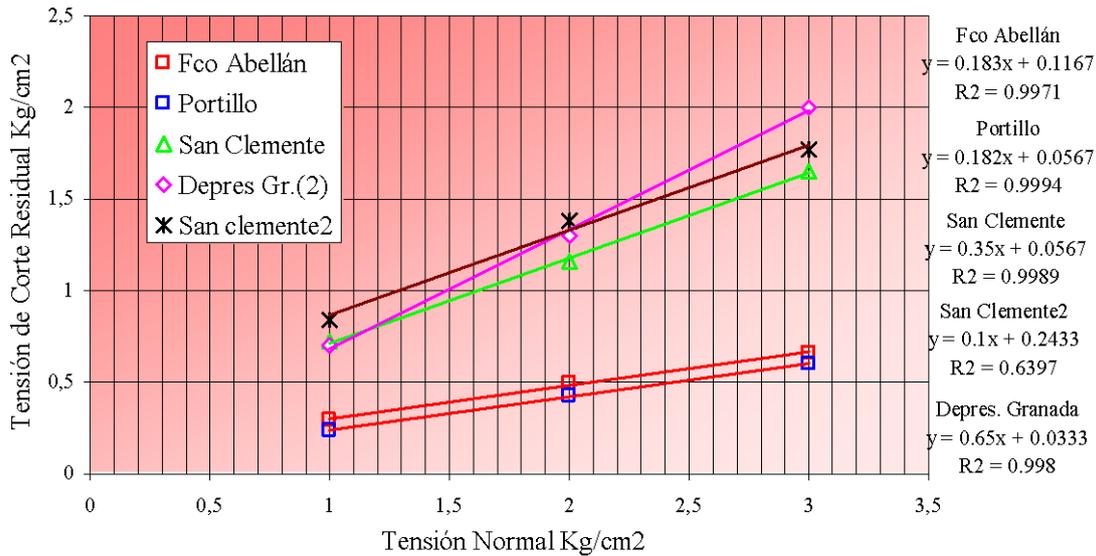
La resistencia obtenida en el ensayo de corte anular ha sido siempre sobre deformaciones mayores del 20% en todos los casos independientemente de la plasticidad. El pico se produce en todos los casos alrededor del 10% de deformación a grandes deformaciones la resistencia de corte residual se reduce a un valor constante independiente de la deformación producida es a este valor el que llamamos resistencia residual al corte para una tensión normal dada.

Los valores de resistencia al corte residual para tensiones normales de 3 Kg/cm<sup>2</sup> varían entre 0,6 y 0,7 Kg/cm<sup>2</sup> para los valores mas plásticos mientras que para los menos plásticos este intervalo aumenta a: 1,1 a 1,8 Kg/cm<sup>2</sup> Figura 4.26.

Los resultados presentados muestran la influencia de las características inherentes al suelo sobre la resistencia residual de corte en este caso la correlación entre textura y resistencia residual de corte (figura 4.30) es mejor que la correlación entre el índice de plasticidad y la resistencia residual debido, a la clara influencia de la textura en la magnitud de la fricción entre las partículas de un suelo, y sobre la capacidad de carga.

Los puntos representativos de la resistencia residual de corte, obtenidos para las tres tensiones normales de cálculo, están representados en el gráfico de la figura 4.26, para las muestras más plásticas el ángulo de rozamiento residual efectivo, tiene valores com-

prendidos entre 8° y 11° grados sexagesimales teniendo la cohesión efectiva residual valores comprendidos entre el intervalo 0,05 Kg/cm<sup>2</sup> y 0,35 Kg/cm<sup>2</sup> para los suelo con plasticidades intermedias estos intervalos varían para el ángulo de rozamiento efectivo residual, 19° y 21° grados sexagesimales y para la cohesión residual efectiva de 0,06 y 0,15 Kg/cm<sup>2</sup>. finalmente para los suelos de baja plasticidad que en este caso son más del 80% el ángulo de rozamiento residual esta comprendido entre 18° 20° grados sexagesimales y la cohesión residual efectiva está comprendida entre 0,07 Kg/cm<sup>2</sup> y 0,1 Kg/cm<sup>2</sup>. Todos estos resultados fueron presentados en el capítulo anterior.



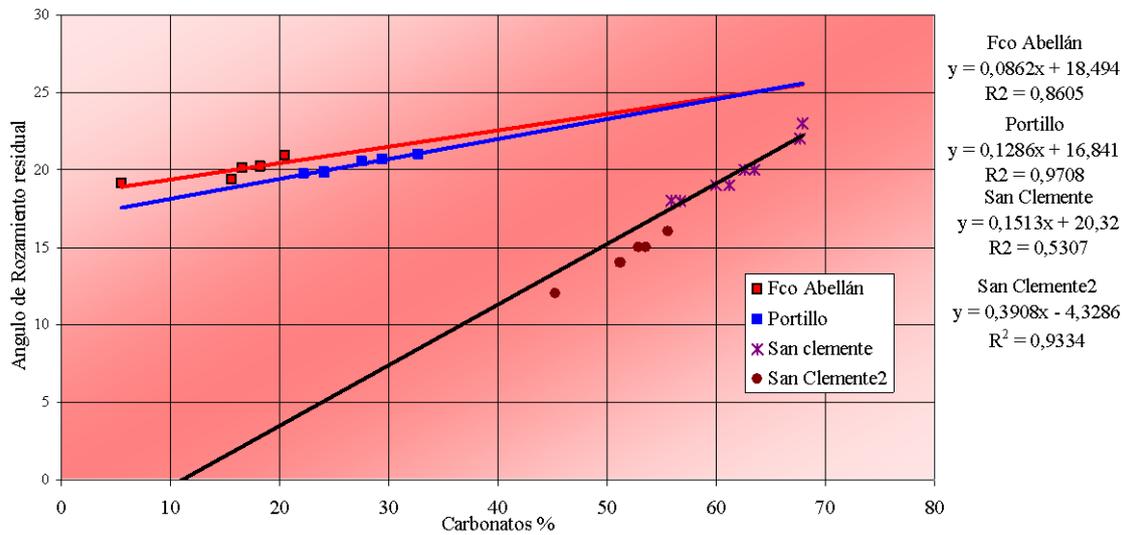
**Figura 4.26. - Curvas Intrínsecas**

La variación del ángulo de rozamiento residual efectivo frente al contenido de carbonato de las muestras, muestra una correlación positiva (figura 4.27) aunque la pendiente de la línea de tendencia es bajo, se mantiene bastante constante para las tres canteras. Por lo que la influencia es clara pero no muy acusada. La correlación de la cohesión efectiva residual y el contenido en carbonatos no es tan dispersa como la anterior y se cumple bastante mas uniformemente para las tres canteras en la figura 4.28 vemos los resultados de los puntos estudiados en las tres zonas los datos de correlación de las ecuaciones de las rectas de tendencia y el valor del índice de correlación están dados en la figura 4.27.

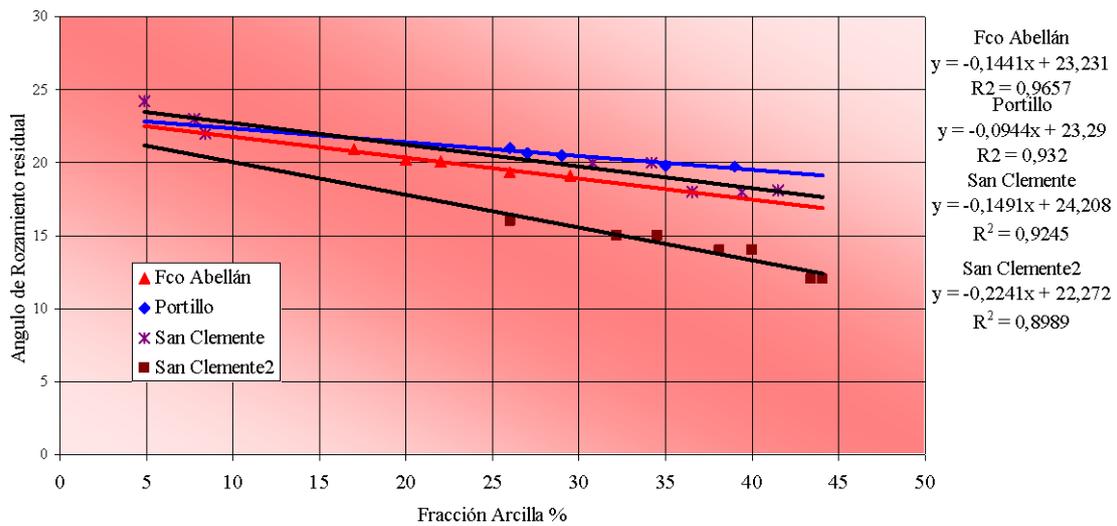
En este sentido podemos ver, aunque no es el fin de este estudio que la correlación existente entre otro componente importante del suelo desde el punto de vista geotécnico (nos referimos al yeso) y el ángulo de rozamiento residual efectivo es bastante clara y abundando más en lo mismo la correlación entre el ángulo de rozamiento interno efectivo y el contenido en arcilla sigue las mismas pautas ya descritas pero, en este caso, la pendiente de la línea de tendencia es negativa, presentando los datos una dispersión bastante acusada. Figura 4.27(b).

La figura 4.27 muestra un incremento del ángulo de rozamiento residual efectivo de 20° a 30° para contenido de carbonato mas alto del 45% debajo de este porcentaje el incremento del  $\phi'_r$  es menos consistente. El alto nivel de homogeneidad entre los valores de las canteras estudiadas aquí, se debe a que su origen es de muestras que ya se conside-

**Figura 4.27. - Relación entre los carbonatos y el contenido arcillosos frente al Ángulo de Rozamiento efectivo residual**



(a)



(b)

ran idóneas para formar parte del núcleo impermeable de una presa y por lo tanto ya cumplen una serie de requisitos que las hacen algo uniformes.

Los resultados obtenidos corresponden con aquellos de otros autores (Lupini Skinner y Vaughan (1981); Hawkins y McDonald (1992)). De acuerdo a estos últimos, los suelos con un contenido por encima del 25% “tendrán un modelo de resistencia residual de corte Translacional” mientras que los suelos con menos del 25% de contenido de carbonato cálcico tendrán un modelo de resistencia residual de corte deslizante. Y por esta razón estos últimos tiene valores de ángulos de rozamiento residual efectivo menores.

La figura 4.29 compara la relación entre  $\phi'_r$  y el contenido en arcilla tanto de las muestras de este estudio como de las experiencias de Skempton (1954), Borowicka (1965), Lupini Skinner y Vaughan (1981) y Blondeau y Josseaume (1976). De acuerdo a estos

autores  $\phi'_r$  disminuye al aumentar el tanto por ciento de arcilla en el suelo aquí lo único reseñable es hacer ver que en la Cantera de la presa de Francisco Abellán un número de puntos con bajo contenido de la fracción arcilla caen bajo la zona delimitada por las experiencias de Skempton lo que no sigue lo expuesto en este trabajo. De hecho los suelos con contenidos de arcilla similares dan resistencias residuales de corte diferentes, esto resulta indicativo de que la presencia de diferentes minerales dentro de la fracción arcillosa va a ser importante para comprender la influencia de esta en el valor del  $\phi'_r$ .

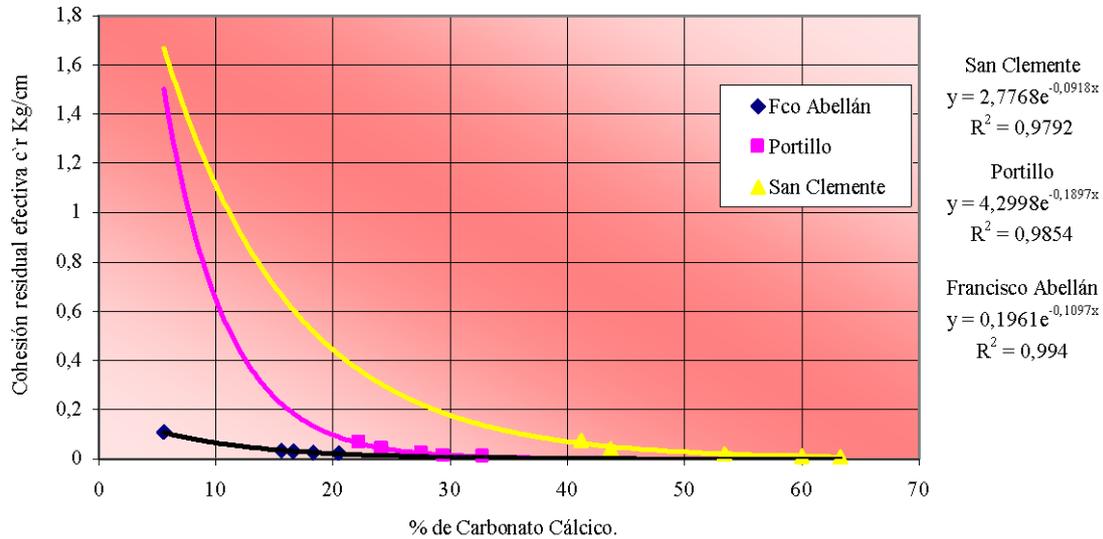


Figura 4.28. - Cohesión efectiva residual frente al contenido en carbonatos.

La variación del  $\phi'_r$  frente a la composición ha sido estudiada figura 4.30 a fin de probar los resultados obtenidos anteriormente. El valor de  $\phi'_r$  disminuye con el aumento de la fracción arcillosa del suelo y se aumenta con un incremento del contenido de carbonatos.

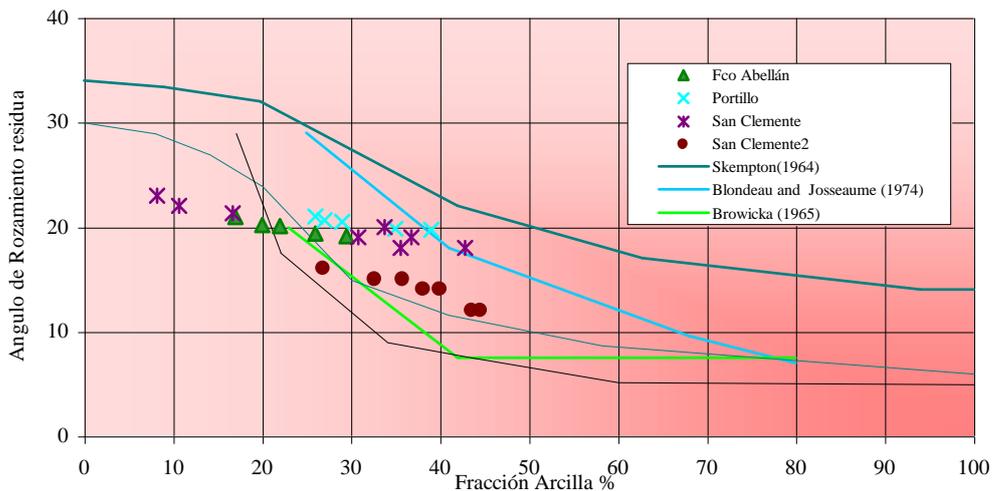
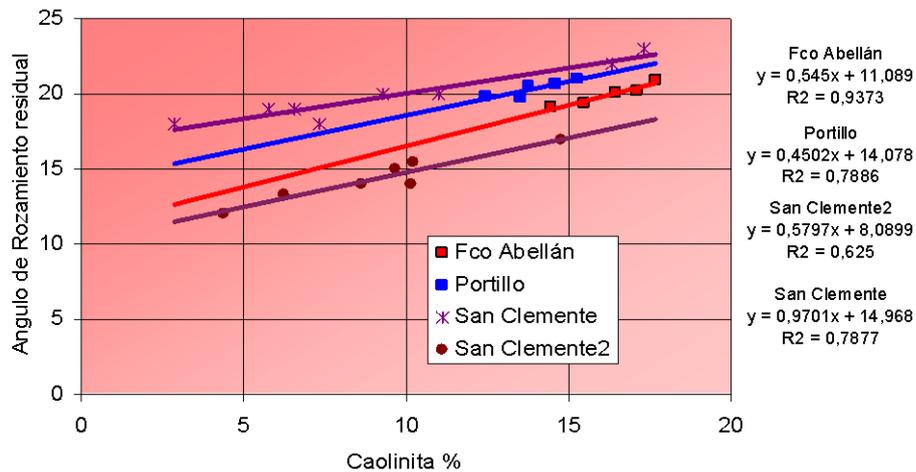
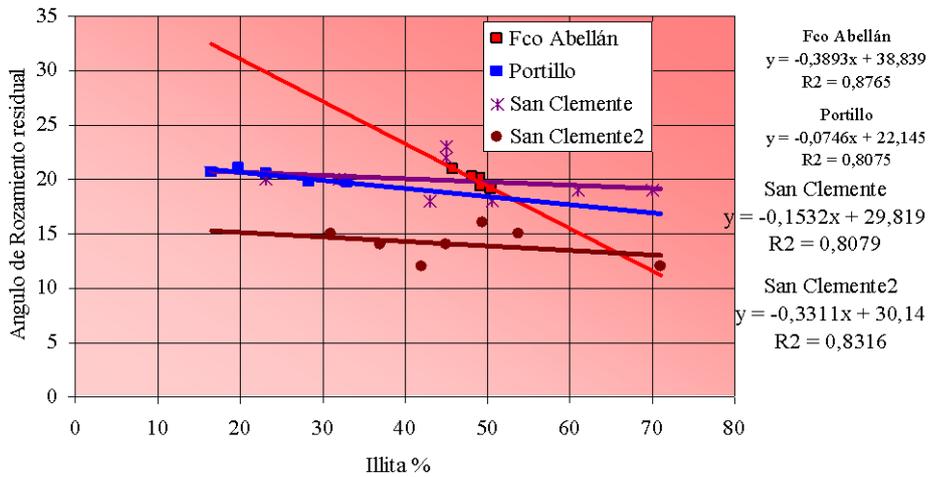
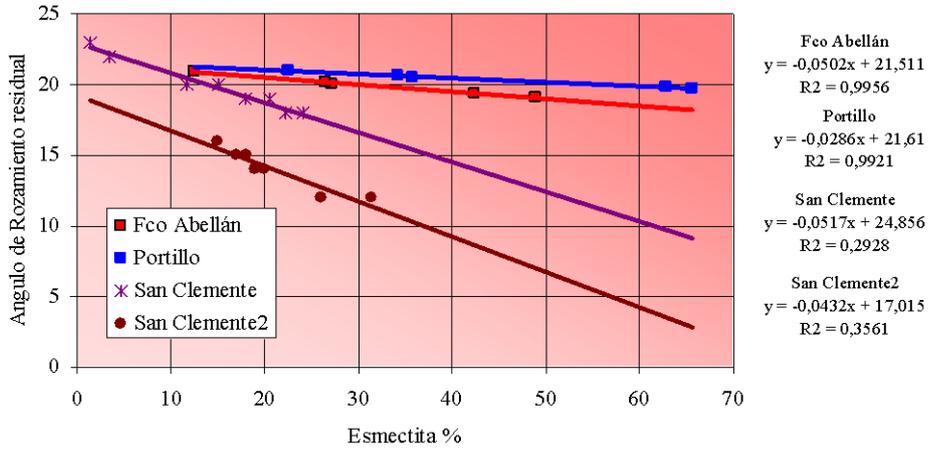


Figura 4.29.- Ángulo de Rozamiento efectivo residual frente a la fracción arcilla

El valor de la resistencia residual de corte esta muy influenciada por la naturaleza arenosa y limosa de las muestras (Lupini et al. 1981) y por la morfología de las partículas arcillosas (Hawkins y McDonald 1992).

Figura 4.30.- Relación entre minerales de la arcilla y ángulo de corte residual



#### 4.3.4. – Cohesión de pico efectiva y Ángulo de rozamiento interno de pico efectivo.

##### 4.3.4.1.- Condiciones del ensayo de compresión triaxial.

Además de la posibilidad de medir correctamente las propiedades mecánicas del suelo, el ensayo de compresión triaxial presenta la ventaja de permitir la consolidación de las muestras antes de su compresión, medir la presión intersticial desarrollada en la probeta y obtener una gran variedad de estados reales de las tensiones que pueden presentar los suelos.

Se han realizado ensayos de compresión triaxial consolidados y no drenados sobre muestras compactadas alrededor del óptimo Próctor y sometidas a cargas de confinamiento crecientes del orden de 6,5, 7,5 y 9 Kg/cm<sup>2</sup> representadas por las series 1, 2 y 3, respectivamente. Posteriormente, se procede a la compresión de las muestras aplicando una tensión vertical creciente ( $\sigma'_1$ ) mientras se mantiene la tensión lateral ( $\sigma'_3$ ) constante.

Debido a todo lo expuesto se ha considerado que lo mejor para caracterizar las variables anteriores es el ensayo triaxial. Este se ha ejecutado sin drenaje con medida de presiones intersticiales y con consolidación previa, para no dilatar el ensayo y además no tener problemas de flujo de agua debidos a la gran impermeabilidad que presentan esta clase de muestras.

##### 4.3.4.2- Tipo de rotura de las muestras de las canteras.

En las figuras 4.31, 4.32 y 4.33 se representan las curvas de comportamiento del desviador en Kg/cm<sup>2</sup>,  $\sigma'_1 - \sigma'_3$ , en función de la deformación en el ensayo de compresión triaxial para muestras promedio que cubren un espectro importante del contenido en carbonatos; este va desde la presa de Francisco Abellán con concentraciones que cubren desde trazas hasta el 25%, la presa de El Portillo desde el 25% hasta valores de 50% y por último la presa de San Clemente que tiene contenidos de carbonatos siempre superiores al 50%.

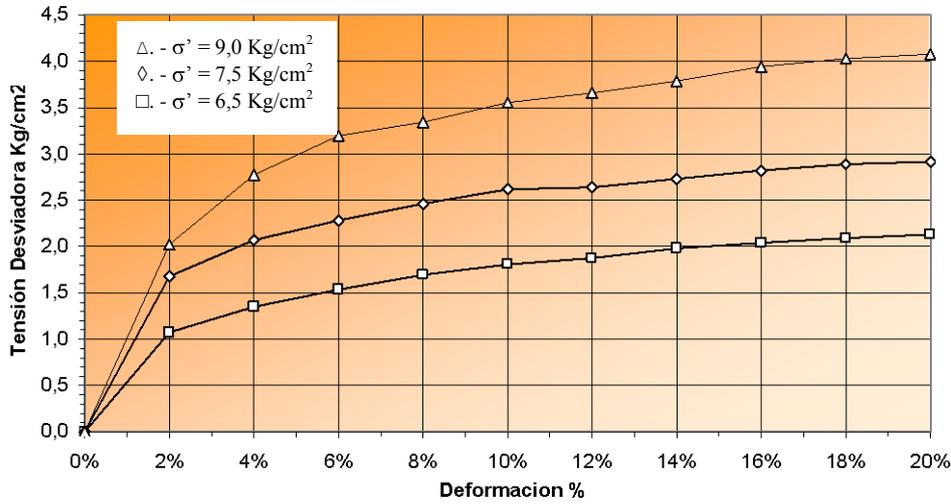
Como vemos se produce en todas ellas roturas dúctiles es decir, las probetas no tienen un máximo claro de rotura sino que van deformándose hasta valores que se van estabilizando en un concreto; podemos decir que las probetas “rompen deformándose” debido a la forma de ensayo que es sobre probetas remoldeadas, es totalmente lógico esta forma de rotura. Cuando no tenemos un punto claro de pico tomamos como carga máxima de desviador a la rotura la que se produce cuando la deformación es del 20%.

A la vista de las figuras antes mencionadas podemos decir:

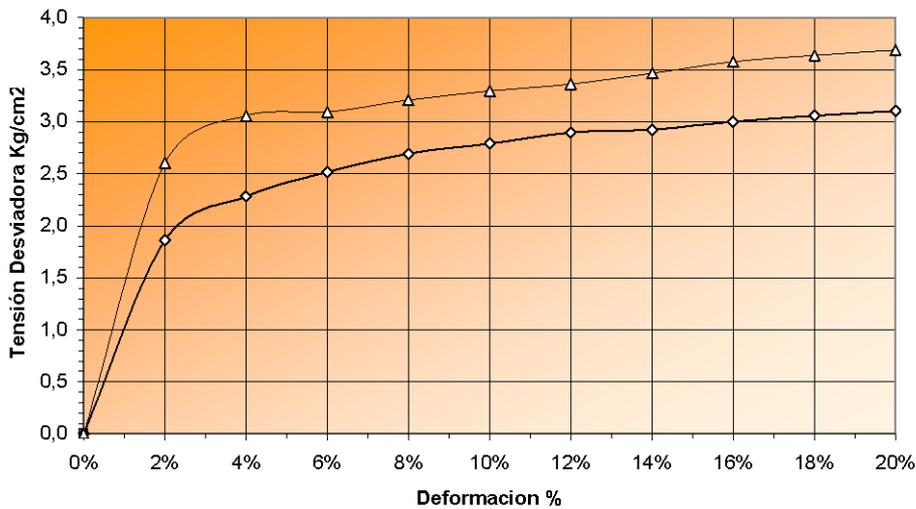
La Presa Francisco Abellán presenta rotura totalmente Dúctil tanto en la curva promedio de “menor del 15% de carbonatos como en la curva de intervalo 15% a 25%, en todos los recorridos efectuados para cada valor de tensión de confinamiento,  $\sigma'_3$ . Los valores para cada  $\sigma'_3$  son:

Presión de confinamiento	$\sigma'_3 = 6,5 \ 7,5 \ 9,0 \text{ Kg/cm}^2$
Para contenidos en carbonatos < 15%,	2,2; 2,9; 4,1 Kg/cm <sup>2</sup> , respectivamente.

Para contenidos en carbonatos entre 15% y 25% 3,2; 3,5 Kg/cm<sup>2</sup>.  
 En todos los casos para el 20% de deformación.



(a) Curvas promedio para contenidos en Carbonatos menores de 15%



(a) Curvas promedio para contenidos en Carbonatos comp. entre 15% y 30%

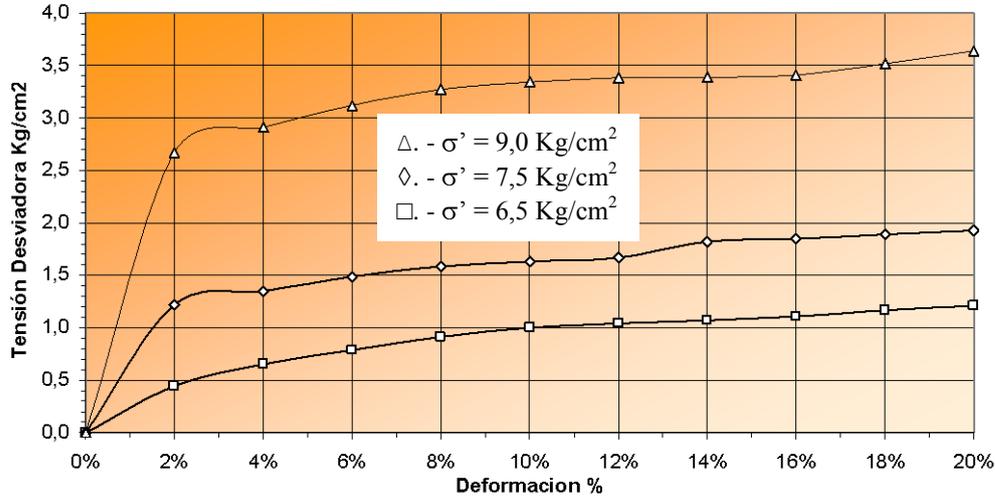
Figura 4.31. - Comportamiento de la tensión desviadora según el contenido de carbonatos.  
 Presa de Francisco Abellán.

La Presa de El Portillo presenta rotura totalmente Dúctil para todas las presiones de confinamiento en la gráfica de 25 a 30 % de contenido en carbonatos mientras que para la gráfica de intervalo 30% a 50%, vemos que para presiones de confinamiento de 6,5 a 9,0 nos da una rotura dúctil pero con pendiente menos acusada que la anterior empezando a ver para presión de confinamiento de 7,5 Kg/cm<sup>2</sup> un comportamiento frágil por la aparición de un máximo en la curva antes de la deformación del 20%. Para cada valor de tensión de confinamiento,  $\sigma_3'$ , Los valores para cada  $\sigma_1' - \sigma_3'$  son :

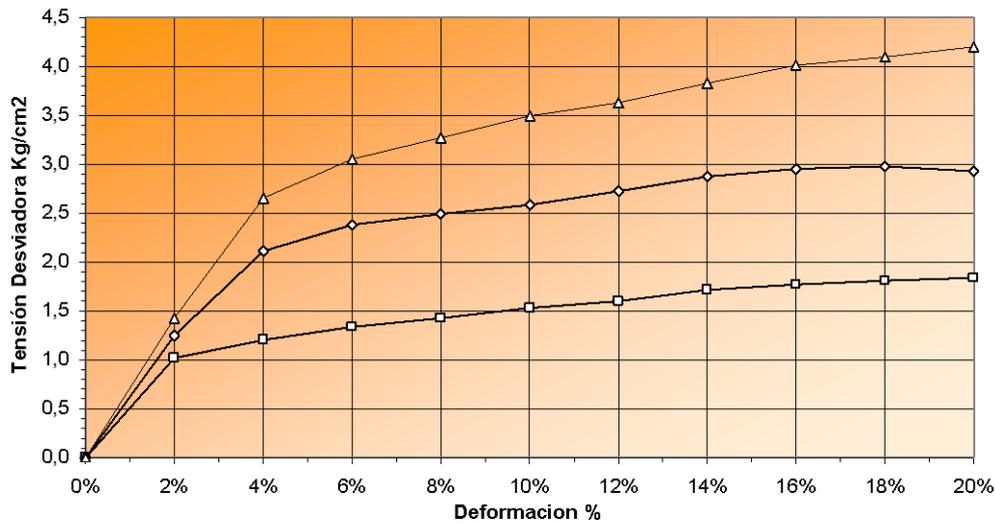
Presión de confinamiento  $\sigma_3' = 6,5 \ 7,5 \ 9,0 \text{ Kg/cm}^2$

Para contenidos en carbonatos entre 25% y 30%, 0,8; 1,9; 3,4 Kg/cm<sup>2</sup>, respectivamente.

Para contenidos en carbonatos entre 30% y 50%, 1,8; 3,0; 4,3 Kg/cm<sup>2</sup>. En todos los casos para el 20% de deformación en el primer apartado, y en el segundo para  $\sigma'_3 = 7,5$  Kg/cm<sup>2</sup>, se observa un máximo de resistencia (Tensión desviadora) a la rotura al 18% de deformación.



(a) Curvas promedio para contenidos en Carbonatos entre 25% y 30%



(b) Curvas promedio para contenidos en Carbonatos comp. entre 30% y 50%

Figura 4.32. - Comportamiento de la tensión desviadora según el contenido de carbonatos. Presa de El Portillo

La Presa de San Clemente presenta rotura Frágil para todas las presiones de confinamiento en la gráfica de 50 % a 60 % de contenido en carbonatos mientras que para la gráfica de intervalo “mayor de 60%” de contenido en carbonatos, vemos que para presiones de confinamiento de 6,5 a 9,0 nos da una rotura frágil pero con pendiente más acusada que la anterior y para presión de confinamiento de 7,5 Kg/cm<sup>2</sup> un comportamiento frágil también pero tan suave como en la gráfica anterior todo esto por la apari-

ción de un máximo en la curva antes de la deformación del 20%. Para cada valor de tensión de confinamiento,  $\sigma'_3$ , Los valores para cada  $\sigma'_1 - \sigma'_3$  son :

Presión de confinamiento

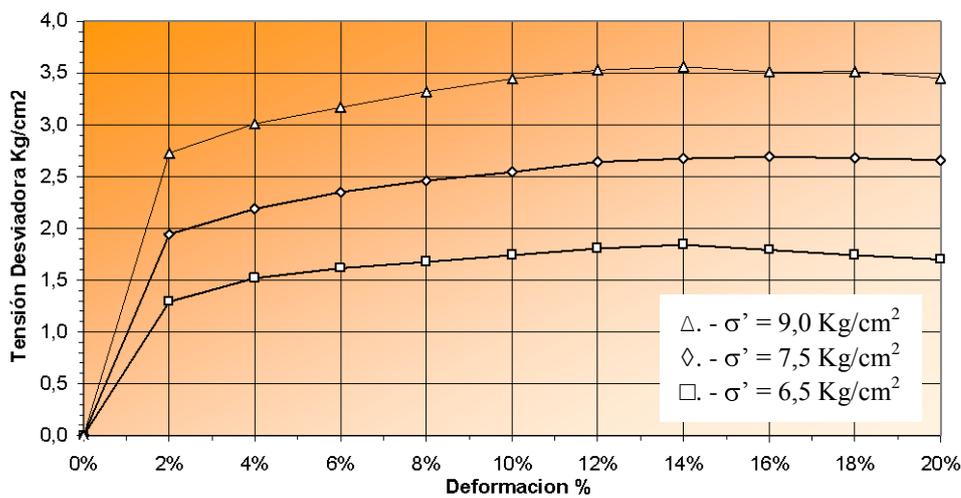
$$\sigma'_3 = 6,5 \quad 7,5 \quad 9,0 \text{ Kg/cm}^2$$

Para contenidos en carbonatos entre 50% y 60%, 1,8; 2,7; 3,6  $\text{Kg/cm}^2$ , respectivamente.

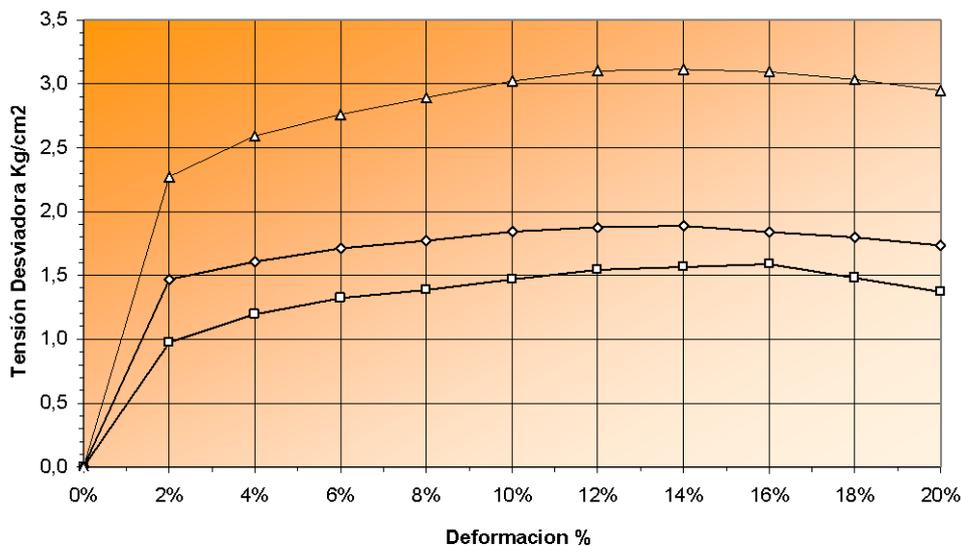
Para contenidos en carbonatos mayores de 60 %, 1,6; 1,9; 3,4  $\text{Kg/cm}^2$ .

En el primer apartado para  $\sigma'_3 = 6,5$  se produce el máximo a 14% de deformación para 7,5 a 16% y para 9,0 a 14%.

En el segundo, para  $\sigma'_3 = 6,5$  se produce el máximo a 16% de deformación para 7,5 a 14% y para 9,0 a 14%.



(a) Curvas promedio para contenidos en Carbonatos entre 50% y 60%

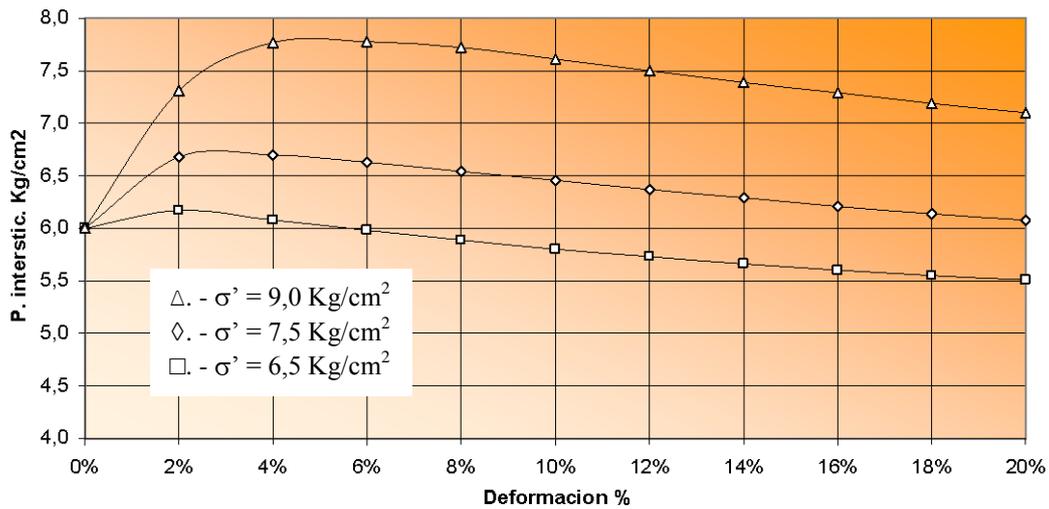


(b) Curvas promedio para contenidos en Carbonatos mayores del 60%

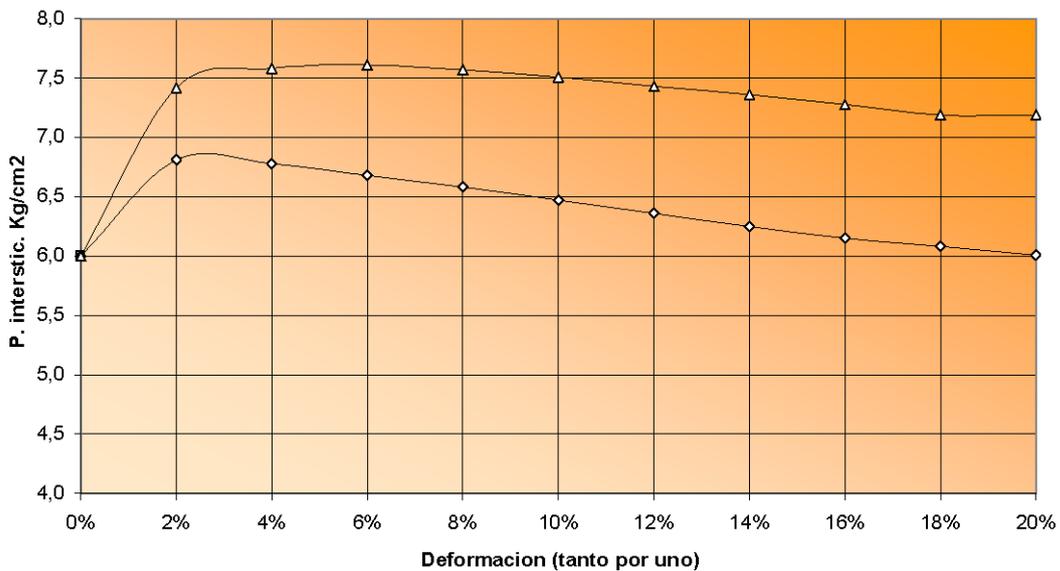
Figura 4.33. - Comportamiento de la tensión desviadora según el contenido de carbonatos. Presa de San Clemente.

### 4.3.4.3. – La presión intersticial en función del contenido en carbonatos y la deformación en las canteras.

En las figuras 4.34; 4.35 y 4.36 se representan para las distintas canteras y distintos contenidos de carbonatos la evolución de la presión intersticial frente a la deformación producida en el aparato triaxial con ensayos, como ya hemos explicado en el anterior capítulo, sin drenaje y medida de presiones intersticiales.

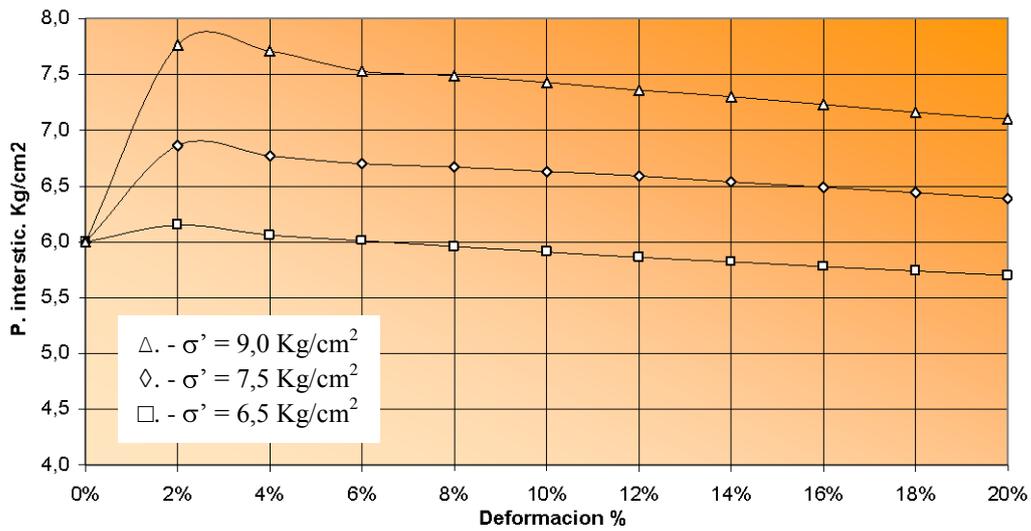


(a) Curvas promedio para contenidos en Carbonatos menores de 15%

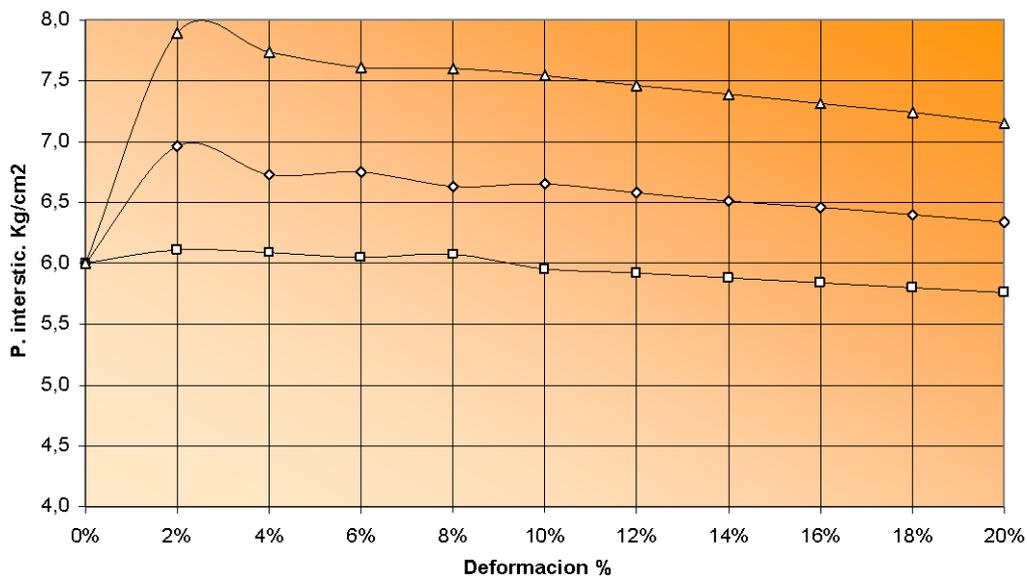


(b) Curvas promedio para contenidos en Carbonatos comp. entre 15% y 30%

Figura 4.34. - Comportamiento de la presión intersticial según el contenido de carbonatos. Presa de Francisco Abellán.



(a) Curvas promedio para contenidos en Carbonatos entre 25% y 30%

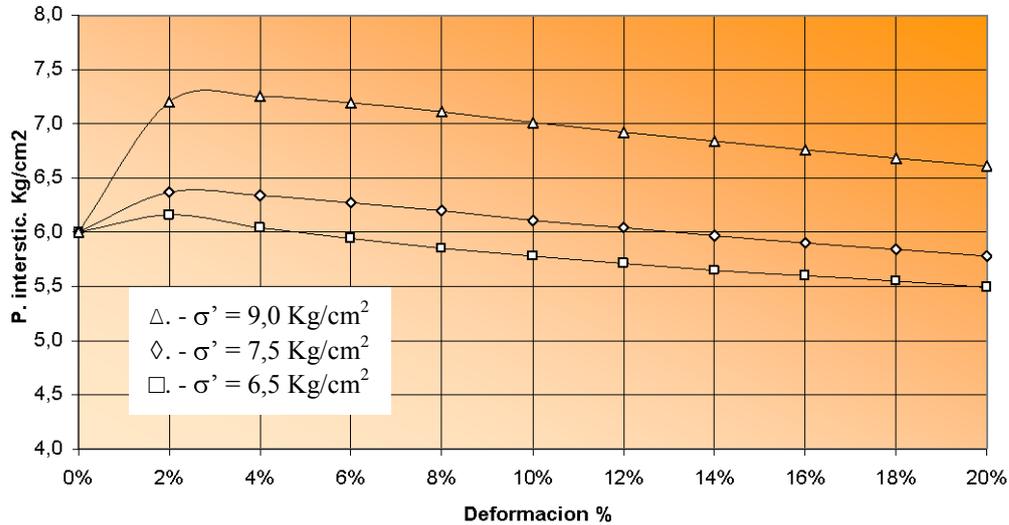


(b) Curvas promedio para contenidos en Carbonatos comp. entre 30% y 50%

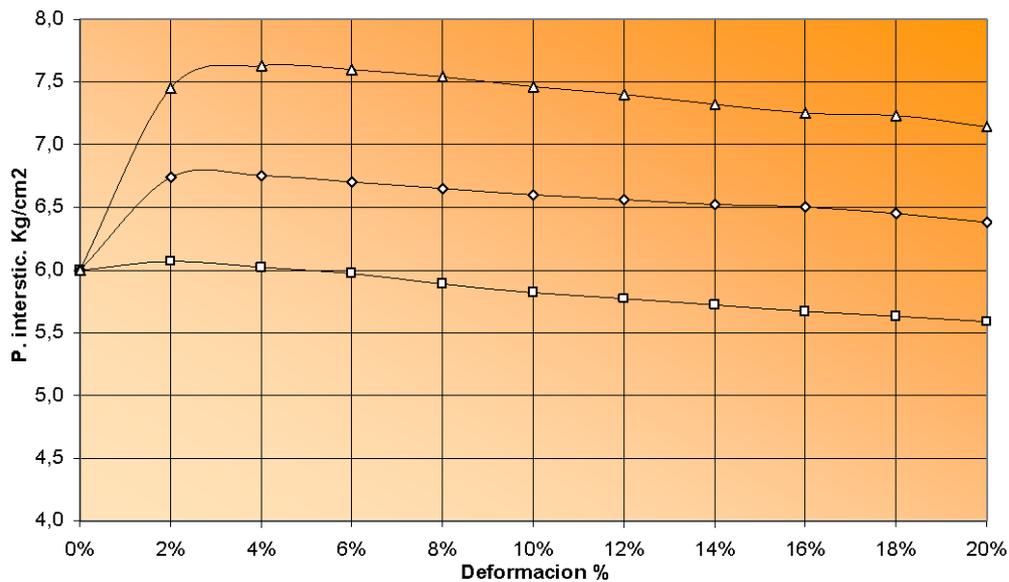
**Figura 4.35. - Comportamiento de la presión intersticial según el contenido de carbonatos. Presa de El Portillo**

Para la presa de Francisco Abellán cuyo contenido en carbonatos va de trazas a 25% máximo, se cumple que el incremento máximo de la presión intersticial alcanzado en los ensayos aumenta al aumentar el % de carbonatos como parece lógico ya que estos están en forma limosa en su mayor parte lo que se traduce en un aumento de la finura del material al disminuir la fracción arenosa del mismo.

Para presiones de confinamiento altas,  $\sigma'_3 = 3 \text{ Kg/cm}^2$ , esta ley se atenúa dando valores muy similares al aumentar el contenido de carbonatos. Sin embargo a presiones más bajas  $\sigma'_3 = 1,5 \text{ Kg/cm}^2$ , la tendencia se ve muy claramente. Tabla 4.19.



(a) Curvas promedio para contenidos en Carbonatos entre 50% y 60%



(b) Curvas promedio para contenidos en Carbonatos mayores del 60%

Figura 4.36. - Comportamiento de la presión intersticial según el contenido de carbonatos. Presa de San Clemente.

La diferencia entre la presión intersticial máxima alcanzada,  $u_{\max}$ , para cada  $\sigma'_3$ , y el valor final de la presión intersticial en rotura,  $u_{\text{ult}}$ , aumenta también al aumentar el tanto por ciento de carbonatos en las muestras, lo que es lógico puesto que, como ya hemos apuntado, este carbonato con textura limoso arcillosa va a taponar los intersticios aumentando así la presión de poro sin embargo si lo observamos en función de la presión de confinamiento,  $\sigma'_3$ , la pendiente de la tendencia va disminuyendo hasta que a valores

de  $\sigma'_3 = 3 \text{ Kg/cm}^2$ , esta es casi horizontal esto se puede explicar por un proceso de endurecimiento de la matriz carbonatada en presencia de agua y a presiones elevadas.

El valor de la presión intersticial alcanzado en rotura,  $u_{ult}$ , también aumenta al aumentar el contenido de carbonatos, que por lo expuesto anteriormente es lo que se debe de esperar. Hay que hacer notar que la pendiente de esta recta de variación es menor al aumentar la presión de confinamiento,  $\sigma'_3$ .

Para la presa de El Portillo en la que el contenido de carbonatos, como ya sabemos, recorre una banda que va desde el 25% al 50% de carbonato, las observaciones apuntadas para la presa de Francisco Abellán son no solo válidas sino mucho más claras. en esta, hay que decir que desde el punto de vista textural esta es bastante más fina que la anterior por lo que la fracción arenosa es bastante más pequeña. Si vemos los ensayos de consistencia el Portillo es más plástico, esto sugiere que la dependencia de los recorridos de la presión intersticial están muy influenciados por otros factores además del contenido de carbonato, lo que implica una dependencia compleja.

Para la presa de San Clemente, en la que el contenido de carbonatos cubre el extremo superior de este estudio, llegando a valores por encima de 70% de estos, se produce una variación en el comportamiento del fenómeno si se compara con los valores encontrados en las otras canteras. Tabla 4.19. El tener un contenido de carbonatos siempre superior al 50%, hace que la fracción que predomine sea la carbonatada frente a cualquier otra.

Para cualquier  $\sigma'_3$  ensayado el decremento desde el valor de  $u_{max}$ , hasta el valor de  $u_{ult}$ , sube en todos los casos al aumentar el contenido en carbonatos además en este caso, la pendiente de la curva de tendencia es mayor que en las otras canteras, esto unido al hecho de la finura de las muestras de esta y a su mayor plasticidad hace que se corrobore una vez más el carácter complejo del fenómeno.

La pendiente de subida de los recorridos de la presión intersticial en general aumenta al aumentar el tanto por ciento de carbonatos.

Circunscribiéndonos a cada una de las canteras estudiadas, diremos que esta pendiente de la recta de tendencia es igual en Francisco Abellán y Portillo y algo más suave en San Clemente, además para bajas presiones de confinamiento,  $\sigma'_3 = 0,5 \text{ Kg/cm}^2$ , el fenómeno se oscurece e incluso cambia de tendencia.

En cuanto a la pendiente de disipación, la presión intersticial se disipa más rápidamente al aumentar el contenido de carbonatos y en general para las tres presiones de confinamiento,  $\sigma'_3$ , ensayadas.

En cada una de las presas el comportamiento es similar, podemos decir que Francisco Abellán y Portillo siguen tendencias lógicas y que en San Clemente esta tendencia se suaviza algo. El hecho mostrado de una mayor disipación de la presión intersticial al aumentar el contenido en carbonatos, es de especial importancia en la ejecución y durabilidad de un núcleo impermeable de una presa de materiales sueltos.

Todo lo anterior esta de acuerdo con líneas de investigación de otros autores como Benben, (1982), Dapena, (1993a). Los datos aquí comentados los podemos ver en la tabla 4.19.

		$\sigma_3$	0,5	1,5	3
Fco Abellán	<15%		0,2	0,75	1,8
	15% - 25%			0,8	1,7
Portillo	25% - 30%		0,2	0,9	1,9
	30% - 50%		0,1	1	2
San Clemente	50% - 60%		0,15	0,4	1,3
	>60		0,1	0,8	1,6

a) Incremento máximo alcanzado

		$\sigma_3$	0,5	1,5	3
Fco Abellán	<15%		-0,7	-0,65	-0,7
	15% - 25%			-0,8	-0,4
Portillo	25% - 30%		-0,5	-0,6	-0,7
	30% - 50%		-0,32	-0,66	-0,9
San Clemente	50% - 60%		-0,6	-0,6	-0,7
	>60		-0,5	-0,55	-0,55

b) Incremento de la presión intersticial en la rotura

		$\sigma_3$	0,5	1,5	3
Fco Abellán	<15%		5,5	6,1	7,1
	15% - 25%			6,2	7,2
Portillo	25% - 30%		5,7	6,4	7,1
	30% - 50%		5,8	6,4	7,15
San Clemente	50% - 60%		5,5	5,8	6,6
	>60		5,6	6,4	7,2

c) Valor de la presión intersticial en la rotura

		$\sigma_3$	0,5	1,5	3
Fco Abellán	<15%		5,7	20,56	34,99
	15% - 25%			24,23	38,66
Portillo	25% - 30%		5,71	26,57	45
	30% - 50%		3,58	30,96	47,73
San Clemente	50% - 60%		7,15	14,41	34,99
	>60		5,71	19,29	36,87

d) Pendiente de subida del recorrido de la presión intersticial

		$\sigma_3$	0,5	1,5	3
Fco Abellán	<15%		-2,8	-2,8	-2,86
	15% - 25%			-2,66	-2,29
Portillo	25% - 30%		-1,23	-1,46	-1,91
	30% - 50%		-1,43	-0,95	-1,91
San Clemente	50% - 60%		-1,72	-1,76	-1,86
	>60		-0,86	-1,43	-1,53

e) Pendiente de disipación del recorrido de la presión intersticial

**Tabla 4.19. - Comportamiento de la presión intersticial frente al contenido Carbonatos para cada cantera y según la presión de confinamiento**

**4.3.4.4. – La cohesión efectiva de pico y los carbonatos.**

Como ya sabemos los ensayos triaxiales se han ejecutado con consolidación previa rotura sin drenaje y medida de presiones intersticiales los resultados muestran que la cohesión efectiva varia en las tres canteras dentro de un rango bastante estrecho con los valores siguientes:

Para San Clemente va desde 0,40 Kg/cm<sup>2</sup> que es suficientemente alto para considerar una arcilla clara. Hasta un valor mínimo de 0,10 Kg/cm<sup>2</sup> típico de limos de baja plasticidad.

Para El Portillo 0,57 Kg/cm<sup>2</sup> a 0,07 Kg/cm<sup>2</sup> como vemos pasa lo mismo; hay un rango que se mueve entre comportamientos arcillosos claros a limosos típicos con un valor máximo que es algo mayor que el anterior.

Para la presa de Francisco Abellán se sigue cumpliendo lo anterior y aquí la dispersión de los resultados es mayor estando estos, en una franja que va desde un máximo a 0,80 Kg/cm<sup>2</sup> a un mínimo de 0,03 Kg/cm<sup>2</sup>.

Las rectas de tendencia de la cohesión frente al contenido en carbonatos se dan en la tabla 4.20.

PRESA	L. Tendencia	Coef. Regres.
San Clemente	$y = 508.14 * x^{-2.015}$	$R^2 = 0.93$
Portillo	$y = 39.72 * x^{-1.576}$	$R^2 = 0.59$
Francisco Abellán	$y = 68.25 * x^{-1.904}$	$R^2 = 0.93$

Tabla 4.20. – Valores de tendencia y correlación, de la cohesión y los carbonatos.

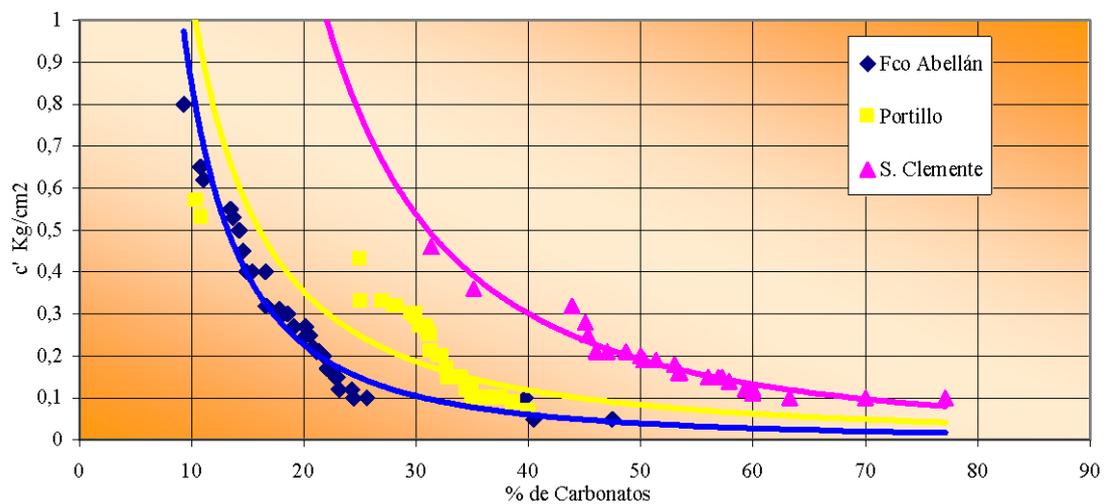


Figura 4.38. - CONTENIDO DE CARBONATOS Y LA COHESIÓN EFECTIVA

El incremento del contenido en carbonatos a humedad y densidad constante claramente disminuye la cohesión efectiva en las tres canteras repitiéndose totalmente la misma clase de tendencia. Aunque como vemos en la tabla comentada, el Portillo mantiene un índice de correlación más bajo que las otras, esto está de acuerdo con otros autores como Oteo y Sola (1993); Khamehchiyan y Iwao, (1994).

Los comportamientos tenso deformacionales de las muestras ensayadas, varían claramente entre tipos arcillosos cuando el contenido de carbonato es pequeño a tipos aren-

Los datos cuando este es grande. La zona de influencia más fuerte es para la Cantera de San Clemente la comprendida entre 48% y 60% para la presa del Portillo esta se encuentra más difusa y podemos decir que está entre 30% y 35% y por último para la presa de Francisco Abellán esta muy bien correlacionada y se encuentra entre 18% y 27%.

Para concentraciones más altas del 60% y más bajas del 18% la cohesión se empieza a regular por otras variables especialmente el contenido arcilloso.(Konrad, 1993).

**4.3.4.5. – El Ángulo de rozamiento efectivo y los carbonatos.**

Lo dicho para la cohesión es válido para el ángulo de rozamiento interno efectivo de las muestras ensayadas.

Para San Clemente va desde 34.99° que es suficientemente alto para considerar una arena clara. Hasta un valor mínimo de 15.5° típico de arcillas de baja plasticidad.

Para El Portillo 38° a 17° como vemos pasa lo mismo hay un rango que se mueve entre comportamientos arcillosos claros a arenosos típicos con un valor máximo que es algo mayor que el anterior.

Para la presa de Francisco Abellán se sigue cumpliendo lo anterior y aquí la dispersión de los resultados es mayor, tenemos una franja de valores desde un máximo de 35° a un mínimo de 17°.

Las rectas de tendencia y los índices de correlación de este comportamiento se dan en la tabla 4.21, y son los siguientes:

TABLA	L. Tendencia	Coef. Correlación
San Clemente	$y = 0.3704x + 5.0932$	R2 = 0.97
Portillo	$y = 0.8051x$	R2 = 0.64
Francisco Abellán	$y = 0.3462x + 18.458$	R2 = 0.41

Tabla 3.21. – Ecuación de tendencia y coeficiente de correlación, de  $\phi'$  frente a la concentración de carbonatos.

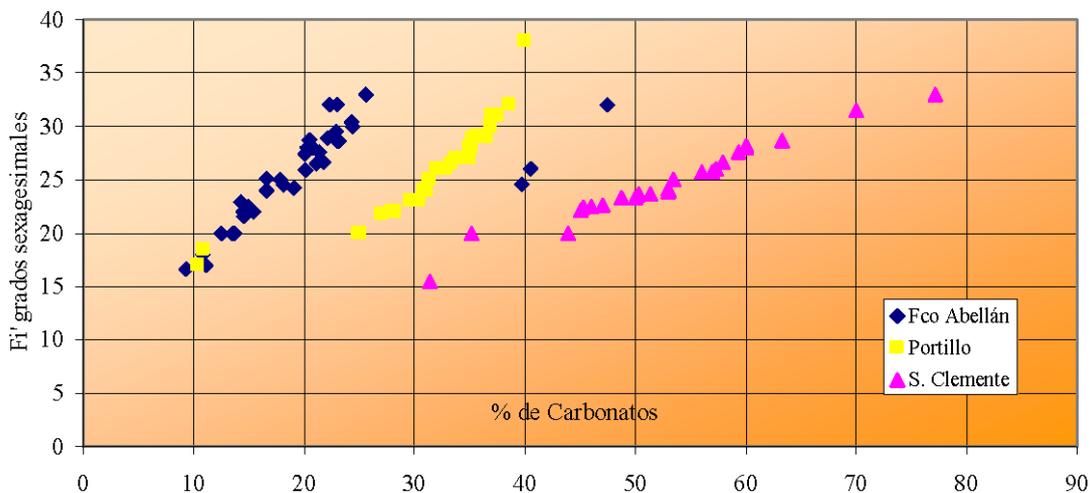


Figura 4.39. - LOS CARBONATOS Y EL ÁNGULO DE ROZAMIENTO EFECTIVO

El incremento del contenido en carbonatos a humedad y densidad constante claramente aumenta el ángulo de rozamiento en las tres canteras repitiéndose totalmente la misma clase de tendencia. Aunque como vemos en la tabla comentada, Francisco Abellán mantiene un índice de correlación más bajo que las otras, esto está de acuerdo con otros autores como Oteo y Sola (1993); Khomehchiyan y Iwao, (1994).



**CAPÍTULO V**  
**MODELIZACIÓN Y CARACTERIZACIÓN**  
**TENSO – DEFORMACIONAL EN FUNCIÓN**  
**DEL CONTENIDO DE CARBONATOS**



**V. – MODELIZACIÓN Y CARACTERIZACIÓN TENSO – DEFORMACIONAL DE LAS CANTERAS ESTUDIADAS EN FUNCIÓN DEL CONTENIDO EN CARBONATOS.**

**5.1. – Introducción.**

Como ya hemos dicho en el primer capítulo del presente libro, la modelización matemática del comportamiento mecánico de los suelos nos daría un método para predecir este en función de los cambios de las variables involucradas. Además los modelos matemáticos deben reproducir con precisión los ensayos de laboratorio; de otro modo serian incapaces de proporcionar buenas predicciones en problemas geotécnicos reales.

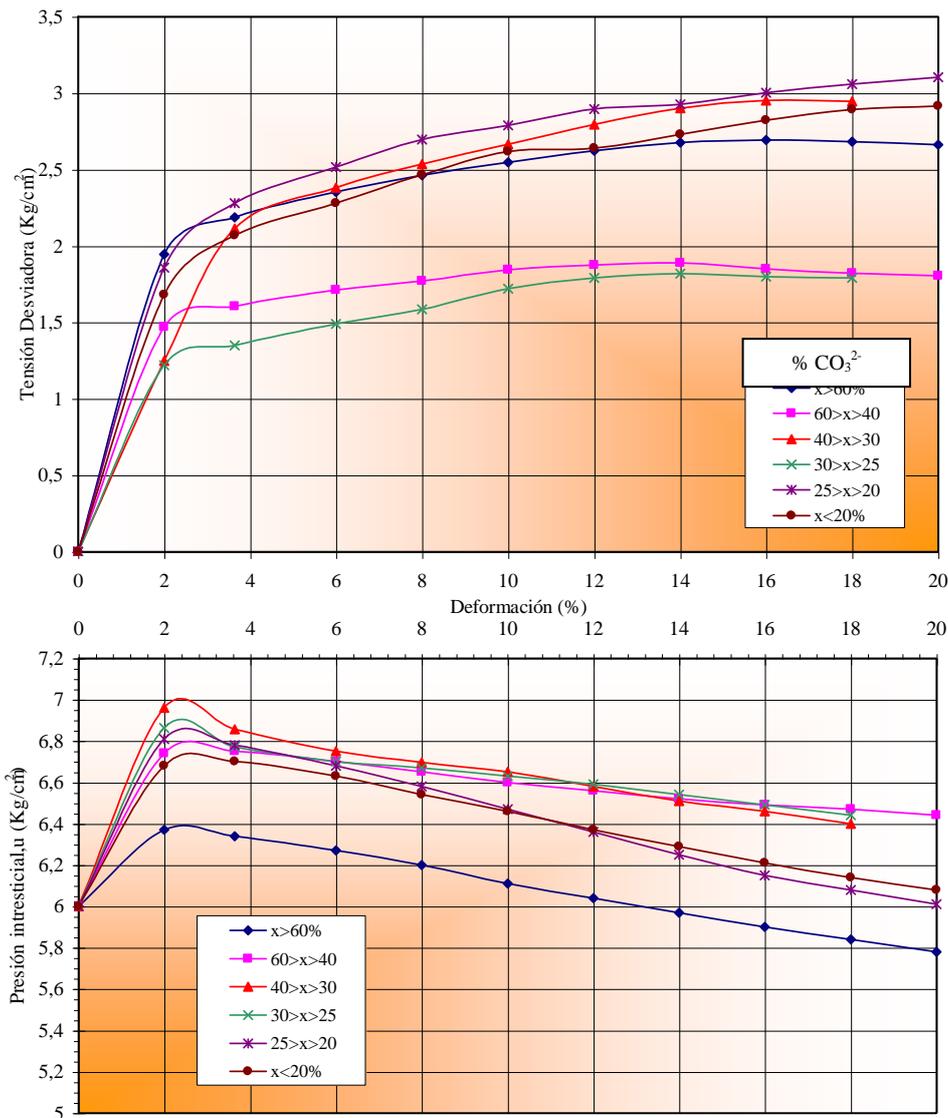


Figura 5.1. - Resultados medios en ensayos triaxiales no drenados sobre las margas, del estudio, con presión de célula constante. En función de distintas concentraciones de carbonato.

Vamos a utilizar para este propósito, los modelos matemáticos Armónico, Hiperbólico y CAM – Clay, que cumplen, aceptablemente a priori, las características exigidas y ya expuestas en el capítulo I.

Según algunos autores estos modelos están lejos de explicar el comportamiento de algunos suelos (Uriel, 1978b). Habría que incorporar otras variables como por ejemplo elasticidad no lineal, o diferentes características tenso – deformacionales; así podremos ver que las características extrínsecas de los agregados del suelo influirían de una manera importante en la existencia de picos en tensión – deformación por lo que el contenido carbonatado o la textura de la fracción carbonato influye en el comportamiento tenso – deformacional de los suelos.

Además en el cálculo de elementos finitos del comportamiento de una presa de materiales sueltos, es necesario conocer el comportamiento tenso deformacional de los materiales que la forman. (Dapena, 1993a).

El escollo más importante que presentan los diferentes modelos, es la definición de los problemas geotécnicos propios de cada material. Estos parámetros se pueden tomar directamente de valores recopilados en tablas para diferentes tipos de materiales, conocido el tipo de material, o, como se ha hecho en este trabajo, mediante ensayos de laboratorio sobre muestras con las características iguales a las exigidas en la ejecución en obra, lo que creo que es bastante mas realista y proporcionará un resultado mucho mas exacto.

El desarrollo de los modelos se hará en base a la utilización de los ensayos triaxiales y edométricos realizados a las muestras estudiadas, expuestos en el capítulo anexos, con las características de ejecución ya comentadas a lo largo de la metodología del trabajo.

En todos los modelos cobra esencial importancia, el concepto y ubicación de la línea de estado crítico, que ya ha sido introducida en el primer capítulo.

Además, en los primeros apartados, introduciremos los fundamentos de los métodos, así como la posible correlación de los carbonatos y los datos disponibles, en el desarrollo de cada modelo.

Por último, para comprobar la influencia de los carbonatos en el comportamiento mecánico de los suelos estudiados, se procederá a:

- Calcular los parámetros asociados a cada modelo, de acuerdo a los datos experimentales disponibles de las muestras ensayadas.
- Comprobar si existe variación de estos parámetros, al variar la concentración de carbonatos en las muestras.
- Calcular el índice de correlación de estas variaciones.
- Definir las ecuaciones que expliquen estas dependencias.
- Dar las pautas necesarias para un modelo que explique convenientemente el comportamiento mecánico de estos materiales, que tenga en cuenta la fracción carbonato.

### 5.2. – El modelo Armónico. Fundamento teórico y justificación práctica.

Como se vera más adelante, el modelo de "respuesta armónica" es bastante simple, contiene únicamente seis parámetros básicos, que pasan a ser ocho si se considera su variación con el nivel de tensiones, e incorpora en alto grado, todos los atributos antes mencionados.

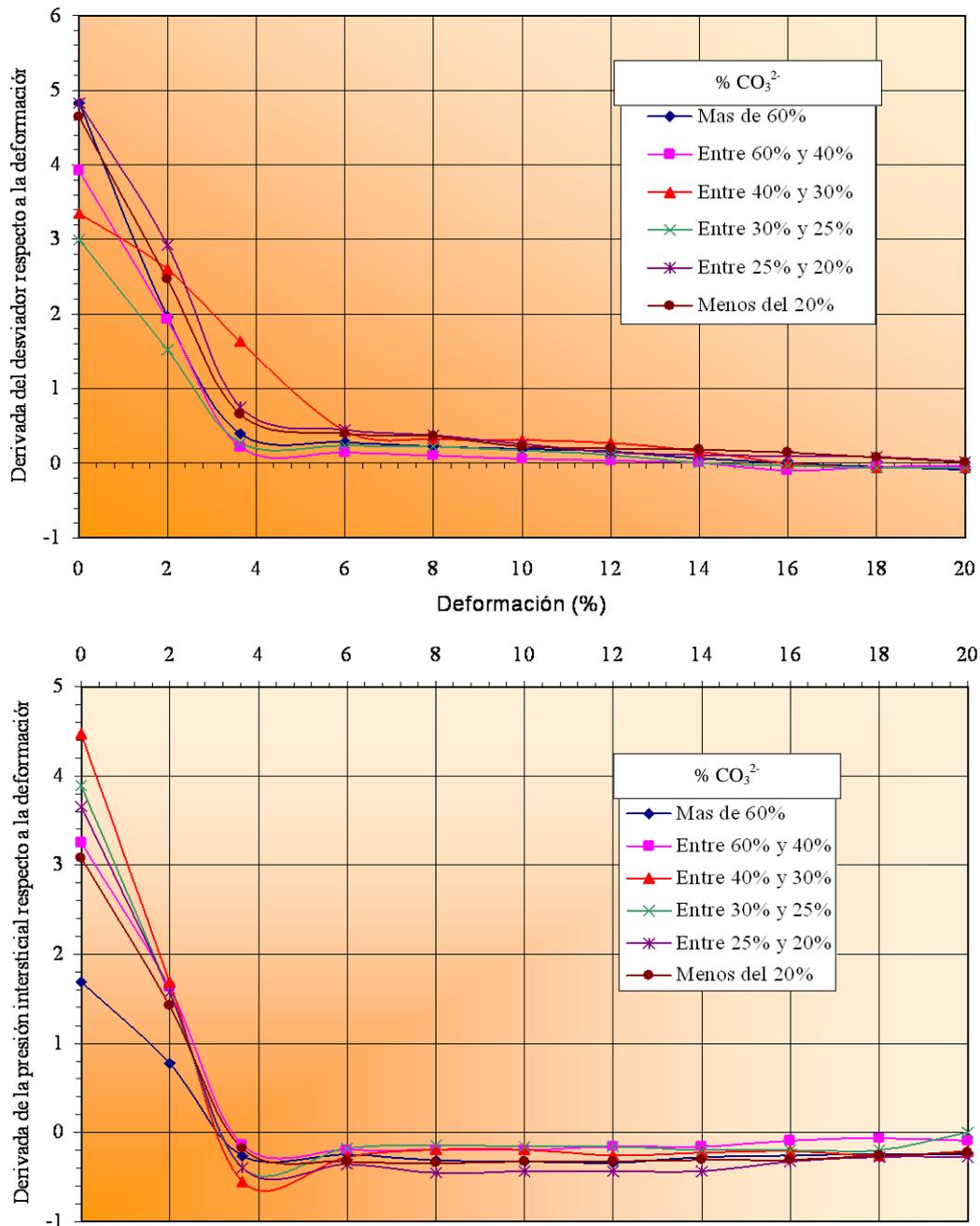


Figura 5.2. - Derivadas del desviador y de la presión intersticial con respecto a la deformación axial, en las margas estudiadas, para distintas concentraciones de carbonato.

### 5.2.1. – Analogía de las vibraciones amortiguadas.

La figura 5.1 representa los típicos resultados de los ensayos de compresión triaxial sin drenaje con consolidación previa y presión de célula constante realizados a una marga en condiciones de estado inicial igual o lo más cercano posible al óptimo Proctor, remoldeada, que es el modelo que nos interesa desarrollar.

En la figura 5.2, se han dibujado la primera derivada del desviador de tensiones con relación a la deformación axial. Es fácil comprobar que la derivada del desviador es el módulo de deformación tangente.

Según puede verse, la forma de la curva es muy similar, desde un punto de vista cualitativo, a las que representan la elongación en función del tiempo en el problema de las vibraciones amortiguadas para el caso en que no hay oscilación. Esta analogía sugiere que una ecuación diferencial semejante a la que relaciona la elongación con el tiempo en un proceso vibratorio amortiguado podría gobernar la variación del módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson instantáneos con relación a la deformación axial en los ensayos triaxiales de estos suelos. Basándonos en los desarrollos efectuados por el profesor Uriel (1978a), para arenas y siguiendo un planteamiento igual, se podría admitir, pues, que la ecuación diferencial del caso de amortiguamiento crítico sería aplicable a los ensayos triaxiales no drenados sobre estas margas:

$$\frac{d^2 E}{d\varepsilon_1^2} + 2\lambda \frac{dE}{d\varepsilon_1} + \lambda^2 E = 0 \quad (\lambda > 0) \quad (1)$$

Por el momento esta ecuación la vamos a considerar como la “ecuación general de comportamiento”.

### 5.2.2. – La respuesta armónica en el ensayo triaxial no drenado convencional.

Resolviendo la Ecuación general de comportamiento, (1), integrándola dos veces, se obtiene la variación del módulo tangente de deformación:

$$E = \left[ + \left( -\omega \frac{E_0'}{E_0} \exp(-\lambda \varepsilon_1) \right) \right] \quad (2)$$

donde:

$$\omega = -\frac{E_0'}{E_0} \quad (3)$$

$E_0$  = Módulo tangente inicial.

$E_0'$  = Valor inicial de la derivada del módulo de deformación.

La discusión de la ecuación (2), conduce a:

$\omega \leq \lambda \rightarrow E$  es siempre positivo  $\rightarrow$  No hay resistencia de pico

$\omega > \lambda \rightarrow E$  puede ser negativo  $\rightarrow$  Hay resistencia de pico

Si efectuamos el siguiente cambio de variables:  $\rho_0 = \frac{\omega - \lambda}{2\lambda - \omega}$  (4)

El razonamiento anterior se convierte en:

$\rho_0 \leq 0 \rightarrow$  No hay resistencia de pico .

$\rho_0 > 0 \rightarrow$  Hay resistencia de pico .

Se acepta comúnmente que el término “inalterada” implica que si se somete una muestra a un ensayo de compresión triaxial sin drenaje presenta un pico de resistencia, mientras que la referencia “remoldeada” no lo presenta. Puesto que el comportamiento de muestras de una misma muestra en idénticas condiciones de ensayo depende únicamente de la densidad inicial, el parámetro  $\rho_0$  es una función exclusiva de dicha densidad inicial (para una misma presión de célula).

La ecuación (2) puede escribirse:

$$E = E_0 \left( 1 - \frac{\rho_0}{1 + \rho_0} \lambda \varepsilon_1 \right) \exp \left( - \lambda \varepsilon_1 \right) \quad (5)$$

que integrada, con la condición  $\sigma_1 = \sigma_3$  para  $\varepsilon_1 = 0$  da:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \left[ - \left( - \rho_0 \lambda \varepsilon_1 \right) \exp \left( - \lambda \varepsilon_1 \right) \frac{E_0}{\lambda (1 + \rho_0)} \right] \quad (6)$$

Hay una gran evidencia experimental, de que el desviador de tensiones para muy grandes deformaciones, para tensiones residuales, es independiente de la densidad inicial Almeida, (1984). Esto se acepta como hipótesis en la mecánica del suelo del Estado Crítico. Roscoe, et al. (1958), por lo que aquí también lo vamos a tener en cuenta así. Para  $\varepsilon_1 = \infty$ :

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{E_0}{\lambda (1 + \rho_0)} \quad (7)$$

Por lo que la expresión (6) nos queda:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \left[ - \left( - \rho_0 \lambda \varepsilon_1 \right) \exp \left( - \lambda \varepsilon_1 \right) \frac{E_0}{\lambda (1 + \rho_0)} \right] \quad (8)$$

Donde  $(\sigma_1 - \sigma_3)_r$  es el desviador residual. De la hipótesis anterior y la expresión (7) se deduce que  $E_0/(1 + \rho_0)$  no depende de  $\rho_0$ .

Sea  $\phi'_0$  el ángulo de rozamiento interno residual en términos de tensiones efectivas. Por definición:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_3'} = \frac{2 \operatorname{sen} \phi_r'}{1 - \operatorname{sen} \phi_r'} \quad (9)$$

Téngase en cuenta que esta definición no implica la adopción del criterio de rotura de Mohr-Coulomb ni de ningún otro. Introduciendo (9) en (8), (7) y (5) resulta:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \left[ -\left( -\rho_0 \lambda \varepsilon_1 \right) \exp \left( \lambda \varepsilon_1 \frac{-2 \operatorname{sen} \phi_r'}{1 - \operatorname{sen} \phi_r'} \sigma_3' \right) \right] \quad (10)$$

$$E_0 = \lambda \left[ +\rho_0 \frac{-2 \operatorname{sen} \phi_r'}{1 - \operatorname{sen} \phi_r'} \sigma_3' \right] \quad (11)$$

$$E = \left[ +\rho_0 - \rho_0 \lambda \varepsilon_1 \right] \exp \left( \lambda \varepsilon_1 \frac{-2 \operatorname{sen} \phi_r'}{1 - \operatorname{sen} \phi_r'} \sigma_3' \right) \quad (12)$$

Esto último lo podemos derivar y obtendríamos así:

$$\frac{dE}{d\varepsilon_1} = -\left[ +2\rho_0 - \rho_0 \lambda \varepsilon_1 \right]^2 \exp \left( \lambda \varepsilon_1 \frac{-2 \operatorname{sen} \phi_r'}{1 - \operatorname{sen} \phi_r'} \sigma_3' \right) \quad (13)$$

$$\frac{dE_0}{d\varepsilon_1} = -\lambda^2 \left[ +2\rho_0 \frac{-2 \operatorname{sen} \phi_r'}{1 - \operatorname{sen} \phi_r'} \sigma_3' \right] \quad (14)$$

De acuerdo con, la ecuación (11), el módulo tangente inicial crece con la presión de cámara, lo que esta perfectamente corroborado en la práctica. Es más, si se supone que el parámetro  $\lambda$  y el ángulo de rozamiento interno residual no varían con  $\sigma_3'$ , se deduce de dicha ecuación que existe una relación lineal entre el módulo tangente inicial y la presión de célula, para una misma densidad inicial, como han puesto de relieve muchos autores entre los que están, (Terzaghi y Peck, 1955; Uriel, 1979).

De otra parte, a mayor densidad inicial mayor módulo tangente en el origen, lo que trae consigo, según la expresión (11), que  $\rho_0$  crece monótonamente con la densidad inicial.

De los resultados experimentales se sabe que el módulo tangente inicial siempre toma valores comprendidos entre 0 e infinito y la derivada primera del anterior siempre toma valores menores o iguales a cero. Estos límites permiten determinar los valores de  $\rho_0$  a partir de las ecuaciones (11) y (14):

$$-0,5 \leq \rho_0 \leq \infty \quad (15)$$

En realidad,  $E_0$  no puede ser mayor que el módulo de deformación del material que forma los granos de material, lo que impone un límite finito a  $\rho_0$  imposible de alcanzar.

El valor de la deformación axial para la que se produce el pico de resistencia se obtiene de la condición  $E = 0$ :

$$\left[ +\rho_0 - \rho_0 \lambda \varepsilon_1 \right] \exp \left( \lambda \varepsilon_1 \frac{-2 \operatorname{sen} \phi_r'}{1 - \operatorname{sen} \phi_r'} \sigma_3' \right) = 0$$

Que resolviendo nos da las soluciones:

$\varepsilon_l = \infty \rightarrow$  Resistencia residual (solución trivial).

O el más real:

$$\varepsilon_{1p} = \frac{1 + \rho_0}{\lambda \rho_0} \quad (16)$$

Cuanto mayor es  $\rho_0$ , y consecuentemente la densidad inicial, menor es la deformación necesaria para alcanzar el pico, en consonancia con los resultados experimentales. El valor máximo de  $\varepsilon_{1p}$  es, obviamente, infinito, para  $\rho_0 = 0$ ; mientras que el mínimo es igual a  $1/\lambda$  ( $\rho_0 = \infty$ ).

El valor del desviador de pico resulta:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \left[ 1 + \rho_0 \exp\left(-\frac{1 + \rho_0}{\rho_0}\right) \right] \frac{2 \operatorname{sen} \phi'_r}{1 - \operatorname{sen} \phi'_r} \sigma'_3 \quad (17)$$

Que puede también escribirse:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} = 1 + \rho_0 \exp\left(-\frac{1 + \rho_0}{\rho_0}\right) \quad (18)$$

De acuerdo con la expresión anterior, la relación entre los desviadores de pico y residual es función de la densidad inicial exclusivamente. Bishop (1967) corroborado por Uriel (1984) definió el índice de fragilidad en ensayos triaxiales como:

$$I_B = \frac{\sigma_1 - \sigma_3 - \sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} = \frac{1}{1 + \frac{1}{\rho_0} \exp\left(\frac{1 + \rho_0}{\rho_0}\right)} \quad (19)$$

Que es, igualmente, función exclusiva de la densidad inicial.

Sea  $\phi'_p$  el ángulo de rozamiento interno de pico en términos de tensiones efectivas, definido de forma semejante al residual a partir de la expresión (18):

$$\operatorname{sen} \phi'_p = \frac{\left[ 1 + \rho_0 \exp\left(-\frac{1 + \rho_0}{\rho_0}\right) \right] \operatorname{sen} \phi'_r}{1 + \rho_0 \exp\left(-\frac{1 + \rho_0}{\rho_0}\right) \operatorname{sen} \phi'_r} \quad (20)$$

Otro punto de interés de las curvas tensión - deformación es aquél en que el desviador alcanza el valor residual antes del pico en muestras inalteradas. La deformación axil necesaria,  $\varepsilon_r$ , se obtiene de la ecuación (8) haciendo  $(\sigma_1 - \sigma_3) = (\sigma_1 - \sigma_3)_r$ :

$$1 - \left( -\rho_0 \lambda \varepsilon_1 \right) \exp \left( -\lambda \varepsilon_1 \right) = 1$$

Cuyas soluciones posibles son:

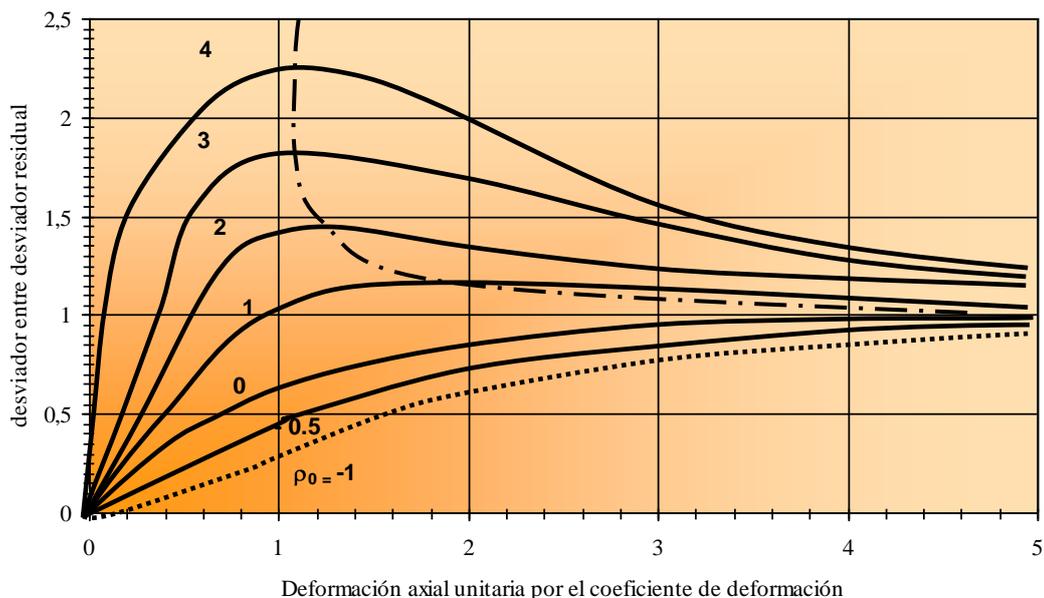


Figura 5.3 . - Ábaco de tensión en ensayos triaxiales

$$\varepsilon_l = \infty \rightarrow \text{Resistencia residual (solución trivial), ó: } \varepsilon_{lr} = \frac{1}{\lambda \rho_0} \quad (21)$$

La probeta fabricada a partir del tallado de una muestra de suelo, inalterada, con una estructura que podemos clasificar como floculada, exhibe dilatancia, en los ensayos triaxiales, simultáneamente al pico de resistencia.

### 5.2.3. – Densidad discriminante e índice de densidad inicial.

La densidad inicial de las muestras que separa aquellas probetas que presentan resistencia de pico, de aquellas otras que rompen por un proceso más dúctil y no presentan esta resistencia, la llamaremos “Densidad discriminante”, y la escribiremos como  $\gamma_d$ .

Si efectuamos un ensayo triaxial convencional de compresión sobre una muestra solo necesitaremos conocer el desviador de pico y el residual para calcular  $\rho_0$  por medio de la ecuación (18).

Esto se ha hecho para muchos casos, con resultados de ensayos publicados por diversos autores, sobre todo para arenas (Uriel, 1978a), y siempre se ha encontrado para cada muestra una relación casi lineal entre  $\rho_0$  y  $\gamma_0$ . Con esto y con la anterior definición podremos expresar:

$$\rho_0 = m(\gamma_0 - \gamma_d) \quad (m > 0) \quad (22)$$

Por otra parte, nótese que  $\rho_0$  crece con la densidad inicial.

Además si  $\rho_0$  es igual a 1 (no hay cambio de volumen), cuando  $\gamma_0 = \gamma_c$ , de la ecuación 22 se obtiene.

$$m = \frac{1}{\gamma_c - \gamma_d} \quad \text{Y por lo tanto: } \rho_0 = \frac{\gamma_0 - \gamma_d}{\gamma_c - \gamma_d} \quad (23)$$

Esta expresión nos dice que  $\rho_0$  nos da la posición relativa de la densidad inicial con relación a la densidad discriminante y la densidad crítica. Por lo que a  $\rho_0$  lo llamaremos “Índice de densidad inicial”, que por estar relacionado con la densidad del estado crítico depende, además de las condiciones iniciales, de las condiciones de ensayo. Según todo esto, podemos decir que el concepto de densidad no es absoluto, según el profesor Uriel (1978b) que lo desarrolló para una arena, una misma muestra a una densidad dada se comporta como si fuera mas o menos inalterada desde el punto de vista de resistencia al corte, dependiendo del nivel de tensiones.

En estas ecuaciones vemos que la deformación axial está siempre multiplicada por el parámetro  $\lambda$  algunos autores aconsejan reflejar el comportamiento de materiales en ensayos triaxiales, en forma de ábacos, figura 5.3, de magnitudes adimensionales como el índice de densidad inicial. La ecuación que se propone, responde a la expresión dada por Uriel y es la siguiente:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} = 1 + \frac{\exp(\lambda \varepsilon_{1p})}{\lambda \varepsilon_{1p} - 1} \quad (24)$$

De la expresión anterior y, también, de la ecuación (17) se desprende que, cuanto mayor es la densidad inicial, menor es la deformación necesaria para llegar al pico de resistencia.

En la figura 5.3, las curvas correspondientes a un hipotético valor de  $\rho_0$  igual a -1 se han representado también. El módulo de deformación inicial es nulo y luego crece, para empezar después decrecer y tender a cero para grandes deformaciones. Esto es difícil de investigar aunque se puede sospechar esta forma de comportamiento. En ensayos efectuados por Uriel, (1978b), en muestras de roca ensayadas al corte se tienen resultados que casan con estas aseveraciones. Por ello, el único límite absoluto del índice de densidad es que no puede ser inferior a -1, lo que corresponde a un módulo de deformación inicial nulo.

Los parámetros necesarios para describir este mecanismo de comportamiento de muestras en ensayos triaxiales de compresión, consolidados, convencionales son sólo cuatro parámetros fundamentales, a saber:  $\lambda$ ,  $\phi_r'$ ,  $\gamma_c$ , y  $\gamma_d$ , aparte, claro está, de la densidad inicial; pero ésta es una variable de estado.

Del hecho de que la deformación axial aparezca siempre en las ecuaciones multiplicada por  $\lambda$  se desprende que este parámetro afecta únicamente a la escala horizontal de las curvas tensión – deformación. Por tanto, si el parámetro  $\lambda$  de una muestra, por ejemplo, es el doble que el de otra, esta precisa la mitad de deformación para alcanzar el mismo valor de desviador que aquella. Parece que este parámetro está íntimamente ligado a valores de rigidez inherentes al material que forma la muestra ó a su “resiliencia” y por

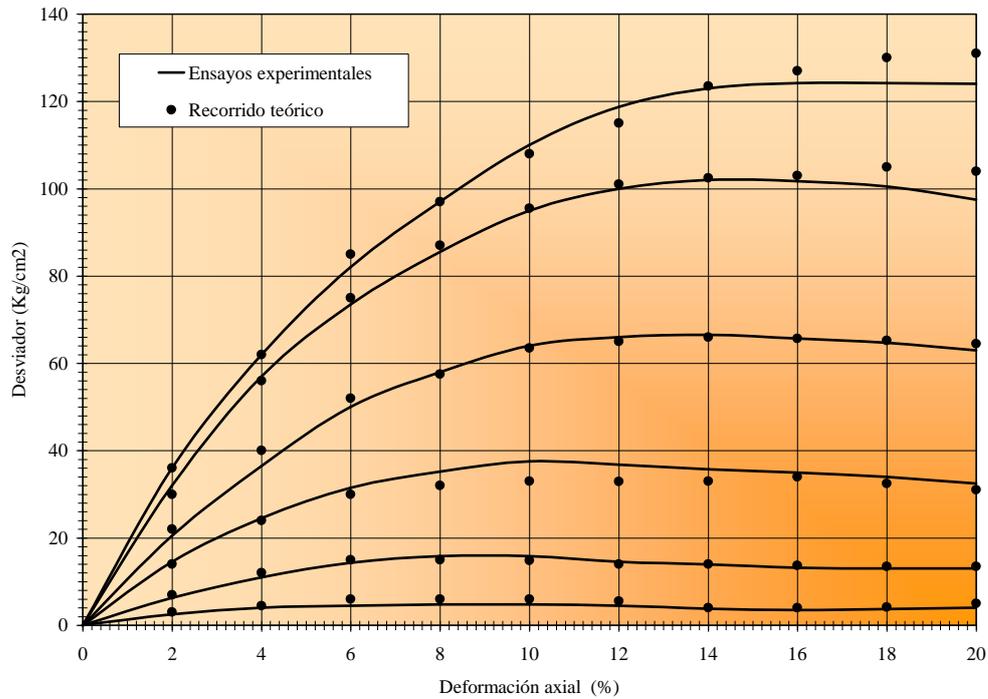


Figura 5.4. - Resultados de los ensayos triaxiales y predicciones del modelo para muestras con arenas (Uriel, et al 1979)

esto debe de estar ligado al valor de % de carbonatos, podemos llamarlo factor de rigidez plástica. Aunque podríamos llamarlo, como haremos más adelante, factor de rigidez carbonatada en materiales margosos de grano fino.

El significado del "ángulo de rozamiento interno residual"  $\phi_r'$  es de sobra conocido. Conviene insistir en que, hasta ahora, la única hipótesis que se ha hecho sobre él es que, para una cierta presión de célula, es independiente de la densidad inicial de la muestra. Por lo que en principio, puede depender de la presión de célula. De hecho, en ensayos efectuados por Uriel (1978a), está plenamente comprobado que, al ensayar con altas presiones de célula, las envolventes de los círculos de Mohr de rotura dejan francamente de ser líneas rectas y tienden a curvarse, de modo que a mayores presiones de célula corresponden menores ángulos de rozamiento. Bien es cierto que las observaciones en este sentido se refieren más a la rotura de pico que a la residual.

El concepto "densidad crítica",  $\gamma_c$ , usado aquí, es el introducido por la escuela de Cambridge (Roscoe, Schofield, y Wroth, 1958) y es función de la tensión efectiva media en estado crítico y crece con ella. No debe ser confundida con la densidad crítica de arenas definida por Casagrande, (1936).

La "densidad discriminante",  $\gamma_d$ , la definimos como la densidad que separa las muestras que en su estado inicial presentan características densas o sueltas es, en una palabra la frontera entre esos dos estados, como se verá más adelante, esta densidad depende de la presión de célula o de confinamiento. La definición más exacta puede ser, la densidad mínima a la que una muestra presenta resistencia de pico en los ensayos triaxiales. En muestras que presentan roturas triaxiales dúctiles, puede ser función de esta estructura y de la naturaleza del material de la muestra más que de la densidad propiamente dicha y por lo tanto de la cantidad de carbonatos, por ejemplo, de la muestra.

Aunque este modelo ha sido desarrollado para arenas, se ve interesante aplicarlo a muestras areno arcillosas o margosas sobre todo, para muestras remoldeadas, pues el mecanismo de deformación frente a las tensiones aplicadas nos da el modelo para los núcleos de las presas estudiadas en el presente trabajo, además su forma de rotura dúctil tiene una similitud muy acusada con la rotura de una arena suelta, por lo que nos permite extrapolar en estas estructuras a otras variables como por ejemplo, el % de carbonatos, que pongan de manifiesto la influencia de estos en los mecanismos tenso – deformacionales.

Aunque al haber ajustado el modelo con la tensión desviadora de pico y residual, para una porosidad dada, pierde importancia el hecho del ajuste, pero como vemos en la figura 5.4, en los ensayos efectuados por Uriel (1979), hay que reconocer que se adecuan perfectamente los datos arrojados por el modelo con los de la trayectoria experimental.

En el caso de las arcillas se contradice con la teoría de una porosidad residual única ya que el resultado de los ensayos nos da distintas porosidades residuales, a la vez que el cálculo de la presión intersticial residual en cada ensayo es distinto al calculado por el modelo. Estas discrepancias entre el modelo y los resultados experimentales, pueden ser debidos aparte de la inadecuación del modelo, a la variación textural y por lo tanto al comportamiento tenso deformacional (Dapena, 1993). ¿Impuesta por el contenido de carbonato cálcico?

Que cuando se produce con disipación de las presiones intersticiales es llamado el fenómeno de comportamiento mecánico como de “*hardening*” (Sagaseta y Ballesteros (1976)) produce desviaciones positivas, las muestras presentan una sobreconsolidación que claramente está influenciada por el contenido de carbonatos.

Sin embargo en los procesos de aumento de presiones intersticiales se produce un fenómeno de reblandecimiento, del espécimen ensayado en un proceso de “*softening*” dando lugar a una ductilidad acusada. Debido a indicaciones efectuadas por diversos autores se ha intentado para cada porosidad y cada  $\epsilon_{ur}$ , “deformación residual intersticial”, comprobar lo siguiente:

$$n_r = \frac{n_0 - \epsilon_{nr}}{1 - \epsilon_{ur}} \quad \text{Y} \quad \epsilon_{ur} = \frac{n_0 - n_c}{1 - n_c}$$

El modelo predice una porosidad residual crítica,  $n_r$ , única sin embargo en los datos se encuentra, para distintas  $\sigma_3'$ , distintas  $n_r$ , por lo que la realidad de los datos experimentales se apartan de la respuesta predicha en el modelo. Hay que hacer notar que en el modelo los cambios de presión intersticial pueden no ser homogéneos sino que serán mayores en la estrecha banda de la rotura, que en el resto de la probeta lo que implica que el estado crítico puede no ser único.

Los parámetros de este modelo se van a obtener así para todos los puntos, obviamente no es la única forma, hay otra, pero se ha escogido esta por su sencillez y claridad conceptual, además de ser la más comúnmente usada.

Podemos emplear la resistencia de pico y su deformación axil, con ensayos a dos densidades iniciales distintas (mayores que la densidad discriminante) y con la ecuación 18 de la siguiente forma:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\rho_0} = \frac{1 + \rho_0^I \exp\left(-\frac{1 + \rho_0^I}{\rho_0^I}\right)}{1 + \rho_0^{II} \exp\left(-\frac{1 + \rho_0^{II}}{\rho_0^{II}}\right)}$$

y, con la ecuación 16 sacamos:

$$\frac{1 + \rho_0^I}{\rho_0^I \varepsilon_{1p}^I} = \frac{1 + \rho_0^{II}}{\rho_0^{II} \varepsilon_{1p}^{II}}$$

Con este sistema podemos calcular  $\rho_0^I$  y  $\rho_0^{II}$ ; las densidades crítica y discriminante se pueden determinar, como se ha visto anteriormente, con la ecuación 23 y las ecuaciones 16 y 18 juntamente con la ecuación 9 proporcionan los valores de  $\lambda$  y  $\phi_r'$ . Estos parámetros de cada muestra son absolutos o varían o dependen de la presión de célula para esto siempre a tres presiones de célula diferentes 0,5 1,5 y 3 Kg/cm<sup>2</sup>, (Duncan y Chang, 1970) Estos investigadores aconsejan en arenas valores de presión de célula de 5 Kg/cm<sup>2</sup>.

Según algunos investigadores estas muestras a medida que aumenta la presión de célula se comportan en la rotura de forma más dúctil, aunque se mantiene constante el índice de poros. Esto implica que la porosidad inicial por sí sola no puede dar una explicación correcta sobre el mecanismo tenso deformacional de las muestras.

El índice de densidad inicial relacionado con las densidades crítica y discriminante, vistas anteriormente, que son función del nivel de tensiones, si puede definir el comportamiento de los suelos bajo cualquier condición de ensayo. (Uriel, 1978).

El aumento de presión de célula influye en los resultados y por lo tanto, determina cambios importantes en cuanto hacia un aumento de la ductilidad para una misma densidad (Hirschfeld y Poulos, 1973) y (Duncan y Chang, 1970). Por ejemplo el ángulo efectivo de rozamiento interno de pico,  $\phi_p'$ , disminuye y tiende al valor del ángulo efectivo de rozamiento interno residual,  $\phi_r'$ , al aumentar la presión de célula. Este comportamiento está sobradamente respaldado en la bibliografía para muestras de margas cohesivas remodeladas, por lo que la adecuación del modelo parece bastante buena.

Además la determinación de los parámetros, debido a la sencillez del modelo, se calcula, según bibliografía, punto por punto para cada curva y los valores de los parámetros así obtenidos, se representan en función de la presión de la célula. A partir de aquí se han buscado las expresiones matemáticas más simples que se adecuen a las curvas representadas, finalmente a partir de dichas expresiones, se han calculado los valores de estos parámetros para cada presión de célula y con ellos se han obtenido, las predicciones de la figura 5.4, con los valores de la tabla 5.1. Según el profesor Uriel, (1979) los parámetros así calculados deberían ser suficientes para describir el fenómeno tenso deformacional, pero no ocurre lo mismo con el factor de rigidez,  $\lambda$  que para presiones de célula,  $\sigma_3$ , bajas,  $\lambda^I$  y  $\lambda^{II}$  son iguales, pero a presiones de célula,  $\sigma_3$ , altas, no son iguales siendo  $\lambda^I > \lambda^{II}$  todo esto se puede representar bien por:

$$\lambda = \lambda_0 \exp\left(-\alpha \sigma_3 / p_{at}\right)$$

Condiciones de los ensayos Hirschfeld y Poulos (1963), datos usados en las predicciones

Ensayo	$s_3$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$e_0$	$g_0$ (Kg/cm <sup>3</sup> )	$g_0'$ (Kg/cm <sup>3</sup> )	$f_r^*$	$r_0^*$	$l^{**}$
1	1,0	0,55	1,742	1,742	37	3,56	18
2	4,0	0,50	1,800	1,75	37	1,4	16,95
3	9,8	0,47	1,837	1,76	37	1	15,1
4	19,7	0,52	1,776	1,776	37	0,93	12,49
5	30,1	0,47	1,837	1,826	37	1,1	10,12
6	40,0	0,51	1,788	1,788	37	0,9	8,5

Tabla 5.1. - Datos de la figura 5.4. (Uriel 1979).

Además si tomamos la ecuación de  $\rho_0$ , (23):  $\rho_0 = \frac{\gamma_0 - \gamma_d}{\gamma_c - \gamma_d}$  Para  $\sigma_3' = 0$ , sería un ensayo de compresión sin confinamiento lateral, donde se cumple que:  $\gamma_c = \gamma_d$ . Por lo que  $\rho_0 = \infty$  Lo cual implica que para  $\sigma_3' = 0$  cualquier material se comporta, desde un punto de vista mecánico, con características frágiles y no tiende a la contracción. (Uriel, 1995).

Así las expresiones convenientes para relacionar las densidades crítica y discriminante con el nivel de tensiones, podemos desarrollarlas como:

$$\gamma_c = \gamma_{c0} + c \ln \left[ 1 + \ln \left( 1 + \frac{p_r'}{p_{at}} \right) \right] \quad (25)$$

$$\gamma_d = \gamma_c - m \left( \frac{\sigma_3'}{p_{at}} \right)^n \quad (26)$$

Donde  $\gamma_{c0}$  es el valor de ambas densidades correspondientes a una teórica presión de célula,  $\sigma_3'$ , nula,  $p_r'$  es la tensión efectiva media en condiciones residuales y c, m y n son constantes positivas.

La variación de  $\rho_0$  con  $\sigma_3'$ , muestra claramente la diferencia de comportamiento de muestras de casi la misma densidad inicial a medida que crece la presión de célula. El índice de densidad disminuye muy rápidamente al crecer  $\sigma_3'$ , para presiones de célula moderadas, y, después, permanece sensiblemente constante.

En los ajustes efectuados en la tabla 5.1, se ha visto que el ángulo de rozamiento residual es sensiblemente constante para presiones de célula comprendidas entre 1 y 40 Kg/cm<sup>2</sup>. Según el profesor Uriel, la hipótesis de que  $\phi_r'$  en ensayos en ensayos triaxiales de compresión con simetría cilíndrica, es constante y parece aceptable. Esto equivale a que la envolvente de los círculos de Mohr de resistencia residual es una recta que para por el origen.

Tampoco la densidad discriminante va a variar con la presión de célula se ha llegado a medir una variación menor de 5% sobre el valor medio en un rango igual al anterior y por los mismos investigadores. Por lo tanto podemos admitir sin gran error, que la densidad discriminante se mantiene constante con el nivel de tensiones. Por lo que los parámetros quedarían así:

- Ángulo de rozamiento interno residual:  
 $\phi_r' = \text{constante.}$

- Densidad discriminante:  
 $\gamma_d = \text{constante.}$

- Densidad crítica:

$$\gamma_c = \gamma_d + c \ln \left[ 1 + \ln \left( 1 + p_r' / p_{at} \right) \right]$$

- Factor de rigidez plástica:

$$\lambda = \lambda_0 \exp \left[ -\alpha \sigma_3 / p_{at} \right]$$

Por lo tanto el número de constantes necesarias para describir el comportamiento de estos suelos en ensayos triaxiales convencionales es de cinco. Aunque en un principio según autores se situaba en cuatro, la diferencia estriba en que los estudios hechos con este modelo siempre han sido para suelos gravelosos no cohesivos y con ensayos triaxiales drenados.

Se define la ley de fluencia como el cociente del incremento del trabajo dado, entre el incremento del trabajo extraído. Diferentes investigadores han demostrado que este cociente se conserva “casi” constante en un amplio rango de deformación y su valor,  $K$  es:

$$K = \text{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi_f'}{2} \right) \quad (27)$$

y

$$\phi_\mu'' \leq \phi_f' \leq \phi_{cv}' \quad (28)$$

Donde:

$\phi_\mu'$  = Ángulo de rozamiento entre partículas.

$\phi_{cv}'$  = Ángulo de rozamiento interno en estado crítico =  $\phi_r'$

Según Rowe (1971) para el caso particular de compresión triaxial y para muestras remodeladas da para  $\phi_{cv}' = \phi_f'$

En ensayos triaxiales de compresión con geometría cilíndrica la constante que define la ecuación de la fluencia queda como:

$$K = \frac{1 - \left( -\rho_0 \lambda \varepsilon_1 \right) \exp \left[ -\lambda \varepsilon_1 \right] \frac{2 \text{sen } \phi_r'}{1 + \text{sen } \phi_r'}}{1 - \left( -\rho_0 \lambda \varepsilon_1 \right) \exp \left[ -\lambda \varepsilon_1 \right] \frac{\gamma_c - \lambda_d}{\gamma_c}} \text{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi_r'}{2} \right) \quad (29)$$

La hipótesis de un único valor de  $K$  independiente de la deformación axial exigiría que:

$$\theta = \frac{2 \operatorname{sen} \phi'_r}{1 + \operatorname{sen} \phi'_r} \quad \text{y} \quad \frac{\gamma_c}{\lambda(\epsilon_c - \gamma_d)} = 1 \quad (30)$$

y por esto:

$$K = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi'_r}{2} \right)$$

Según varios investigadores, como en las relaciones publicadas por el profesor Uriel, (1978a),  $\theta$  no es igual a uno, lo que sería necesario para que se cumpliera lo anterior. Los valores obtenidos por estos en los casos recopilados por Uriel se recogen en la tabla 5.1.

Estos datos indican que  $K$  varía durante el ensayo y, además, diversos autores, Tabla I, indican que  $\theta$  es función de la presión de célula. Aunque en roturas dúctiles estos mismos autores dan valores para  $\theta$  cercanos a 1, por lo que no es claro este aspecto.

En condiciones residuales y para muestras de margas en probetas remoldeadas,  $\phi'_f \equiv \phi'_{cv}$ , todo lo anterior está en perfecto acuerdo con las observaciones de varios investigadores, comprobando la validez del principio tensión dilatación ratificando la falta de variabilidad del ángulo de rozamiento efectivo en estado de fluencia aunque siempre dependiendo de la densidad inicial de una forma, según la ecuación, continua y monótona, en contra de la afirmación de Rowe para el que esta es independiente de la densidad inicial. Respaldando la ecuación anterior, se puede citar a Lee, (1963) que para el coeficiente de Poisson dio la siguiente expresión:

$$\nu = \frac{1}{2 \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi'_\mu}{2} \right)}$$

Si tenemos en cuenta que esta deducida de la teoría de Rowe donde  $\phi'_f \equiv \phi'_\mu = \text{constante}$ , el coeficiente de Poisson debe ser constante durante el ensayo e independientemente de la presión de célula, lo que obviamente no es cierto, y además contradice los ensayos anteriores de Hirshfield y Poulos antes comentados el coeficiente de Poisson que se propone (Uriel, 1995):

$$\nu_0 = \frac{1}{2\theta \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi'_{cv}}{2} \right)} - \frac{1-\theta}{\theta} \quad (31)$$

En la figura 5.5, se representan los valores de  $\phi'_f$ , que se obtienen con el modelo de la respuesta armónica para los ensayos de Skempton y Bishop (1954) donde la similitud de comportamiento con muestras remoldeadas de margas es muy evidente. Siempre para grandes deformaciones no así para pequeñas, pues en estas no es tan cierto que las deformaciones elásticas sean pequeñas frente a las plásticas. La concordancia con las experiencias de Rowe corroborada por el profesor Uriel, es buena.

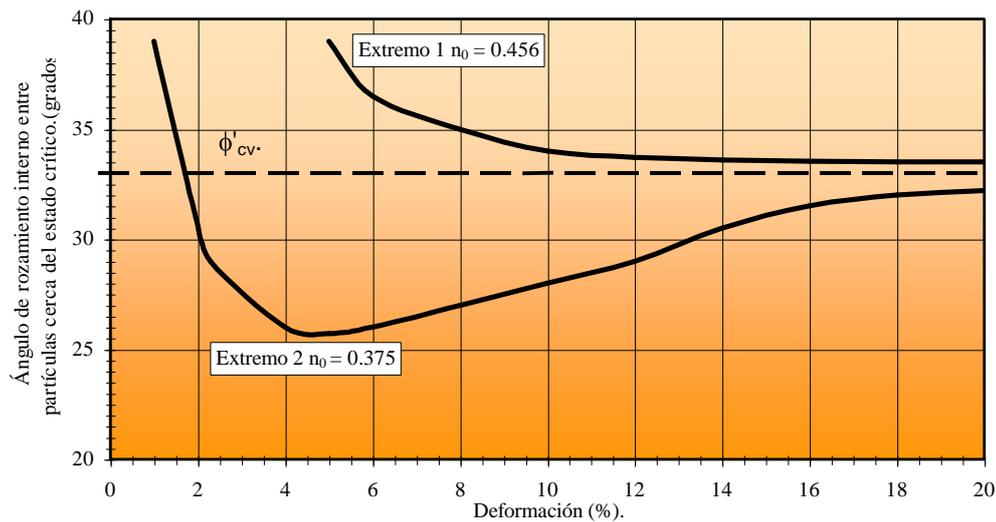


Figura 5.5. - Variación de  $\phi'_f$  durante los ensayos anteriores, de acuerdo con el modelo. Uriel et al 1979

#### 5.2.4. – El modelo para condiciones generales de tensión – deformación.

Se admite que hay dos componentes principales de la deformación estas son: elásticas y plásticas; las primeras están íntimamente relacionadas con los incrementos de tensión y no hay disipación de energía durante un proceso puramente elástico; las componentes plásticas consumen energía que se disipa en forma de calor.

Se pretende poder describir ensayos en los que las condiciones de contorno, están impuestas en términos de tensiones totales. Además las deformaciones elásticas constituyen la única forma de almacenar energía para un suelo, que con las deformaciones plásticas es disipada parcialmente. Estas deformaciones se producen simultáneamente. Según algunos autores el comportamiento de un suelo, en el que tras el pico de resistencia la energía disipada es menor que la aportada, no tiene explicación. Así cualquier modelo que considere los granos de suelo totalmente lisos conduce a resultados indeterminados en muchos casos, (Uriel, 1995).

Veremos otros modelos donde la geometría del mismo no nos permite distinguir las dos componentes de la deformación y parece que no describen adecuadamente los procesos de carga sin drenaje (Oteo, 1997). Particularizando para el anterior y según las hipótesis desarrolladas anteriormente, mientras que las deformaciones elásticas solo tienen lugar siempre que se varíe el estado tensional del suelo, las deformaciones plásticas solo ocurrirán cuando.

- En alguna dirección contenida en algún plano, el cociente entre la componente tangencial de la tensión y la componente normal en ese plano, y en esa dirección, pasa a ser mayor que el mayor valor alcanzado en algún estado previo anterior al pico de resistencia.
- La distorsión angular, aumenta para estados posteriores al pico de resistencia.

$\varepsilon^p$  = Deformación cortante plástica.

$\varepsilon_v^p$  = Deformación volumétrica plástica.

En coordenadas triaxiales cilíndricas,

$$\varepsilon^p = \frac{2}{3} (\varepsilon_1^p - \varepsilon_3^p) \quad (32)$$

donde  $\varepsilon^p$  crece al crecer su versor en la dirección principal 1. Por otra parte es fácil obtener que:

$$\frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon^p} = \frac{\frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_1^p}}{1 - \frac{2}{3} \frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_1^p}} \quad (33)$$

lo que implica que:

$$\frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon^p} = 0 \quad \text{si} \quad \frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_1^p} = 0 \quad \text{y} \quad \frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon^p} = \text{máximo} \quad \text{si} \quad \frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_1^p} = \text{máximo}.$$

Por lo que se impone la hipótesis de que la ecuación de fluencia tiene validez general si se expresa en términos de razón de tensiones efectivas como propone Zytynski et al. (1978) Así:

$$\eta' = \frac{q}{p'} \quad (34)$$

Se puede escribir de una forma general:

$$\frac{\eta'}{\eta'_r} = \frac{1 - \frac{\theta'}{2 \text{sen } \phi'_r} \frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon^p}}{1 - \frac{\theta'}{3 - \text{sen } \phi'_r} \frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon^p}} \quad (35)$$

y

$$\theta' = \theta(1 + \text{sen } \phi'_r) = \frac{2\gamma_c \text{sen } \phi'_r}{\lambda(\gamma_c - \gamma_d)} \quad (36)$$

Suponemos para este modelo un comportamiento elástico isótropo. Las ecuaciones que ligán los incrementos de deformaciones elásticas con incrementos de tensión son las de la teoría de la elasticidad clásica, mediante el módulo de deformación  $E'$  y un coeficiente de Poisson  $\nu'$ .

Según los ensayos de Lade y Duncan (1973) llevados a cabo con  $b = \text{Cte.}$  y deformación plana, donde:

$$b = \frac{\sigma'_2 - \sigma'_3}{\sigma'_1 - \sigma'_3} \quad (37)$$

Define el valor relativo de la tensión principal intermedia. Viendo las deformaciones principales totales  $\varepsilon_2$  y  $\varepsilon_3$  frente a  $\varepsilon_1$  para arenas sueltas, comprobamos (figura 5.6) en los ensayos efectuados por Bishop, (1969) la similitud en los comportamientos de las margas ensayadas con estos procedimientos.

La ecuación:

$$\frac{d\varepsilon_2^p - d\varepsilon_3^p}{d\varepsilon_1^p - d\varepsilon_3^p} = \frac{2b}{1+b} \quad (38)$$

que, junto a las ecuaciones 35 y 36, conforman las tres ecuaciones principales de la deformación plástica.

En el presente modelo el ángulo de rozamiento residual se supone único e independiente de la densidad inicial y del estado de tensiones. (Hipótesis del estado crítico y de la envolvente de Coulomb recta.)

Entre las ecuaciones del estado crítico usadas en este modelo y propuestas por varios autores, están las de (Lade y Duncan, 1973; Gudelus, et al., 1976; Rodrigues Roa, 1977) que son función de las tensiones efectivas principales y la de Uriel, (1979) que el autor ve más elaborada:

$$\eta'_r = \frac{6 \operatorname{sen} \phi'_{rc}}{9 - \operatorname{sen}^2 \phi'_{rc}} \left( 3 + \operatorname{sen} \phi'_{rc} \operatorname{sen} \phi'_r \right) \quad (39)$$

Donde  $\phi'_r$  es un valor semejante al ángulo descrito por Lade y Duncan pero para incrementos de deformación plástica y no para tensiones.

Teniendo en cuenta la teoría de la elasticidad antes desarrollada, la ecuación de estado crítico sería:

$$\eta'_r = \frac{6 \operatorname{sen} \phi'_{rc}}{9 - \operatorname{sen}^2 \phi'_{rc}} \left[ 3 + \frac{1 - 9b_r^2}{\sqrt{1 + 3b_r^2}} \operatorname{sen} \phi''_{rc} \right] \quad (40)$$

que es la usada más adelante para calcular el valor del ángulo de rozamiento residual crítico, pues se ve una muy buena adaptabilidad de los datos a las curvas.

Es fácil comprender por lo expuesto hasta ahora que para este modelo, necesitamos unas condiciones de contorno que impliquen uniformidad de tensiones y deformaciones.

En el presente trabajo los ensayos se han hecho, bajo procesos monótonos de carga, ensayos de compresión, sin drenaje, sin giro de los ejes principales, con consolidación unidimensional previa y, por último, con geometría cilíndrica. Además se han efectuado ensayos drenados con consolidación unidimensional en aparato anular con velocidad controlada y giro de ejes a rotura también con geometría cilíndrica.

Como ya hemos dicho un modelo debe ser capaz de predecir los comportamientos de un elemento de suelo bajo cualquier condición de contorno y de carga impuestas en el laboratorio.

Para la aplicación de este modelo, se han seleccionado 32 muestras de los núcleos de las presas que cubren el trabajo. Así cubrimos totalmente las concentraciones de carbonato desde menos de 10% a 72% que es un amplio abanico de estudio, la textura la estudiamos entre las diferentes presas, pues la diferencia litológica en las muestras de una misma presa es insignificante.

Para esto se ha usado la mecánica desarrollada en el modelo del profesor Uriel. Los parámetros calculados para cada muestra son los siguientes:

$M$  = Módulo de deformación elástica.

$\gamma_d$  = Densidad discriminante.

$\phi'_{rc}$  = Ángulo de rozamiento efectivo residual.

$\lambda_0$  = Módulo de rigidez.

$\rho_0$  = Índice de densidad inicial.

$\gamma_c$  = Densidad crítica.

$\gamma_0$  = Densidad inicial.

El índice de densidad inicial, como ya se ha dicho, separa los estados inalterado y remodelado, de una misma muestra; en general representa la diferencia de densidad entre muestras que presentan pico de resistencia y las que no lo presentan. Determina la posición relativa de la densidad inicial con la densidad discriminante.

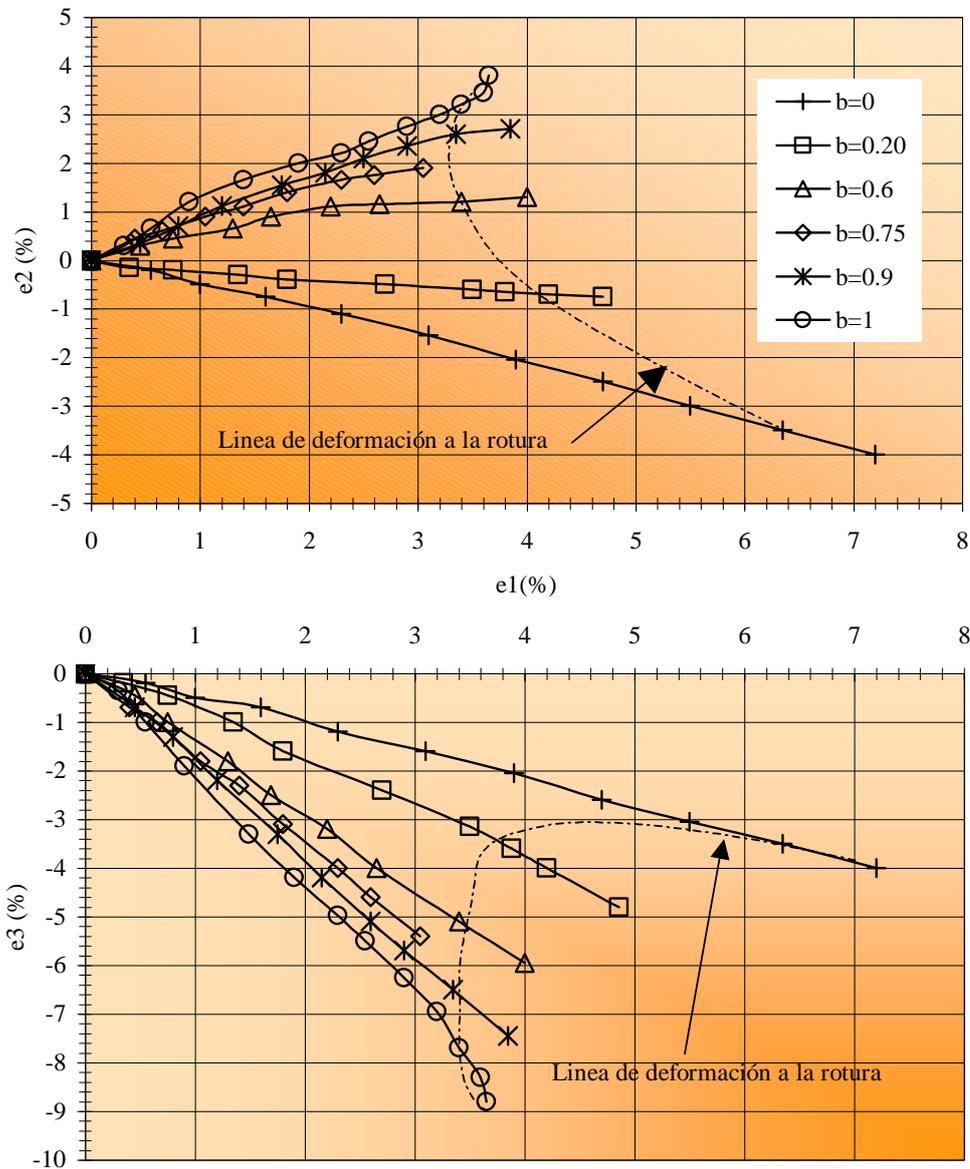


Figura 5.6 . - Relaciones entre deformaciones principales obtenidas en ensayos triaxiales en arenas limoso arcillosas para distintas razones de deformaciones. (Lade y Duncan, 1973).

$\lambda_0$  es una medida de la rigidez o resiliencia siendo un parámetro adimensional se va a calcular en función del tanto por ciento de carbonatos, el desviador de pico y el desviador residual. Con estos dos últimos datos y la ecuación:

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_p}{(\sigma_1 - \sigma_3)_c} = \left(1 + \rho_0\right) \exp\left(-\frac{1 + \rho_0}{\rho_0}\right)$$

Sacamos  $\rho_0$  que con este y con la densidad inicial para dos casos (con  $\rho_0, \gamma_0$  y  $\rho_0', \gamma_0'$ ) se forma un sistema de ecuaciones con dos incógnitas, a partir de la ecuación:

$$\rho_0 = \frac{\gamma_d - \gamma_0}{\gamma_d - \gamma_c}$$

Que resolviéndolo, sacamos la densidad crítica y la densidad discriminante.

Para sacar el índice de rigidez usaremos los valores calculados de  $\rho_0$  y el valor experimental de la deformación unitaria de pico,  $\varepsilon_{1p}$  (es decir, a la rotura) mediante la ecuación:

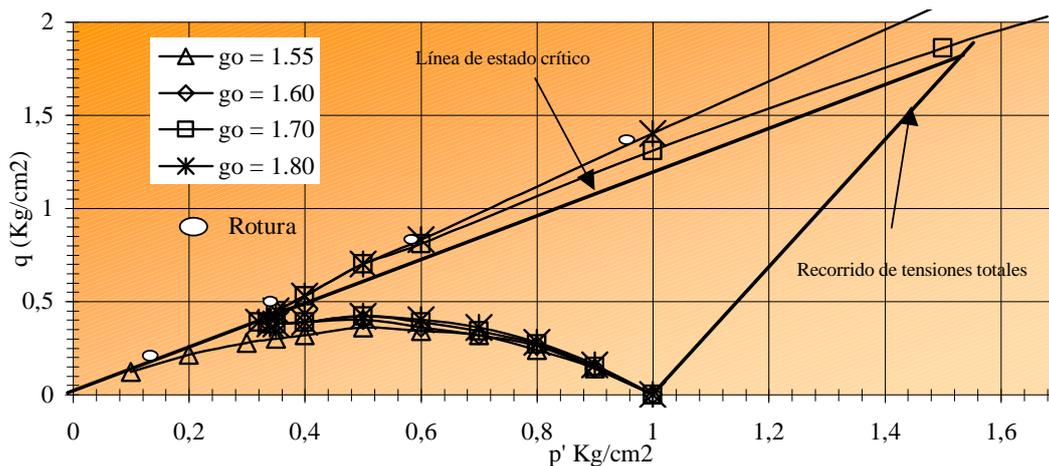


Figura 5.7. - Ensayos triaxiales de geometría cilíndrica, Cu. Recorridos de tensiones efectivas, para diferentes densidades iniciales. (Uriel A. 1990).

ción:

$$\varepsilon_{1p} = \frac{1 + \rho_0}{\lambda \rho_0}$$

Entre las hipótesis barajadas se pueden citar:

- La relación entre la densidad crítica y la tensión media residual sigue la ecuación de Uriel:  $\gamma_c = \gamma_d + c \ln \left[ 1 + \ln \left( 1 + \frac{p'_r}{p_{at}} \right) \right]$
- Las deformaciones de suelos sometidas a esfuerzo en aparato triaxial tienen, en general, dos componentes, una plástica y otra elástica.
- Las deformaciones plásticas siguen las leyes de fluencia, ya desarrolladas.
- Se admite el estado crítico apuntado anteriormente.
- Las tensiones principales y los incrementos de deformación plástica se suponen coaxiales.
- El ángulo de rozamiento crítico interno  $\phi'_{cv}$ , es cuantitativamente del mismo valor que el ángulo de rozamiento residual interno.

- Tanto  $M$  como  $\xi$ , son constantes propias del material, no de la forma de compactación ni de la estructura y además son adimensionales.
- El ángulo de rozamiento de las partículas es función de la textura del material y no de su composición.
- Se considera válida la expresión de la variación del índice de rigidez plástica con la presión de consolidación propuesta por el profesor Uriel.  $\lambda = \lambda_0 \exp\left(-\frac{\alpha\sigma_3}{P_{at}}\right)$ .
- El comportamiento elástico se supone isotrópico y el módulo de deformación elástico se supone creciente con la densidad de la muestra, y con el nivel de tensiones efectivas a través de la expresión:  $\frac{E'}{P_{at}} = M \exp\left(\rho_0 \sqrt{\frac{P'}{P_{at}}}\right)$  y el coeficiente de Poisson efectivo  $\nu'$  es constante.

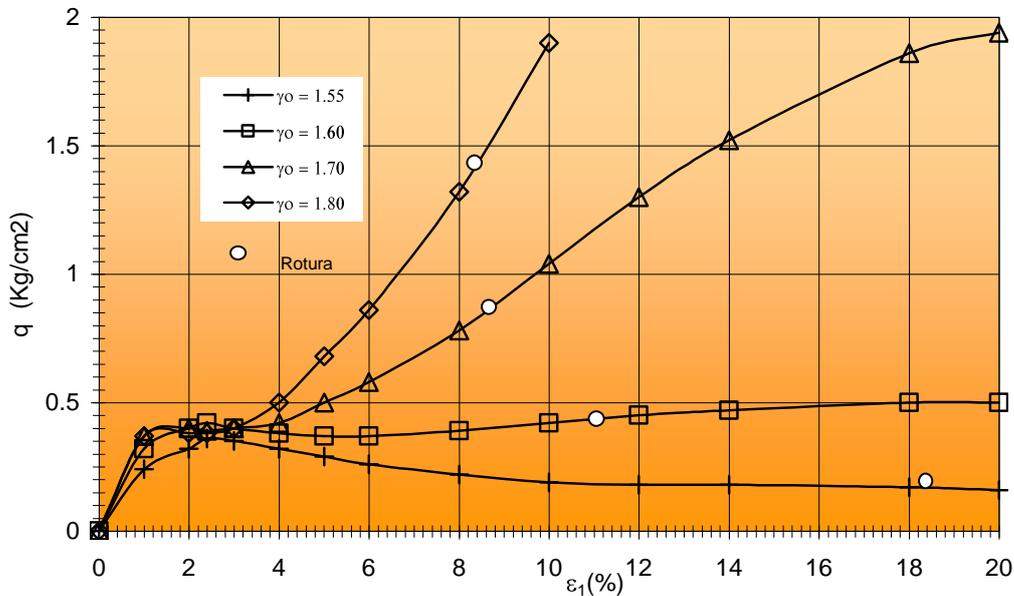


Figura 5.8. - Ensayos triaxiales de geometría cilíndrica, sin drenaje, a presión de célula constante. Curvas de desviador de deformación, para diferentes densidades iniciales. (Uriel A. 1990)

Los ensayos se han llevado a cabo para densidades iniciales correspondientes al Proctor normal de las muestras ensayadas y para presiones de consolidación de  $0.5 \text{ Kg/cm}^2$ ,  $1.5 \text{ Kg/cm}^2$ ,  $3 \text{ Kg/cm}^2$  en ensayo triaxial de compresión consolidado con una presión neutra de  $6 \text{ kg/cm}^2$  y ensayos anulares de corte, con presiones de consolidación de 1, 2 y  $3 \text{ Kg/cm}^2$ , ya que son los procesos de uso común en los laboratorios de geotecnia y como ya se ha dicho, consiste en no distanciarse demasiado de lo normal, para que sea muy factible el método en cualquier laboratorio de geotecnia.

En todas las muestras representamos los recorridos  $q' - p$ , para densidades iniciales del orden de la densidad máxima del Proctor normal, el desviador de tensiones crece hasta un pico que no es muy visible, siendo la zona de rotura, el punto de inflexión.

La trayectoria tiende a aproximarse a la línea de estado crítico creciendo continuamente. En el diagrama  $q' - \varepsilon_1$  no hay pico, presenta una rotura dúctil a lo largo de la trayectoria tenso – deformacional; las figuras 5.7 y 5.8, muestran los recorridos de las muestras presentados por el profesor Uriel y corroborados por otros investigadores, según se observa en estos ensayos, la concordancia con el modelo es buena pero no explica suficientemente, la influencia que ejerce, en el índice de rigidez, la concentración de carbonatos. Se ve que las pendientes de los recorridos en tensiones efectivas, están más cerca de la vertical de lo que cabría esperar en el modelo teórico. Estos autores lo justifican por la variabilidad de la naturaleza intrínseca de la muestra (¿carbonatos?), ya que depende en demasía del valor elegido para los parámetros, y estos, pueden depender de otras variables no tenidas en cuenta (Uriel, 1995).

La razón de tensiones  $\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}$  y las presiones intersticiales producidas durante los ensayos de compresión de las experiencias expuestas, (figura 5.9), nos presentan lo siguiente:

Las curvas de razón de tensiones no difieren con la densidad, a pesar de las grandes diferencias obtenidas con el desviador, en función de la deformación axial, esto es consecuencia de las presiones intersticiales que se generan una vez alcanzada la línea de estado crítico, que son muy distintas de una a otra muestra, pero si observamos las curvas para deformaciones inferiores al 5%, las presiones intersticiales entre muestras son casi similares, y aumentan hasta un máximo que a partir de este, de una forma monótona decreciente, empieza a decrecer hasta valores residuales.

Para presiones de confinamiento bajas, la presión intersticial llega a decrecer por debajo de la presión neutra y a grandes deformaciones y solo en algunas muestras se observan fenómenos de cavitación, siempre por encima de deformaciones superiores al 18%.

Como se ha explicado anteriormente, el parámetro  $\lambda$  es una medida de la rigidez de las muestras. No se ha encontrado en la bibliografía investigación alguna que correlacione el contenido de carbonatos de las margas frente a la variación del parámetro aludido. Aunque no explica fenómenos como el “Hardening” debido a los carbonatos, podría explicar el hecho observado de la pequeña influencia de este parámetro sobre los recorridos de las tensiones efectivas.

Sin embargo, si adecuamos el valor de la ecuación al recorrido de los datos experimentales de las muestras, dándole valores al parámetro  $M$ , vemos que la influencia del módulo de deformación elástica es importante, aunque los valores que se producen para este módulo en el modelo no son realistas, pues da valores muy bajos para el suelo. Si dividimos el valor del módulo de deformación por 4, la muestra, con la misma densidad inicial, se comporta como si fuera más densa según el modelo. Esto implica la influencia enorme de las deformabilidad de las partículas del suelo, y explicaría la variación de los recorridos en función del índice de carbonatos y estaría de acuerdo con las conclusiones que para ensayos no drenados arroja este modelo, podría sospecharse que para contrarrestar la expansión elástica, el suelo presente tendencia a contraer mediante deformación plástica, de forma que se mantenga constante el volumen de la muestra y por lo tanto, se precisaría para este mismo fenómeno una mayor disminución de la tensión efectiva media en caso de esqueletos más rígidos.

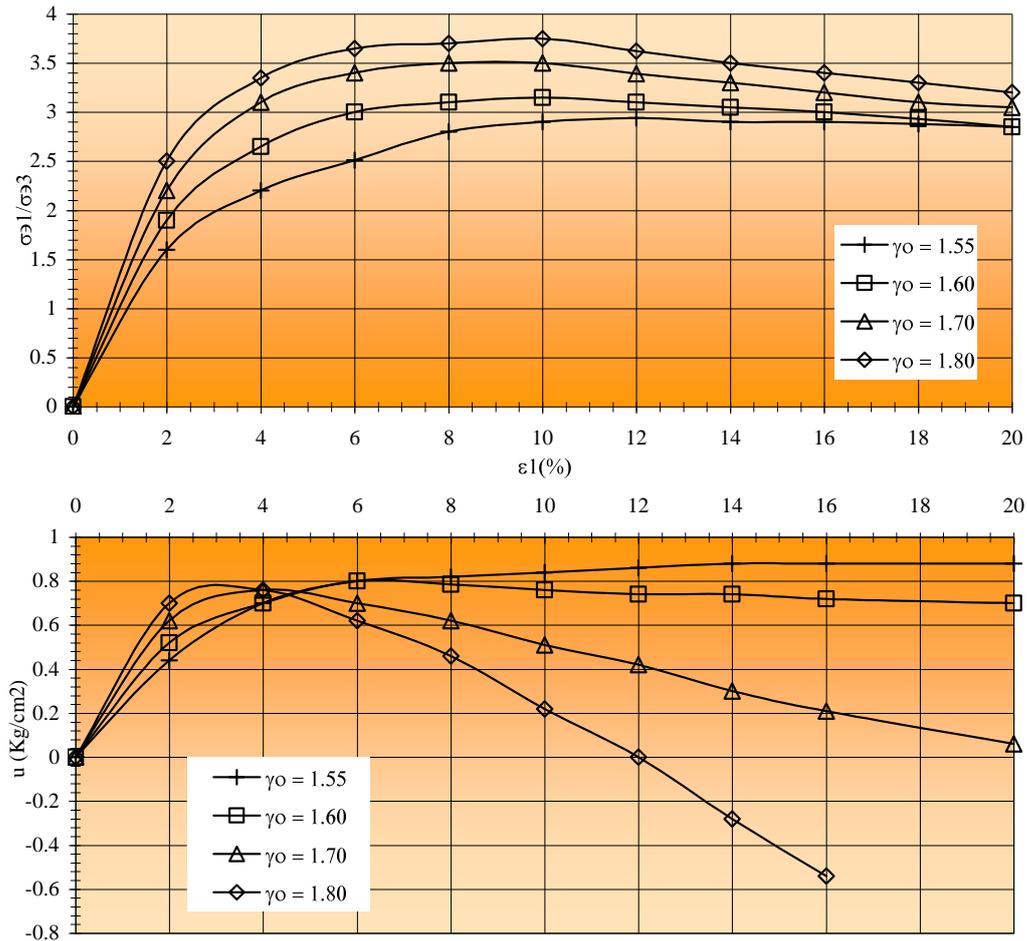


Figura 5.9. - Razón de tensiones y presión intersticial en función de la deformación, para diferentes densidades iniciales. (Uriel A. 1990).

### 5.3. – El modelo hiperbólico. Fundamento teórico y justificación práctica.

Además del modelo antes desarrollado para predecir los recorridos tenso deformacionales en los núcleos de presas, vamos a aplicar a nuestros estudios otros modelos, con los que podamos explicar las características de los suelos que queremos estudiar. Siempre de una manera más representativa en cuanto a la fenomenología que va a transmitir al suelo el carácter margoso del mismo.

El modelo hiperbólico probablemente será el más difundido para simular las tensiones en presas de materiales sueltos. Su principal limitación es que no puede simular la rotura frágil, pero en el caso de materiales coherentes esto no es muy importante ya que en estos materiales remoldeados, la estructura final producida por la compactación y remoldeo del material hacen que estos se comporten de manera dúctil ó muy poco frágil.

De esta manera, tenemos medios para suministrar las leyes necesarias para cualquier tratamiento numérico que queramos llevar a cabo, siempre que hallemos unos parámetros que requieren una experimentación que en este modelo se reduce, y esa es otra ventaja, a ensayos convencionales en el aparato triaxial. No debemos olvidarnos, que mientras entre la resistencia en el estado de sollicitación axil simétrico que el aparato triaxial

impone y la hallada en un estado de deformación plana las diferencias son moderadas, y pueden ser estimadas con bastante exactitud, aunque de modo semiempírico, la situación respecto a las deformaciones no es la misma, y las discrepancias son mayores.

También respecto al sentido de estas diferencias la situación es distinta, puesto que la resistencia en sollicitación plana es mayor que la axial simétrica, lo que difícilmente dejará de estar del lado de la seguridad, aunque esto en nuestro caso no deja de ser una anécdota (Dapena, 1993). Sin embargo, en cuanto a las deformaciones, tan importantes en este trabajo por las características de las margas, según los mismos investigadores, van a ser menores en el caso plano, lo cual nos quita algún control sobre el nivel de conocimiento de las variables que influyen en los recorridos estudiados.

En el apartado posterior veremos alguna variación para suelos arcillosos, debida a este investigador, en cuanto a las deformaciones producidas en el material, que aunque no parece que tenga trascendencia práctica, a mi modo de ver, si puede ser un excelente instrumento para hallar los parámetros de los suelos que tengamos que estudiar, pero, para tener una primera idea de las magnitudes de los mismos que incluso pueden emplearse en algunos tanteos preliminares.

Boscardin et al. (1990), nos presenta unos resultados sobre suelos típicos compactados que para este trabajo son totalmente interesantes, aunque el mismo apunta, a no considerarlos definitivos, que no deben llegar a ser considerados como coeficientes normalizados de formulario.

Dichos materiales adoptados por los mencionados autores como típicos, son los siguientes:

- Arena bien graduada, SW, con densidad máxima 2.21 gr/cm<sup>3</sup>, para una humedad óptima de 7.4%.
- Limo arenoso de baja plasticidad, (ML/CL-ML), de límite líquido 20, índice de plasticidad 4, densidad máxima 1.91 gr/cm<sup>3</sup> y humedad óptima de 12.1%.
- Arcilla limosa de baja plasticidad, (CL), de límite líquido 32, índice de plasticidad 15, densidad máxima 1.65 gr/cm<sup>3</sup> y humedad óptima 21.0 %.

### 5.3.1. – Fundamento matemático.

La ley hiperbólica fue desarrollada, en un principio, por Kondner y Zelasko (1963), que mostró que muchos suelos podían explicarse mediante la ecuación:

$$\sigma'_1 - \sigma'_3 \underset{\varepsilon_1}{\rightarrow} \frac{\varepsilon_1}{\frac{1}{E_1} + \frac{\varepsilon_1}{(\sigma'_1 - \sigma'_3)_{ult}}} \quad (1)$$

Donde  $\sigma'_1 - \sigma'_3 \underset{\varepsilon_1}{\rightarrow}$  es el valor asintótico para grandes deformaciones  $\varepsilon_1$  la deformación unitaria axial y  $E_1$  el módulo inicial tangente de deformación.

Mediante la formula propuesta por Janbu (1963), se relaciona el modulo tangente inicial  $E_1$ , frente al estado de tensiones:

$$E_1 = Kp_a \left( \frac{\sigma}{p_a} \right)^n \quad (2)$$

Donde  $K$  y  $n$  son dos parámetros cuyos valores serán a determinar, según el suelo que se trate, experimentalmente y  $p_a$  la presión atmosférica, para normalizar las dimensiones. Dapena, (1993c).

Además definimos el coeficiente de rotura como:

$$R_f = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} \quad (3)$$

Con el que podemos calcular el valor asintótico del desviador relacionado con la resistencia a la compresión axial medida en el laboratorio.

Admitimos que la resistencia al esfuerzo cortante, sigue la ecuación correspondiente a la ley Mohr – Coulomb, pero admitiendo la hipótesis de Duncan et al (1980), teniendo en cuenta la curvatura de la línea de resistencia intrínseca. Esto según Dapena (1993b) puede hacerse tomando un valor de  $\phi$  que depende de la presión de confinamiento según la función:

$$\phi = \phi_0 - \Delta\phi \log \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right) \quad (4)$$

Donde  $\phi_0$  y  $\phi$  son parámetros experimentales.

Diferenciando la ecuación hiperbólica inicial, y efectuando las sustituciones deducidas de las demás leyes que acabamos de desarrollar, se llega a la siguiente expresión del módulo tangente en cualquier punto de la curva Tensión – Deformación:

$$E_t = \left[ 1 - \frac{R_f (-\sin \phi) (\sigma'_1 - \sigma'_3)}{2c \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi} \right]^2 Kp_a \quad (5)$$

Aparte de la ley que liga el desviador con la deformación axial, necesitamos otra que relacione el desviador con la deformación transversal, esto puede hacerse de muy distintas maneras, aquí nos inclinamos por el módulo superficial definido así:

$$S = \frac{\Delta\sigma_m}{\Delta\varepsilon_{sup}} \quad (6)$$

Se cumple también que la ley expresada de deformación superficial, es curvada por lo que se admite que:

$$S = K_b p_a \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)^m \quad (7)$$

Donde  $K_b$  y  $m$ , son parámetros experimentales.

Boscardin et al (1990) hacen notar que el valor del modulo de deformación transversal, que se determina en el ensayo triaxial corriente, es un modulo secante lo que, siguiendo a Domaschuk y Valliappan (1975) proporciona la siguiente expresión hiperbólica:

$$\sigma_m = \frac{S_1 \varepsilon_{sup}}{1 - \left( \frac{\varepsilon_{sup}}{\varepsilon_u} \right)} \quad (8)$$

Donde  $S_1$  es el módulo superficial inicial, y  $\varepsilon_u$  el valor límite asintótico del incremento de sección a grandes deformaciones. Diferenciando esta ecuación respecto al incremento, podemos hallar el modulo tangente:

$$S_t = S_1 \left[ 1 + \frac{\sigma_m}{S_1 \varepsilon_u} \right]^2 \quad (9)$$

Al igual que ocurre con la ecuación hiperbólica de las deformaciones axiales, si representamos  $\frac{\sigma_m}{\varepsilon_{sup}}$  en función de  $\sigma_m$ ,  $S_1$  y  $\varepsilon_u$  son, respectivamente, la ordenada en el origen y el inverso del coeficiente angular, (Dapena, 1993b), de la recta que, teóricamente, debe quedar definida en la representación mencionada.

### 5.3.2. – Aplicación al caso de suelos cohesivos.

A partir de los suelos estudiados por Boscardin et al. (1990), se han sacado los valores deducidos por él y sus colaboradores para los distintos parámetros implicados. Se han escogido 5 densidades que al final representan un valor en tanto por ciento, conocido respecto a la densidad máxima; en la tabla 5.2, se dan los parámetros mencionados.

Como hemos dicho, el modelo hiperbólico es uno de los modelos que se utilizan para introducir el comportamiento mecánico de estos suelos, aunque investigadores como Dapena indican que la definición de los parámetros geotécnicos propios de cada material, en estos modelos, es siempre el problema principal para su utilidad. Estos se pueden tomar directamente de valores tipo de tablas en bibliografía o, como se pretende en este trabajo, a partir de ensayos de laboratorio, intentar comprobar la influencia sobre dichos parámetros, en las características presentadas en los suelos estudiados, con especial énfasis en la composición en carbonatos, cualitativa y cuantitativa, de las muestras y por medio de este procedimiento, ver el modelo de los estudiados que mejor se adecua a la “personalidad mecánica” de las margas en general.

SUELO	Dens.	K	n	R <sub>f</sub>	c, Kpa	ϕ'	ϕ' <sub>r</sub>	Mod. hiperbólico	
								B <sub>1</sub> /p <sub>a</sub>	ε <sub>1</sub>
SW	2.10	950	0.60	0,70	0,05	48	8	74.80	0.02
	1.98	640	0.43	0.75	0,02	42	4	40.80	0.05
	1.88	450	0.35	0.80	0,02	38	2	12.70	0.08
	1.77	320	0.35	0.83	0,01	36	1	6.10	0.11
ML	1.35	54	0.85	0.90	0,00	29	0	1.70	0.23
	1.81	440	0.40	0.95	28	34	0	48.30	0.06
	1.72	200	0.26	0.89	24	32	0	18.40	0.10
	1.62	110	0.25	0.85	21	30	0	9.50	0.14
	1.53	75	0.25	0.80	17	28	0	5.10	0.19
	1.00	16	0.95	0.55	0	23	0	1.30	0.43
CL	1.57	120	0.45	1.00	62	15	4	21.20	0.13
	1.49	75	0.54	0.94	48	17	7	10.20	0.17
	1.40	50	0.60	0.90	41	18	8	5.20	0.21
	1.32	35	0.66	0.87	35	19	8.5	3.50	0.25
	0.74	16	0.95	0.75	0	23	11	0.7	0.55

Tabla 5.2. - Módulo de Young, parámetros de Mohr Coulomb y módulo de deformación, para distintos suelos.

Así se recoge el estudio realizado sobre nuestras muestras margosas, usadas en la construcción de los núcleos de tres presas de materiales sueltos. En el se ha definido exhaustivamente la composición y las características mecánicas, y a partir de ensayos geotécnicos consistentes en los definidos anteriormente, se han calculado los parámetros geotécnicos que sirven para definir este modelo hiperbólico, exactamente igual que lo realizado en el apartado anterior.

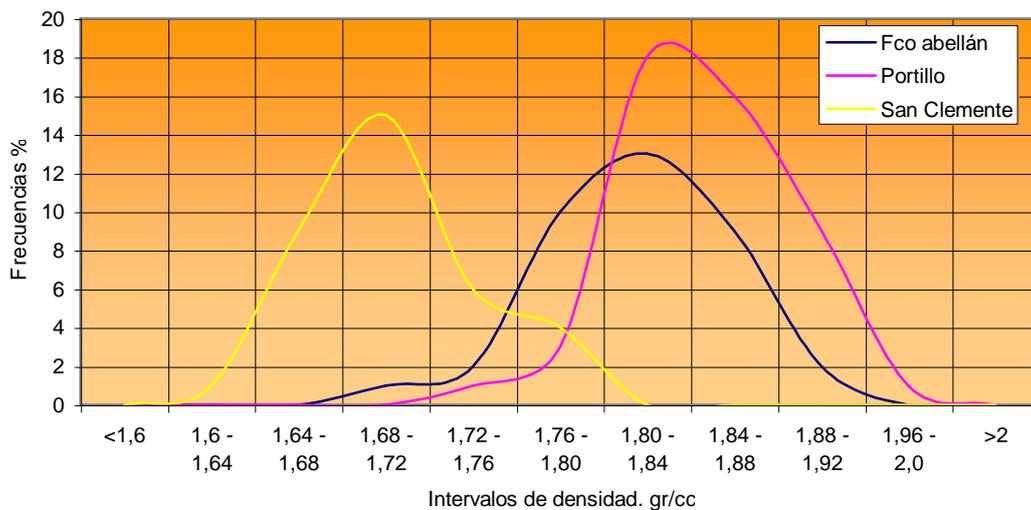


Figura 5.10. Frecuencias de las densidades Proctor de las canteras estudiadas

En este apartado, se recoge con detalle el proceso seguido y los fundamentos que cimentan nuestras exposiciones futuras y nuestras conclusiones finales. También se muestra, de algún modo la dificultad en la obtención de estos parámetros, cuando de-

penden de la reproducibilidad de los ensayos sobre probetas remoldeadas que, como ya hemos dicho, es una de las características del presente trabajo. Las simplificaciones realizadas para obtener resultados concretos también se explicarán convenientemente. Se ha seguido en este apartado, la metodología desarrollada por el profesor Dapena ya que se considera la más intuitiva de las estudiadas.

Para obtener una relación de tensión – deformación de los materiales del núcleo a partir, de ensayos triaxiales, se sigue el modelo de Wong y Duncan (1974). Cuya relación principal ya desarrollada anteriormente, es:

$$E_t = K p_a \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \left[ 1 - \frac{R_f (-\sin \varphi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi} \right]^2 \quad (10)$$

Este modelo queda así definido con los siguientes parámetros. Dapena (1993a):

- K, Kur = Número del módulo,
- n = Exponente del módulo,
- c = Cohesión,
- $\varphi$  = Ángulo de rozamiento,
- $R_f$  = Coeficiente de rotura,
- G = Parámetro del coeficiente de Poisson,
- F = Parámetro del coeficiente de Poisson,
- D = Parámetro del coeficiente de Poisson,

Al igual que en el desarrollo del modelo armónico, los ensayos triaxiales se realizaron sobre muestras remoldeadas y con consolidación previa, es decir, saturadas. En general siguen la metodología ya expresada en el apartado correspondiente; así las densidades y humedades de las diferentes probetas han seguido las pautas impuestas por los pliegos de condiciones técnicas particulares de los distintos proyectos de ejecución de los núcleos de las presas estudiadas; por lo tanto, todos los ensayos se han hecho sobre muestras en las que los valores de humedad, van a fluctuar alrededor de valores entre 1,5 puntos del “lado seco” y 1,5 puntos del “lado húmedo”, referidos, claro está, a la humedad óptima del Proctor normal. Mientras que la variación de la densidad de las muestras, se va a mantener entre el 95% como valor mínimo, y el 110 % como máximo referidos estos valores como en el caso anterior al valor de la densidad máxima del Proctor normal. Los datos de las densidades obtenidas en las tres canteras estudiadas las vemos en la figura 5.10.

### 5.3.3. - Cálculo de los parámetros del modelo hiperbólico.

El estudio de los suelos se va a hacer en cuanto a las clases deducidas de su contenido en carbonatos. Vamos a suponer que en cada una de las presas se conforma una unidad de suelo determinada por el contenido de carbonatos; así vamos a tener tres clases o estados de suelo en los que vamos a determinar los posibles estados del núcleo, como hemos dicho entre el 95% y el 105 % del Proctor normal.

Además teniendo en cuenta que la densidad media de las partículas sólidas de cada presa, es 2,67; 2,70; 2,70 gr/cm<sup>3</sup>, las densidades de la arcilla saturada correspondientes a los grados de compactación es la recogida en la tabla 5.3.

Presas	P.N. %	$\gamma_d$ gr/cm <sup>3</sup>	$\varphi$ gr/cm <sup>3</sup>	$\gamma_w$ gr/cm <sup>3</sup>
<i>F<sup>co</sup> Abellán</i>	95	1,65	2,70	1,89
	100	1,70	2,70	1,94
	102	1,81	2,70	2,03
	105	1,919	2,70	2,11
<i>Portillo</i>	95	1,74	2,70	2,00
	100	1,82	2,70	2,05
	102	1,866	2,70	2,08
	105	2,102	2,70	2,12
<i>S. Clemente</i>	95	1,59	2,67	1,82
	100	1,62	2,67	2,01
	102	1,7	2,67	2,04
	105	1,82	2,67	2,07

Tabla 5.3. – Valores de la densidad de la arcilla de los núcleos para distintos grados de compactación

En la tabla 5.4 se recogen los valores del ángulo de rozamiento y de cohesión en estas experiencias del profesor Dapena antes comentadas.

Preparación de muestra	Maza: 0,5Kg; 12 golpes			Maza: 1,5Kg; 20 golpes		
Humedad inic. (%)	14,1	15,9	17,6	9,6	12,2	14,6
Humedad final (%)	17,8	16,7	17,6	16,0	15,2	15,6
Densidad inic. (gr/cm <sup>3</sup> )	1,80	1,80	1,75	1,90	1,92	1,86
Cohesión c' (Kg/cm <sup>2</sup> )	0,05	0,05	0,05	0,10	0,05	0,20
Áng. Rozamiento interno $\phi'$ (grados deg.)	31	30,5	31	29,5	30	27,5

Tabla 5.4. – Cohesión y ángulo de rozamiento interno obtenidos en ensayos triaxiales con consolidación previa, rotura sin drenaje y medida de presiones intersticiales. (Dapena, 1993a).

Para la determinación de los parámetros K, n, R<sub>f</sub>, necesarios en el modelo propuesto (en el que no se necesita más que los ensayos triaxiales realizados con las diferentes muestras, en total 135), se va a proceder al cálculo de las transformadas de las diferentes curvas de tensión – deformación de cada una de las muestras y para cada una de las presiones de confinamiento utilizadas, según lo expuesto en la tabla 5.5. (Wong y Duncan, 1974).

W %	$\gamma$ gr/cm <sup>3</sup>	$(\sigma_1 - \sigma_3)$ Kg/cm <sup>2</sup>	a	$E_i$ Kg/cm <sup>2</sup>	b	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ Kg/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ Kg/cm <sup>2</sup>	R <sub>f</sub>
14,4	1,80	0,5	0,01	100	0,545	1,83	1,67	0,91
17,5	1,75	1,5	0,009	111	0,43	2,33	2,102	0,90
9,6	1,90	3	0,002	500	0,22	4,455	4,347	0,96
14,4	1,80	1,5	0,002	500	0,495	2,41	2,33	0,97
17,5	1,75	0,5	0,011	91	0,55	1,82	1,661	0,91
9,6	1,90	1,5	0,004	263	0,336	2,98	2,820	0,95

Tabla 5.5. – Valores de E<sub>i</sub> y R<sub>f</sub> para muestras margosas deducidas por Dapena (1993).

Las transformadas siguen una recta que va a depender, su pendiente, de la presión de célula además de la compactación. Sin embargo, Jiménez Salas (1993), apunta que esta ley no se cumple para grandes deformaciones en las que la transformada deja de seguir una línea recta para tender a un valor asintótico mediante una ecuación no lineal, de estas transformadas vamos a calcular los valores de  $E_1$  y  $R_f$ .

La variación del coeficiente de rotura frente a la densidad seca, en la que la correlación propuesta por los diferentes investigadores es algo baja, invita a pensar que este parámetro se puede suponer constante como parámetro a utilizar en el modelo hiperbólico, Jiménez Salas (1993), aunque no se han encontrado trabajos que relacionen este parámetro con la composición, y debido a los datos de bibliografía, se puede suponer sin ánimo de cometer error apreciable, que la variación del mismo, según varios investigadores, oscila entre 0,60 a 1,02, un valor medio de 0,9 tomamos como valor del parámetro a utilizar en el modelo hiperbólico.

La variación del módulo de elasticidad inicial con la presión de célula es un caso muy estudiado por los diversos autores consultados; J. Jiménez Salas y Justo de Alpañés (1986); C. Oteo (1995); R. Espinace (1984a) y E. Dapena (1993b).

La variación respecto a la densidad seca y contenido en carbonatos, del módulo de elasticidad inicial, y del módulo de rotura, para distintas presiones de confinamiento, se deducen para los distintos grados de compactación de las muestras; los valores del parámetro  $k$ , según Dapena (1993b) y los valores de  $n$ , se pueden deducir de las ecuaciones antes desarrolladas por Wong y Duncan (1974), que los definen de la siguiente forma:

$$n = \frac{\Delta \log \left( \frac{E_1}{p_a} \right)}{\Delta \log \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)} \quad (11)$$

Siendo el valor de  $k$  el obtenido por:

$$k = \lim_{\left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)} \left( \frac{E_1}{p_a} \right) \quad (12)$$

Los valores del parámetro  $K_{ur}$ , se determinan a partir de curvas de descarga, en el ensayo edométrico, suponiendo que el valor del módulo exponente se mantiene igual que en carga primaria.

Según Wong y Duncan (1974), la relación  $K_{ur}/K$ , varía desde 1,2 para suelos rígidos tales como arenas densas, hasta 3 para suelos deformables, tales como arenas flojas. Dapena E. 1993 corrobora estos resultados y las hace suyas en sus estudios tomando para arcillas el valor de:

$$\frac{K_{ur}}{K} = 2 \quad \Rightarrow \quad K_{ur} = 2K \quad (13)$$

Valor que a priori parece bastante realista. Así con esta relación los datos del parámetro  $K_{ur}$  para los distintos grados de compactación en sus ensayos se ven en la tabla 5.6.

$\gamma_d$	$\text{Kg/cm}^2$	P. N. %	$k$	$k_{ur}$	$n$
1,67		95	87	274	0,51
1,76		100	123	246	0,51
1,80		102	140	280	0,51
1,85		105	160	320	0,51

Tabla 5.6. – Valores de  $k$ ,  $n$  y  $K_{ur}$ , en función de la densidad y el % de compactación (Dapena, 1993a).

Los valores de los parámetros del coeficiente de Poisson a utilizar en el modelo hiperbólico, se han tomado de las referencias recogidas por Wong y Duncan, (1974), en particular de una arcilla limosa con una cohesión de  $0,39 \text{ Kg/cm}^2$ , un ángulo de rozamiento interno de  $\phi' = 30^\circ$ , y  $K = 130$ .

Estos parámetros nos interesan sobremanera, pues la similitud con nuestras margas es muy acusada. Estos valores son:

El contenido de carbonatos es del orden de, 44,8%. El contenido de material  $< 2\mu$  es del 15%. La fracción de tamaño arena es de 25,5%. La fracción  $< 0,08 \text{ mm}$  es de, 74,5%. En cuanto a los valores de consistencia, el límite líquido es 28,9%, y el índice de plasticidad 10,3%; una CL típico.

Como podemos comprobar, la concordancia con los valores medios investigados en la presa del Portillo, que se encuentra en el centro de los valores de todos los estudiados, es casi total.

#### 5.4. – Un modelo particularmente Plástico – elástico: El modelo CAM-CLAY. Fundamento teórico y justificación práctica

##### 5.4.1. – Introducción.

Como hemos visto hasta ahora, los modelos plásticos – elásticos para suelos que vamos a tratar de explicar con la presencia de carbonatos, son los clásicos basados en la curva hiperbólica y el más novedoso basado en las ecuaciones armónicas. En una palabra, hasta aquí hemos utilizado dos modelos que en términos generales cubren una parte muy importante de materiales, que en general están muy presentes en los suelos estudiados. Pero para tener una visión completa de los mismos, faltaría utilizar un modelo que estudie los intervalos de existencia y los potenciales plásticos, que se base en comportamiento de suelos cohesivos, típicamente arcillosos, puesto que los modelos propuestos anteriormente inciden más en suelos limosos y arenosos o granulares.

El modelo que se propone se puede considerar que cumple perfectamente con este criterio. Puede ser considerado como un conjunto de modelos que tienen en cuenta el “endurecimiento Volumétrico” que como ya se ha visto cumple una función principal en el comportamiento mecánico de las margas, cuyo componente de material carbonatado cumple un papel esencial en este comportamiento original. Pritzio J. V. (1976).

Cuando se describe por primera vez este modelo, por Roscoe y Burland (1968), lo llamaron CAM-CLAY “modificado” para distinguirlo de otro modelo más antiguo llamado Cam – Clay (Roscoe y Schofield, 1963). Este calificativo de “modificado” se debe,

seguramente, a que las “mejoras” introducidas en él, han hecho, probablemente, que sea usado sobre todo en para predicciones numéricas. Como el original no se va a volver a mencionar, desde ahora en adelante suprimiremos la palabra “modificado” para simplificar.

El modelo, a partir de los datos de triaxiales estándar y ensayos edométricos efectuados en las zonas de estudio sobre los materiales que conforman los núcleos de las presas, se va a describir aquí, en términos de tensiones efectivas. Usaremos los valores  $p'$  y  $q$  pues es de uso generalizado en las discusiones de las respuestas de los suelos en los ensayos triaxiales como los efectuados en este trabajo. La totalidad de los ensayos realizados son de compresión triaxial, aunque asumimos tácitamente que los ensayos de extensión triaxial, puede ser asumida, simplemente, permitiendo al desviador,  $q$ , tomar presiones negativas.

Debemos apuntar que la forma de la zona de existencia de los suelos estudiados, que adoptamos en el plano de tensiones efectivas  $p': q$  para el modelo tiene un parecido conceptual muy pequeño con la forma del campo de existencia de suelos naturales experimentalmente descubierto. Hay tres razones para la elección de este modelo.

Primeramente debido a su simplicidad, pues la descripción de las formas de las zonas de existencia introduce un parámetro que describe la forma, por lo que no hay que llegar a ecuaciones complicadas para definirla en función de otras variables.

Segundo, en la mayoría de los estudios experimentales de comportamiento mecánico de suelos que se han llevado a cabo recientemente, con ensayos triaxiales, las muestras han sido comprimidas isotrópicamente antes del comienzo de la compresión triaxial propiamente dicha, en el periodo de consolidación pues la sometemos a la presión de confinamiento o de célula antes de aplicar la tensión desviadora. Por lo tanto un estado inicial de compresión isotrópica, puede no ser muy parecido al estado de tensiones que sufre el suelo en el terreno, pero esto es fácil de ejecutar en un ensayo convencional triaxial.

Además evitamos la mayor parte de la variabilidad de los suelos naturales inalterados, en la mayoría de las investigaciones del comportamiento de los suelos están deliberadamente concentrados sobre suelos remoldeados, ni que decir tiene que el parecido con nuestra metodología en cuanto al tratamiento de las muestras de ensayo en los núcleos es muy acusada por lo tanto parece que los parámetros usados en el modelo serán fácilmente deducidos de nuestros ensayos por lo que en la mayoría de los patrones de respuesta observados sobre muestras remoldeadas consolidados al inicio son exactamente los mismos que han desarrollado modelos como este CAM-CLAY.

Consecuentemente muchos de los patrones de comportamiento de suelos que se han observado en ensayos sobre muestras remoldeadas, con consolidación previa (compresión isotrópica), son patrones que han guiado especialmente el desarrollo de modelos como CAM-CLAY aunque, incluso, estos puedan parecer una copia remota de la realidad.

Por último en tercer lugar, tenemos que en la mayoría de las aplicaciones prácticas de este modelo, que se caracteriza por su sencillez, la diferencia con otros modelos, aparen-

temente más realistas, y también bastante más complejos, no se ven en absoluto importantes, como para justificar el grado de complejidad alcanzado.

La mayoría de las aplicaciones del modelo que han logrado explicar perfectamente el mecanismo de un suelo, han sido en casos en los que se han involucrado cargas sobre suelos arcillosos o construcciones geotécnicas sobre suelos arcillosos, resulta obvio que se ajusta perfectamente tanto a los materiales del presente trabajo como al tipo de construcción estudiada, de aquí la importancia de su estudio.

No obstante, muchos de los patrones de respuesta que se ilustran con este modelo, pueden ser relacionados con otros materiales no arcillosos, lo cual, a nuestro entender, se debe subrayar pues da idea de la generalidad del mismo, ante un amplio abanico de fenómenos mecánicos que aunque sea de forma lo más simplista posible, tocaremos con el ánimo de explicar otras características, que nos lleven, por fin, a la aplicación definitiva del modelo a nuestras margas. Es evidente que es relativamente sencillo hacer los cambios necesarios, para que el modelo incorpore aspectos más realistas de la respuesta de un suelo lo cual nos servirá para el fin antes expuesto.

#### 5.4.2. – CAM – CLAY.

Los 4 caminos de información que se requieren para explicar cualquier modelo elasto – plástico, son los siguientes:

1. Propiedades elásticas.
2. Superficies de rotura.
3. Potencial plástico.
4. Patrón de endurecimiento.

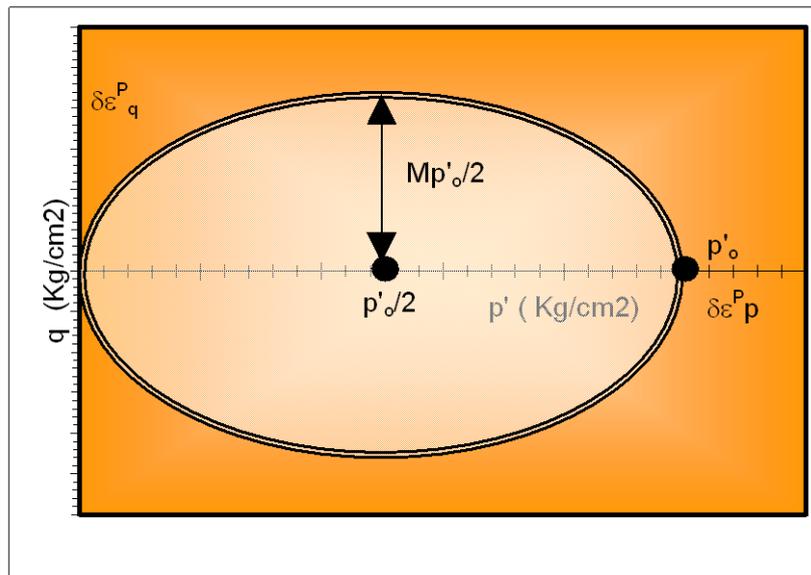


Figura 5.11(a). – Curva elíptica límite de la zona de existencia del suelo, en el modelo CAM-CLAY en el plano  $p' : q$ .

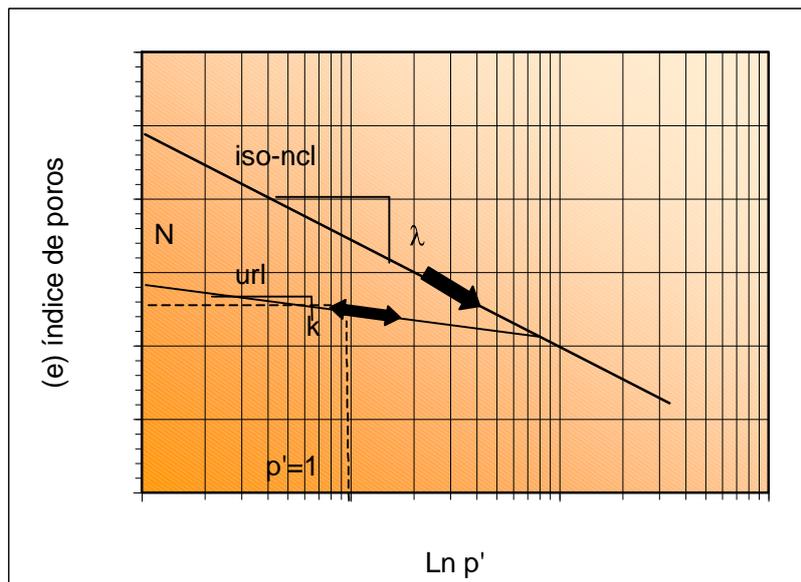


Figura 5.11 (b). – línea de compresión normal y línea de Carga- Descarga, En el plano de compresión.

Como ya hemos visto en modelos anteriores los cambios volumétricos recuperables acompañados de cambios en las tensiones efectivas principales,  $p'$ , están de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\delta \varepsilon_p^e = k \frac{\delta p'}{vp'} \quad (1)$$

Que implica una relación lineal dentro del plano de compresión, entre el volumen específico  $v$  y el logaritmo de la tensión principal  $p'$  en ciclos elásticos de descarga – carga de suelos. Figura 5.11, b. por lo mismo, las deformaciones recuperables en estos ciclos elásticos, se acompañan de cambios en la tensión desviadora  $q$  de acuerdo a la expresión:

$$\delta \varepsilon_q^e = \frac{\delta q}{3G'} \quad (2) \text{ Siendo } G' \text{ el modulo de corte que es constante.}$$

La combinación de las ecuaciones 1 y 2 implica variaciones en el coeficiente de Poisson con la tensión efectiva principal. Sin embargo suponer que el modulo de Poisson es constante no supone una premisa inaceptable.

La forma más simple que se puede describir para la zona de existencia en el plano de tensiones  $p': q$ , podría ser un círculo, la siguiente, podríamos definirla como una elipse esta nos da una cierta libertad respecto al círculo ya que el valor del eje mayor respecto al eje menor puede ser tenido como un parámetro que nos tenga en cuenta la forma en el modelo. Para estos modelos isotrópicos, la elipse se centra sobre el eje  $p'$  figura 46 y además es conveniente que pase por el origen de coordenadas aunque esto no es esencial según Wood (1994).

Según estos parece razonable proponer que, a menos que las partículas de suelo estén cementadas, una muestra del mismo no podrá soportar un amplio sistema de esfuerzos efectivos de tracción y que por lo tanto para casi cualquier esfuerzo de tracción en estos se van a producir deformaciones volumétricas irreversibles.

La ecuación de la elipse de esfuerzos figura 5.11 (a), se puede escribir como:

$$\frac{p'}{p_0'} = \frac{M^2}{M^2 + \eta^2} \quad (3) \quad \text{Donde} \quad \eta = q/p'$$

Que describe una familia de elipses controlada por el parámetro M. Como se ve en la ecuación (3) todas las elipses pasan por el origen, y a M = constante, el tamaño de la elipse viene dado por p<sub>0</sub>'.

Cuando se produce la rotura, el cambio en tamaño, gobernado por p<sub>0</sub>', de un campo de existencia se une a los cambios de tensiones efectivas producidas, p' y a q = ηp' a través de la ecuación:

$$\frac{\delta p'}{p'} + \frac{2\eta\delta\eta}{M^2 + \eta^2} - \frac{\delta p_0'}{p_0'} = 0 \quad (4)$$

Cuya solución la podemos escribir como:

$$f = q^2 - M^2 p' - p_0' = 0 \quad (5)$$

Que se cumple siempre que el suelo cumpla la condición de forma de elipse para la curva de existencia del mismo, así si asumimos una ecuación para la familia de curvas de rotura o campo de existencia, encontramos que los potenciales plásticos van a venir dados por la misma familia de curvas en el plano p': q así:

$$g = f = q^2 - M^2 p' - p_0' = 0 \quad (6)$$

Cuando la curva de rotura o campo de existencia expande, el tamaño empieza a ser controlado por la tensión de punta p<sub>0</sub>' y además esta expansión, el "Hardening" del suelo, esta íntimamente unido a la compresión normal del suelo. Debido a esto, la relación entre el volumen específico (por ejemplo índice de poros) y el logaritmo de la tensión efectiva principal, p<sub>0</sub>' es lineal durante la consolidación y la compresión isotrópica (recta "iso - ncl", de la figura 5.11b), por lo que la ecuación la podemos poner como:

$$v = N - \lambda \ln p_0' \quad (7)$$

Donde N es una constante específica que nos proporciona información sobre la posición de la recta de compresión isotrópica en el plano de compresión p': v, figura 5.11b. En cuanto a la ecuación que nos rige las deformaciones plásticas volumétricas, viene dada por:

$$\delta \varepsilon_p^p = (k - k_0) v \frac{\delta p_0'}{p_0'} \quad (8)$$

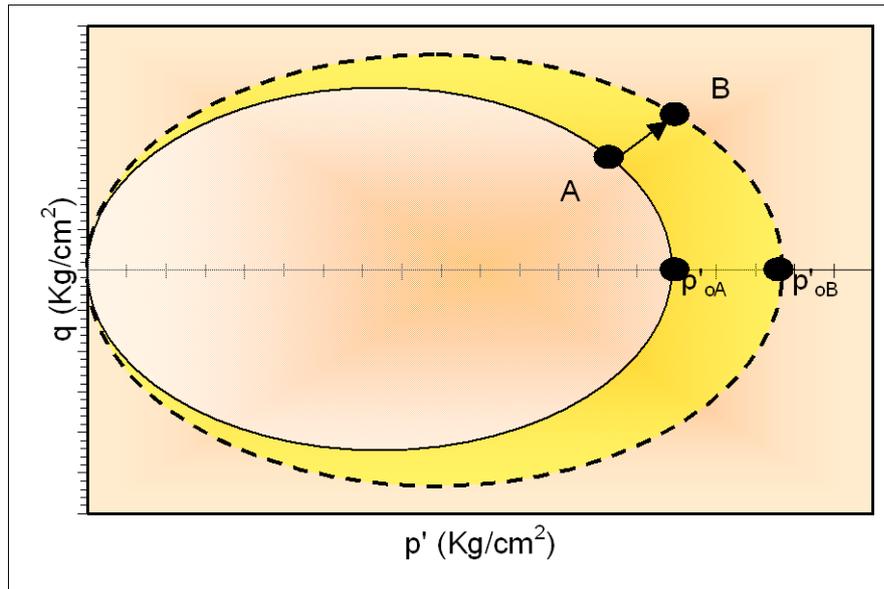


Figura 5.12(a). Incremento de tensión (expansión), desde la curva límite de la zona de existencia actual del suelo.

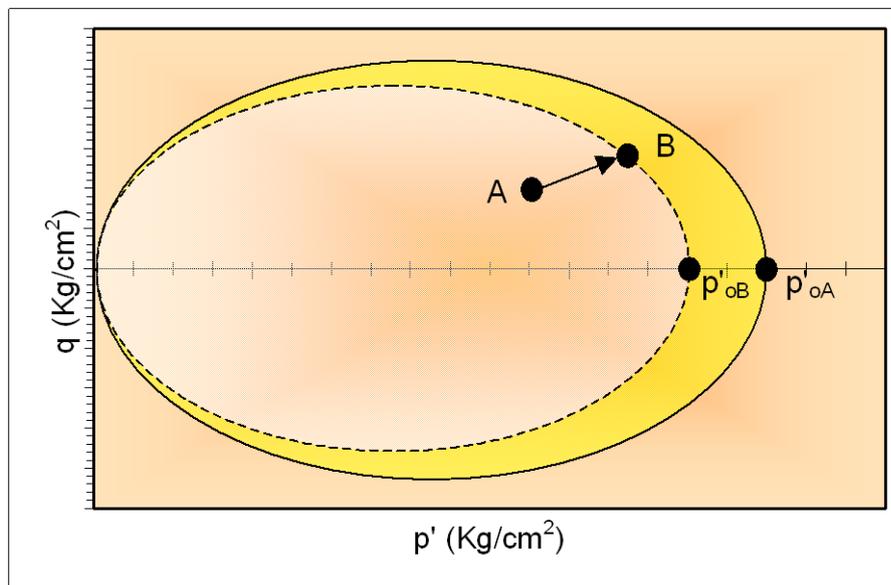


Figura 5.12 (b). – Incremento de tensión desde el interior de la zona de existencia actual del suelo

Las relaciones de los elementos de hardening se pueden poner como:

$$\frac{\partial p_0'}{\partial \varepsilon_p^p} = \frac{v p_0'}{\lambda - k} \quad (9) \quad \text{con} \quad \frac{\partial p_0'}{\partial \varepsilon_q^p} = 0$$

Con todo lo expuesto la descripción del modelo esta completa. Así se puede resumir la respuesta tenso deformacional elástica como la matriz ecuación siguiente:

$$\begin{bmatrix} \delta \varepsilon_p^e \\ \delta \varepsilon_q^e \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k/vp' & 0 \\ 0 & 1/3G' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{bmatrix} \quad (10)$$

y de la misma forma la ecuación matriz para la respuesta tenso deformacional plástica sería:

$$\begin{bmatrix} \delta \varepsilon_p^e \\ \delta \varepsilon_q^e \end{bmatrix} = \frac{q-k}{vp' (M^2 + \eta^2)} \begin{bmatrix} M^2 - \eta^2 & 2\eta \\ 2\eta & 4\eta^2 / (M^2 - \eta^2) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{bmatrix} \quad (11)$$

Que es solo válida si existen deformaciones plásticas en el proceso a estudiar. La matriz de unión con las variables dependientes es simétrica en las dos ecuaciones debido a la suposición de la existencia de flujos asociados. Su determinante es 0 pues el valor de la deformación volumétrica plástica en el punto de la rotura, depende del estado de tensiones – de hecho ocurre a la relación de tensiones a la que se produce la rotura – y no sobre los incrementos de tensiones; por lo tanto, las dos columnas de la matriz de unión son múltiplos de cada uno.

Las ecuaciones expuestas son las que, de una manera general rigen el comportamiento del modelo en las trayectorias tenso deformacionales seguidas por los suelos, en el plano p': q.

El uso de este modelo en el presente trabajo, se justifica por si solo pues no hay que decir la similitud de los suelos propuestos por los autores, con los usados en la construcción de los núcleos estudiados. Además el uso de este modelo CAM-CLAY es el más fácilmente entendible por inferir la respuesta de incremento de deformación al incremento determinado de tensiones efectivas. En estos pasos podría ser necesaria la implementación de un programa de computación para este modelo aunque no se va a desarrollar ya que no es propósito de este trabajo.

Los componentes elásticos del incremento de deformación, se pueden calcular con la ecuación 10; para lo que es necesario determinar si las deformaciones plásticas están ocurriendo o han ocurrido. Dado un estado inicial de tensiones, A (p': q) y en un campo de existencia definido por un valor de p'\_0 = p'\_{oA}, se imponen unos incrementos de tensiones efectivas AB (δp', δq) (figura 5.12). Con la ecuación (3) se calcula un nuevo valor p'\_0 = p'\_{oB} para otro miembro de la familia de curvas de existencia que pasa a través del nuevo punto que nos define el nuevo estado de tensión efectiva B(p'+δp': q+δq) (figura 5.12). Si este valor p'\_{oB} > p'\_{oA}, entonces el campo de existencia tendría que expansionarse para acomodarse al nuevo estado tensional por lo que tendremos deformaciones plásticas. Por otro lado sí p'\_{oB} < p'\_{oA}, entonces el nuevo estado descansaría dentro de la curva de existencia actual, por lo que no tendrán lugar deformaciones plásticas y la curva de existencia no cambiará de tamaño.

Los incrementos totales de deformación los calcularemos mediante una combinación de las ecuaciones, 10 y 11 y así repetiremos el proceso para nuevos estados tenso defor-

macionales usando los nuevos valores de  $p'_0$ , en el caso de que se produzca expansión y el campo de existencia tenga que cambiar de tamaño.

El uso de este modelo para predecir patrones de comportamiento que se pueden esperar en suelos sometidos a ensayos de compresión triaxial no drenados convencionales, es generalizado dada su facilidad de uso. Es claro que en el párrafo anterior se ha modificado el procedimiento bajo algunas circunstancias. Es frecuente usar una aproximación cuasi – gráfica a medida que progresa el ensayo en el plano de tensión y compresión efectivas. Tal aproximación es más intuitiva que un ataque directo del problema mediante las complicadas matrices anteriores, teniendo en cuenta, además, que los resultados finales son los mismos.

### 5.4.3. – Desarrollo del modelo con ensayos de compresión triaxial no drenados, convencionales.

En el método se contrapesan las deformaciones volumétricas elásticas y plásticas, combinándolas hasta que el cambio de volumen de cero. Siguiendo la metodología de Wood (1994), sabemos que los incrementos de deformación volumétrica elásticos son:

$$\delta \varepsilon_p^e = k \frac{\delta p'}{vp'} \quad (12) \quad \text{y los plásticos:} \quad \delta \varepsilon_p^p = -k \frac{\delta p'_0}{vp'_0} \quad (13)$$

La condición para que no haya drenaje es:

$$\delta \varepsilon_p^e + \delta \varepsilon_p^p = 0 \Rightarrow k \frac{\delta p'}{p'} = -k \frac{\delta p'_0}{p'_0} \quad (14)$$

Esto obliga a la unión entre los cambios de las tensiones efectivas principales y los cambios en el tamaño de la curva límite del campo de existencia del suelo controlada como se ha visto por  $p'_0$ . La geometría de esta curva nos proporciona una conexión entre los cambios producidos en  $p'$  y los que se producen en  $\eta$  (ó  $q$ ) que conducirán a una deformación a volumen constante del suelo.

Con las ecuaciones 4 y 14, tenemos:

$$\frac{\delta p'}{p'} = \frac{-k}{\lambda} \frac{2\eta}{M^2 + \eta^2} \delta \eta \quad (15) \quad \text{Que al integrarla nos queda:} \quad \frac{p'_i}{p'} = \left( \frac{M^2 + \eta^2}{M^2 + \eta_i^2} \right)^\Lambda \quad (16)$$

donde  $\Lambda$  vale:  $\Lambda = \frac{-k}{\lambda}$  (17) Los valores  $p'_i$  y  $\eta_i$  nos definen un estado inicial de tensiones efectivas.

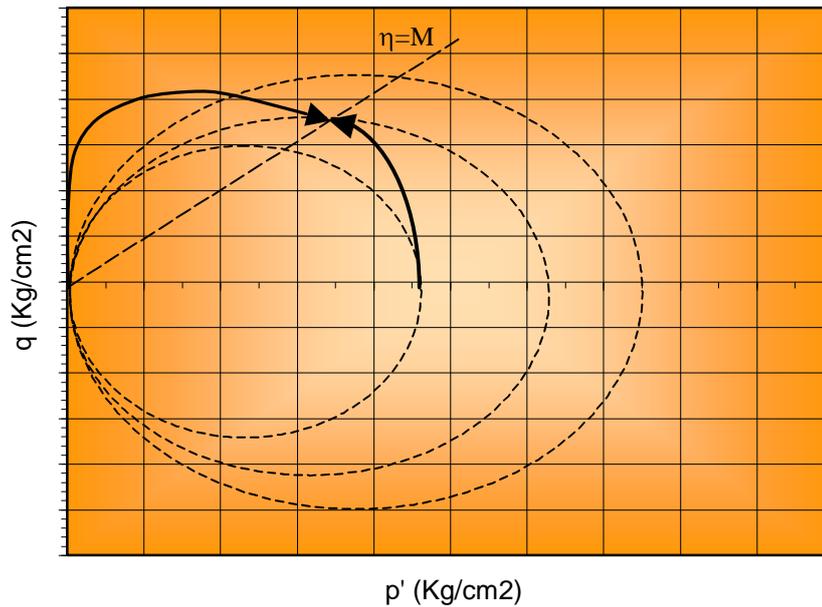


Figura 5.13. - Recorridos en tensiones efectivas de recorridos en ensayos de deformación a volumen constante definidos por la ecuación 16.

La ecuación 17 nos da la forma de la curva descrita por el recorrido de las tensiones efectivas no drenadas en el plano  $p' : q (\eta p')$ . La figura 5.13 nos muestra las deformaciones plásticas y elásticas que estarían ocurriendo en un suelo de grano fino y cohesivo sometido a este estado tensional.

Si el estado de tensiones efectivas de un suelo cae dentro de su curva límite de campo de existencia actual no hay posibilidad, según este modelo, de que lleguen a producirse deformaciones, en la rotura, volumétricas plásticas, y la única manera de que la ecuación principal se cumpla, es que las deformaciones volumétricas elásticas sean también cero, esto implica que la tensión efectiva principal debe de permanecer constante. Consecuentemente para muestras ligeramente sobreconsolidadas (como las pertenecientes a las de la cantera de San Clemente), sometidas a ensayos no drenados, el recorrido de tensiones efectivas debe subir hasta un valor constante,  $p'$ , hasta alcanzar la curva límite de existencia actual, (AB en la figura 5.14) y a partir de aquí unirse con el recorrido tensional (elasto – plástico) en tensiones efectivas (BC en la figura 5.14). Es claro que observando la ecuación 14 los cambios en  $p'$  y  $p'_0$  están unidos con el signo de los incrementos de deformación volumétrica plástica, que a su vez están unidos con el gradiente (pendiente) de la curva límite de la zona de existencia del estado tensional actual del suelo.

Si el estado tensional del suelo es tal que,  $\eta < M$  (AB en la figura 5.15), la rotura tiene lugar con el vector incremento de la deformación plástica dirigido hacia la derecha, esto indica una compresión volumétrica, el suelo tiende a endurecerse (Hardening) plásticamente y la curva límite de existencia, tiende a incrementarse de tamaño. Por lo tanto,

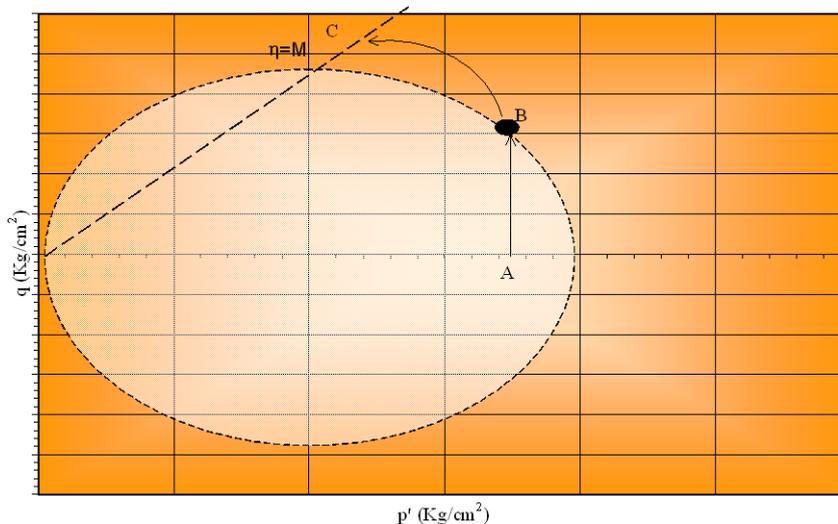


Figura 5.14. - Recorrido de las tensiones efectivas a volumen constante en ensayos no drenados, de suelos ligeramente sobreconsolidados.

$\delta p'_0 > 0$  y así la tensión efectiva principal debe caer, luego  $\delta p' < 0$ , para que la expansión elástica compense la compresión plástica (figura 5.15).

Si el incremento de deformación en el ensayo no drenado que nos ocupa, se comienza a aplicar con  $\eta > M$  (QR figura 5.15) la curva límite de existencia cambia para dar lugar a un vector de incremento de deformación plástica dirigido hacia la izquierda, lo que da lugar a su vez en el suelo, a expansiones plásticas. En este estado el suelo tiende a “reblandecerse” (Softening) plásticamente y la curva límite de existencia del suelo disminuiría para poder explicar el nuevo estado tensional a que está sometido el suelo. Esto implica que  $\delta p'_0 < 0$  y la tensión efectiva principal debe subir ahora por lo que  $\delta p' > 0$ , para que la compresión elástica compense la expansión plástica (figura 5.15).

Por último, nos queda el caso en el que el incremento de deformación se empiece a aplicar en la parte alta de la curva límite de existencia, (potencial plástico) con  $\eta = M$  (G en la figura 5.15). Aquí la rotura tiene lugar con un vector incremento de deformación paralelo al eje q y con sentido, en el positivo del eje. Esto obliga a que la deformación volumétrica plástica sea 0,  $\delta \varepsilon_p^p = 0$ , apareciendo una rotura continua por deformación y por lo tanto sin cambio en el tamaño de la curva límite de existencia  $\delta p'_0 = 0$ ; y así la tensión efectiva principal tampoco cambiará,  $\delta p' = 0$ . Este caso especial ( $\eta = M$ ) como un límite en el recorrido de la tensión efectiva no drenada del suelo que no es posible traspasar en un mismo estado tensional. (Figura 5.13).

Por todo lo dicho es lógico que algunos investigadores encuentren este modelo especialmente útil para el estudio de la respuesta tenso – deformacional de los suelos de grano fino y cohesivos sometidos a procesos de reblandecimiento y endurecimiento (materiales margosos). Además, no necesitamos conocer los recorridos de tensiones totales, para la predicción de los recorridos tensionales efectivos para una muestra en un ensayo no drenado.

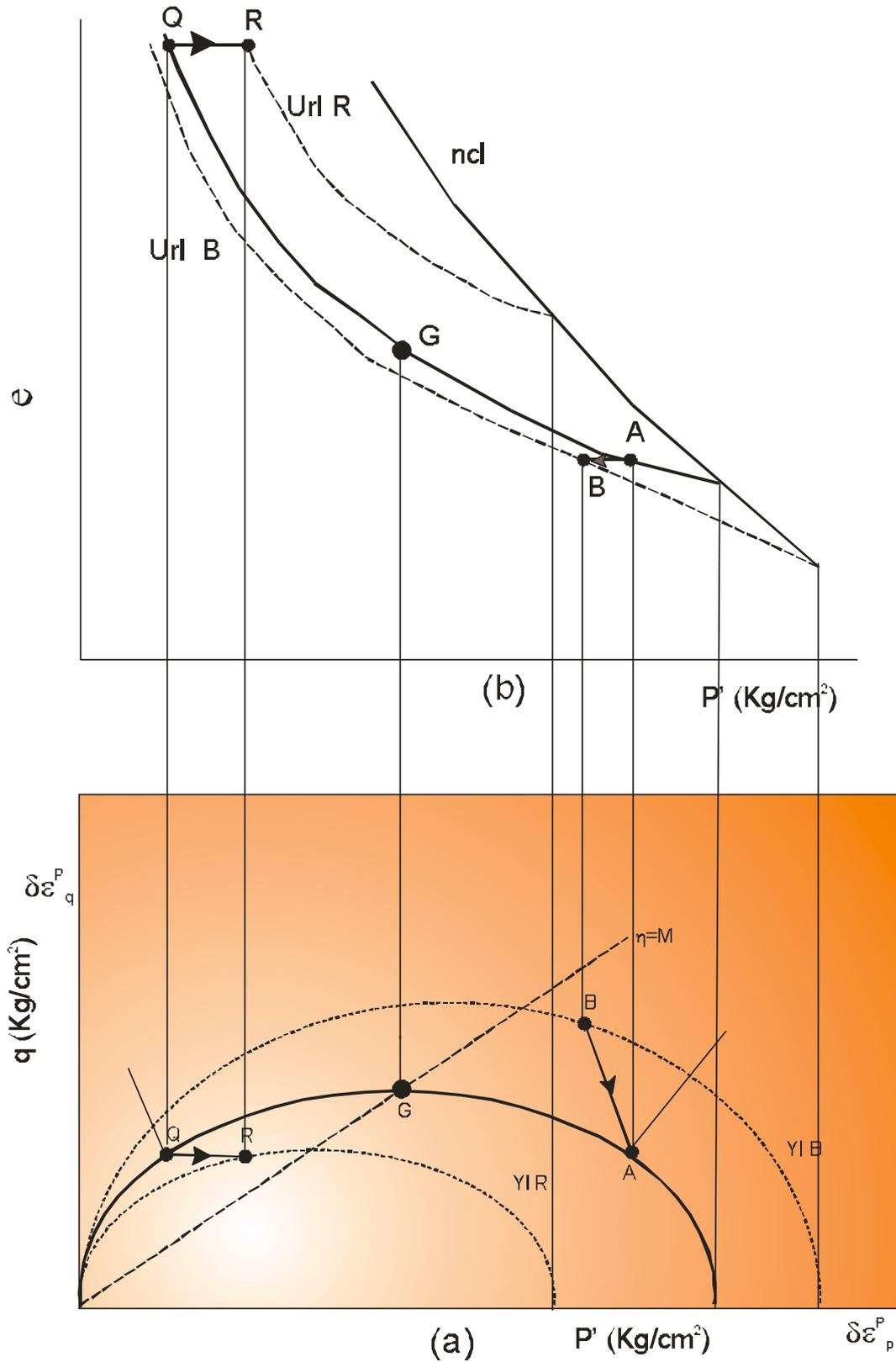


Figura 5.15. - Incrementos de deformación a volumen constante: (a)  $q$ ;  $p'$  en el plano de tensiones efectivas;  $e$ ;  $p'$  en el plano de compresión.

El mismo recorrido de la tensión efectiva es seguido por las tensiones totales en ensayos triaxiales no drenados de compresión, la única diferencia observada en pruebas llevadas a cabo con diferentes recorridos en tensiones totales, está en la presión intersticial que desarrollan. Si un incremento en el recorrido de tensiones efectivas indica un cambio en el recorrido de la tensión efectiva principal,  $\delta p'$ , y el incremento correspondiente en el recorrido de las tensiones totales, indica un cambio en el recorrido de la tensión total principal  $\delta p$ , entonces el incremento de presión intersticial  $\delta u$  es :

$$\delta u = \delta p - \delta p' \quad (18)$$

Un parámetro que depende de la presión intersticial, (a), nos sirve para relacionar los cambios de esta con los cambios en las tensiones totales aplicadas.

$$\delta u = \delta p + a \delta q \quad (19)$$

Comparando estas dos últimas ecuaciones, se ve que el parámetro a es la pendiente puntual del recorrido de tensiones efectivas en ensayo triaxial no drenado.

$$a = - \frac{\delta p'}{\delta q} \quad (20)$$

En ensayos triaxiales estándar de compresión, con presión de confinamiento constante, el recorrido de tensiones totales viene dado por:

$$\delta q = 3\delta p \quad (21)$$

Si el sólido es deformable de forma puramente elástica, con estados de tensiones efectivas que se encuentran a lo largo del área interior de la curva límite de existencia entonces.

$$\delta p' = 0 \quad \text{Y} \quad \delta u = \delta p = \frac{\delta q}{3} \quad (22)$$

Si la deformación del sólido es puramente plástica, el valor del parámetro a se puede deducir de la ecuación 15, recordando que:

$$\delta q = \eta \delta p' + p' \delta \eta \quad (23)$$

así para a resulta que:

$$a = \frac{2 \frac{p' - k \bar{\eta}}{\lambda \sqrt{M^2 + \eta^2}} - 2 \frac{p' - k \bar{\eta}}{\lambda \sqrt{M^2 + \eta^2}}}{\lambda \sqrt{M^2 + \eta^2}} \quad (24)$$

el recorrido en el plano  $p'$ : q de tensiones efectivas se puede dibujar, tomando la proyección de los puntos A, B, C, D, E, y F sobre la correspondiente curva límite de existencia (figura 5.16). En cada punto, la dirección del vector incremento de deformación plástica, y la relación entre los componentes del incremento de la deformación plástica en la rotura respecto al incremento de la deformación volumétrica plástica los podemos dibujar. La magnitud del incremento de la deformación volumétrica plástica, se puede calcular a partir de la separación vertical (figura 5.16)  $\delta v^p$  de dos escalones de carga o descarga consecutivos en el plano de compresión mediante la fórmula:

$$\delta \epsilon_p^p = - \frac{\delta v^p}{v} \quad (25)$$

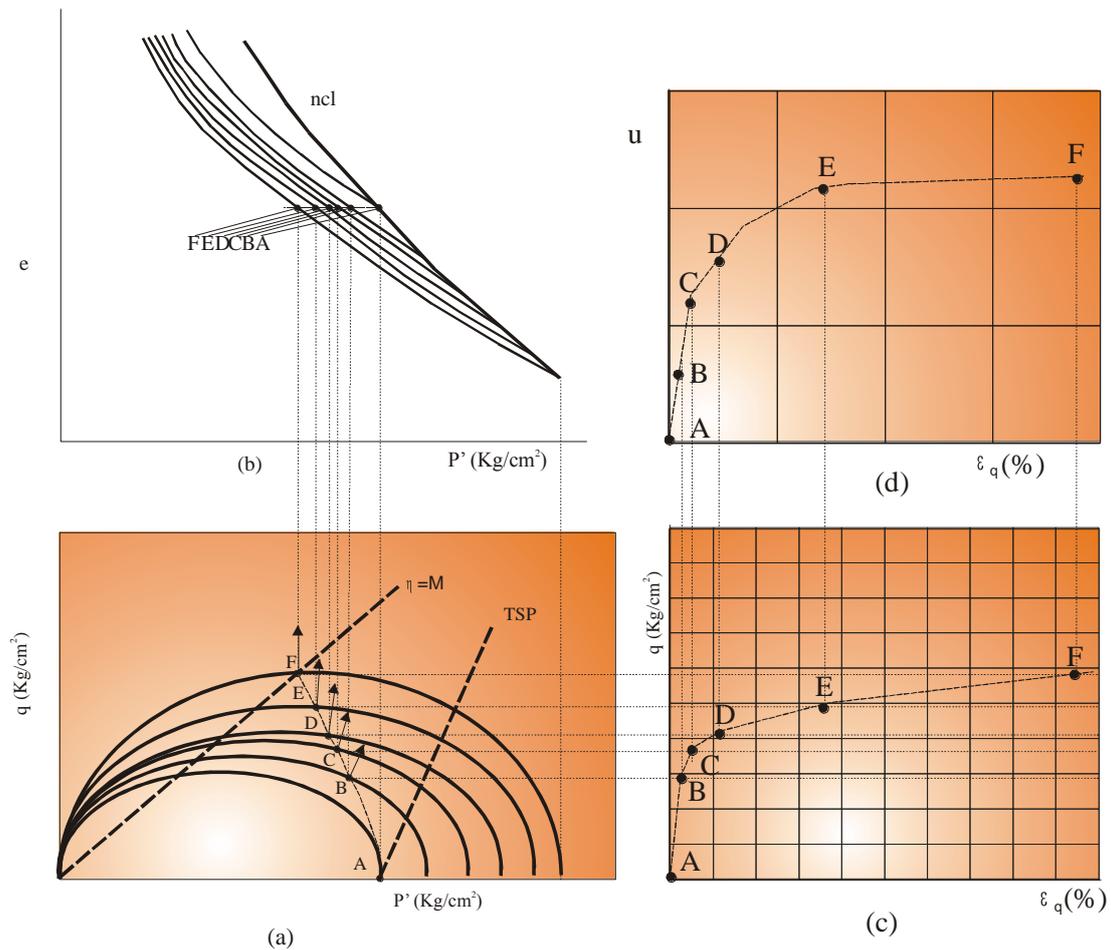


Figura 5.16. - Ensayo de compresión triaxial no drenado, sobre suelos normalmente consolidados. (a) en el plano de tensiones efectivas  $p'$ :  $q$ ; (b) en el plano de compresión  $e$ :  $q$ ; (c) curva desviador - deformación; (d) curva presión intersticial - deformación.

Y por lo tanto la magnitud del incremento de deformación plástica en rotura, se puede determinar. Mediante la suma de deformaciones elásticas en la rotura podemos construir la gráfica tensión desviadora frente a la deformación en el plano  $p'$ :  $q$  (figura 5.16) que podemos dibujar junto a la deformación en la rotura, y así mostrar el incremento regular de la presión intersticial en estos ensayos convencionales no drenados, en muestras normalmente consolidadas.

La presión intersticial se ha dividido en dos: una indica el cambio en la tensión principal total sobre la que el suelo no tiene influencia; y otra la resultante por el cambio de volumen suprimido del suelo,  $\delta p'$ . Como ya se ha dicho, el ensayo en ningún caso puede continuar más allá del valor de tensiones  $\eta = M$ , y el valor supuesto de la tensión desviadora  $q$ , y la tensión efectiva principal  $p'$ , define rectas asíntóticas hacia las que tienden las curvas de tensión y presión intersticial frente a deformación (figura 5.16).

Un ensayo no drenado sobre una muestra ligeramente sobreconsolidada, es similar al descrito anteriormente, (figura 5.17), excepto que éste empieza con una fase elástica AB a  $p'$  constante hasta que el estado de tensiones alcanza el límite de la curva de resistencia inicial, y lB, lo que es lógico sabiendo que el ensayo se limita a “yacer” a lo largo de

la línea de volumen constante en el plano de compresión; la progresión del ensayo no puede salirse de su línea de carga, urlB, a menos que ocurran deformaciones volumétricas plásticas. Estas sólo pueden ocurrir cuando el estado tensional efectivo cae sobre la curva límite del campo de resistencia; por lo tanto, el recorrido del ensayo debe caer en la intersección de la urlB con la recta de volumen constante.

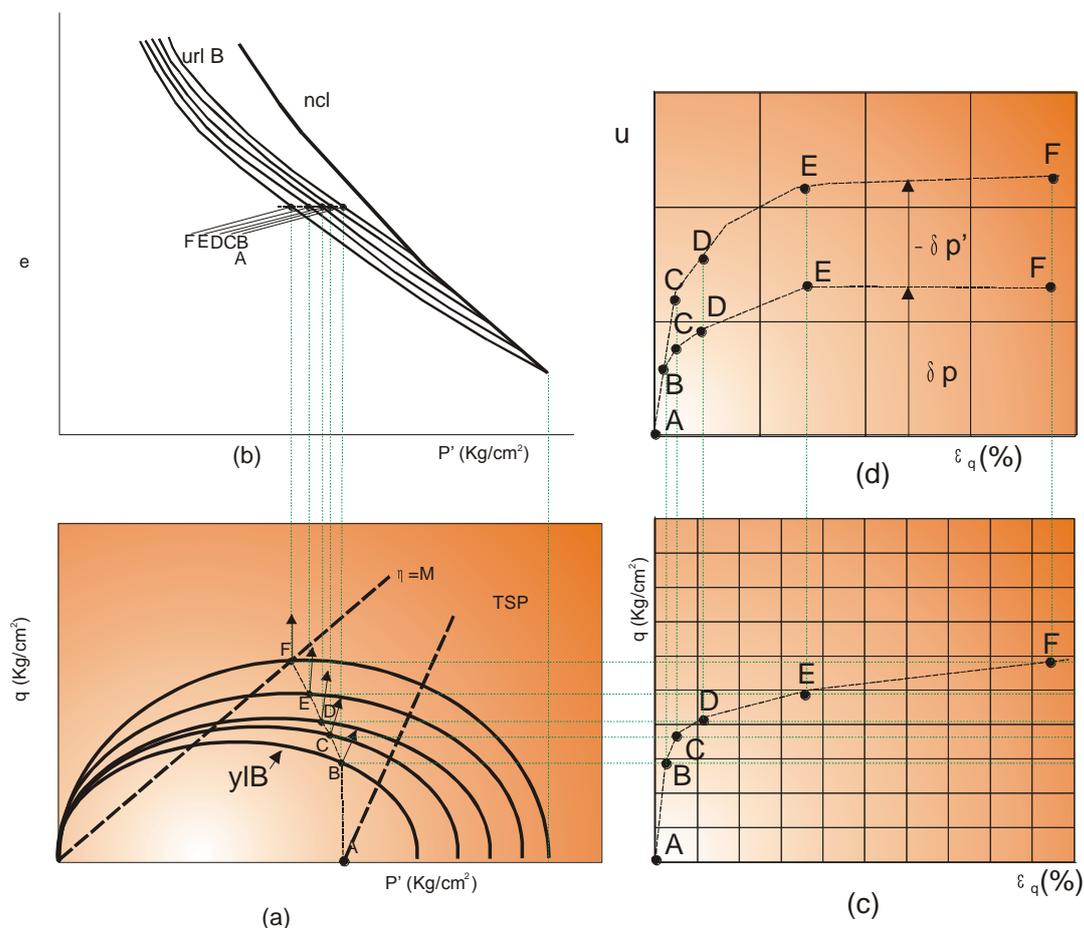


Figura 5.17. - Ensayo de compresión triaxial no drenado, sobre suelos ligeramente sobreconsolidados. (a) en el plano de tensiones efectivas  $p'$ :  $q$ ; (b) en el plano de compresión  $e$ :  $q$ ; (c) curva desviador - deformación; (d) curva presión intersticial - deformación

La etapa elástica (AB fig. 5.17) está asociada con la deformación a la rotura elástica y con cambios en la presión intersticial iguales al cambio en la presión total. Cuando empieza la rotura, B, ocurren ya, deformaciones plásticas y aparece una reducción brusca de la rigidez. También el recorrido de tensiones efectivas gira a la izquierda  $\delta p' < 0$ , y aparece en general una inflexión en la presión intersticial en la curva deformación frente a la presión intersticial (figura 5.17).

Por fin, en muestras fuertemente sobreconsolidadas, (figura 5.18) la primera fase de carga es puramente elástica, PQ, sin cambios en la tensión efectiva principal,  $\delta p' = 0$ , hasta que se alcanza la curva límite de resistencia inicial, y IQ, la deformación a la rotura es puramente elástica y la presión intersticial es igual a los cambios en la presión total principal. El límite de resistencia con  $\eta > M$ , está asociado con contracciones en la zona de existencia y con incrementos en la tensión efectiva principal en el plano de compresión.

sión, los recorridos de tensiones se mueven a través de líneas de carga y descarga, progresivamente más altas hasta que tiene lugar la expansión plástica. La curva tensión deformación se puede construir con las mismas premisas anteriores. La presión intersticial disminuye después de alcanzar un valor máximo que se alcanzará en el límite de resistencia y puede llegar a ser negativo al final del ensayo, con  $\eta = M$ . Los datos experimentales de ensayos con muestras normalmente consolidadas y fuertemente sobreconsolidadas, tomadas de los ensayos de Bishop y Henkel (1962), se pueden comparar con las predicciones del modelo en las figuras 5.16 a 5.18.

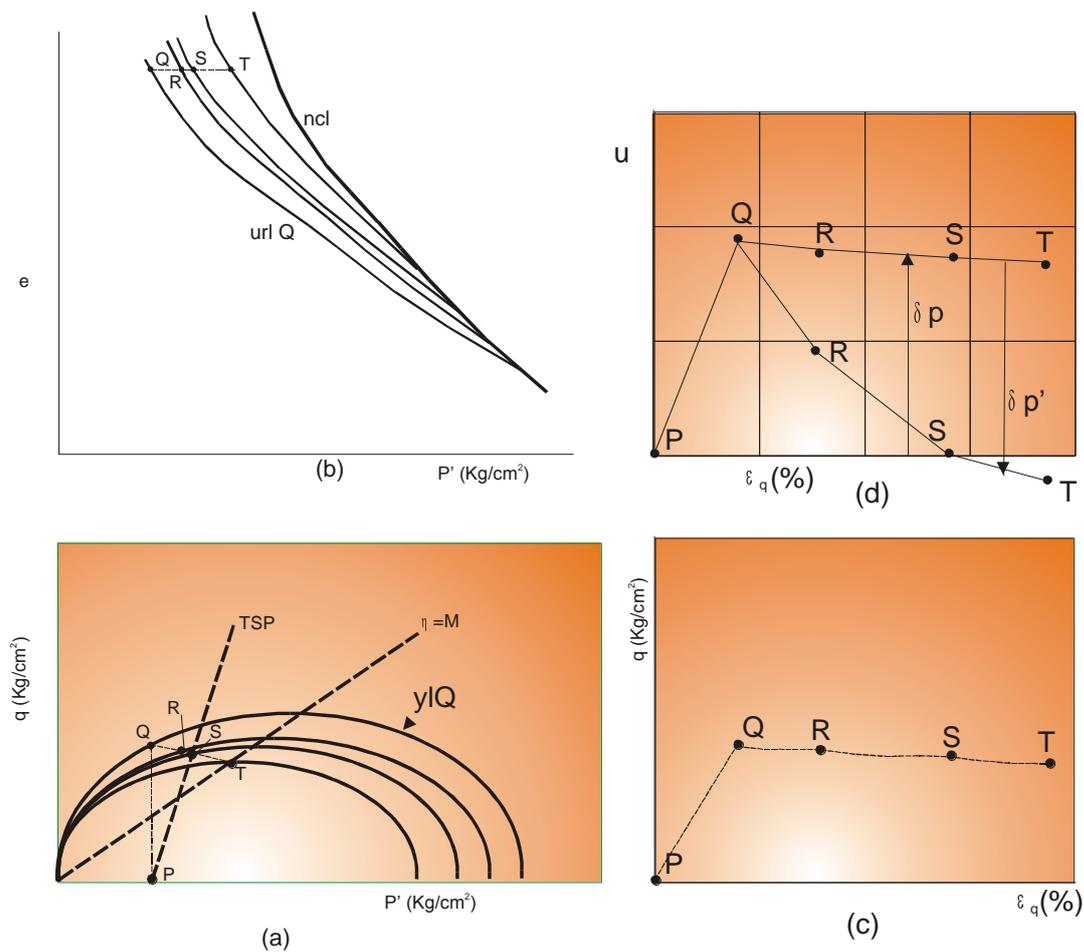


Figura 5.18. - Ensayo de compresión triaxial no drenado, sobre suelos fuertemente sobreconsolidados. (a) en el plano de tensiones efectivas  $p'$ :  $q$ ; (b) en el plano de compresión  $e$ :  $q$ ; (c) curva desviador - deformación; (d) curva presión intersticial - deformación.

Se puede observar la bondad del modelo para esta clase de suelos y ensayos, la principal característica de ambos (modelo y respuesta experimental) es el contraste entre el incremento sostenido de la presión intersticial sobre muestra normalmente consolidada,

y el incremento inicial seguido de un decremento sostenido de la presión intersticial en muestras sobreconsolidadas sorprende que en el suelo real este pico se vea suavizado respecto al que propone el modelo.

Las características de la respuesta predicha por el modelo corresponden, como se verá más adelante, con la respuesta real de las margas estudiadas. Como se ve los aspectos de la respuesta predichos por el modelo, corresponden en un alto grado en los observados en la respuesta experimental del suelo, aunque la variable principal estudiada, el contenido de carbonatos, es una de esas variables que uno desearía ver incorporada a un futuro modelo de comportamiento de suelos.

## 5.5. – Cálculo de los parámetros asociados, variación de estos con los carbonatos y correlaciones del fenómeno.

### 5.5.1 – Los parámetros de cálculo en el Modelo Armónico.

Para describir, este mecanismo de comportamiento tenso deformacional de muestras en ensayos triaxiales de compresión, consolidados, convencionales, se han elegido cuatro parámetros fundamentales, a saber:  $\lambda$ ,  $\phi_r'$ ,  $\gamma_c$ , y  $\gamma_d$ , aparte, claro está, de la densidad inicial; pero ésta como ya sabemos, es una variable de estado.

El significado de ellos es el siguiente:

- El parámetro  $\lambda$  afecta únicamente a la escala horizontal de las curvas tensión - deformación. Está íntimamente ligado a valores de rigidez inherente al material que forma la muestra, su “resiliencia”. Lo llamamos “factor de rigidez plástica”.
- El “ángulo de rozamiento interno residual”  $\phi_r'$  para presión de célula constante, es independiente de la densidad inicial de la muestra. Depende de la presión de célula.
- La “densidad crítica”,  $\gamma_c$ , es función de la tensión efectiva media en estado crítico y crece con ella.
- La “densidad discriminante”,  $\gamma_d$ , la hemos definido como la densidad que separa las muestras que en su estado inicial presentan características densas o sueltas. Depende de la presión de célula o de confinamiento. En roturas triaxiales dúctiles, es función de la estructura y de la naturaleza del material de la muestra, más que de la densidad propiamente dicha.

Por todo lo expuesto, este modelo parece idóneo para muestras arenos arcillosas o margosas y sobre todo, para muestras remoldeadas, pues el mecanismo de deformación frente a las tensiones aplicadas nos da el modelo para los núcleos de las presas estudiadas en el presente trabajo, su forma de rotura dúctil tiene una similitud muy acusada con la rotura de una arena suelta sin cementar, por lo que nos permite extrapolar en estas estructuras a otras variables, como por ejemplo el % de carbonatos, que pongan de manifiesto la influencia de estos en los mecanismos tenso – deformacionales.

En los ensayos efectuados con las muestras provenientes de las canteras estudiadas y agrupándolas por contenido en carbonatos, hay que reconocer que en una primera aproximación y a falta de hacer una validación, que haremos en un apartado posterior,

se adecuan bien a los datos arrojados por el modelo con los de la trayectoria experimental.

### 5.5.1.1. – Comprobación del modelo con los datos experimentales.

En la sección anexos, se representan los ensayos triaxiales y edométricos ejecutados sobre muestras estudiadas así mismo, en los capítulos 3 y 4 se pueden ver los ensayos anulares y de corte directo, realizados todos ellos para la ejecución de este capítulo.

Como ya hemos visto, se trata de triaxiales sin drenaje, con consolidación previa y medida de presiones intersticiales, con simetría cilíndrica. Observando las gráficas  $p' : q$ ;  $\varepsilon_1 : u$  y  $\varepsilon_1 : q$ , vemos en todos ellos, que al comienzo del ensayo se producen presiones intersticiales positivas con independencia de la densidad a la que se ha efectuado el remoldeo de las muestra.

Para las muestras remoldeadas a menor densidad, o con  $\sigma'_3$  menor, la presión intersticial crece hasta un punto de deformación axial menor por término medio del 2%, a partir del cual desciende con pendiente negativa hasta valores, en la mayoría de los casos, menores al valor inicial (presiones intersticiales negativas); mientras que el desviador de tensiones sigue una trayectoria a un punto máximo a partir del cual, sigue una línea casi horizontal, pero con pendiente positiva y el recorrido tensional va hacia el estado crítico.

En cuanto a la tensión efectiva aumenta con pendiente acusada hasta el punto elástico y a partir de éste sigue un recorrido elasto – plástico, donde sigue creciendo pero con un punto de inflexión claro en la zona de rotura.

Debido a esto, el desviador de tensiones máximo no significa que se ha movilizó la máxima resistencia a esfuerzo cortante, sino que esta última crece durante todo el ensayo. (Uriel, 1978).

En las muestras mas densas o con  $\sigma'_3$  máximas, la presión intersticial se comporta de forma parecida aunque el punto de inflexión aparece a deformaciones mayores (del orden del 5% al 8 %) y no se observa en ninguna de las muestras de las tres zonas estudiadas presiones intersticiales negativas.

Los resultados mostrados para  $\sigma'_3$  menor están de acuerdo a los datos aportados por Lambe y Whitman (1991), efectuados sobre arenas densas lo que sugiere que la consolidación previa sobre muestras cohesivas a presiones de célula efectivas inferiores a presiones de  $1 \text{ Kg/cm}^2$  produce efectos parecidos.

En muestras cohesivas, la cohesión y la presión de célula juegan un papel más importante que la densidad inicial de la muestra, en su efecto final.

### 5.5.1.2. – Selección de muestras y datos de cálculo.

Se han seleccionado, del conjunto de muestras, para este apartado un total de 14 muestras que pertenecen a las tres zonas estudiadas.

Como ya hemos dicho, el criterio para su selección ha sido el siguiente:

- Que sean representativas para cantera por separado.
- Que en conjunto cubran todo el espectro de contenido en carbonatos.
- Que los recorridos tenso – deformacionales sean tipo de cada grupo de ensayos realizados, desechándose aquellos con comportamientos que puedan ser debidos a condiciones de conjunto no observadas.

Las variables presentadas para cada muestra son las siguientes:

- % de carbonatos.
- Densidad máxima Proctor.
- Densidad inicial.
- Peso específico de las partículas.
- Índice de poros inicial.
- Desviador residual para  $\sigma'_3$  1,5 y 3 Kg/cm<sup>2</sup>.
- Desviador de pico para  $\sigma'_3$  1,5 y 3 Kg/cm<sup>2</sup>.
- Deformación para la rotura.
- Ángulo de rozamiento efectivo de pico.
- Ángulo de rozamiento efectivo residual.

Los datos residuales han sido obtenidos mediante ensayos de corte directo, anulares con consolidación previa y a grandes deformaciones, mientras que los datos de pico mediante los ensayos triaxiales ya comentados.

En estos las muestras, se han consolidado a presión de célula de 7,5 y 9 Kg/cm<sup>2</sup>, con presión de consolidación de cabeza y cola de 6 Kg/cm<sup>2</sup> y se rompieron sin drenaje a velocidad constante de 0,00048 mm/min, manteniendo en todos los ensayos invariable la presión de célula.

Los ensayos anulares se han llevado a cabo con consolidación previa bajo cargas normales de 1,5 y 3 Kg/cm<sup>2</sup>, con velocidad lineal de 0,001 mm/min, que produce una velocidad de deformación angular de 0,1° /seg. Llevándose a cabo hasta que a grandes deformaciones la tensión tangencial a torsión se mantenía constante. Los datos sintetizados del conjunto de estos ensayos, se ven en la tabla 5.7.

Presas	Muestra	% Carb	$\gamma_{max}$	Densidad e índice de poros inicial				$\gamma_e$	$\phi'_r$	$\phi'$	Desv. Y deformaz. A la rotura				Desv. Resid	
				$\gamma_0$	$e_0$	$\gamma_0$	$e_0$				$\sigma'_3$ 1.5	$\epsilon_1$	$\sigma'_3$ 3	$\epsilon_1$	$\sigma'_3$ 1.5	$\sigma'_3$ 3
San Cle-	4	57.5	1.74	1.72	0.58	1.71	0.57	2.73	19.0	28.0	2.45	0.12	3.38	0.16	0.83	1.43
	19	43.2	1.71	1.70	0.65	1.67	0.61	2.45	15.0	23.6	1.93	0.14	3.65	0.16	1.16	1.65
	56	67.5	1.68	1.65	0.53	1.65	0.58	2.73	20.0	28.6	1.88	0.14	3.11	0.16	1.38	1.77
	16	51.3	1.76	1.75	0.56	1.73	0.55	2.72	18.0	26.7	2.14	0.15	3.27	0.16	0.63	1.33
Portillo	Mgcln	27.2	1.83	1.69	0.61	1.71	0.55	2.66	19.8	26.0	2.62	0.18	4.20	0.20	1.30	1.60
	Ai	37.5	1.92	1.80	0.57	1.82	0.55	2.69	21.0	33.5	3.61	0.18	5.40	0.20	1.90	2.20
	Mmpcln	32.5	1.81	1.68	0.55	1.68	0.54	2.66	20.7	29.5	3.09	0.16	4.50	0.20	1.30	1.60
	Margas pp.	32.5	1.91	1.75	0.49	1.72	0.47	2.71	20.5	29.2	3.15	0.18	4.30	0.20	0.78	1.10
Fco Abellán		26.4	1.87	1.70	0.61	1.72	0.61	2.68	19.7	22.5	4.87	0.16	3.80	0.18	0.80	1.10
	5	24.3	1.81	1.74	0.53	1.73	0.52	2.72	20.9	32.0	2.43	0.16	3.90	0.20	1.60	1.80
	4	18.6	1.86	1.82	0.45	1.82	0.45	2.76	19.3	23.4	2.53	0.18	2.97	0.20	1.60	1.90
	3	14.6	1.87	1.82	0.47	1.83	0.43	2.76	19.1	22.0	2.34	0.18	2.64	0.20	1.10	1.60
	1	20.1	1.83	1.76	0.45	1.78	0.45	2.69	20.1	25.0	2.44	0.16	3.19	0.20	1.40	2.00
2	20.8	1.84	1.82	0.57	1.82	0.52	2.72	20.2	27.0	2.37	0.18	2.93	0.20	1.60	1.90	

Tabla 5.7. – Datos experimentales de las muestras para el cálculo de parámetros del modelo.

### 5.5.1.3. – Cálculo de los parámetros del modelo y correlación con el contenido en carbonatos.

Por lo expuesto hasta ahora, el comportamiento de estas margas con ensayos triaxiales de compresión sin drenaje y a presión de célula constante, podía describirse con la ayuda de sólo cinco parámetros fundamentales que son:

1.  $\lambda$ . Factor de rigidez plástica. Factor de resiliencia.
2.  $\rho_0$ . Índice de densidad.
3.  $\phi'_r$ . Ángulo de rozamiento interno efectivo residual.
4.  $\gamma_c$ . Densidad crítica.
5.  $\gamma_d$ . Densidad discriminante.

Aparte de la densidad inicial que, claro está, no se puede considerar un “parámetro” pues es una variable de estado.

Del hecho de la deformación axial aparezca siempre multiplicada por  $\lambda$  en las ecuaciones, se desprende que este parámetro afecta únicamente a la escala horizontal de las curvas tensión – deformación. Esto quiere decir que una muestra con un valor de este doble de otra precisa una deformación mitad para alcanzar el mismo valor de desviador. Por lo que es una medida de la rigidez de una muestra a esfuerzo cortante o bien de su resiliencia.

En ensayos como el ensayo triaxial o anular, en los que las variables de tensión cortante predominan sobre las de tensión normal media, la mayor parte de las deformaciones son irrecuperables en descarga. El comportamiento de un suelo es más una consecuencia de las deformaciones plásticas que de las elásticas. Esto presta justificación a que el parámetro  $\lambda$  se denomine factor de rigidez plástica.

El significado del ángulo de rozamiento residual ya se ha definido en otros capítulos de este trabajo. Conviene, no obstante, decir que se ha hecho una hipótesis en el sentido de que es independiente de la densidad inicial de la muestra (Uriel, 1978b) sólo porque el modelo definido así lo entiende pero no hay nada en este que impida su dependencia de otros factores como la presión de célula o la cantidad de carbonatos. En cuanto a la presión de célula se sabe que a altas presiones de célula, las envolventes de Mohr dejan de ser líneas rectas para curvarse, por lo que a mayores presiones de célula deben de corresponder menores ángulos de rozamiento en general, aunque este no es el caso pues la mayor presión usada es de 3 kg/cm<sup>2</sup>.

El concepto de densidad crítica tal y como se entiende en este trabajo, ha sido introducido por la escuela de Cambridge (Roscoe, Schofield y Wroth, 1958) y es el usado en la descripción del modelo por el profesor Uriel. Además es de sobra conocido y ya ha sido explicado en apartados anteriores de este trabajo, sólo decir que es función de la tensión efectiva media y debe de crecer con ella.

La densidad discriminante ha sido definida con anterioridad y es el concepto propuesto por el profesor Uriel. Podemos decir que es aquella en la que se separan los comportamientos dúctiles y frágiles en las muestras. Debido a la dificultad de obtención de este parámetro en el trabajo y a la observación de fragilidad en aquellas muestras compactadas por encima de la densidad máxima Proctor se ha tomado esta como densidad dis-

criminante; en principio podría depender de la presión de célula, según otros autores, pero no se ha demostrado en el presente trabajo.

Se acepta comúnmente que el término “comportamiento frágil” en suelos cohesivos, significa que si se somete una muestra a un ensayo de compresión triaxial presenta un pico de resistencia, mientras que el término “comportamiento dúctil” significa que no presenta este pico. Puesto que el comportamiento de muestras de un mismo suelo depende únicamente de la cohesión y de la densidad inicial, el parámetro  $\rho_0$ , debe de ser función de esta densidad para una misma presión de célula.

Para su cálculo se ha usado los valores de la tabla 5.7 sustituyéndolos en la ecuación:

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_p}{(\sigma_1 - \sigma_3)_r} = 1 + \rho_0 \exp\left(-\frac{1 + \rho_0}{\rho_0}\right)$$

Se ha utilizado para ello, el programa de cálculo matemático, “Mathematica”, versión 5.11, (1999), presentado en este trabajo. Para la obtención de los demás parámetros se han usado las siguientes fórmulas:

Para la densidad crítica:

$$\frac{(\gamma_0 - \gamma_d) + (\gamma_d \times \rho_0)}{\rho_0} = \gamma_c$$

Para el factor  $\lambda$ :

$$\varepsilon_1 = \frac{1 + \rho_0}{\lambda \rho_0}$$

El factor ángulo de rozamiento efectivo residual se ha obtenido mediante los ensayos de corte anular y corte directo; por lo tanto, es totalmente representativo y real del material ensayado, en vez de utilizar la formula propuesta por el modelo.

De esta forma y con los datos aportados en la tabla 5.7 se ha obtenido los parámetros presentados en la tabla 5.8.

De todos los parámetros que gobiernan el modelo, sólo se han correlacionado aquellos que por ser exclusivos de este no se han tratado en otros apartados de este trabajo, esto quiere decir que tanto la densidad discriminante, densidad Proctor, la densidad inicial y el ángulo de rozamiento efectivo residual, que ya han sido estudiados en los capítulos 3 y 4, no se van a tratar por considerarlo redundante.

Ya sabemos que  $\rho_0$  determina la posición relativa de la densidad inicial respecto a las otras dos, crítica y discriminante, por lo que es lógico que presente buena correlación con el contenido en carbonatos, según vemos en la figura 5.19, lo mismo que debe de ocurrir con cualquier variable que tenga relación con la variabilidad textural de los suelos.

Esto, aunque no está demostrado explícitamente, sí está implícitamente admitido por los autores consultados. (Uriel, 1978c).

PRESA	MUESTRA	$\phi_r'$	$\sigma'_3 = 1,5 \text{ Kg/cm}^2$					$\sigma'_3 = 3,0 \text{ Kg/cm}^2$				
			$\gamma_d$	$\gamma_c$	$\gamma_o$	$\rho_o$	$\lambda$	$\gamma_d$	$\gamma_c$	$\gamma_o$	$\rho_o$	$\lambda$
S Clemente	4	19.00	1.74	1.737	1.72	6.22	9.673	1.74	1.733	1.71	4.61	7.606
	19	15.00	1.71	1.706	1.7	2.64	9.848	1.71	1.700	1.67	4.18	7.745
	16	18.00	1.76	1.759	1.75	7.45	7.562	1.76	1.754	1.73	4.87	7.533
	56	20.00	1.68	1.663	1.65	1.74	11.248	1.68	1.670	1.65	2.91	8.398
Portillo	mgpcln	19.82	1.83	1.791	1.69	3.63	7.086	1.83	1.807	1.71	5.33	5.938
	Ai	21.00	1.92	1.884	1.8	3.31	7.234	1.92	1.899	1.82	4.86	6.029
	mmpcln	20.66	1.81	1.782	1.68	4.64	7.597	1.81	1.788	1.68	5.84	5.856
	margas	20.50	1.91	1.893	1.75	9.21	6.159	1.91	1.889	1.72	8.85	5.565
	Pp	19.74	1.87	1.859	1.7	14.79	6.673	1.87	1.850	1.72	7.61	6.286
Fco Abellán	5	20.92	1.81	1.778	1.74	2.21	9.078	1.81	1.790	1.73	4.06	6.232
	4	19.36	1.86	1.843	1.82	2.39	7.880	1.86	1.843	1.82	2.34	7.137
	3	19.1	1.87	1.857	1.82	3.95	6.962	1.87	1.855	1.83	2.6	6.923
	1	20.08	1.83	1.806	1.76	2.86	8.435	1.83	1.810	1.78	2.44	7.049
	2	20.2	1.84	1.830	1.82	2.1	8.201	1.84	1.831	1.82	2.28	7.193

Tabla 5.8. – Parámetros del modelo para las zonas estudiadas.

Esto explicaría la diferente correlación presentada tanto al tener en cuenta sólo los datos calculados para cada cantera independientemente de las demás, como si tenemos en cuenta todo el conjunto a la vez.

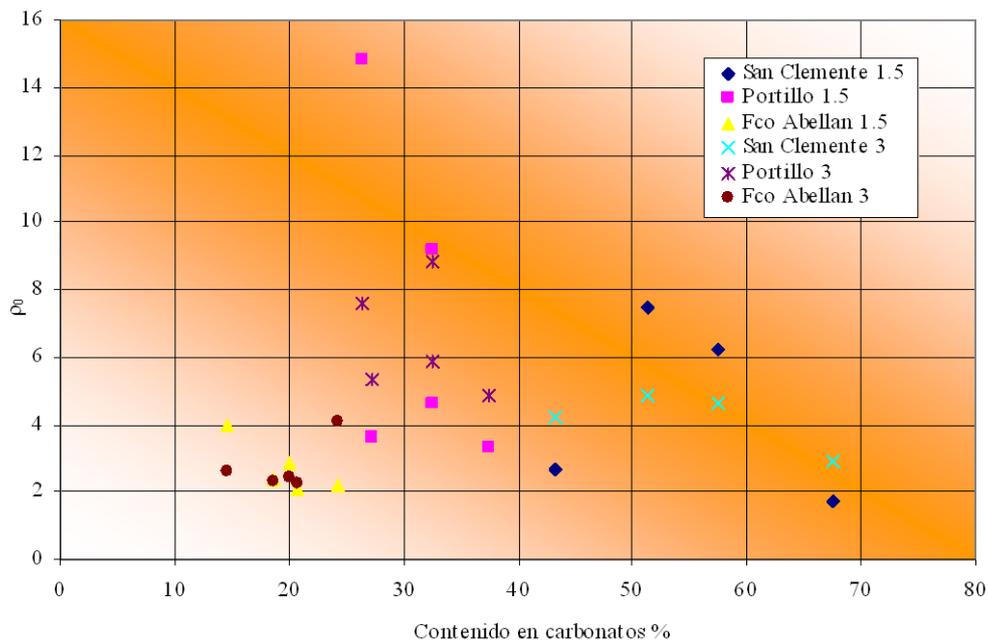


Figura 5.19. – Índice de densidad inicial frente al contenido en carbonatos.

En general presenta una correlación negativa, a mayor contenido en carbonatos menor es el valor de  $\rho_0$  lo que nos dice, según la definición impuesta, que los carbonatos van a jugar un papel importante en el comportamiento dúctil o frágil de los suelos margosos.

La densidad crítica al ser función de la tensión efectiva media debería ser función de la presión de célula como apunta el profesor Uriel. En nuestros ensayos al comparar los valores para las distintas presiones de célula ensayadas en cada muestra, vemos que los datos difieren muy poco, esto nos hace pensar que aunque los carbonatos presentan buena correlación con esta variable, otras variables en especial la cohesión efectiva del material, van a ser bastante más importantes en la variabilidad de este parámetro. Figura 5.20.

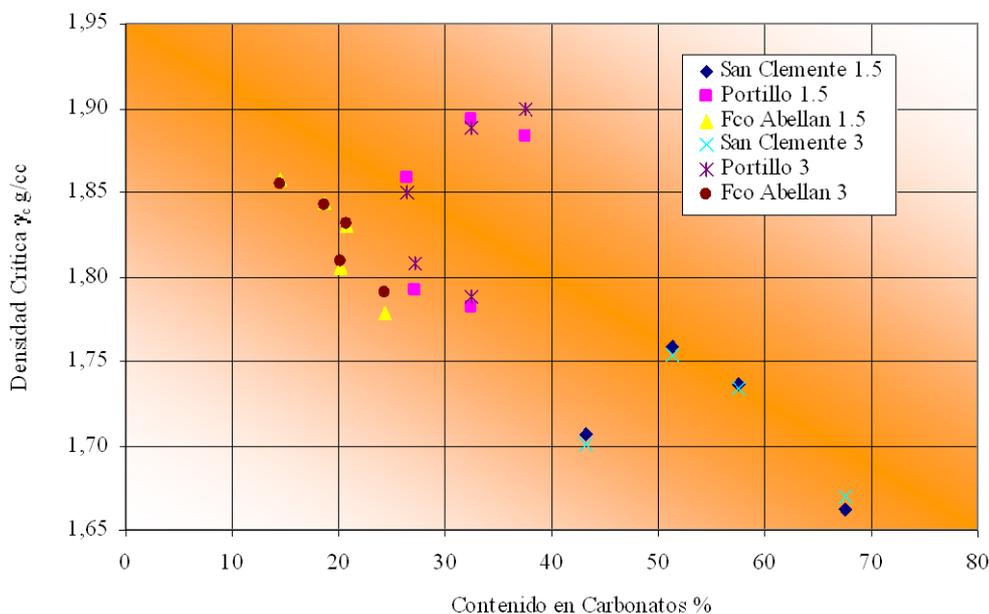
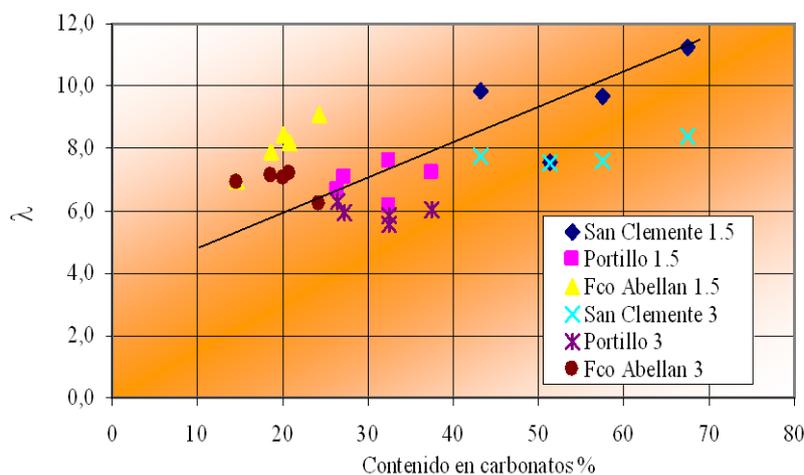


Figura 5.20. – Parámetro densidad crítica frente al contenido en carbonatos.

El parámetro  $\lambda$  que a nuestro modo de ver es el mas original del modelo, al afectar principalmente a la deformación axial, debería ser a priori, el que este más íntimamente relacionado con las variables que sean función de la deformabilidad de los suelos. Esto queda totalmente demostrado en la figura 5.21, en la que las correlaciones tanto considerando cada cantera independientemente, como considerando el conjunto total de las muestras, presentan buenas correlaciones con pendientes semejantes en cualquier caso, puesto que los datos aportados se agrupan bastante bien a una misma recta de tendencia.

Figura 5.21. – Parámetro de rigidez plástica frente al contenido en carbonatos.



Según esto a mayor contenido en carbonatos mayor índice de resiliencia, o dicho de otro modo, cuanto más contenido en carbonatos tenga un suelo se necesita menor deformación para llegar a un mismo desviador por lo que habrá mayor rigidez. Lo que demuestra la relación íntima ya comentada, entre los carbonatos y los fenómenos de Hardthenig y softening a corto y largo plazo respectivamente.

**5.5.1.4.- Validez del modelo.**

En la figura 5.22 se representan los recorridos teóricos según el modelo, de los suelos estudiados para presiones de célula  $\sigma'_3$  de 1,5 Kg/cm<sup>2</sup> y 3 Kg/cm<sup>2</sup>.

Para el desarrollo se ha usado la expresión propuesta por el modelo, usando como parámetros los calculados experimentalmente tomando las muestras seleccionadas tabla 5.8.

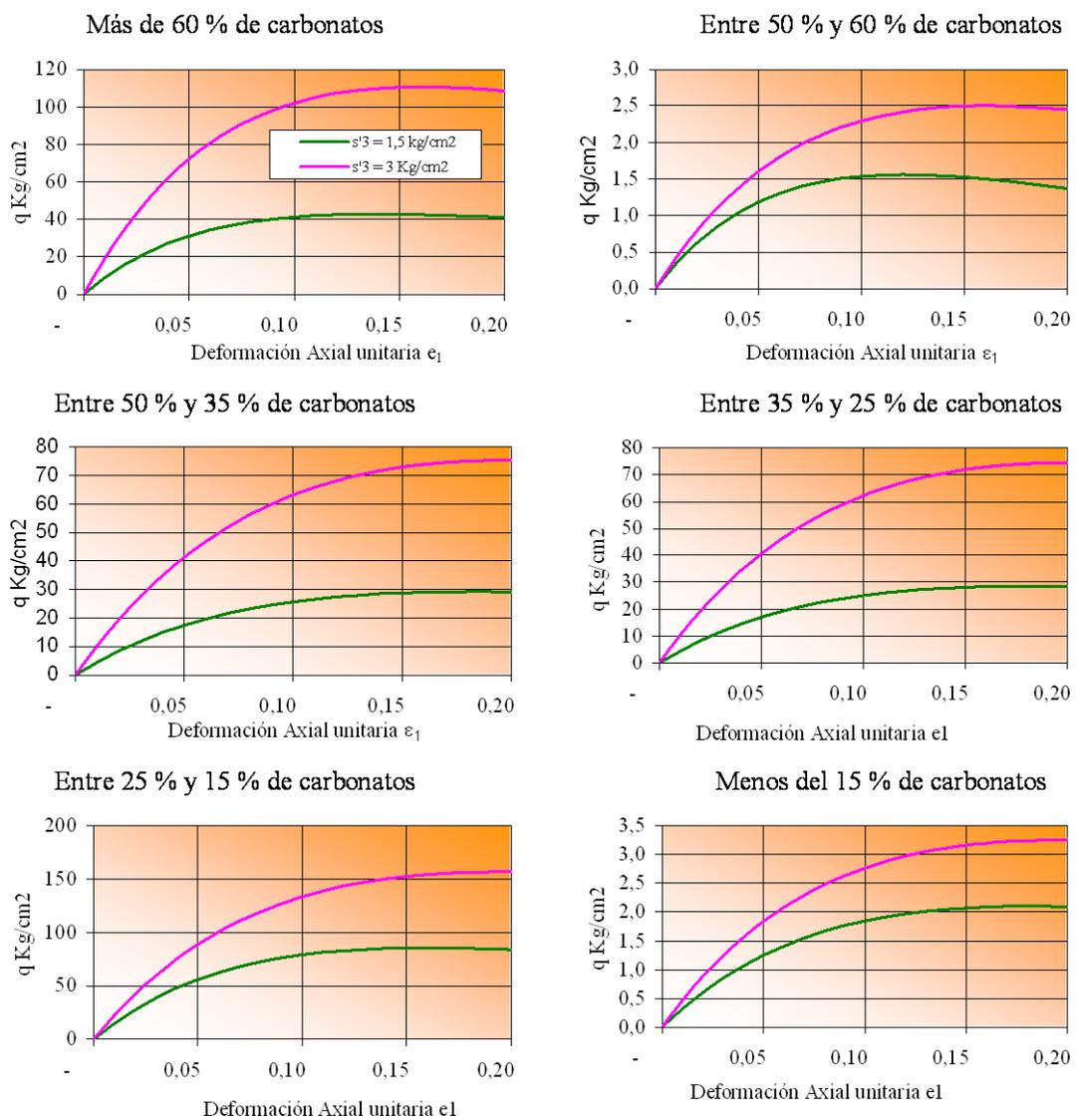


Figura 5.22. – Desviador frente a la deformación axial unitaria según el % de carbonatos.

En la figura 5.22 se representa el desviador y en la figura 5.23 se representa la tensión efectiva media frente al desviador.

Como ya ha quedado explicado, este modelo no implica la adopción del criterio de rotura de Mohr – Coulomb ni de ningún otro. La formula usada en el cálculo del desviador es la siguiente:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = [1 - (1 - \rho_0 \varepsilon_1) \exp(-\lambda \varepsilon_1)] \times \frac{2 \operatorname{sen} \phi'_r}{1 - \operatorname{sen} \phi'_r} \times \sigma'_3$$

Y la tensión efectiva media:

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3}$$

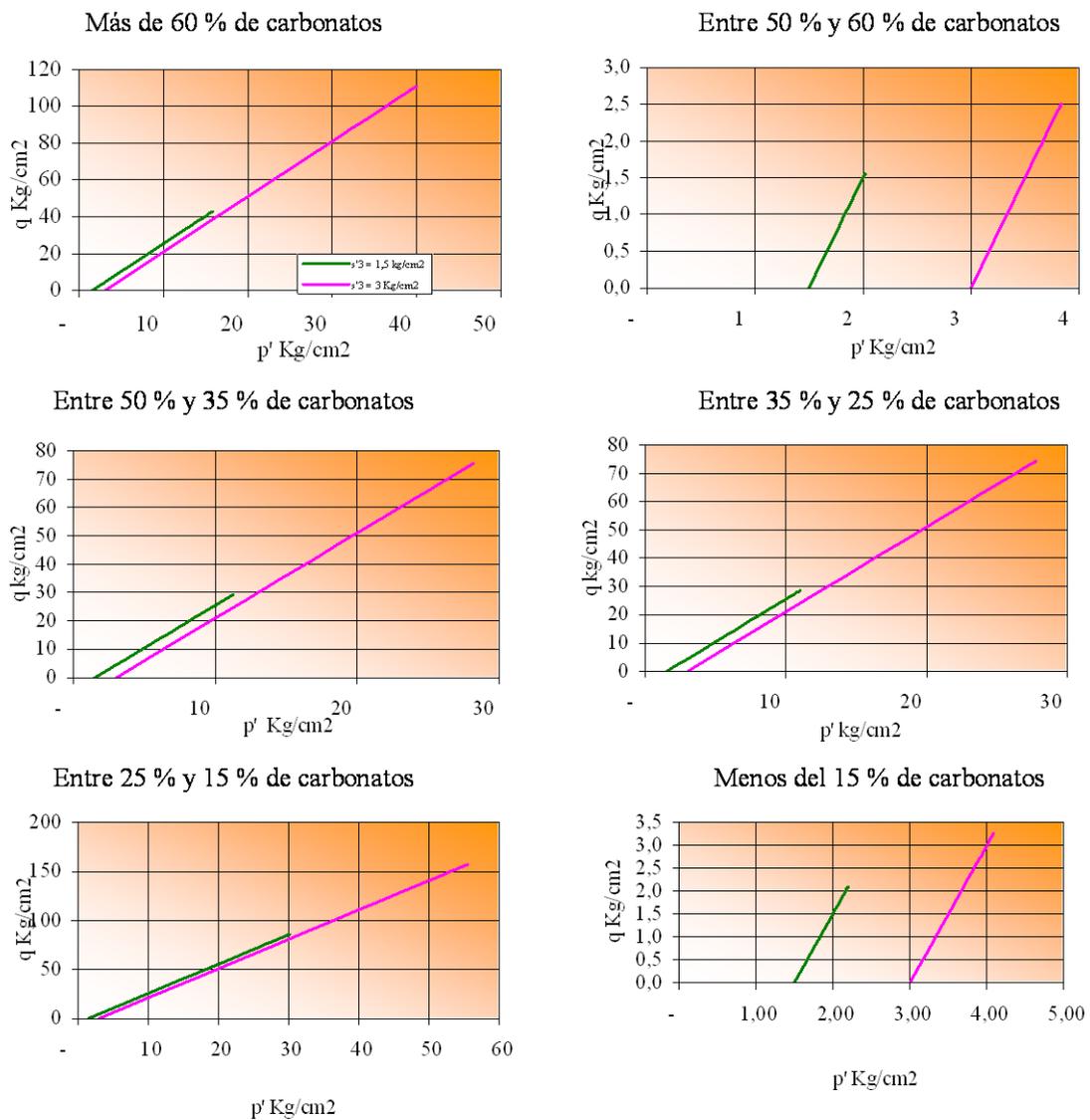


Figura 5.23. - Tensión efectiva media frente al desviador, según el contenido en carbonatos.

Sobre los gráficos presentados, si nos ceñimos al desviador frente a la deformación axial unitaria vemos que desde un punto de vista cualitativo, nos presenta en su totalidad roturas dúctiles con algo de fragilidad en muestras con contenido en carbonatos importante, lo que es coherente con los resultados reales de los ensayos presentados en anexos. Sin embargo, desde el punto de vista cuantitativo los resultados son bastante pobres, esto puede ser debido a la ausencia en el modelo de la variable cohesión, que en estos suelos es fundamental, ya que es un modelo desarrollado para materiales arenosos de una porosidad mucho mas alta que los suelos estudiados en este trabajo y una cohesión nula.

En cuanto a las gráficas presentadas para la tensión efectiva media frente al desviador  $p': q$ , presenta comportamientos de muestras normalmente consolidadas con una plasticificación incipiente al final de las mismas dando valores también muy anormalmente altos para altos para esta clase de muestras.

En general el efecto de los carbonatos sobre las muestras, no se ve correlacionado no sólo desde el punto de vista cuantitativo sino también desde el punto de vista cualitativo, pues sólo vemos comportamientos típicos de muestras normalmente consolidadas cuando en las trayectorias reales, (véase anexos), en muestras con altos contenidos la sobreconsolidación es bastante importante.

#### **5.5.1.5. – Conclusión.**

Debido a los resultados del último apartado, se comprueba que, el modelo no contempla aceptablemente el comportamiento tenso deformacional de estos suelos pues se ve difícil deducir a partir del contenido en carbonatos la respuesta de los suelos frente a una solicitud; por lo tanto, la respuesta debe de ser más compleja y se gobierna por otros parámetros, implicados unos con otros, y no de forma sencilla.

#### **5.5.2. – Los parámetros en el modelo Hiperbólico.**

De acuerdo al desarrollo del modelo introducido por Wong y Duncan (1974), adoptado como el más completo en el Congreso de Geotecnia de Presas de Materiales Suelos, Zaragoza, 1993, a partir de ensayos triaxiales y edómetros con las series de probetas preparadas al efecto.

Los parámetros que definen el modelo según este desarrollo son:

- $K, K_{ur}$  = Número del módulo.
- $n$  = Exponente del módulo.
- $c$  = Cohesión.
- $\varphi$  = Ángulo de rozamiento.
- $R_f$  = Coeficiente de rotura.
- $G$  = Parámetro del coeficiente de Poisson.
- $F$  = Parámetro del coeficiente de Poisson.
- $D$  = Parámetro del coeficiente de Poisson.

Los ensayos triaxiales que se han utilizado para el cálculo de estos parámetros, son del tipo de rotura sin drenaje, con consolidación previa y medida de presiones intersticiales, sobre probeta remoldeada en las condiciones ya expuestas.

**5.5.2.1. – Aplicación al caso de suelos cohesivos.**

A partir de los suelos estudiados por Boscardin y colaboradores (1990), ya mencionados se han sacado los valores deducidos por ellos para los distintos parámetros implicados. Representan en tanto por ciento, un porcentaje de compactación respecto a la densidad máxima del Proctor normal. Los valores para nuestras muestras son los ubicados en los niveles CL y ML, con los valores siguientes. (Tabla 5.9).

SUELO	Dens.	K	n	R <sub>f</sub>	c, kPa	ϕ'	ϕ' <sub>r</sub>	Mod. Hiperbólico	
								B <sub>v</sub> /p <sub>a</sub>	ε <sub>l</sub>
ML	1.81	440	0.40	0.95	28	34	0	48.30	0.06
	1.72	200	0.26	0.89	24	32	0	18.40	0.10
	1.62	110	0.25	0.85	21	30	0	9.50	0.14
	1.53	75	0.25	0.80	17	28	0	5.10	0.19
	1.00	16	0.95	0.55	0	23	0	1.30	0.43
CL	1.57	120	0.45	1.00	62	15	4	21.20	0.13
	1.49	75	0.54	0.94	48	17	7	10.20	0.17
	1.40	50	0.60	0.90	41	18	8	5.20	0.21
	1.32	35	0.66	0.87	35	19	8.5	3.50	0.25
	0.74	16	0.95	0.75	0	23	11	0.7	0.55

Tabla 5.9. - Módulo de Young, parámetros de Mohr Coulomb y módulo de deformación, para los distintos suelos del trabajo.

Estos valores abarcan el 98,7% de las densidades y valores de consistencia de nuestras muestras, por lo que son bastante representativos.

A partir de ensayos de laboratorio, intentamos comprobar la influencia sobre dichos parámetros, en las características presentadas en los suelos estudiados, con especial énfasis en la composición en carbonatos, cualitativa y cuantitativa, de las muestras y por medio de este procedimiento, ver el modelo de los estudiados que mejor se adecúa a la “personalidad mecánica” de las margas en general.

A partir de ensayos geotécnicos consistentes en ensayos triaxiales consolidados y sin drenaje y ensayos Edométricos de hinchamiento libre, sobre nuestras muestras margosas, usadas en la construcción de los núcleos de tres presas de materiales sueltos, se han calculado los parámetros geotécnicos que sirven para definir este modelo hiperbólico.

Se ha seguido en este apartado, la metodología desarrollada por el profesor Dapena, (1993), ya que se considera la más intuitiva de las estudiadas, siempre indicando la dificultad en la obtención de estos parámetros cuando dependen de la reproducibilidad de los ensayos sobre probetas remoldeadas que es una de las características del presente trabajo.

Para obtener una relación de tensión – deformación de los materiales de los núcleos estudiados a partir, como ya hemos indicado, de ensayos triaxiales, la ecuación del modelo propuesta por Wong y Duncan (1974) ya desarrollada anteriormente, es:

$$E_t = Kp_a \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \left[ 1 - \frac{R_f (1 - \text{sen } \varphi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \text{sen } \varphi} \right]^2 \quad (10)$$

los valores de humedad están comprendidos entre  $W_{op} \pm 1,5$  puntos. La densidad de las muestras se encuentra, entre el 95 % y el 110 % de la  $\gamma_{max}$ . En el apartado anterior se presenta un estudio de las densidades encontradas en las probetas ensayadas.

**5.5.2.2. – Cálculo de los parámetros del modelo.**

Teniendo en cuenta los valores de la densidad seca, peso específico de las partículas sólidas y la densidad aparente húmeda, de las distintas muestras utilizadas en este trabajo y presentadas en el anterior apartado, además de los valores de ángulo rozamiento interno de cohesión específica que se recogen en la tabla 5.10 se recogen los valores del ángulo de rozamiento y de cohesión en las canteras de estudio ya comentadas.

Zonas	San Clemente		Portillo		F <sup>co</sup> Abellán	
% Carbonatos	70%	63%	37%	27%	22%	15%
Humedad inic. (%)	17,5	17,7	12,4	15,7	17,05	15,48
Humedad final (%)	18,6	18,9	13,5	16,6	17,6	16,2
Densidad inic. (gr/cm <sup>3</sup> )	1,725	1,706	1,780	1,821	1,770	1,799
Cohesión c' (Kg/cm <sup>2</sup> )	0,21	0,12	0,20	0,17	0,27	0,10
Áng. Rozamiento interno $\phi'$ (grados deg.)	23,3	22,5	31,0	27,0	35,0	26,0

Tabla 5.10. – Cohesión y ángulo de rozamiento interno obtenidos en ensayos triaxiales con consolidación previa, rotura sin drenaje y medida de presiones intersticiales.

Para el cálculo de las trasformadas, parámetros K, n y R<sub>f</sub>, con los ensayos triaxiales realizados, en total 135, de las diferentes curvas de tensión – deformación de cada una de las muestras, se construyen las figuras 5.24, 5.25 y 5.26, para cada una de las presiones de confinamiento y cubriendo todo el rango de concentración de carbonatos utilizados, lo que nos va a dar para cada una de las presas diferentes trasformadas dependiendo de la clase a la que pertenecen que será determinada por el contenido de carbonatos.

De acuerdo a Wong y Duncan (1984), las trasformadas calculadas siguen una recta en la que la pendiente es función de la presión de célula además de la compactación. De estas trasformadas vamos a calcular los valores de E<sub>1</sub> y R<sub>f</sub> presentados en la tabla 5.11.

En la figura 5.27 vemos la variación del coeficiente de rotura, frente a la densidad seca, como se ve, la correlación propuesta por los diferentes investigadores es algo baja lo que invita a pensar que este parámetro se puede suponer constante como parámetro a

utilizar en el modelo hiperbólico, aunque no se han encontrado trabajos que relacionen este parámetro con la composición, y debido a los datos de bibliografía, se puede suponer sin ánimo de cometer error apreciable, que la variación del mismo, según varios investigadores, oscila entre 0,60 a 1,02, que tomando los valores máximo y mínimo nos da un valor medio de 0,9 que se toma como valor del parámetro a utilizar en el modelo hiperbólico.

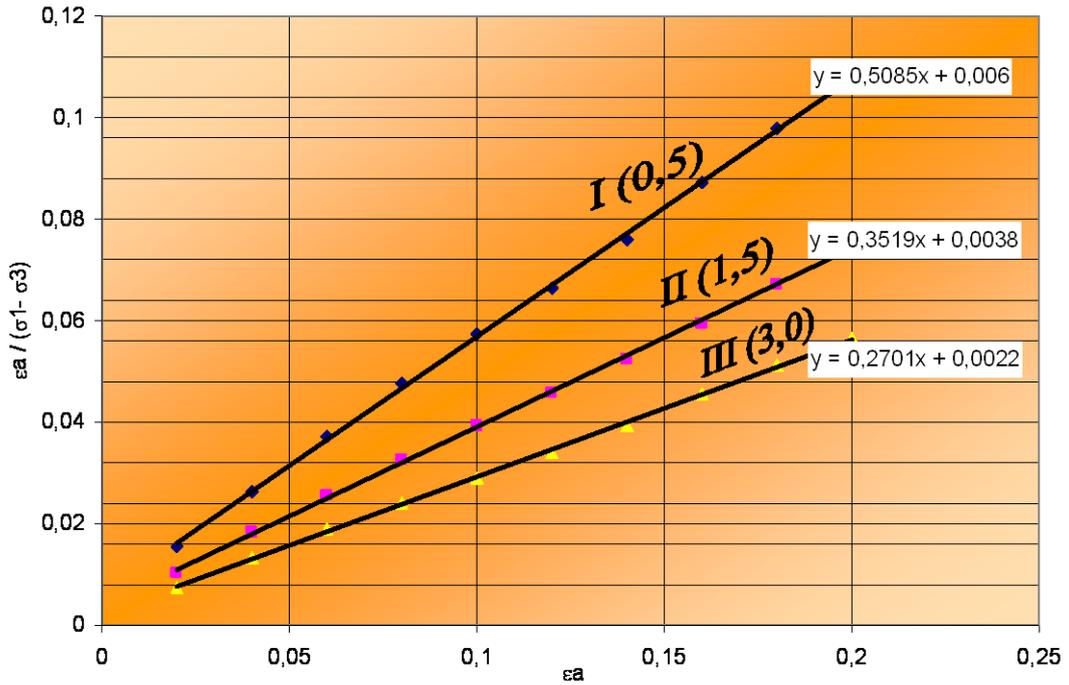
Zona Intervalo de % de carbonatos	Probeta Nº	W %	$\gamma_d$ gr/cm <sup>3</sup>	$\sigma_3 + \sigma_u$ Kg/cm <sup>2</sup>	a	$E_1 = 1/a$	$(\sigma_1 - \sigma_3)_p$ Kg/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ Kg/cm <sup>2</sup>	b	$R_f$
Fco Abellán 0<CO <sub>3</sub> Ca<15	I	15,4	1,8	0,5	0,0133	75,19	2,129	1,80	0,409	0,845
	II	15,0	1,82	1,5	0,0072	142,86	2,92	2,64	0,310	0,904
	III	14,9	1,84	3,0	0,0061	166,67	4,076	3,534	0,218	0,821
Fco Abellán 15<CO <sub>3</sub> Ca<25	I	14,8	1,852	0,5						
	II	14,6	1,860	1,5	0,006	166,67	3,103	2,890	0,297	0,931
	III	15,1	1,851	3,0	0,003	333,33	3,638	3,363	0,267	0,924
Portillo 25<CO <sub>3</sub> Ca<30	I	15,7	1,82	0,5	0,034	29,41	1,21	1,041	0,672	0,860
	II	16,0	1,81	1,5	0,0076	131,58	1,86	1,632	0,523	0,877
	III	15,5	1,816	3,0	0,003	333,33	3,52	3,34	0,268	0,948
Portillo 30<CO <sub>3</sub> Ca<40	I	13,8	1,759	0,5	0,0148	67,57	1,84	1,43	0,479	0,777
	II	14,8	1,781	1,5	0,009	111,11	2,98	2,49	0,286	0,835
	III	14,8	1,804	3,0	0,008	125,00	4,1	3,27	0,196	0,798
S. Clemente 50<CO <sub>3</sub> Ca<70	I	18,3	1,74	0,5	0,006	166,67	1,842	1,831	0,308	0,995
	II	17,9	1,74	1,5	0,004	250,00	2,676	2,662	0,352	0,994
	III	18,4	1,75	3,0	0,002	500,00	3,559	3,543	0,270	0,995
S. Clemente CO <sub>3</sub> Ca>70	I	19,6	1,718	0,5	0,0104	96,15	1,60	1,59	0,570	0,993
	II	19,8	1,697	1,5	0,0025	400,00	1,88	1,70	0,529	0,904
	III	19,8	1,72	3,0	0,0025	400,00	3,11	3,00	0,311	0,965

Tabla 5.11. – Valores calculados de  $E_1$  y  $R_f$  en los ensayos triaxiales medios de los diferentes intervalos de carbonatos.

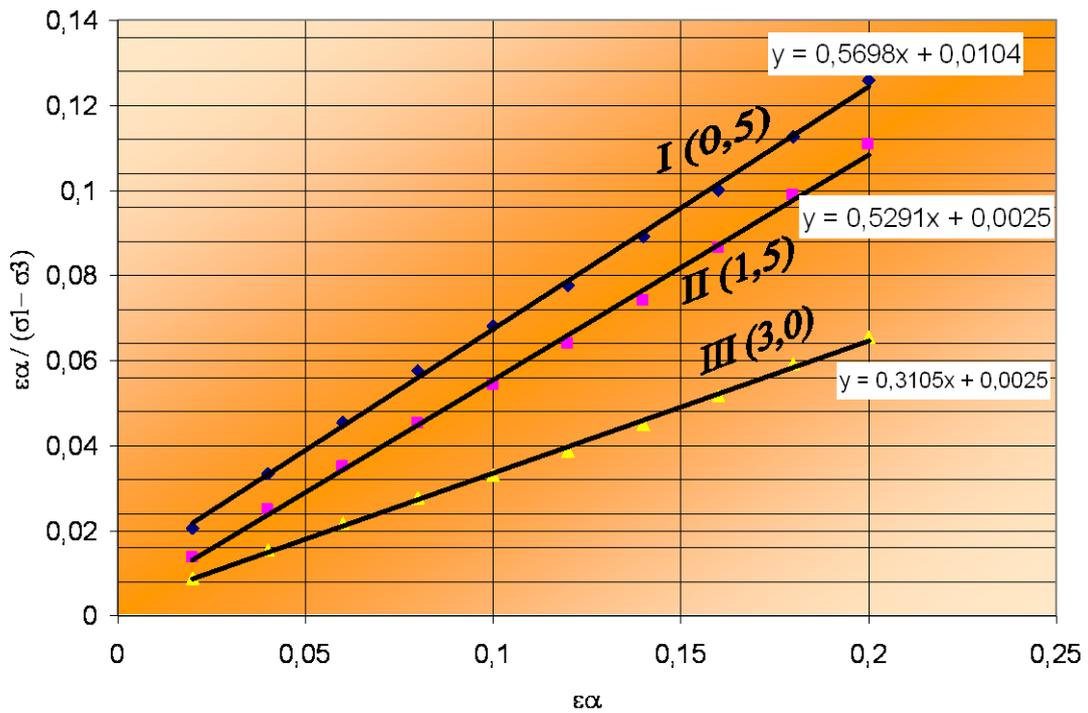
Los valores de los parámetros del coeficiente de Poisson a utilizar en el modelo hiperbólico, son los siguientes: cohesión de 0,39 Kg/cm<sup>2</sup>; ángulo de rozamiento interno de  $\phi' = 30^\circ$  y  $K = 130$ .

Para estos valores siguiendo los criterios expuestos anteriormente por otros investigadores, (Dapena, 1993; Wong y Duncan, 1974; J. Salas, 1993; Oteo, 1995), se da como parámetros de Poisson, los expresados en la tabla 5.11.

Los datos expuestos hasta ahora se han calculado para nuestras muestras donde el contenido de carbonatos varía entre 15% y 70%. El contenido de material  $< 2\mu$  esta en el intervalo del 5% al 42%; la fracción de tamaño arena entre el 2% y el 25,5%. La fracción  $< 0,08$  mm es siempre superior al 64,5%. En cuanto a los valores de consistencia, el límite líquido y el índice de plasticidad nos definen clasificaciones entre una CL, y una ML.

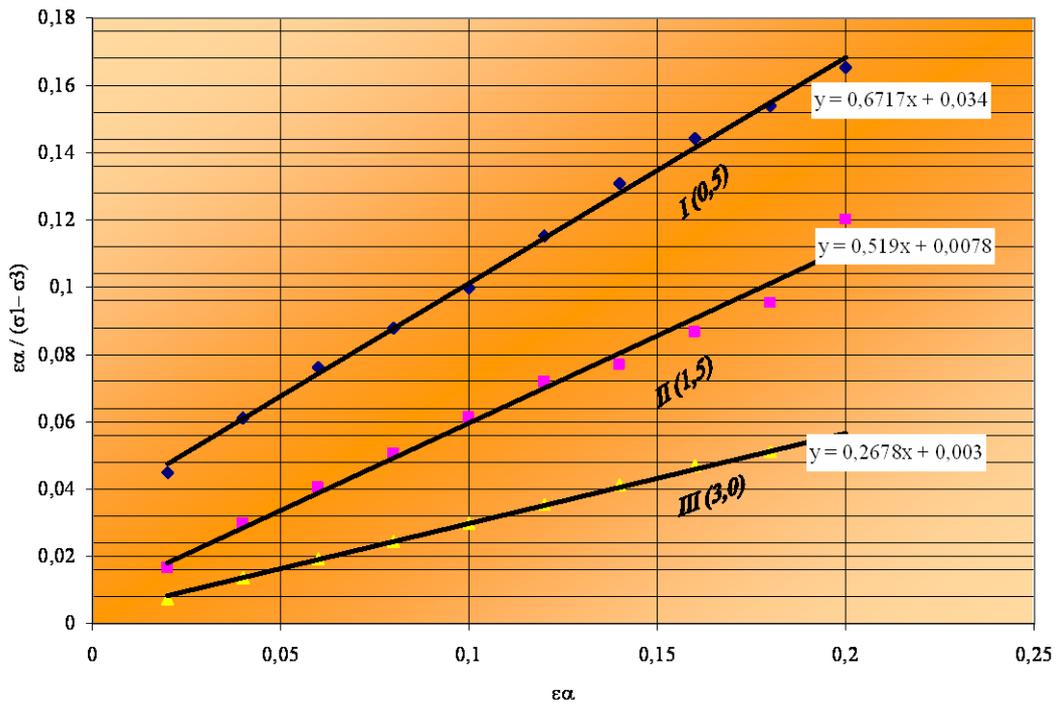


(a) Concentración de carbonatos entre 50 y 60 %.

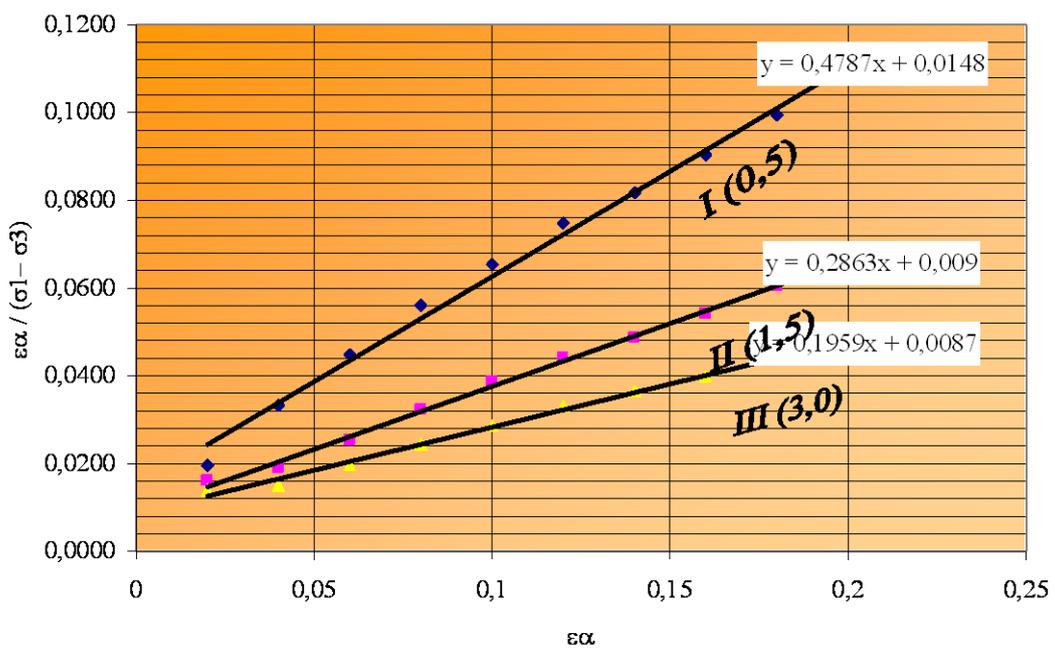


(b) Concentración de carbonatos mayor de 60 %.

Figura 5.24. - Transformada Tensión - Deformación. Canteras de la presa de San Clemente

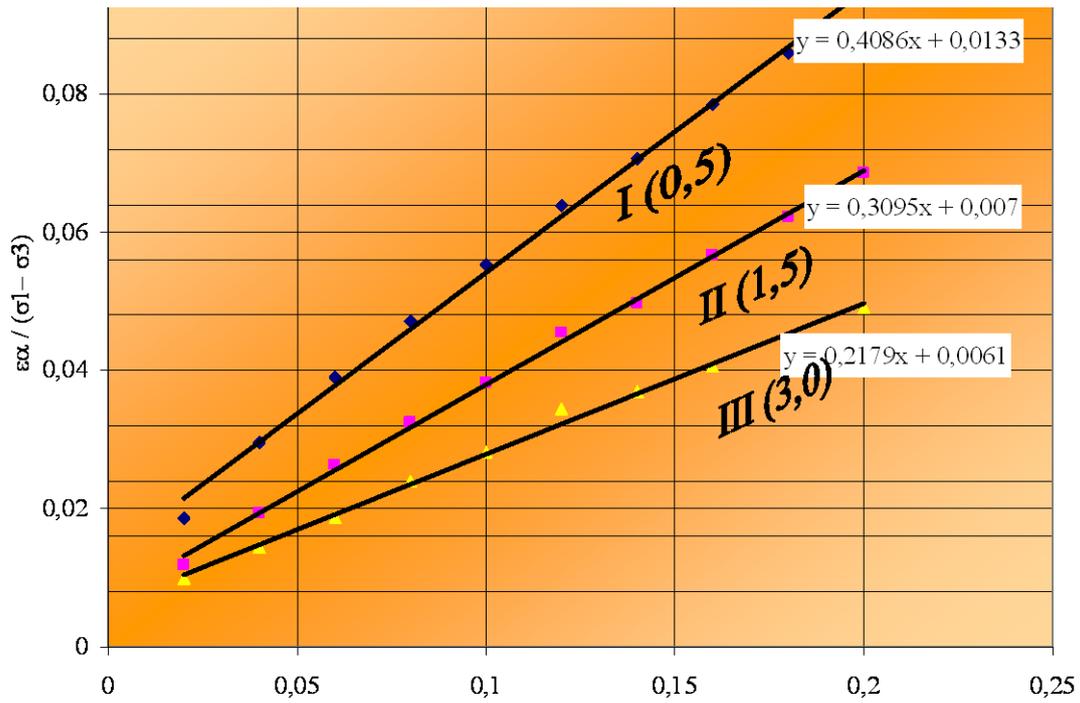


(a) Concentración de carbonatos entre 25 y 30 %.

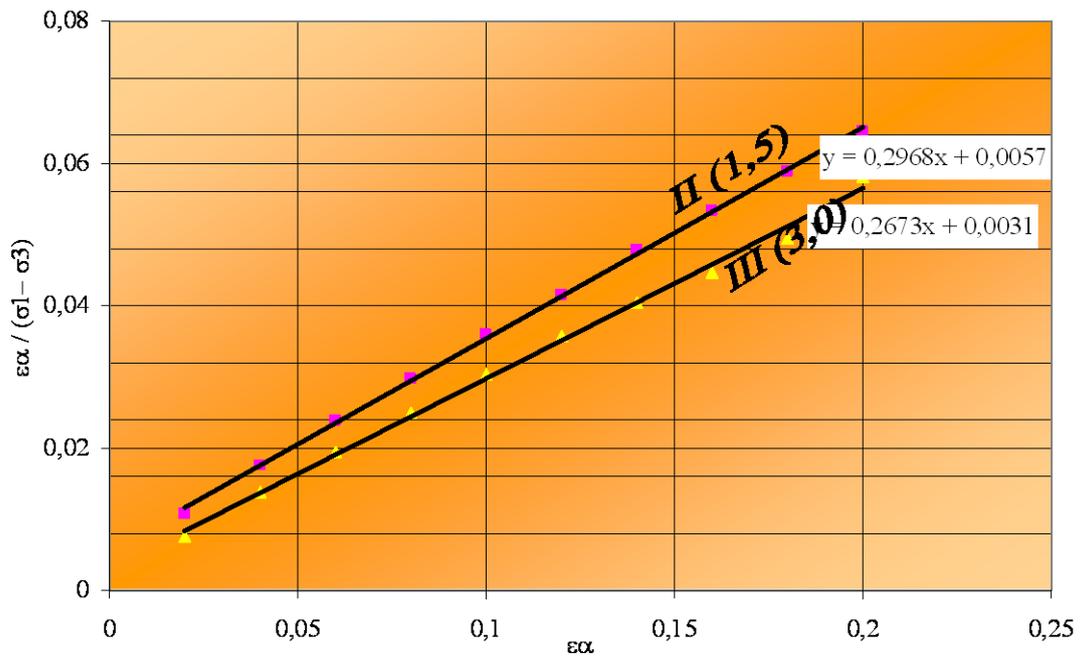


(b) Concentración de carbonatos entre 30 y 50 %.

Figura 5.25. - Transformada Tensión - Deformación. Muestras presa del Portillo



(a) Concentración de carbonatos entre 0 y 15 %.



(b) Concentración de carbonatos entre 15 y 25 %.

Figura 5.26. - Transformada Tensión - Deformación. Presa de Francisco Abellán.

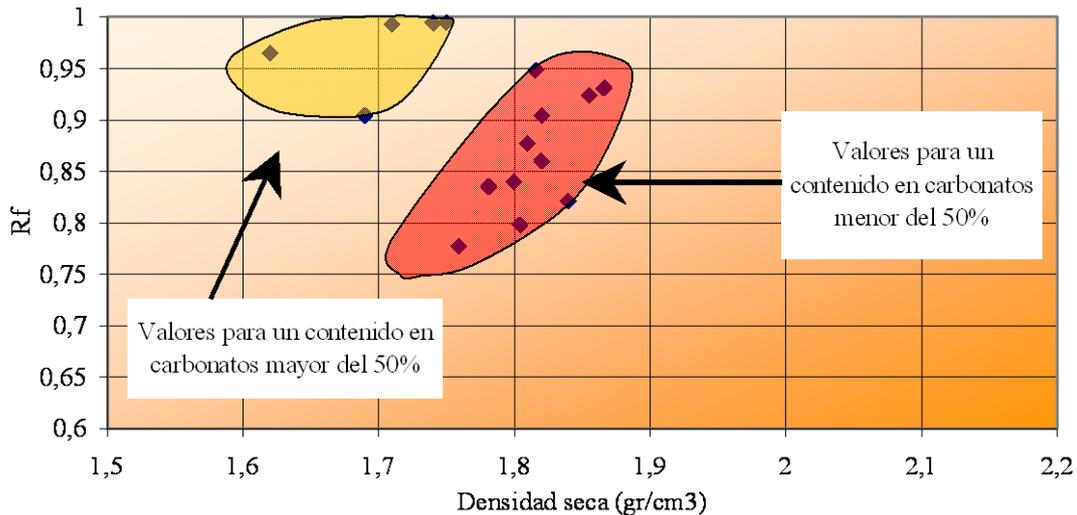


Figura 5.27. - Relación entre el módulo de rotura y la densidad seca de las arcillas de los núcleos ensayados para distintas presiones de célula.

La variación del módulo de elasticidad inicial varía con la presión de célula, como sabemos.

En la figura 5.28, se recoge este caso, la variación de la densidad seca respecto al contenido en carbonatos, para los casos de confinamiento usados en este trabajo, de estos valores se deducen para los distintos grados de compactación de las muestras, los valores del parámetro k, figura 5.29, según método usado por Dapena (1993), como ya se explicó en el apartado anterior.

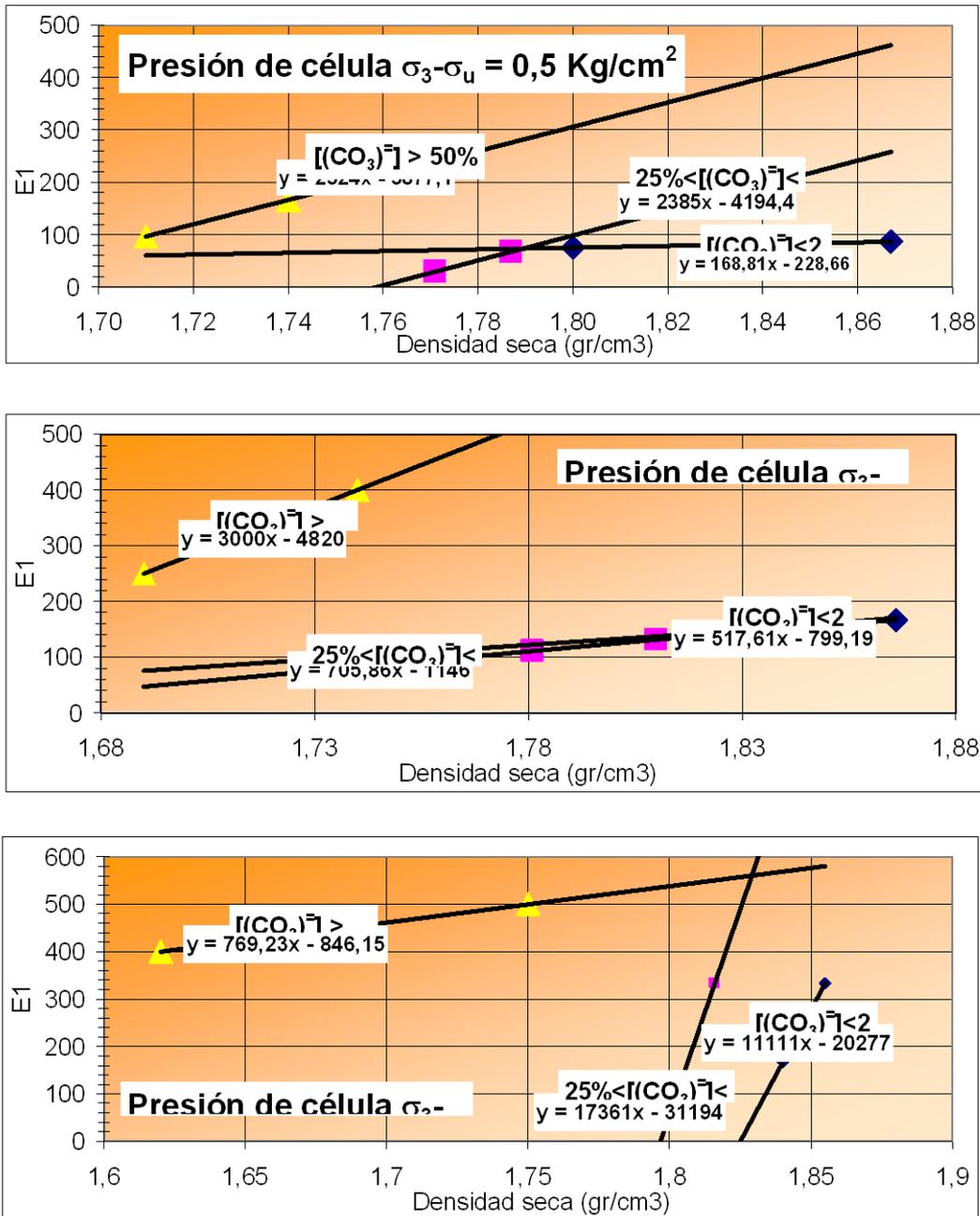
En esta misma figura y con las ecuaciones de Wong y Duncan (1974), ya comentadas y explicadas, también calcularemos el valor de n. Estos valores calculados así se presentan resumidos y extractados en la tabla 5.12.

Los valores del parámetro Kur, se determinan a partir de curvas de descarga, con las hipótesis asumidas anteriormente.

La relación Kur/K la calculamos de igual forma, tomando para arcillas el valor de:

$$\frac{Kur}{K} = 2 \quad \Rightarrow \quad Kur = 2K$$

Así con esta relación los datos del parámetro Kur para los distintos grados de compactación en sus ensayos se ven en la tabla 5.12



**Figura 5.28.- Relación entre el módulo de elasticidad inicial y la densidad seca en los núcleos de presa estudiados. Según el contenido en carbonatos.**

Zona	% $[(CO_3)^{-}]$	$\gamma_d$ (gr/cm <sup>3</sup> )	n	k	Kur
F <sup>co</sup> Abellán	15	1,79	0,45	104,52	209,04
	25	1,77	0,99	111,70	223,40
Portillo	30	1,82	1,36	86,02	172,04
	40	1,78	0,34	81,59	163,18
S. Clemente	60	1,71	0,61	212,15	424,30
	70	1,72	0,79	225,05	450,10

Tabla 5.12. – Valores de k, n y Kur, en función del contenido de carbonatos, de los núcleos de las presas estudiadas.

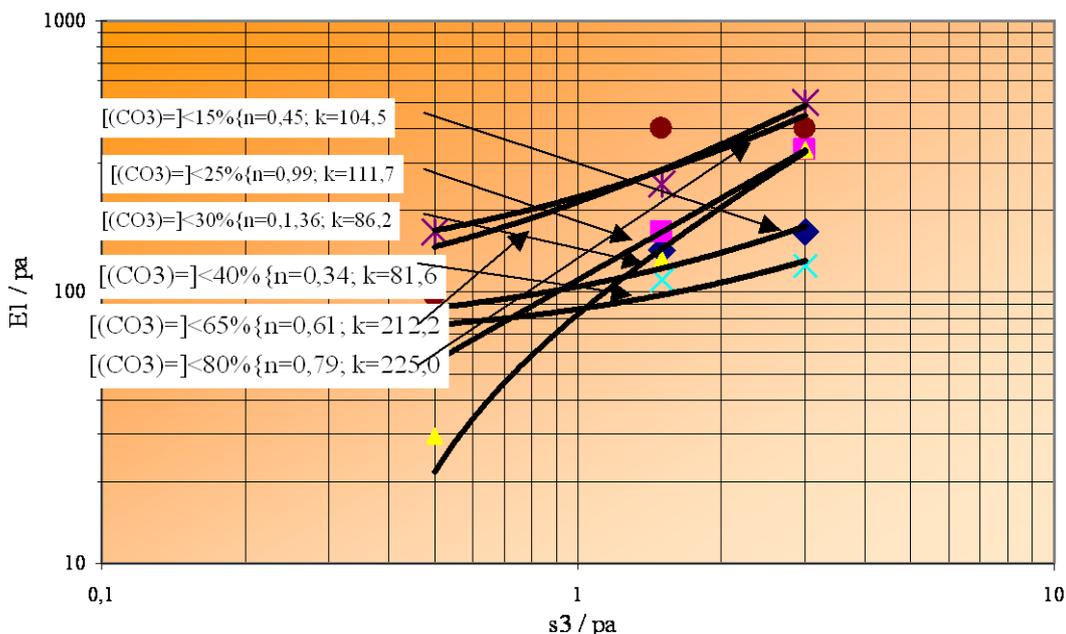


Figura 5.29 . - Determinación de los parámetros k y n del material de los núcleos estudiados. según el contenido en carbonatos.

Podemos decir, a la vista de los resultados obtenidos, que existe muy buena correlación entre los carbonatos y los valores de los parámetros que definen el modelo; de tal forma que explica claramente que al aumentar el contenido carbonatado aumenta la fragilidad del material y ligeramente la capacidad portante; decir que en el conjunto de las canteras los resultados no son muy satisfactorios, ya que los parámetros del modelo no tienen una tendencia clara cuando los tratamos a la vez. Por lo tanto, la dependencia que explica el modelo es más compleja, ya que implica otras variables en el comportamiento mecánico además del contenido carbonatado, lo que es totalmente correcto.

### 5.5.3. – Los parámetros en el modelo CAM – CLAY.

Los datos de compresión Isotrópica de Airey y Fahey (1991) indica que la línea de compresión normal podría existir para los suelos carbonatados no cementados a tensiones elevadas, pero hay que decir que sus ensayos se llevaron a cabo a presiones de laboratorio normales por lo que esto no podría identificarse claramente, pero es muy

interesante en nuestro caso, puesto que hemos usado las presiones normales de ensayo triaxial en el laboratorio.

Durante la rotura la alta compresibilidad del suelo es el resultado de un comportamiento de corte a partir de una transición de dilatación a compresión a tensiones relativamente medidas (Datta et al. 1982) y la compresión que acompaña la rotura a tensiones más altas ha sido encontrada por Carter et al. (1988) y Golightly y Hyde (1988) para continuar a deformaciones axiales muy altas, a menudo más allá del punto donde se terminó el ensayo.

Se han hecho esfuerzos para identificar la línea estado crítico en el gráfico  $e: \log p'$ . Burland (1990) sugirió que, debería definirse el estado crítico en términos de tensiones, ya que su definición en términos de índice de vacíos esta menos clara.

Frecuentemente, los suelos carbonatados están cementados de forma natural, un proceso que es a menudo coincidente con deposición. Esto es un rasgo que modifica su comportamiento mecánico y complica la interpretación del ensayo triaxial, hasta hacer imposible separar los efectos de la cementación de aquellos de rotura de la partícula.

El trabajo descrito aquí se ha concentrado por consiguiente en suelos no cementados, pues el comportamiento de los no cementados puede separarse claramente en estos suelos.

Estos rasgos han producido que las margas sean consideradas a menudo como suelos especiales, con una renuencia consecuente para racionalizar su comportamiento. La falta de conocimiento de su comportamiento tenso - deformacional ha creado dificultades en la comprensión del comportamiento de cimentaciones sobre estos suelos.

Como hemos visto hasta ahora, los modelos plásticos – elásticos para suelos con presencia de carbonatos son los clásicos basados en la curva hiperbólica y el más novedoso basado en las ecuaciones armónicas.

El modelo de CAM CLAY considera los potenciales plásticos y se basa en el comportamiento de suelos cohesivos, típicamente arcillosos.

Este modelo se puede considerar que cumple perfectamente con este criterio. Es un conjunto de modelos que tienen en cuenta el “endurecimiento Volumétrico”.

Como ya hemos comentado, el modelo, a partir de los datos de triaxiales estándar y ensayos edométricos efectuados en las zonas de estudio sobre los materiales que conforman los núcleos de las presas, se va a describir aquí, en términos de tensiones efectivas, usaremos los valores  $p'$  y  $q$  pues es de uso generalizado en las discusiones de las respuestas de los suelos en los ensayos triaxiales como los efectuados en este trabajo. La totalidad de los ensayos realizados son de compresión triaxial, aunque asumimos tácitamente que los ensayos de extensión triaxial, puede ser asumida, simplemente, permitiendo al desviador,  $q$ , tomar presiones negativas.

Es importante hacer notar que el parecido de la metodología del modelo con nuestra metodología en cuanto al tratamiento de las muestras de ensayo en los núcleos es muy acusada, por lo tanto, parece que los parámetros usados en el modelo serán fácilmente

deducidos de nuestros ensayos por lo que en la mayoría de los patrones de respuesta observados sobre muestras remoldeadas consolidados al inicio son exactamente los mismos que han desarrollado modelos como este CAM-CLAY.

### 5.5.3.1. – Parámetros del modelo con ensayos de compresión triaxial no drenados convencionales.

A partir del desarrollo matemático presentado en los fundamentos, se puede producir un balance neto de cambio de volumen cero, contrapesando las deformaciones volumétricas elásticas y plásticas.

Como ya vimos la condición para que no haya drenaje es:

$$\delta\varepsilon_p^e + \delta\varepsilon_p^p = 0 \Rightarrow k \frac{\delta p'}{p'} = -(\lambda - k) \frac{\delta p_0'}{p_0'} \quad (14)$$

esto implica que la geometría de la curva tiene que interrelacionar los cambios en  $p'$  y los producidos en  $\eta$  para conseguir una deformación neta sin cambio de volumen, así que con esta ecuación y la siguiente:

$$\frac{\delta p'}{p'} + \frac{2\eta\delta\eta}{M^2 + \eta^2} - \frac{\delta p_0'}{p_0'} = 0 \quad (4).$$

Resulta, como ya vimos:

$$\frac{p_i'}{p'} = \left( \frac{M^2 + \eta^2}{M^2 + \eta_i^2} \right)^\Lambda \quad \text{Con:} \quad \Lambda = \frac{(\lambda - k)}{\lambda} \quad (17)$$

Los valores  $p_i'$  y  $\eta_i$  nos definen un estado inicial de tensiones efectivas.

Todo esto nos define los recorridos de las tensiones efectivas no drenadas en el plano  $p':q$  así con esta ecuación se pueden interpretar fenómenos de Hardthenig y softening tan característicos en los suelos de matriz carbonatada, según sea su estado tensional inicial.

### 5.5.3.2. – Cálculos y correlaciones con el contenido en carbonatos.

Los datos de cálculo en el espacio  $e: \ln p'$ , representados para todas y cada una de las muestras en anexos, indican líneas de consolidación isotrópica y de estado crítico claras y rectas.

Los parámetros del modelo calculados para las muestras son los siguientes:

- $M$  = Pendiente de la recta de estado crítico en el espacio  $p'$ :  $q$ .
- $\phi'_c$  = Angulo de rozamiento interno efectiva a compresión.
- $\lambda$  = Pendiente de las I. C. L y C. S. L.
- $k$  = Pendiente isotrópica de descarga.
- $N$  = Valor de la ordenada de la N. C. L. para  $p' = 1$ .
- $\Gamma$  = Valor de la ordenada de la C. S. L. para  $p' = 1$ .
- $k_0$  = Relación de las tensiones efectivas verticales y horizontales.

En las tablas 5.13, 5.14 y 5.15 se representan los parámetros del modelo CAM – CLAY anteriores para cada cantera y para cada muestra.

En primer lugar, para las muestras de la presa de Francisco Abellán, siguiendo un orden lógico en cuanto al contenido en carbonatos, vemos que para valores, tabla 5.13, de una muestra representativa del total, da unos los resultados como los siguientes:

$\%CO_3Ca$	$c'$	$\phi'_c$	$\lambda$	$\kappa$	$M$	$N$	$\Gamma$	$l/\kappa$	$N-\Gamma$	$K_0$
14,6	0,45	17,0	0,123	0,043	1,20	0,67	0,50	2,834	0,17	1,96
24,3	0,12	20,0	0,064	0,017	1,34	0,45	0,30	3,695	0,15	0,09
20,1	0,27	27,0	0,039	0,015	1,34	0,47	0,38	2,600	0,09	0,04
20,8	0,22	20,0	0,060	0,035	1,00	0,45	0,35	1,726	0,10	0,09
18,6	0,30	16,0	0,048	0,030	0,73	0,46	0,34	1,579	0,12	1,29
18,5	0,30	20,0	0,071	0,035	0,87	0,52	0,45	2,052	0,07	0,09
13,7	0,53	22,5	0,044	0,017	1,27	0,35	0,30	2,517	0,05	1,49
23,2	0,12	23,5	0,053	0,022	1,47	0,47	0,33	2,424	0,14	2,00
21,4	0,21	19,0	0,058	0,017	0,93	0,51	0,28	3,333	0,23	0,85
20,5	0,25	18,0	0,055	0,017	0,94	0,40	0,28	3,161	0,12	1,75
23,0	0,15	20,5	0,083	0,035	1,00	0,46	0,38	2,380	0,08	0,00
23,0	0,15	15,0	0,045	0,026	0,73	0,43	0,38	1,736	0,05	0,35
13,5	0,55	25,0	0,056	0,015	1,27	0,41	0,28	3,720	0,13	1,13
21,1	0,21	20,0	0,029	0,014	0,87	0,40	0,33	2,036	0,07	0,09
16,6	0,40	22,0	0,035	0,035	1,17	0,47	0,43	1,009	0,04	1,01
19,1	0,27	14,0	0,034	0,022	0,95	0,40	0,32	1,562	0,08	0,01
10,8	0,65	22,5	0,027	0,017	1,17	0,44	0,29	1,557	0,15	1,49
24,4	0,10	21,5	0,046	0,015	1,20	0,42	0,32	3,033	0,10	0,53
9,3	0,80	22,0	0,038	0,017	1,27	0,38	0,29	2,172	0,09	1,01
25,6	0,10	26,0	0,055	0,026	1,27	0,46	0,34	2,103	0,12	0,24
11,1	0,62	22,0	0,041	0,022	0,87	0,40	0,32	1,866	0,08	1,01
21,8	0,20	23,5	0,040	0,017	1,15	0,46	0,31	2,276	0,15	2,00
20,2	0,25	22,0	0,054	0,017	1,15	0,34	0,29	3,092	0,05	1,01

Tabla 5.13. – Parámetros CAM- CLAY para las muestras de la presa de F. Abellán

$\%CO_3Ca$	$c'$	$\phi'_c$	$\lambda$	$\kappa$	$M$	$N$	$\Gamma$	$l/\kappa$	$N-\Gamma$	$K_0$
18,1	0,30	22,5	0,057	0,017	1,07	0,40	0,26	3,247	0,14	1,49
17,8	0,31	19,0	0,038	0,017	0,94	0,48	0,32	2,167	0,16	0,85
15,4	0,40	22,0	0,050	0,015	1,18	0,42	0,29	3,327	0,13	1,01
16,6	0,32	24,0	0,034	0,009	1,34	0,40	0,27	3,931	0,13	1,91
14,9	0,40	25,0	0,072	0,027	1,20	0,45	0,30	2,635	0,15	1,13
20,2	0,27	23,0	0,045	0,009	1,15	0,48	0,34	5,115	0,14	1,85
27,5	0,05	27,0	0,039	0,017	1,86	0,48	0,41	2,264	0,07	0,04
22,9	0,15	20,0	0,067	0,039	1,47	0,46	0,34	1,711	0,12	0,09
19,0	0,30	21,3	0,051	0,022	1,14	0,44	0,33	2,544	0,11	0,90

Tabla 5.13. – (Continuación).

Que nos dan unos valores promedio de los parámetros mas significativos:

Parámetro	V. Medio	V. Máximo	V. Mínimo
• $M =$	1,14.	1,86	0,73
• $\phi'_c =$	21,3.	27,0	14,0
• $\lambda =$	0,051.	0,123	0,027
• $\kappa =$	0,022.	0,043	0,009
• $N =$	0,44.	0,67	0,34
• $\Gamma =$	0,33.	0,50	0,26
• $k_0 =$	0,90.	2,00	0,003

Para el rango de contenido en carbonatos intermedio, presa de El Portillo, de 25% a 50% los valores para un grupo de muestras significativas de las canteras estudiadas nos dan los siguientes resultados, tabla 5.14.

$\%CO_3Ca$	$\phi'_c$	$C'$	$\lambda$	$\kappa$	$M$	$N$	$\Gamma$	$l/k$	$N-\Gamma$	$K_0$
32,8	21,5	0,16	0,125	0,126	1,00	0,62	0,47	0,990	0,15	0,53
23,0	23,0	0,17	0,051	0,026	1,17	0,82	0,69	1,943	0,13	1,85
31,1	25,2	0,25	0,049	0,013	1,33	0,69	0,57	3,738	0,12	0,93
40,2	21,0	0,22	0,061	0,026	1,03	0,46	0,34	2,337	0,12	0,16
25,0	21,0	0,43	0,157	0,035	1,33	0,75	0,64	4,510	0,11	0,16
40,0	26,0	0,07	0,044	0,013	1,23	0,64	0,57	3,392	0,07	0,24
32,9	22,0	0,15	0,034	0,015	1,34	0,41	0,15	2,233	0,26	1,01
35,0	23,0	0,12	0,047	0,015	1,15	0,41	0,32	3,140	0,09	1,85
33,9	15,0	0,16	0,053	0,022	0,67	0,81	0,75	2,447	0,06	0,35
37,2	23,0	0,15	0,055	0,022	1,40	0,46	0,38	2,525	0,08	1,85
35,0	23,2	0,10	0,048	0,017	1,15	0,39	0,30	2,776	0,09	1,94
45,0	15,0	0,10	0,043	0,009	1,53	0,37	0,26	4,920	0,11	0,35
34,0	20,0	0,15	0,060	0,015	0,85	0,52	0,36	4,020	0,16	0,09
32,0	23,0	0,20	0,043	0,017	1,67	0,43	0,34	2,483	0,09	1,85
31,3	25,0	0,25	0,083	0,017	1,00	0,42	0,35	4,759	0,07	1,13
28,0	24,0	0,32	0,060	0,022	0,80	0,45	0,35	2,765	0,10	1,91
35,0	23,0	0,10	0,050	0,026	0,87	0,48	0,27	1,904	0,21	1,85
36,9	24,0	0,10	0,059	0,017	1,20	0,43	0,36	3,362	0,07	1,91

Tabla 5.14. – Parámetros CAM- CLAY para las muestras de la presa de El Portillo

$\%CO_3Ca$	$\phi'_c$	$C'$	$\lambda$	$\kappa$	$M$	$N$	$\Gamma$	$l/k$	$N-\Gamma$	$K_0$
35,2	23,0	0,10	0,083	0,017	1,13	0,44	0,35	4,759	0,09	1,85
33,7	20,0	0,15	0,057	0,015	1,34	0,51	0,41	3,827	0,10	0,09
38,6	18,0	0,09	0,077	0,030	1,34	0,70	0,60	2,533	0,10	1,75
35,2	25,0	0,43	0,111	0,030	1,34	0,74	0,57	3,645	0,17	1,13
34,0	17,0	0,90	0,082	0,026	1,34	0,55	0,35	3,138	0,20	1,96
28,3	22,0	0,27	0,044	0,009	1,23	0,40	0,26	5,011	0,14	1,01
32,2	26,0	0,10	0,052	0,014	1,34	0,40	0,27	3,743	0,13	0,24
41,3	17,0	0,10	0,053	0,022	1,34	0,57	0,43	2,424	0,14	1,96
34,0	27,0	0,10	0,064	0,026	1,47	0,51	0,44	2,433	0,07	0,04
31,4	24,0	0,21	0,051	0,017	1,50	0,47	0,39	2,954	0,08	1,91
30,9	24,0	0,27	0,033	0,026	1,80	0,56	0,42	1,276	0,14	1,91
30,4	21,0	0,27	0,064	0,015	1,20	0,38	0,30	4,293	0,08	0,16
36,5	25,0	0,10	0,087	0,030	1,27	0,48	0,37	2,859	0,11	1,13
35,0	23,0	0,20	0,064	0,035	1,34	0,47	0,38	1,836	0,09	1,85
33,9	24,0	0,10	0,061	0,030	1,07	0,42	0,34	2,007	0,08	1,91
33,5	26,0	0,07	0,030	0,015	1,34	0,45	0,33	2,020	0,12	0,24
31,5	25,0	0,10	0,039	0,022	1,87	0,40	0,31	1,774	0,09	1,13
34,0	22,0	0,20	0,041	0,017	1,20	0,40	0,31	2,333	0,09	1,01
21,3	24,0	0,21	0,082	0,048	1,50	0,62	0,57	1,720	0,05	1,91
33,5	22,5	0,19	0,062	0,024	1,26	0,51	0,40	2,941	0,11	1,16
45,0	27,0	0,90	0,157	0,126	1,87	0,82	0,75	5,011	0,26	1,96
21,3	15,0	0,07	0,030	0,009	0,67	0,37	0,15	0,990	0,05	0,04

Tabla 5.14. – (Continuación).

Que nos dan unos valores promedio de los parámetros mas significativos:

• Parámetro	V. Medio	V. Máximo	V. Mínimo
• $M =$	1,26.	1,87	0,67
• $\phi'_c =$	22,5.	27,0	15,0
• $\lambda =$	0,062.	0,157	0,030
• $\kappa =$	0,024.	0,126	0,009
• $N =$	0,51.	0,82	0,37
• $\Gamma =$	0,40.	0,75	0,15
• $k_0 =$	1,16.	1,96	0,04

Por último, para el rango máximo en carbonatos estudiado en las muestras pertenecientes en las canteras de la presa de San Clemente, superior al 50% los valores para un grupo de muestras significativas de las canteras estudiadas nos dan los resultados presentados en la tabla 5.15.

$\% CO_3Ca$	$\phi'_c$	$c'$	$\lambda$	$\kappa$	$M$	$N$	$\Gamma$	$l/k$	$N-\Gamma$	$K_0$
60,0	26,0	0,16	0,172	0,050	0,60	0,75	0,58	3,448	0,18	0,237
59,3	20,8	0,12	0,064	0,008	0,44	0,60	0,46	7,975	0,14	0,071
57,2	19,0	0,10	0,031	0,007	0,48	0,86	0,80	4,831	0,06	0,850
48,7	17,5	0,21	0,171	0,070	0,46	0,76	0,57	2,432	0,19	1,976
53,4	20,5	0,16	0,058	0,019	0,49	0,84	0,77	3,053	0,07	0,003
54,2	19,0	0,14	0,107	0,086	0,44	0,65	0,45	1,248	0,20	0,850
50,3	19,5	0,12	0,078	0,051	0,43	0,86	0,75	1,529	0,11	0,394
53,0	17,0	0,18	0,036	0,012	0,43	0,46	0,37	2,958	0,09	1,961
57,3	18,5	0,15	0,257	0,109	0,39	0,80	0,64	2,368	0,16	1,342
56,0	16,5	0,15	0,060	0,048	0,44	0,56	0,44	1,234	0,12	1,712
41,2	20,2	0,25	0,090	0,026	0,55	0,86	0,77	3,433	0,09	0,024
72,3	10,5	0,32	0,171	0,046	0,46	0,76	0,65	3,759	0,11	1,880
46,0	23,0	0,21	0,063	0,020	0,49	0,51	0,35	3,205	0,16	1,846
51,4	29,2	0,19	0,048	0,015	0,46	0,67	0,54	3,187	0,13	1,799
43,9	20,5	0,32	0,052	0,015	0,45	0,47	0,34	3,473	0,13	0,003
47,0	20,0	0,21	0,070	0,018	0,45	0,48	0,30	3,971	0,18	0,087
41,2	20,0	0,36	0,061	0,018	0,43	0,52	0,35	3,322	0,17	0,087
56,9	24,0	0,15	0,065	0,022	0,49	0,48	0,41	3,000	0,07	1,906
45,1	20,0	0,28	0,078	0,026	0,44	0,54	0,41	2,996	0,13	0,087
53,5	21,0	0,16	0,083	0,009	0,49	0,61	0,44	9,483	0,17	0,163
55,3	20,0	0,25	0,265	0,026	0,47	0,58	0,45	10,153	0,13	0,087
77,1	26,0	0,10	0,035	0,009	0,47	0,46	0,35	3,899	0,11	0,237
53,0	19,0	0,18	0,054	0,015	0,86	0,55	0,47	3,600	0,08	0,850
57,9	18,0	0,14	0,120	0,043	0,97	0,57	0,45	2,772	0,12	1,751
53,6	22,0	0,20	0,149	0,017	1,00	0,99	0,79	8,575	0,20	1,009
48,5	17,0	0,32	0,055	0,017	0,83	0,84	0,73	3,138	0,11	1,961
63,3	20,0	0,10	0,069	0,022	1,17	0,66	0,45	3,166	0,21	0,087

Tabla 5.15. – Parámetros CAM- CLAY para las muestras de la presa de San Clemente.

En los que los parámetros mas significativos arrojan los siguientes valores promedio:

• Parámetro	V. Medio	V. Máximo	V. Mínimo
• $M =$	0,56	1,17	0,39
• $\phi'_c =$	20,2	29,2	10,5
• $\lambda =$	0,095	0,265	0,031
• $\kappa =$	0,030	0,109	0,007
• $N =$	0,66	0,99	0,46
• $\Gamma =$	0,52	0,80	0,30
• $k_0 =$	0,862	1,976	0,003

### 5.5.3.3 – Correlaciones de los parámetros calculados frente al contenido en carbonatos.

A fin de explicar (como es fin de este trabajo), si hay una relación entre el comportamiento tenso deformacional con el contenido en carbonatos o, si este tipo de suelos está suficientemente bien explicado por el modelo, se ha procedido a representar los diferentes parámetros frente al contenido en carbonatos que como se ve la correlación existente

entre estos y aquellos es bastante pobre en algunos casos como por ejemplo en las muestras provenientes de la presa de san clemente, en particular para las muestras pertenecientes a la cantera de Alameda y en otros casi inexistente, conservándose las pendientes de las rectas de tendencia, que no se han representado para no complicar demasiado la visión de los gráficos, estos dan una visión completa de lo dicho figuras 5.30, 5.31 y 5.32.

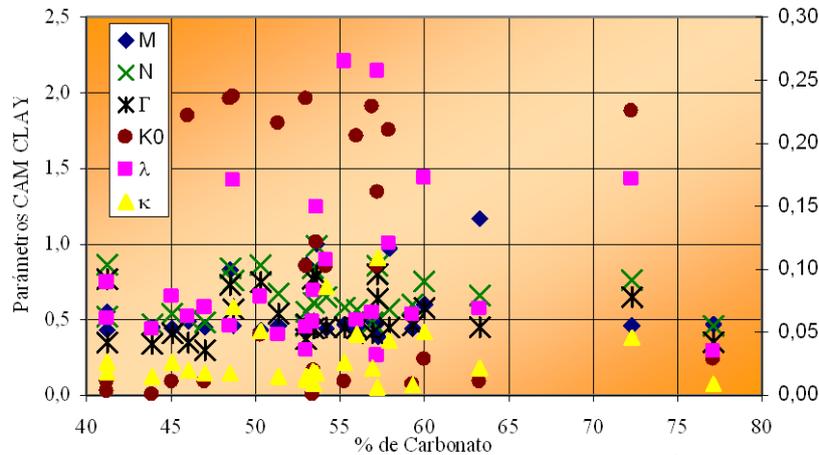


Figura 5.30. - Parámetros de CAM - CLAY frente al contenido en carbonatos. Presa de San Clemente

En la bibliografía consultada sobre este modelo, sobre todo en el trabajo presentado por Wood (1994), apunta la posibilidad de que los inertes al afectar a un cambio textural pueden definir el comportamiento tenso deformacional del material, aunque esto no lo explica bien el modelo estudiado como ya hemos visto.

En cuanto a la metodología seguida hay que comentar que las diferencias que distinguen ensayos drenados de los no drenados, tanto sobre suelos normalmente consolidados como sobreconsolidados, implica la asunción del potencial plástico que controla la relación entre la variación de la resistencia plástica al corte con la deformación volumétrica plástica. (Wood, 1994).

Si el estado de tensiones efectivas se ubica en una posición en la que el endurecimiento de la muestra, (Hardthening) fragilidad a la deformación, ocurre al aumentar la deformación con la compresión volumétrica plástica, se producen incrementos tensionales drenados. Esto en el modelo CAM CLAY significa que  $\eta < M$  que es equivalente a que una disminución en las tensiones efectivas promedio ( $p'$ ) ocurre con incremento de la presión intersticial en un ensayo sin drenaje, que implica un aumento de las tensiones verticales, que es lo ejecutado en este trabajo.

Si el estado de tensiones efectivas se produce en una posición de ablandamiento de la muestra, (Softening) ductilidad a la deformación, con extensión plástica volumétrica dentro de un aumento de tensiones promedio ( $p'$ ) en un ensayo Drenado. En la CAM CLAY significa que  $\eta > M$ , entonces un incremento de la tensión efectiva promedio ( $p'$ ) y una disminución en la presión intersticial, debe de ser necesariamente igual a un incremento de tensiones en un ensayo sin drenaje. (Muir W., 1994; Burland, 1990).

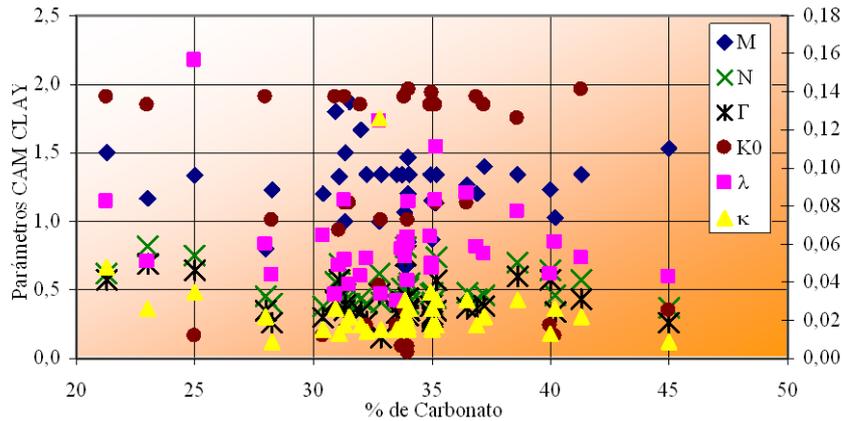


Figura 5.31. - Parámetros de CAM - CLAY frente al contenido en carbonatos. Presa del Portillo

Estos autores reprodujeron en ensayos convencionales algunas de las características predichas por este modelo, usando ensayos triaxiales y edométricos.

El hecho de utilizar ensayos no drenados y edómetros con hinchamiento libre y sumergidos en este trabajo se justifica por la necesidad de poder incluirlos dentro de los ensayos que sean suficientemente factibles de efectuar con materiales tan impermeables como los que nos ocupan, capítulos 3 y 4, en un tiempo que sea lo suficientemente pequeño como para que se puedan elaborar en condiciones económicas viables para los laboratorios de grandes obras de ingeniería civil y en laboratorios acreditados en las áreas SE y ST para geotecnia. Así podremos tener ensayos fiables y fundamentales, casi de rutina, en estas obras, que como ya hemos dicho es el espíritu final de este trabajo.

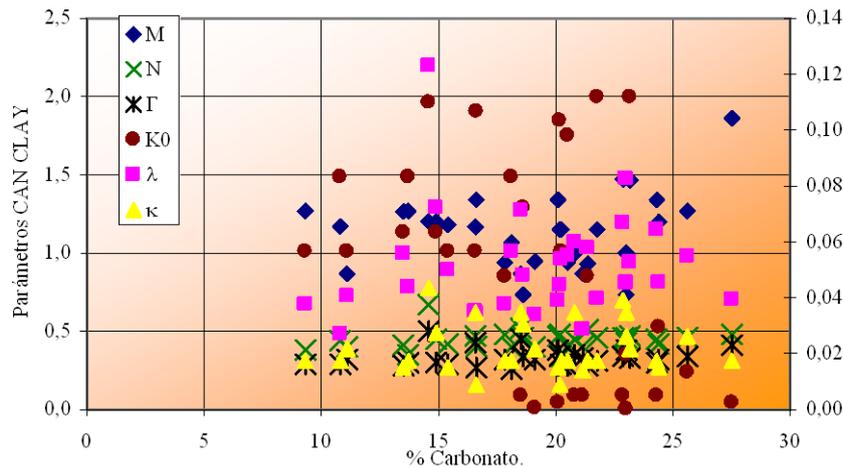


Figura 5.32. - Parámetros CAM - CLAY frente al contenido de carbonatos. Presa de F. Abellán.

#### 5.5.3.4. – Estudio de la predicción del método.

Para ver la bondad del modelo se han elegido 6 muestras que son representativas del total de las ensayadas, dos por cada grupo de canteras y en ellas se han calculado todos los parámetros reales, a partir de los ensayos triaxiales sin drenaje y edómetros realizados, necesarios para la representación de las variables tenso – deformacionales. Así por

simple comparación podemos apreciar si el modelo predice el comportamiento del material o no.

En la elección de las muestras se ha tenido en cuenta las siguientes cuestiones:

1. Que sean representativas de cada cantera por separado.
2. Que el grado de sobreconsolidación de todas ellas no sea superior a 2, lo que se cumple en el conjunto de las muestras ensayadas.
3. Que cubran todo el espectro estudiado de concentración de carbonatos.

La hoja de cálculo realizada reproduce el siguiente ensayo, que es el realizado experimentalmente:

Variable	1	2	3	4	5	6
Presa	F. Abellán	F. Abellán	Portillo	Portillo	S. Clemente	S. Clemente
Muestra	3	5	Pp4	AMPCLN3	SCA5	SCA1
% CO <sub>3</sub> Ca	14,3	20,1	25,0	40,2	56,9	77,1
Cohesión	0,45	0,27	0,43	0,22	0,15	0,10
$\phi'$	17	27	22	21	24	26
$\sigma'_p$	2,0	1,5	1,2	0,6	1,2	0,8
$\lambda$	0,123	0,059	0,157	0,061	0,065	0,035
$\kappa$	0,043	0,015	0,035	0,026	0,022	0,009
$M$	1,2	1,34	1,33	1,03	0,94	0,74
$N$	0,67	0,47	0,75	0,46	0,48	0,46
$\Gamma$	0,50	0,38	0,64	0,34	0,41	0,35
$\lambda/\kappa$	2,834	2,60	4,51	2,34	3,0	3,90
$N - \Gamma$	0,17	0,09	0,11	0,12	0,07	0,11
$K_0$	1,961	0,044	0,160	0,160	1,91	0,237
$G'$	2500	2916,67	3550,56	1666,67	2500	3333,34

Tabla 5.16. – Datos experimentales para la predicción del modelo.

1. Compactación de la muestra
2. Consolidación isótropa.
3. Compresión vertical sin drenaje hasta la rotura.

Teniendo en cuenta las variables  $p'$  y  $q$  y que tiene una elipse de fluencia asociada, como hemos visto anteriormente, si el estado tensional es el correspondiente a la consolidación normal, entonces  $p'$  y  $q$  estarán sobre la elipse de fluencia, pero si es sobreconsolidado, entonces el estado tensional estará dentro de la elipse de fluencia.

Las intersecciones con el eje  $p'$  son las variables  $p'_o$  para  $q = 0$  y  $p'_{oi}$  es la intersección de dicha elipse con  $p'$ . Si el suelo es normalmente consolidado,  $p'_o = p'_{oi}$ . Este criterio es fundamental pues como ya sabemos es el momento de la aparición de deformaciones plásticas (Pérez Romero. 2000). Cuando  $p'_o < p'_{oi}$ , el valor de  $p'$  no cambia al aumentar la deformación, hasta el momento donde  $p'_o = p'_{oi}$  en el que el valor de  $p'$  se ve obligado a disminuir. Decir que se pueden producir algunos fallos locales como se puede comprobar en las gráficas presentadas debido a:

1. El uso de la hipótesis de que el valor de  $p'$  al final de la compactación es el mismo que el valor de la presión de preconsolidación.
2. El carácter incremental, discreto, del proceso de cálculo.
3. Este estudio no se cumple para grados de consolidación superiores a 2.

Se ha representado todo lo anterior para las muestras comentadas usando los datos calculados y resumidos en la siguiente tabla, tabla 5.16.

Las gráficas resultantes de los cálculos efectuados con estos datos para las muestras de la fracción < 25% de carbonatos se presentan en las figuras 5.33 y 5.34:

Francisco Abellán de 14,3% carbonatos

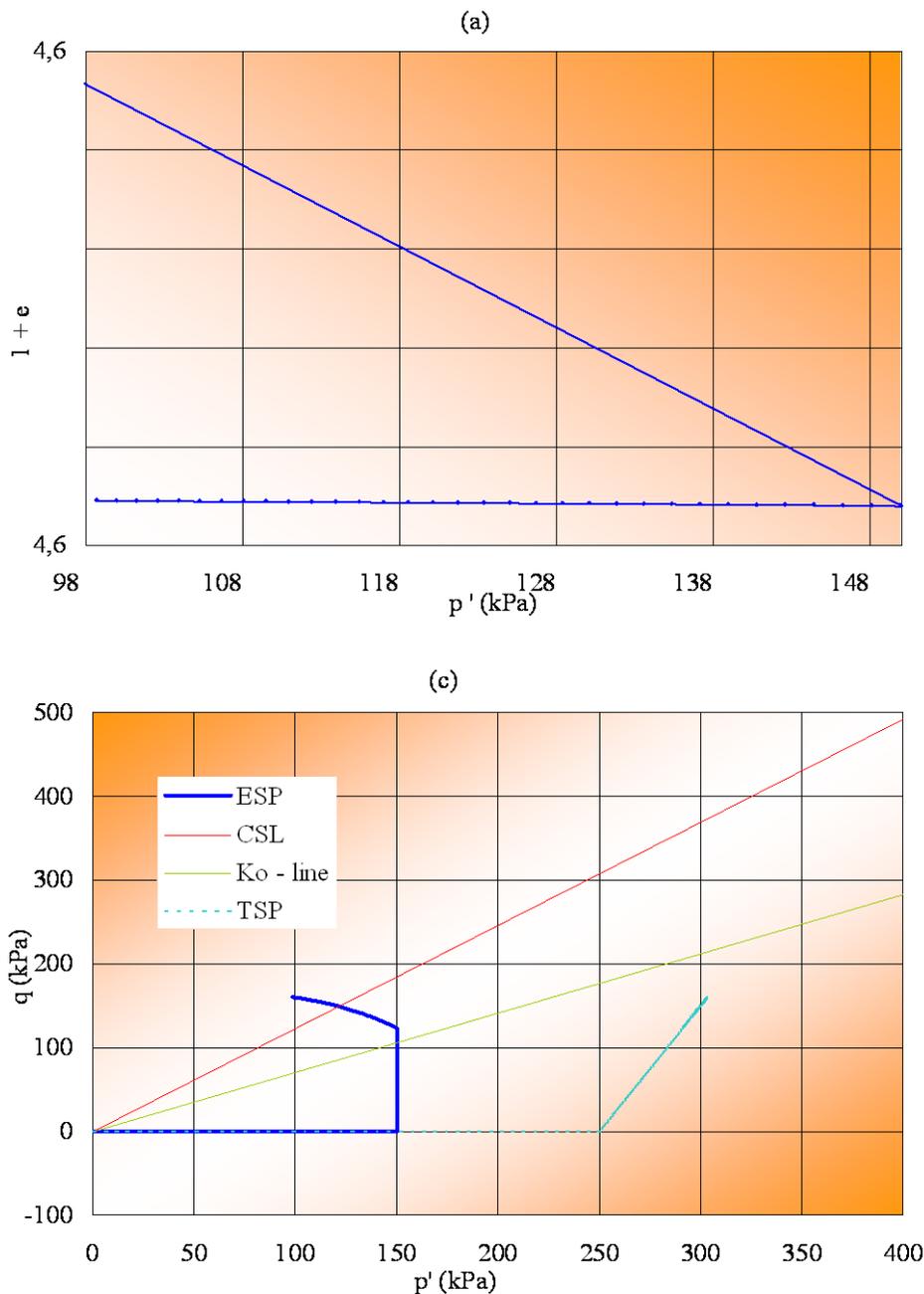


Figura 5.33(a) . – Predicción del modelo con los datos experimentales según contenido en carbonatos entre 0 y 15%.

Francisco Abellán, 14,3% carbonatos

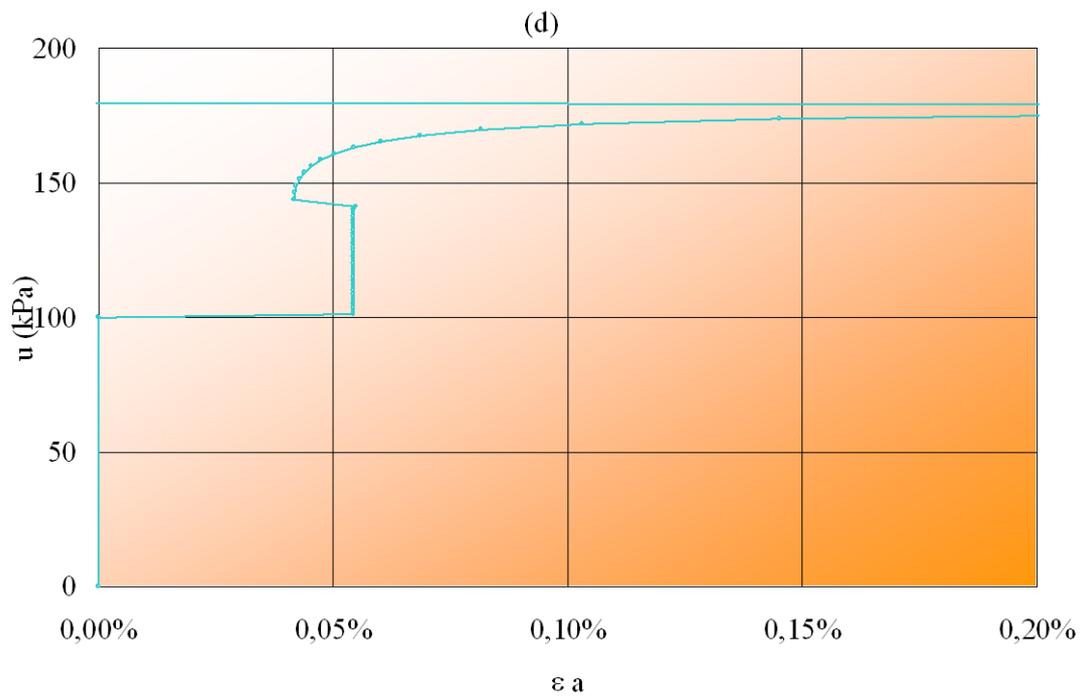
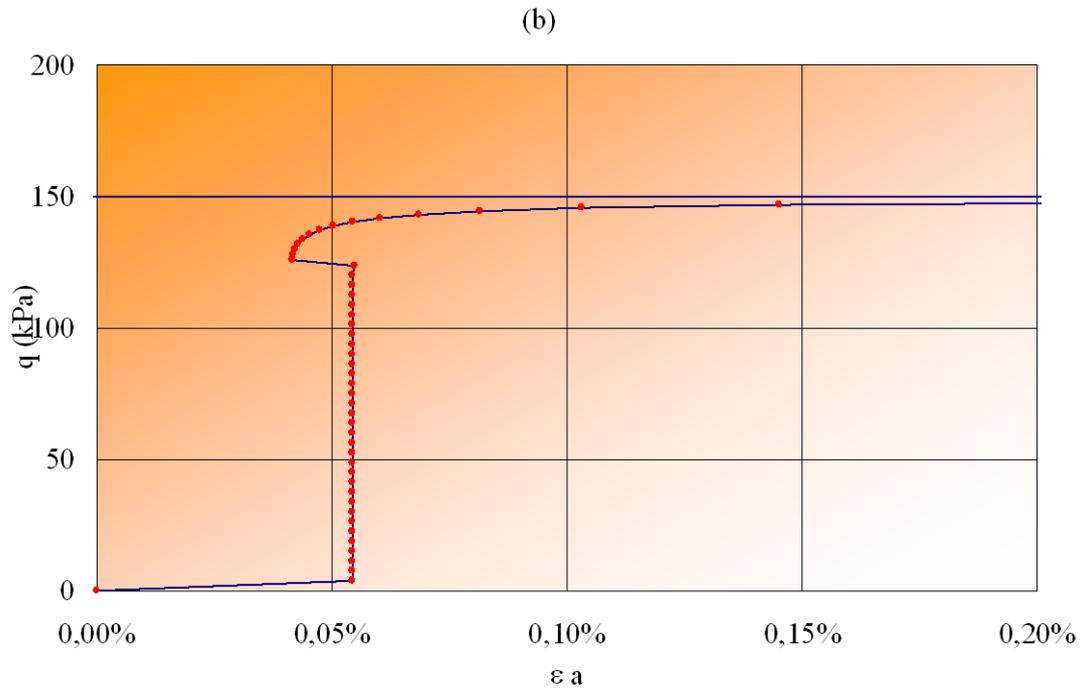


Figura 5.33(b) . – Predicción del modelo con los datos experimentales según contenido en carbonatos entre 0 y 15%.

Y la figura 5.34:

Francisco Abellán, 20,1% carbonatos

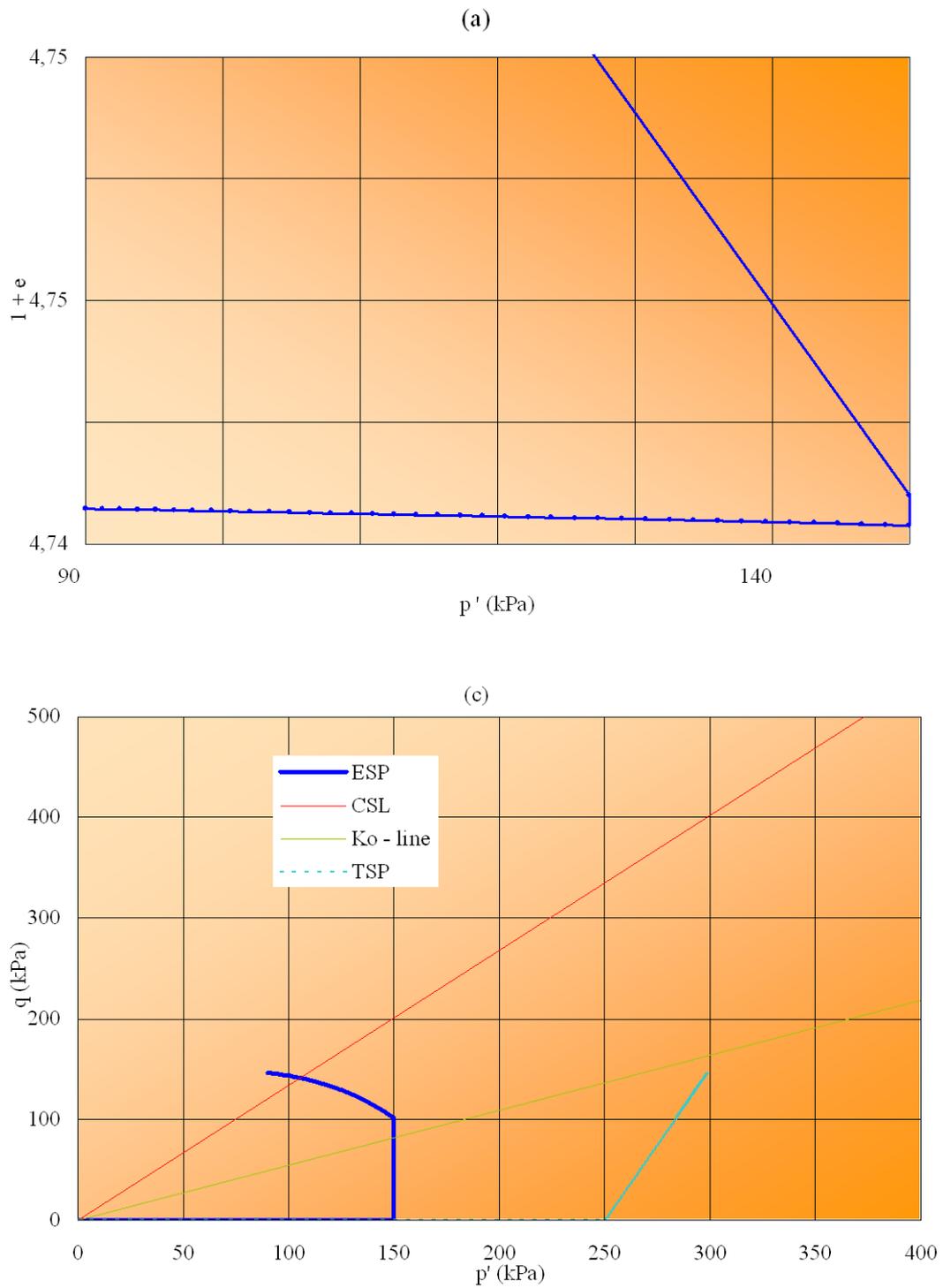


Figura 5.34(a). – Predicción del modelo con los datos experimentales según contenido en carbonatos entre 15 y 25%.

Francisco Abellán, 20,1% carbonatos

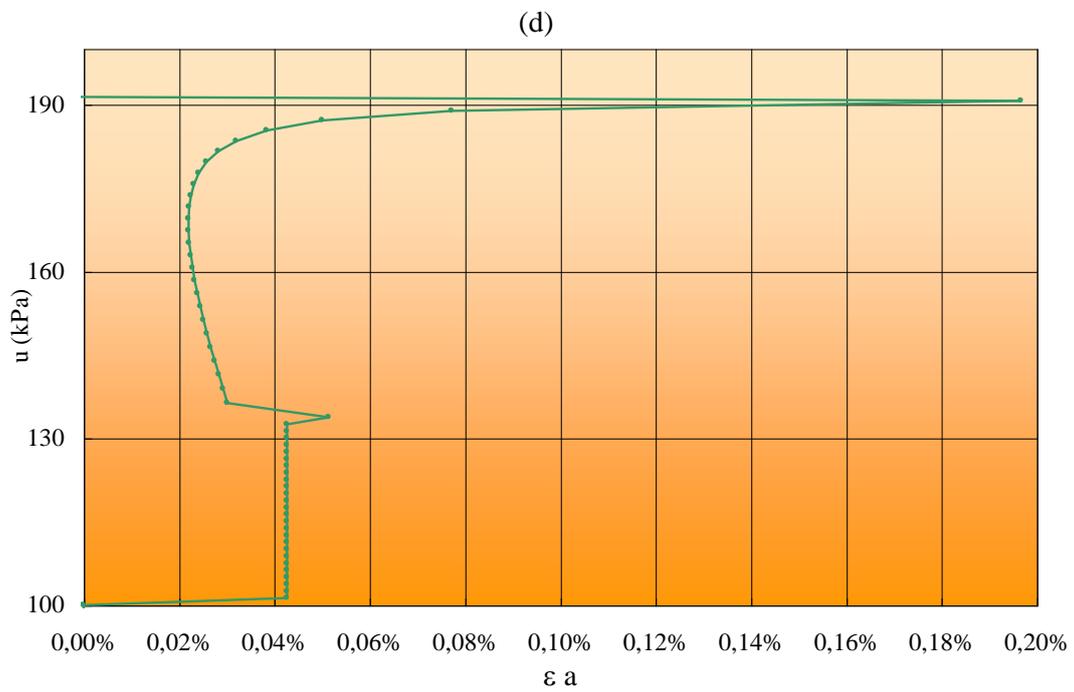
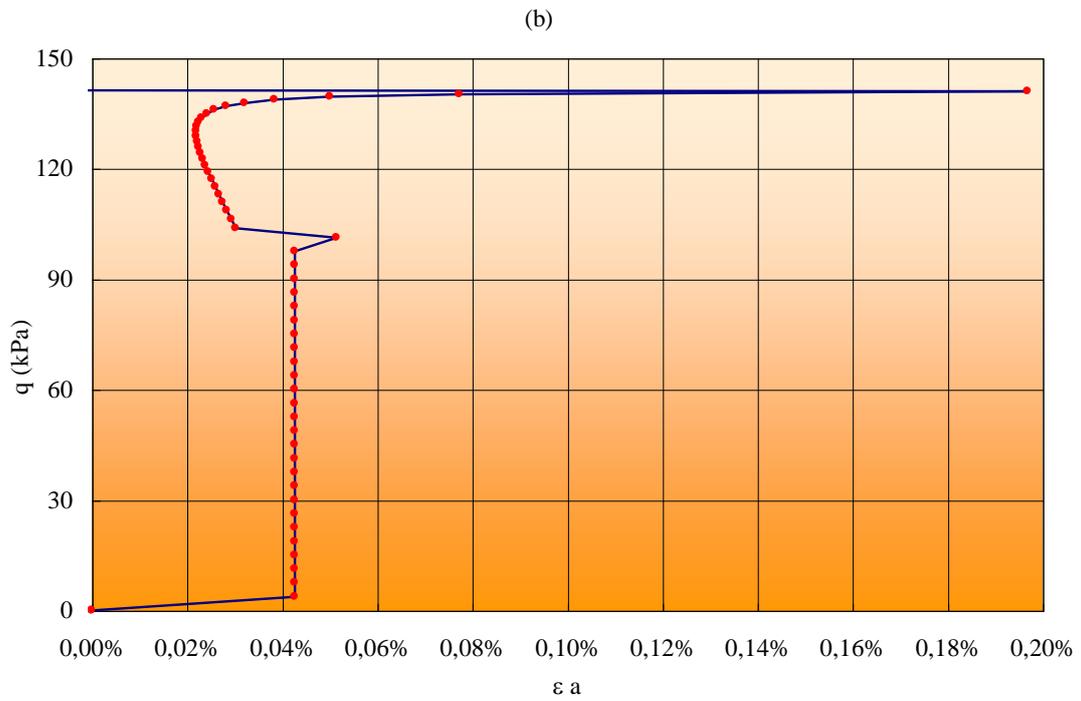


Figura 5.34(b). – Predicción del modelo con los datos experimentales según contenido en carbonatos entre 15 y 25%.

Las gráficas resultantes de los cálculos efectuados con estos datos para las muestras de la fracción comprendida entre el 25% y el 50% de carbonatos se puede ver en las figuras 5.35 y 5.36:

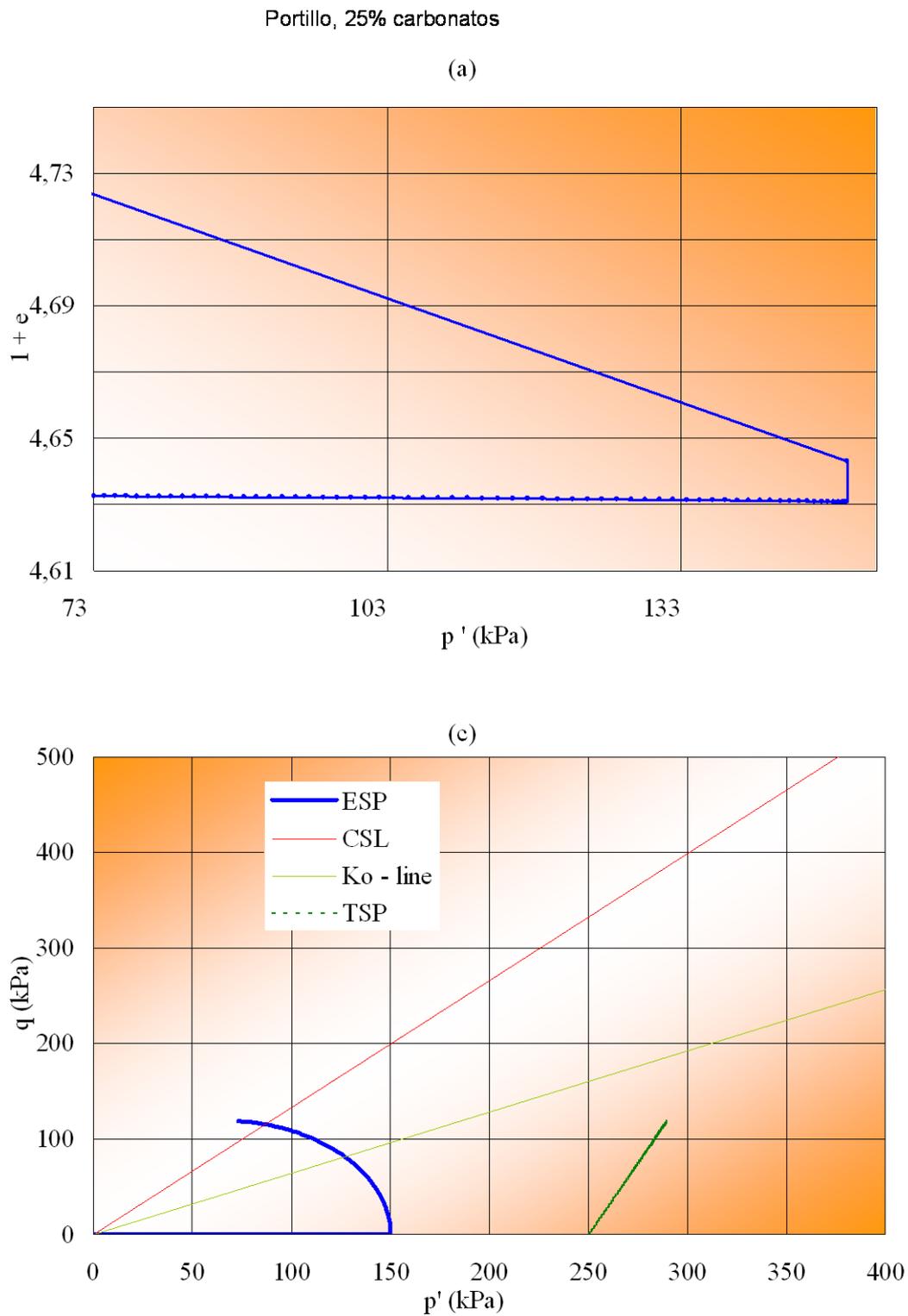


Figura 5.35(a). - Predicción del modelo con los datos experimentales según contenido en carbonatos entre 25% y el 35%.

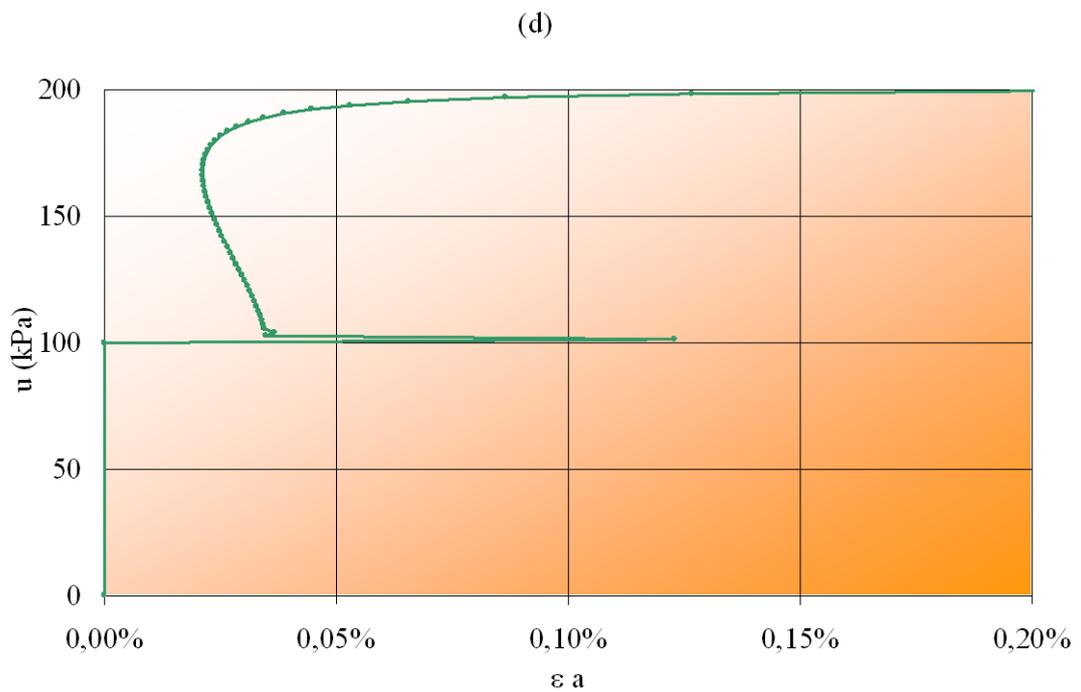
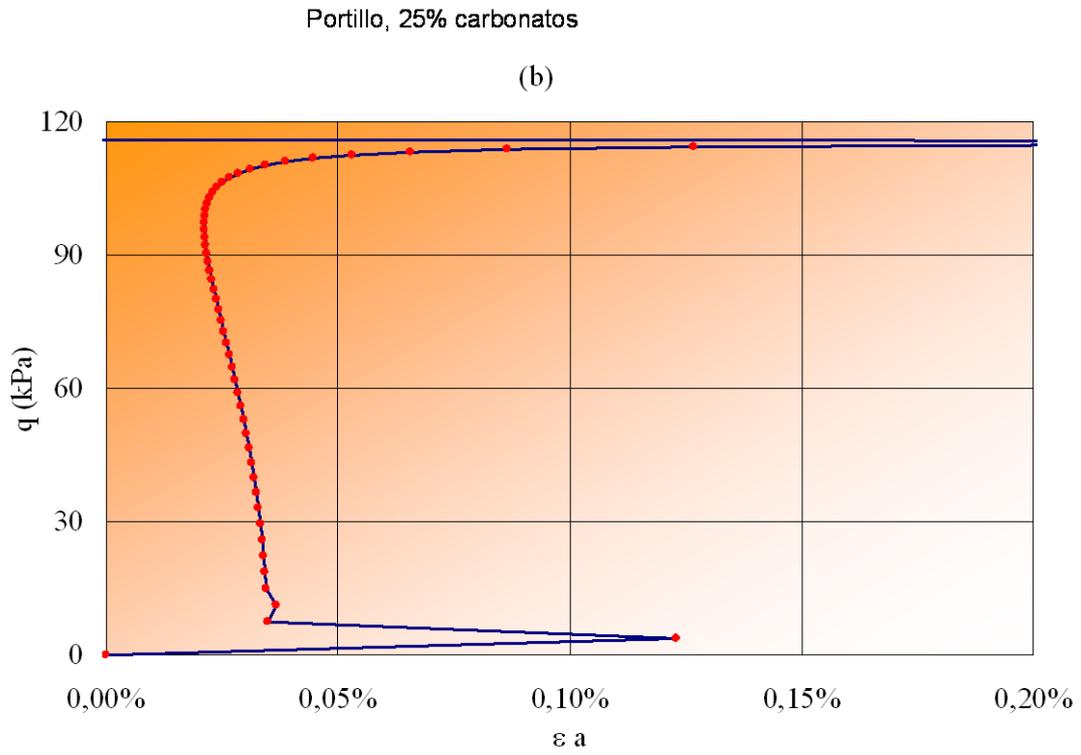


Figura 5.35(b). - Predicción del modelo con los datos experimentales según contenido en carbonatos entre 25% y el 35%.

Y la figura 3.36:

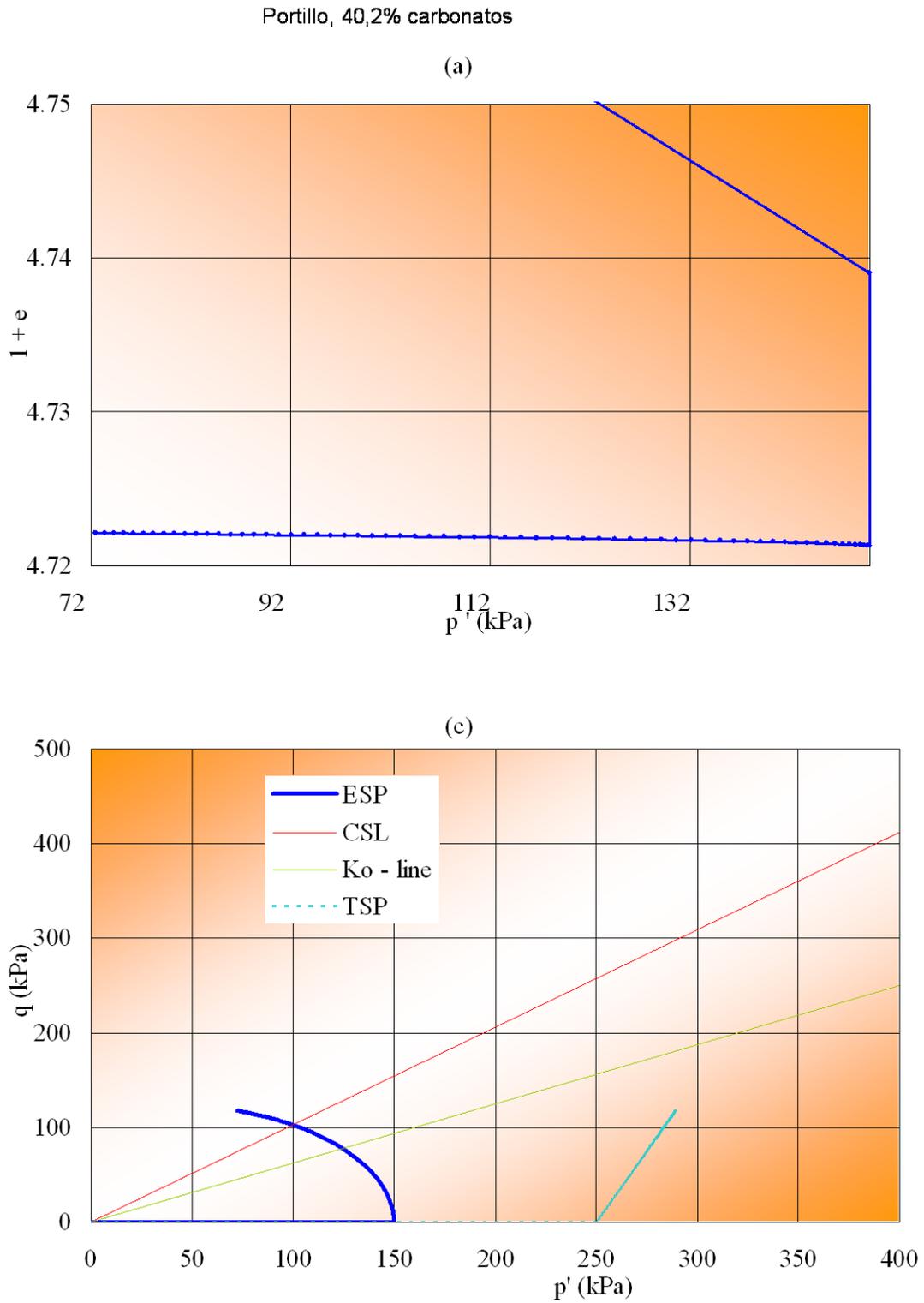


Figura 5.36(a). – Predicción del modelo con los datos experimentales según contenido en carbonatos entre 35% y el 50%.

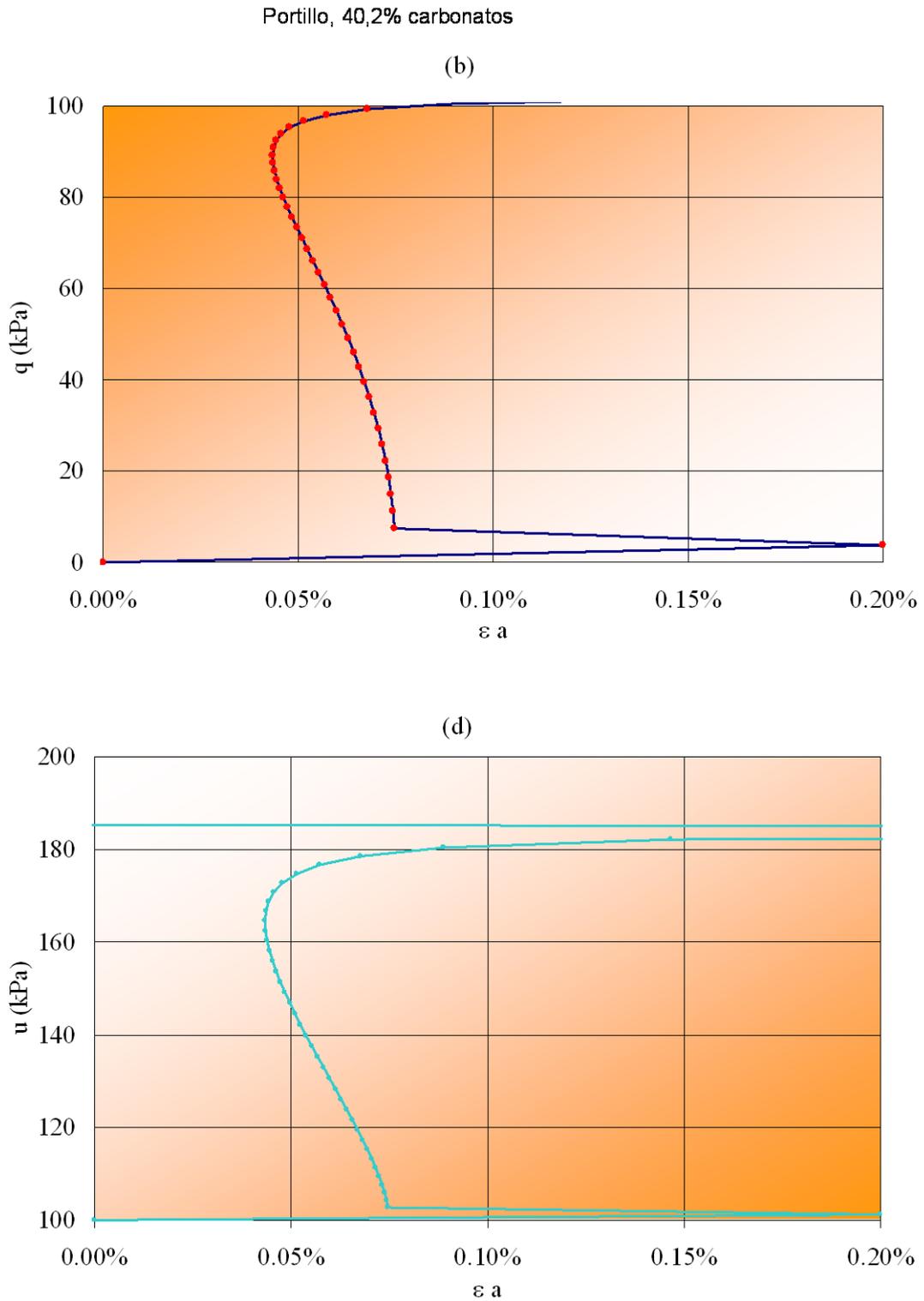


Figura 5.36(b). – Predicción del modelo con los datos experimentales según contenido en carbonatos entre 35% y el 50%.

Las gráficas resultantes de los cálculos efectuados con estos datos para las muestras de la fracción > 50% de carbonatos se puede ver en las figuras 5.37 y 5.38:

San Clemente, 56,9% carbonatos

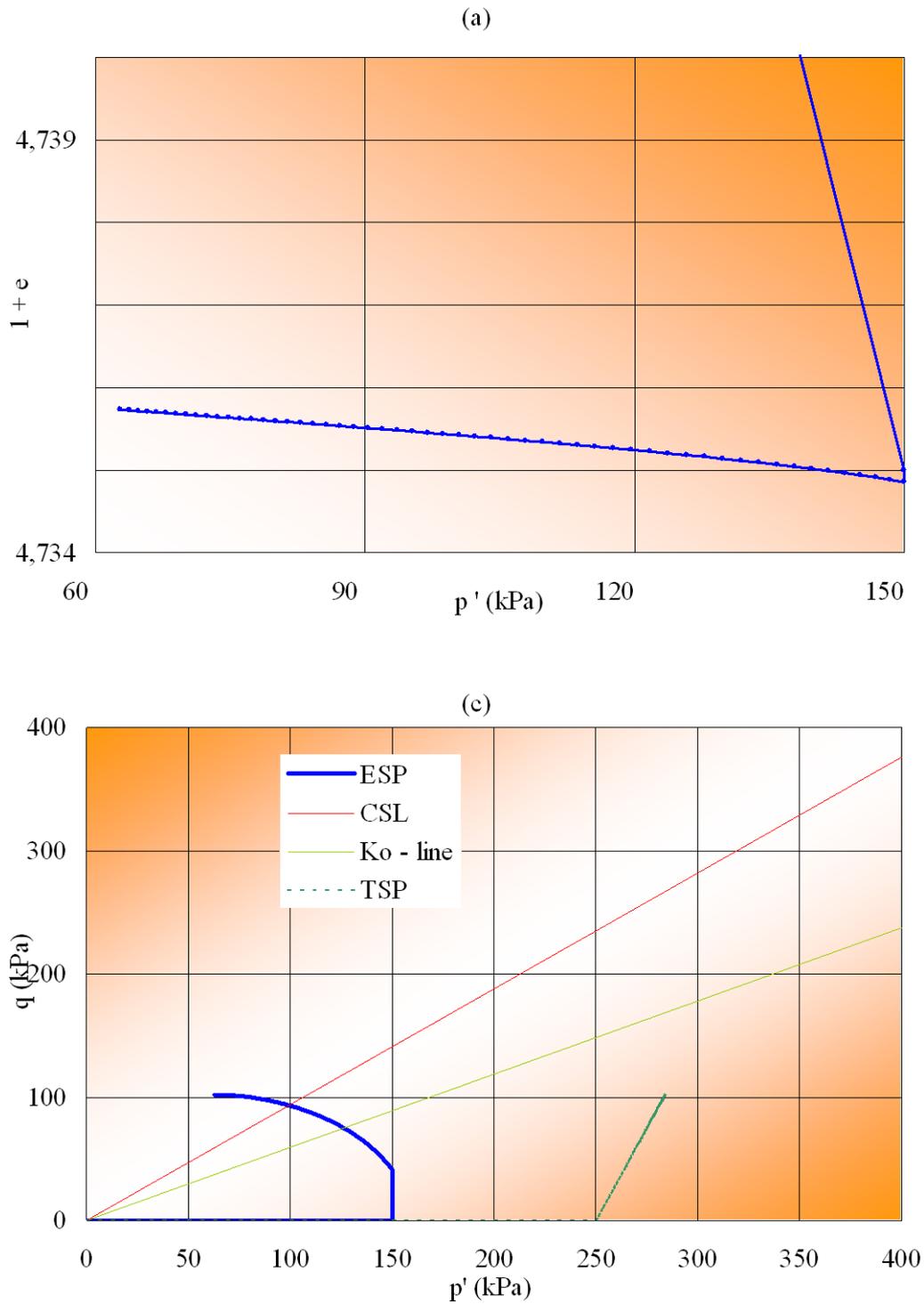


Figura 5.37(a). – Predicción del modelo con los datos experimentales según contenido en carbonatos entre 50% y el 60%.

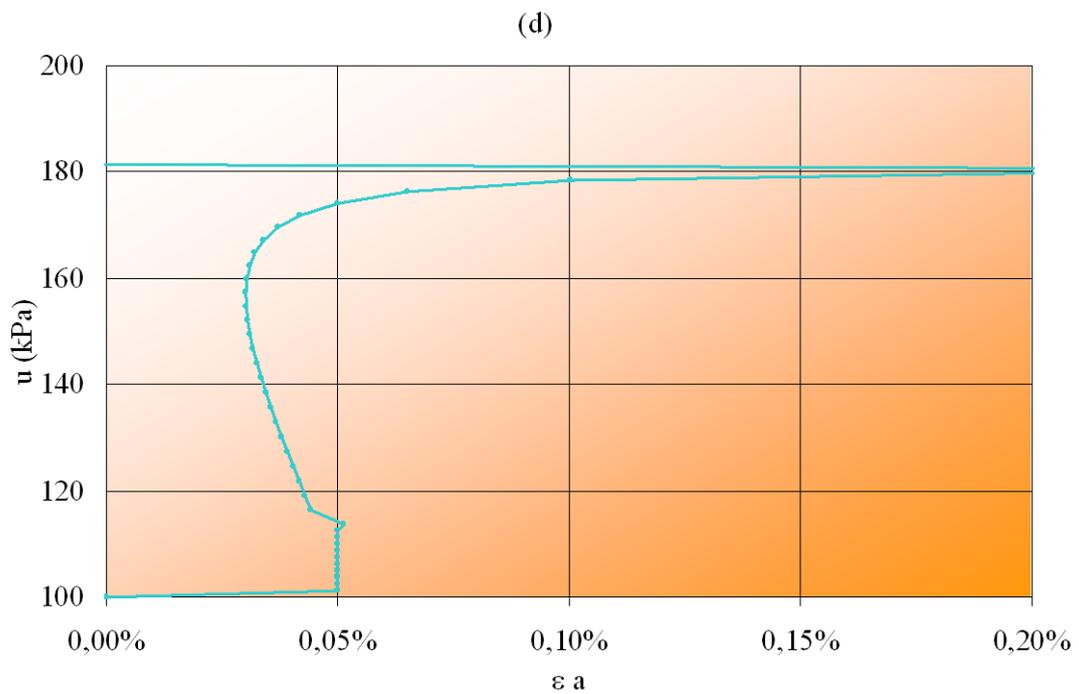
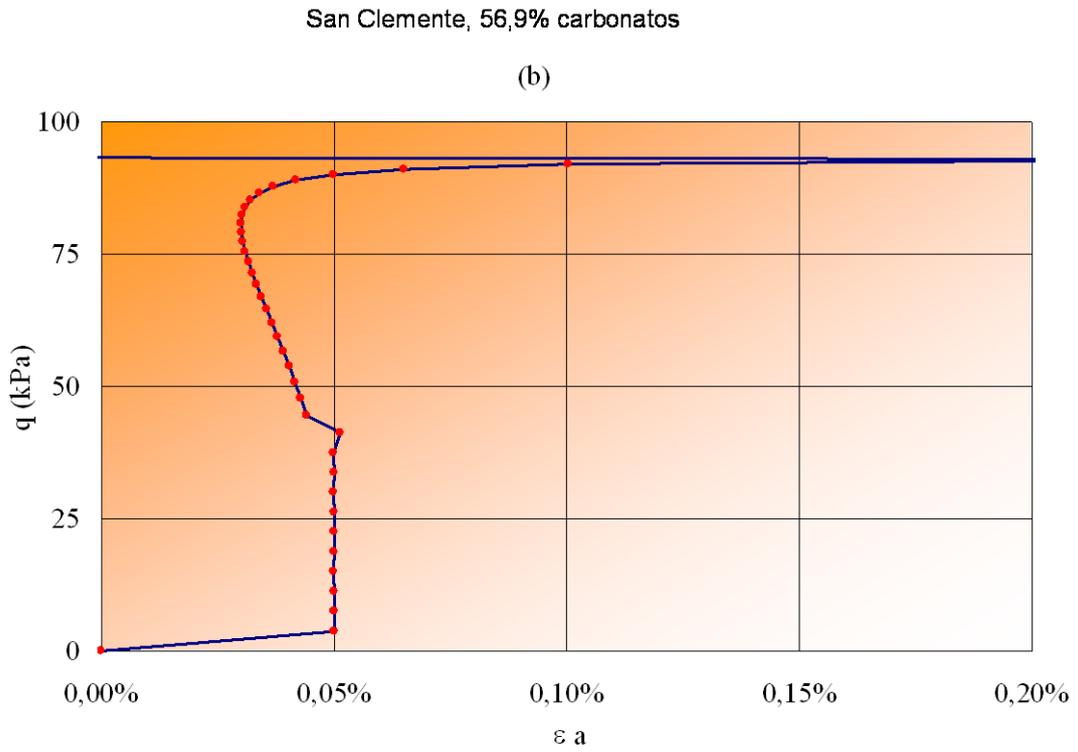


Figura 5.37(b). – Predicción del modelo con los datos experimentales según contenido en carbonatos entre 50% y el 60%.

Y la figura 5.38.

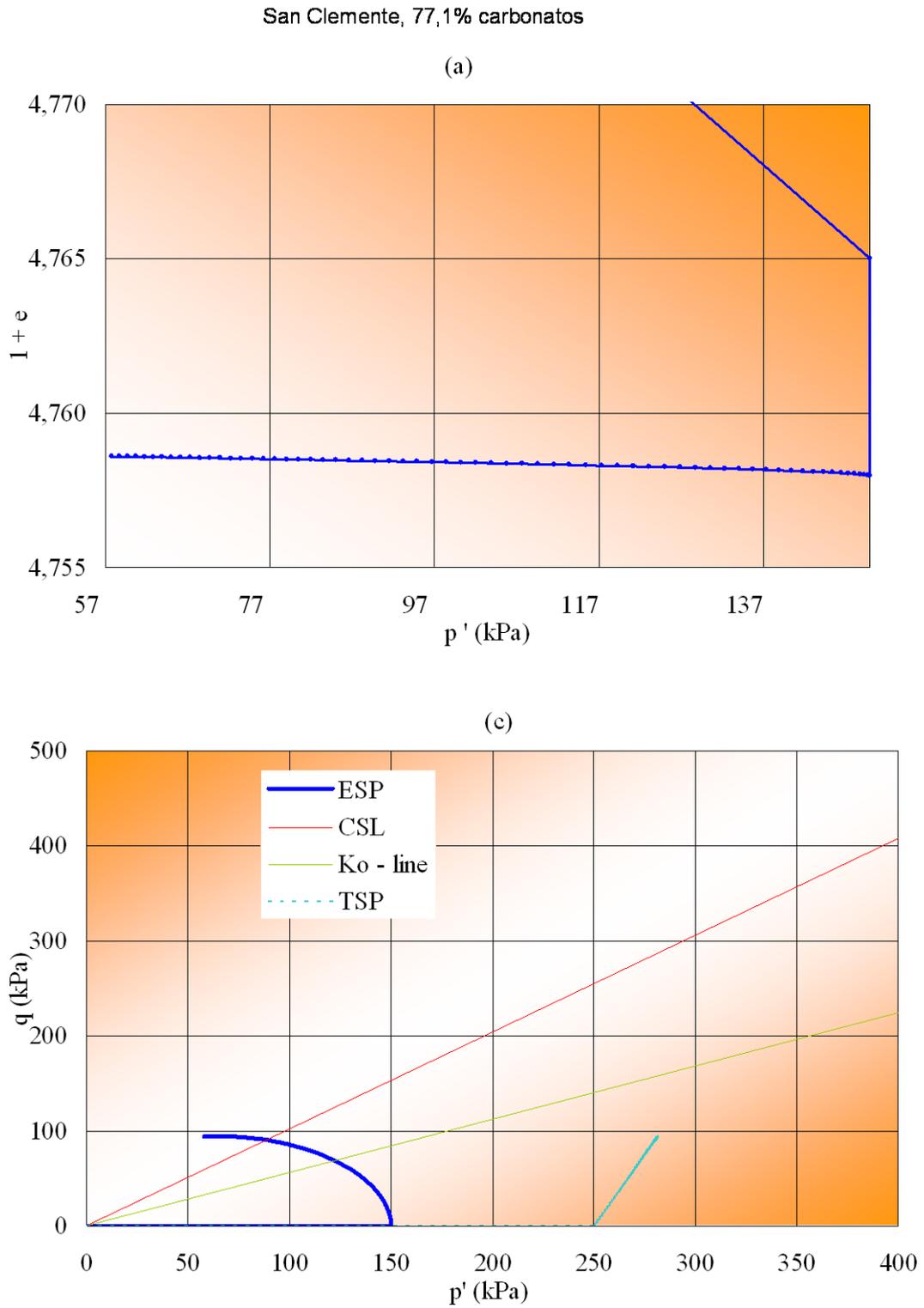


Figura 5.38(a). – Predicción del modelo con los datos experimentales según contenido en carbonatos superior al 60%.

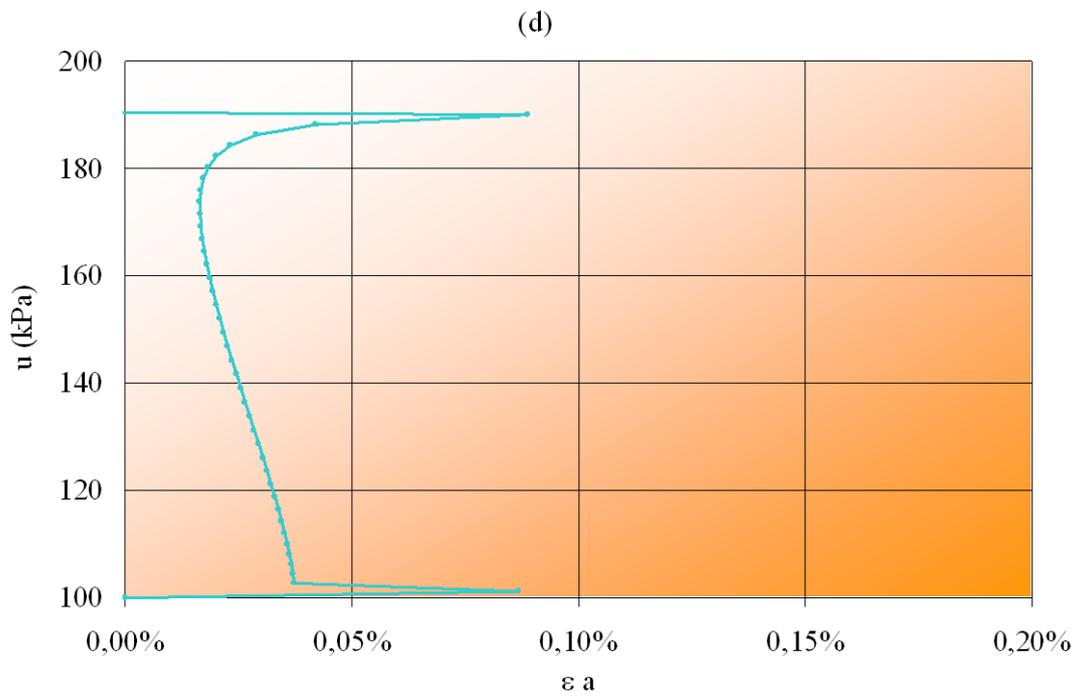
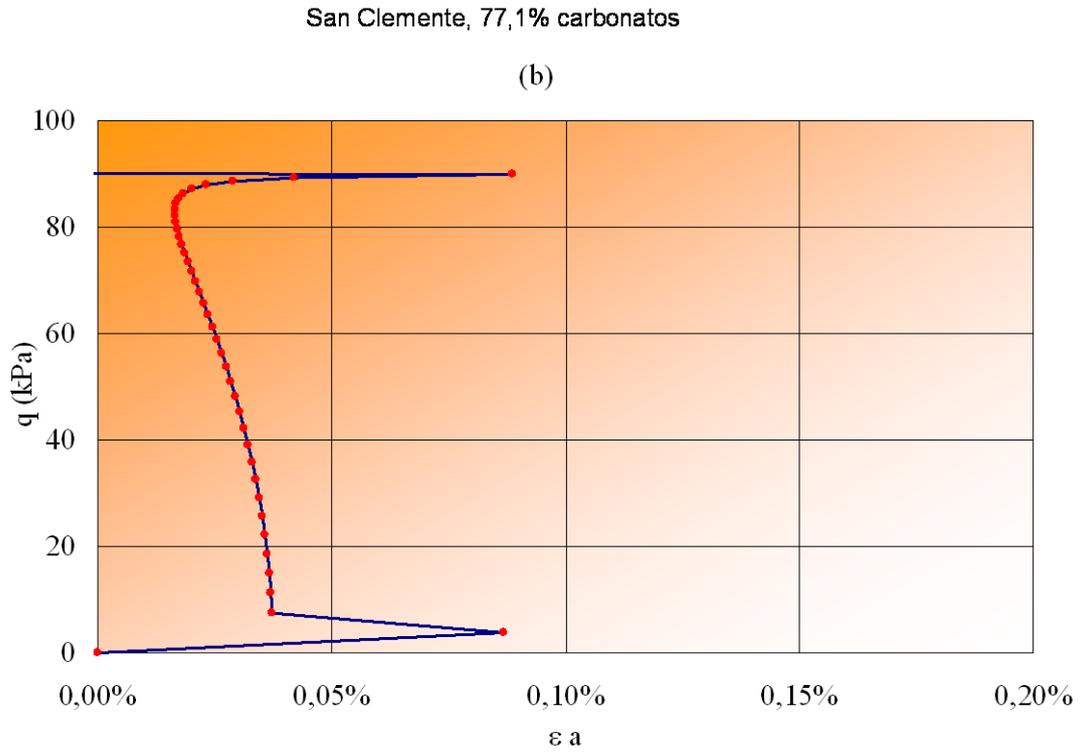


Figura 5.38(b). – Predicción del modelo con los datos experimentales según contenido en carbonatos superior al 60%.

### 5.5.3.5. – Consideraciones finales al modelo.

Se ha intentado establecer en este trabajo, junto a la caracterización profunda de las muestras estudiadas, un marco entre el comportamiento en el proceso deformación – presión aplicada y las propiedades geotécnicas de estos materiales.

Para esto se han calculado los diferentes parámetros que definen el modelo obteniéndose lo siguiente:

- ❖ Con los gráficos presentados de los diferentes parámetros presentados frente al contenido en carbonatos parece difícil ver tendencias claras de los carbonatos, con cualquiera de aquellos. No obstante, podemos sugerir los siguientes razonamientos:
  - En las canteras de la presa de San Clemente:
    - Se ve claramente la diferencia entre los datos de la cantera de Alameda y Cementerio. Fundamentalmente estas canteras se diferencian en el contenido en carbonatos, que produce una diferencia textural entre las dos.
    - En la cantera de Cementerio, para el parámetro  $K_0$ , dan valores claramente superiores a la cantera de Alameda.
    - El parámetro  $\lambda$ , se comporta de manera idéntica.
    - Los demás parámetros no definen ese mismo comportamiento dando rectas de tendencia iguales y con pendientes casi horizontales.
  - En las muestras de la cantera de la presa del Portillo:
    - el parámetro  $K_0$ , comprobamos también dos tendencias claras que pueden definirse como cambios texturales, superficiales entre las muestras, lo que nos demuestra como este parámetro es el más “sensible” a esta propiedad de todo el conjunto.
    - Los demás parámetros no definen ese mismo comportamiento dando rectas de tendencia iguales y con pendientes casi horizontales.
  - En las muestras de la cantera de la presa de Francisco Abellán:
    - el parámetro  $K_0$ , comprobamos también dos tendencias claras que pueden definirse como cambios texturales, esta cantera es la más “gruesa” de las tres zonas y en esta propiedad, la que más dispersión presenta.
    - Los demás parámetros no definen ese mismo comportamiento dando rectas de tendencia iguales y con pendientes casi horizontales.
- ❖ En cuanto a la predicción impuesta para estas muestras por el modelo, las conclusiones son casi idénticas pues se ve que en la presa de Francisco Abellán, que es la más arenosa, el modelo da resultados bastante “pobres” pues los gráficos que resultan son muy distintos a los que se presentan para cada muestra en los resultados experimentales, reales, presentados en los anexos correspondientes. Sin embargo si podemos decir que se predicen con bastante mejor correlación los resultados de la otras zonas estudiadas que son bastante más “arcillosas” que la anterior, lo que es lógico porque este modelo se ideó para muestras arcillosas principalmente.

Todo esto nos demuestra, que la respuesta es más compleja y se gobierna por varias variables implicadas unas con otras y no de forma sencilla, lo que corrobora lo dicho anteriormente. La relación entre los recorridos tensionales presentados en los ensayos

realizados no se ajustan suficientemente de cualquier forma, lo que nos hace pensar, que el modelo no contempla exactamente las características diferenciadoras de estos suelos margosos, aunque como presentan varios autores, para suelos arcillosos, el modelo si funciona bastante bien. Esta es una razón más que demuestra el vacío investigador en este tipo de suelos y que el papel del carbonato no es tan inerte como se da a entender.

Además en estos suelos, sometidos a carga sin drenaje, la respuesta de la carga no es independiente de los recorridos tensionales por lo que lo determinado bajo condiciones de simetría axial debe ser distinto a lo determinado para condiciones de rotura plana, siendo la primera la forma normal del estudio y la segunda, la más frecuente en las condiciones de campo. Esto hace aún más importante la caracterización de las variables y la buena elección de los parámetros del modelo frente a las condiciones y propiedades geotécnicas del suelo estudiado.

Lo estudiado corrobora la respuesta eminentemente cualitativa, para estos suelos, del modelo CAM – CLAY, al ilustrar la respuesta del suelo. Al incluir la CAM – CLAY en el cálculo de presiones intersticiales y deformaciones, en realidad lo que estamos haciendo es implicar en los problemas geotécnicos, programas de elementos finitos informáticos que en ocasiones se alejan del problema principal, geotécnico, para desplazarlo a un mero problema informático. Por esto la calidad de los cálculos depende de la buena interpretación de las características del suelo tratado y de los parámetros geotécnicos elegidos del modelo tratado. Pues se puede llegar a comparaciones que por hacerlas demasiado sencillas y simplistas pueden llegar a ser, sin tener total conciencia del problema, poco realistas.

## **5.6. – Conclusiones.**

La mayoría de los modelos usados para predecir comportamientos de los suelos con relaciones constitutivas ya están descritos en la literatura al uso; los principales, por los autores citados, (Uriel, 1978; Wood, 1994; Burland, 1990; Dapena, 1993; Oteo, 1995) y anteriormente (Skempton y Bishop, 1954; Murayama, 1985) todos ellos tratados en este trabajo.

En este trabajo se han dado solamente las directrices de estudio de los distintos parámetros de los diferentes modelos, para reflejar las posibilidades de predicción de estos, frente a los materiales carbonatados y la influencia de los carbonatos en la personalidad tenso – deformacional de estos suelos, y sus diferencias frente a otros tipos de suelos.

Podría pensarse que los desarrollos desde esta perspectiva de los modelos discutidos, podrían no explicar convenientemente los “misterios” presentados por las relaciones constitutivas.

Los principios y las hipótesis de los modelos usados son tan conceptuales que incluso se puede pensar que su desarrollo y presentación como conjuntos independientes y completos de ecuaciones puede parecer falso por el principio científico de pérdida de la “realidad”.

Cualquier cálculo en un diseño geotécnico requerirá, después de un concienzudo estudio, la elección del modelo que mejor explique la realidad.

Por ejemplo, los cálculos de un suelo típicamente asumen que el suelo es lineal y elástico y los cálculos de capacidad de carga, de igual forma, casi siempre asumen que el suelo es rígido y plástico y sabemos que las construcciones geotécnicas trabajando bajo carga, tendrán comportamientos que llegaran a ser en un momento lineales y elásticos y en otros rígidos y plásticos (Pérez, 2000).

En la elección del modelo, un ingeniero geotécnico deberá decidir que efectos serán los que primen para incluirlos en el modelo elegido. Por esto, la experiencia sobre el suelo es fundamental. En particular la presencia de carbonatos en el suelo, parece que desestabiliza el comportamiento “arcilloso” de los suelos explicados en el modelo CAM – CLAY, pensado para arcillas típicas.

Sin embargo el modelo hiperbólico si sigue un comportamiento lógico y además las correlaciones del contenido en carbonatos frente a los parámetros utilizados es buena explicándose aceptablemente los comportamientos de los suelos estudiados, pero no suficientemente, en cuanto a la variación del carbonato presente.

En cuanto al modelo armónico las consideraciones seguidas por los autores citados simplemente no son válidas para estos suelos dada la dificultad de poder calcular con precisión parámetros fundamentales de este modelo como por ejemplo la densidad crítica y la densidad discriminante, por los procesos dúctiles que presentan la mayoría de estos suelos. Se deja para futuros estudios la profundización en estos conceptos que podrían dar, al final, un modelo que prediga bien el comportamiento de estos tipos de suelos. La correlación entre los parámetros presentados y los carbonatos “hablan” favorablemente en este sentido.

Como resumen, habría que dejar claro que no es el fin de este trabajo la definición de un modelo original, sino el estudio de los que hay. Se ha demostrado, que el “hecho marginoso” no se tiene en cuenta en ninguno de ellos suficientemente, aún cuando es un material principal en la construcción, y, por tanto, en la ejecución de los núcleos de las presas de materiales sueltos y en infinidad de zonas de cimentación a lo largo de este país.

# **CAPÍTULO VI**

## **SUMARIO**



## VI. – SUMARIO.

### 6.1. – Características geológicas de los yacimientos estudiados; características de las presas construidas.

Desde el aspecto geológico se ha efectuado un profundo estudio de la ubicación de las cerradas, así como de las canteras utilizadas. Brevemente podemos decir:

La Presa de San Clemente: Desde el punto de vista estratigráfico, como vemos en los cortes del plano 3, tanto en el Prebético como en el Subbético afloran terrenos desde el Triásico hasta el Neógeno. Terrenos detectados que pertenecen todos ellos al conjunto de grandes unidades tectónicas llamadas “Zonas externas”, que comprenden el Prebético y el Subbético.

En el Subbético están incluidos terrenos del Triásico, Jurásico y Cretácico inferior y en el Prebético el Cretácico, Eoceno y Mioceno.

En concreto, los materiales con los que se ha ejecutado el núcleo impermeable, pertenecen a dos afloramientos.

En el primero los materiales pertenecen al Prebético y corresponden a una formación de margas y margocalizas del Cretácico Urgo Aptense no tan dolomitizadas, como correspondería a las series intermedias de Sierra Seca. Presenta un contenido muy importante de carbonatos, y una mezcla casi al 50% de esmectitas e illitas con trazas de caolinitas como minerales de la arcilla. El contenido en finos <0,08 mm es superior al 85% siendo como termino medio el tanto por ciento de arcilla del 39.2% y el de arenas 15%.

Otro afloramiento esta situado en el vaso; en él los materiales pertenecen al Prebético Miocénico Burdigaliense y corresponden a margas rosado – grisáceas de raíz marina presentando localmente niveles de calizas arrecifales y en disposición discordante sobre los materiales anteriores. Presenta un contenido de carbonatos del 74,5%, y una mezcla de esmectitas e illitas en relación de 1 a 3 con un contenido de caolinitas más importante que en el caso anterior, como minerales de la arcilla. El contenido en finos <0,08 mm es superior al 98% siendo como termino medio el tanto por ciento de arcilla del 42.2% y el de arenas 2%.

La Presa de Francisco Abellán, se enmarca en la depresión de Guadix, en terrenos de edad Mioceno Superior Tortoléense, los cuales se encuentran rodeados tanto de terrenos metamórficos, de edad paleozoica, como jurásicos en la zona de Diezma y Darro. La estructura en la zona del río Fardes que nos ocupa, es la de un borde de cuenca progredante, siendo la cuenca bastante pobre en aportes terrígenos, y situándose discordante sobre el sustrato paleozoico o sobre la Formación La Peza. Su límite superior lo constituye la discordancia que separa el Tortoniense de la Formación Guadix. El excepcional afloramiento de la Formación Molicias en el río Fardes permite estimar el descenso del nivel del mar como consecuencia de la gran regresión del Tortoniense terminal de esta zona, en un mínimo de 100 m.

Como hemos dicho, los terrenos son de edades muy diversas, pues van desde el Paleozoico del zócalo que aflora al NW del cortijo de los Alamillos, a los términos más modernos del Tortoniense, por no citar el cuaternario de los pies de monte, el material de

las ramblas y las terrazas actuales. La litología del zócalo es de filitas y dolomías Alpujárrides. Estratigráficamente aparece después una serie de calizas mesozoicas, indudablemente alóctonas, las cuales afloran al N del cortijo de los Alamillos, rodeadas por el Burdigaliense de la Formación Alamillos (margas grises, brechas y conglomerados) y por el Serravalliense de la Formación La Peza (margas grises con yesos). La Formación La Peza marca el paso del Burdigaliense al Tortoniense basal, cuyos tramos inferiores son de la Formación Morollón, estando ocupado todo el Serravalliense por las antes citadas margas grises con yesos y quizás los conglomerados, pues las calizas travertínicas son ya Tortonienses. Sobre la Formación La Peza, integrada por margas grises con yesos, conglomerados, arena, limos y calizas travertínicas, aparece la Formación Morollón en su miembro margoso, integrado por margas y limos grises con ostreidos.

La cantera para material de prestamos se ha explotado a lo largo de la variante que une la A – 92 con el municipio de la Peza; la traza se desarrolla por la Formación Guadix, con arcillas, limos arenas y algunos niveles, poco frecuentes, de conglomerados todo ello con estratificación horizontal. Otra parte se desarrolla por materiales de la Formación Molicias ya comentada, con niveles limolíticos cuya potencia decrece al subir topográficamente y cronológicamente en la serie,

Se han utilizado dos tipos de materiales, Uno perteneciente a la formación Guadix, que junto a conglomerados, arenas y costras, aflora en forma de arcillas arenosas de color beige, que corresponden a un depósito fluvial propio de llanuras de inundación perteneciendo en conjunto al Plioceno y Pleistoceno.

El segundo corresponde a un potente paquete de limos arcillosos, con trazas de yesos, de génesis continental perteneciente al Tortoniense superior. Messiniense.

El contenido carbonatado, en las dos canteras, no supera el 25% del total expresado en peso seco, y dentro de la fracción arcillosa, el componente principal es de la familia de las illitas. Presentan una proporción equilibrada de illita y caolinita con contenidos en montmorillonita y algo (trazas) de cuarcitas y calcitas. Desde el punto de vista geológico podemos hablar de suelos carbonatados, sedimentarios. El contenido de finos menores de 0,08 mm, es del orden de 57% en el tipo de la formación Guadix y del orden del 68% en las del tipo del Messiniense, siendo el resto arcilla (del orden de 20% en las primeras y del orden del 35% en las otras) y arena (32% y 21% respectivamente).

Por lo que la definición geológica se puede quedar como Arcillas Margoso – limosas, arenosas consolidadas no cementadas.

Para la Presa del Portillo, se diferencian tres tipos de facies en el Cretácico: Una de margocalizas y areniscas del Cretácico medio-inferior. Un tramo medio de calizas detríticas, al que se asimila la barra caliza del "Portillo" junto a la cerrada. Un Cretácico medio-superior en facies Flysch. Es importante hacer notar que, estratigráficamente superior a los dos anteriores se encuentra un potente paquete de margas crema de varios cientos de metros de espesor, de edad Aquitaniense – Burdigaliense. Este paquete intercala de forma irregular niveles de "silexitas" (margas sicilificadas) de decenas de metros a veces.

Las directrices estructurales de la zona son netamente. NNE - SSO, es decir subparalelos a las directrices generales de las Zonas Externas Béticas aunque con una marcada

desviación hacia el N - S. El estilo tectónico general es el de pliegues escamados y netas escamas cabalgantes longitudinales a la directriz dominante indicada y con vergencia uniforme hacia el NO. El límite occidental del Cretácico es también claramente cabalgante sobre el Mioceno margoso. El estilo estructural de esta zona es una sucesión de escamas cabalgantes, donde se repiten sucesivamente las series Cretácico Inferior; Cretácico Superior. Como síntesis, el área de estudio se enclava totalmente en las series margosas del Cretácico y Mioceno.

Es el Cretácico Superior, el tramo principalmente afectado por el presente estudio entre el paredón calizo y el cauce, donde pueden medirse unos 300 - 350 m de espesor, si bien existen laminaciones en el contacto con las calizas y en el contacto con la serie miocénica cabalgada por la cretácica, por lo que tal espesor puede ser notablemente mayor. La litología predominante es una alternancia de margas y calizas margosas (biomicritas) de colores gris - azulado, en estratos de unos 20 cm y en proporciones semejantes de uno y otro contenido.

Los materiales de préstamo usados se sitúan en su totalidad dentro del Cretácico Inferior y en concreto se consideró, como más adecuada, la zona de lomas situada entre los barrancos Lande y Morcillo. En ellos afloran son las margas de color crema - grisáceo, aspecto arcilloso y muy deleznable en la zona de alteración. Esta zona varía entre 2 y 4 m de profundidad. Debajo las margas son de color gris oscuro, muy compactas pero que se alteran y desmenuzan con facilidad a los pocos días de permanecer a la intemperie en las escombreras de las calicatas. En general son masivas, con algún nivel decimétrico más duro (calcáreo). Estos niveles constituyen, en lo que se ha podido observar, menos del 10% de la masa total y su contenido en carbonatos es del orden del 45-70 %, porcentaje sensiblemente superior al resto de las margas ya que el intervalo en el que se encuentran los carbonatos de las margas estudiadas, es del 25 al 35% referido a carbonato cálcico, sobre suelo total seco. En la base de las lomas de esta área de préstamos existe una aureola que se ha cartografiado como suelos margosos aterrazados, de naturaleza margo-limosa, que se consideró también aprovechables para el núcleo. La zona de préstamos estudiada ocupa una superficie de 8 - 9 Ha, que da un volumen de material, para núcleo, estudiado del orden de 450.000 m<sup>3</sup>. La fracción menor de 2 $\mu$ , está compuesta en un caso por minerales del grupo de las illitas en su mayor parte, con contenidos menores de caolinitas y montmorillonitas, y en el otro no suponen grandes diferencias con el anterior, solo reseñar la presencia de minerales del grupo de la silexita que le confieren algo más de dureza, además de un mayor porcentaje de montmorillonita.

En cuanto a las características de las presas estudiadas, la Presa de San Clemente tiene una altura de 91,5 m, y una longitud de coronación de 580 m. Siendo el volumen total de los materiales empleados de 2.100.000 m<sup>3</sup>. En otro orden de cosas, el aliviadero que se sitúa en el estribo izquierdo, consta de tres vanos cerrados, por compuertas Taintor de 8 m x 4 m con desarrollo curvo. Posee desagües de fondo y de riegos con conductos de 1,80 m de diámetro, que se alojan a lo largo del túnel de desvío. Mecanizándose con cierre aguas arriba compuesto de compuertas vagón accionadas desde una torre de toma, y válvulas compuerta más válvulas Howel - Bungler, de regulación, aguas abajo.

La Presa del Portillo tiene desarrollo curvo de 83 m de altura y una longitud de coronación de 327,30 m. El volumen total de materiales empleados es de 1.286.245,00 m<sup>3</sup>. Posee un aliviadero en el estribo derecho de un solo vano y de labio fijo con canal de descarga y cuenco amortiguador, siendo el caudal de cálculo de 500 m<sup>3</sup>/s. Presenta dos desagües de fondo y de riego con una diferencia de cota entre ellos de 4 m y un diáme-

tro de tubería de 1,60 m cada uno que se alojan a lo largo del túnel de desvío del río. Mecanizándose con cierre aguas arriba de compuertas "vagón", accionadas desde una torre de toma, teniendo aguas arriba válvulas compuerta más válvulas Howell - Bunger, con una capacidad de desagüe a M.E.N. de  $65 \text{ m}^3/\text{s}$ , de regulación aguas abajo.

La Presa de Francisco Abellán es de desarrollo curvo como la anterior, con una altura sobre cimientos de 98 m, y anchura en coronación de 13,5 m; la longitud de la coronación es de 244 m, y el volumen total de materiales empleados es de  $1.934.000,00 \text{ m}^3$ . Presenta dos desagües de fondo con un diámetro de cada uno de ellos de 1,60 m diseñándose aguas arriba con compuertas Vagón y Howell – Bunger aguas abajo, con un caudal a M. E. N. de  $60 \text{ m}^3/\text{s}$ .

## **6.2. – Propiedades Ingenieriles de los materiales de ejecución de los núcleos.**

Los datos que se presentan, se engloban en un solo apartado que se va a definir como material para acopio intermedio. Se han aglutinado todos aquellos que nos van a caracterizar las propiedades índice, las propiedades químico – geológicas, las variables de capacidad, mecánicas o tenso – deformables, y otras variables geotécnicas.

### **6.2.1. – Propiedades índice.**

**Para la presa de San clemente.** Se han ensayado 60 muestras dando como resultado: Humedad natural 15,82% con desv. Típica 3,07; Densidad máxima  $1,708 \text{ gr/cm}^3$  con desv. Típica 0,048; Humedad óptima 18,30% desv. Típica 1,58; Tamaño máximo 10,1 mm desv. Típica 7,1; Fracción menor de 0,08 mm 90,76% desv. Típica 6,4; Límite líquido e Índice de plasticidad 43,82% y 25,03% respectivamente con desv. Típica 5,01 y 3,85 en los dos casos; por último el Índice de Actividad es de 0,59.

**Para la Presa del Portillo.** Se han ensayado 85 muestras dando como resultado: Humedad natural 14,62% con desv. Típica 2,07; Densidad máxima  $1,85 \text{ gr/cm}^3$  con desv. Típica 0,05; Humedad óptima 14,4% desv. Típica 1,17; Tamaño máximo 17,01 mm desv. Típica 10,48; Fracción menor de 0,08 mm 82,32% desv. Típica 11,11; Límite líquido e Índice de plasticidad 31,94% y 14,33% respectivamente con desv. Típica 3,31 y 3,23 en los dos casos; por último el Índice de Actividad es de 0,57.

En este caso no se observa una diferencia grande entre las muestras que pudiera dar pie a una zonificación de las mismas como en el caso anterior.

**Para la Presa de Francisco Abellán.** En total se han ensayado 48 muestras, que a diferencia de los resultados ya vistos, en estos materiales tenemos una gran uniformidad textural, están compuestos por una mezcla de arcilla limo y arena donde a fracción limoso – arenosa es la que predomina. El  $\% < 0,08 \text{ mm}$ , fracción limoso arcillosa, supone de promedio el 61,5%, con un contenido inferior al  $2 \mu$  del 25,87.

Se han ensayado 48 muestras dando como resultado: Humedad natural 14,27% con desv. Típica 2,67; Densidad máxima  $1,81 \text{ gr/cm}^3$  con desv. Típica 0,04; Humedad óptima 15,0% desv. Típica 1,44; Tamaño máximo 17,21 mm desv. Típica 7,14; Límite líquido e Índice de plasticidad 31,41% y 12,96% respectivamente con desv. Típica 2,09 y 1,67 en los dos casos; por último el Índice de Actividad es de 0,54.

### 6.2.2. – Propiedades físico – geotécnicas.

**Para la Presa de San Clemente.** Se han realizado 36 ensayos de permeabilidad, los valores calculados para la constante de permeabilidad se mueven en una banda de variación que va desde  $2.45 \cdot 10^{-9}$  a  $8.1 \cdot 10^{-8}$ . Estando la gran mayoría de los datos en una estrecha banda entre  $8.0 \cdot 10^{-9}$  y  $1.6 \cdot 10^{-8}$ . De ensayos de dispersabilidad, se han realizado 34 ensayos dando como resultado un 100% de ND-1, siendo el caudal máximo inferior a 3.5 l/s en todos los casos con un margen de variación entre 3.14 l/s y 1.58 l/s. Esto explica el predominio de la fracción arcilla sobre la fracción limosa y el efecto de “hardening” que se produce en estos suelos fuertemente carbonatados. De peso específico se han efectuado 46 ensayos, obteniéndose dos picos diferenciados en  $2.62 \text{ gr/cm}^3$  y  $2.69 \text{ gr/cm}^3$ . Esto es obvio teniendo en cuenta que la naturaleza mineral de las partículas, va a decidir el resultado de este ensayo. Esta será algo distinta ya que el material, como se ha explicado anteriormente, procede de dos canteras diferentes.

**Para La Presa del Portillo.** Se han ensayado 48 muestras, la constante de permeabilidad tiene un valor medio de  $1,3 \cdot 10^{-7} \text{ cm/s}$  y todos los datos se encuentran entre  $\pm 10$  puntos en términos porcentuales de la permeabilidad media. La homogeneidad observada en este conjunto de muestras no es tan clara como en la anterior, observándose alguna dispersión incipiente entre estas, debido a la naturaleza no tan limosa y al aumento de la fracción arenosa.

Se han efectuado ensayos de dispersabilidad, a 48 muestras. De los datos obtenidos se puede decir que las muestras ensayadas presentan una dispersabilidad débil a nula observándose un aumento de caudal respecto al conjunto de muestras anterior teniendo un 5 % de muestras que presentan un índice de ND con un caudal máximo de 3,9 l/s. El aumento de la fracción arenosa y disminución de la fracción arcillosa será la responsable de este dato.

Se realizaron 48 ensayos de peso específico de las partículas sólidas, resultando un valor máximo calculado de  $2,73 \text{ kg/cm}^3$  y un mínimo de  $2,63 \text{ kg/cm}^3$ . Presentando la gráfica de frecuencias un solo pico, lo que da idea de la uniformidad mineralógica de la zona que redonda en la representatividad de la misma, para explicar el fenómeno estudiado

**Para la Presa de Francisco Abellán.** Se han realizado estudios de permeabilidad en 38 muestras de esta zona, los datos recogidos en estos ensayos dan un valor medio de la constante de permeabilidad de  $7,83 \cdot 10^{-7} \text{ cm/s}$ , con un máximo de  $1,96 \cdot 10^{-5} \text{ cm/s}$ , y un mínimo de  $1,03 \cdot 10^{-8} \text{ cm/s}$ . La presencia tan importante de arenas que resultan de fragmentos limolíticos cementados y otros areniscosos, afectan de una manera importante la permeabilidad y las características del flujo del agua en el conjunto de estas muestras. Esto nos hace sospechar encontrarnos con un comportamiento típico de un material sobre consolidado. En este caso no se observa el efecto de la producción de  $\text{CO}_2$ , al reaccionar el carbonato de la muestra con las aguas puras de percolación, aunque si puede ser explicado este aumento de permeabilidad al “destaponamiento” de los vacíos por lixiviación de los materiales gruesos ya comentados con un aumento claro de la proporción limosa en el conjunto por pérdida de esta fracción arenosa.

Se han efectuado 48 ensayos de dispersabilidad, que por término medio nos dicen que estas muestras presentan dispersabilidad nula a baja siendo en algunos casos aislados media debido al caudal de salida y no a la turbidez que presentaba el efluente, con un caudal máximo de  $3,62 \text{ cm}^3/\text{s}$ , siendo el promedio del mismo de  $2,88 \text{ cm}^3/\text{s}$  como se observa, es totalmente comparable al resultado de la cantera anterior.

Se realizaron 48 ensayos de peso específico de las partículas sólidas por el método normalizado N.E.L.C. 16.05a, (picnómetro) como ya se ha dicho, presentándose un peso medio de,  $2,7 \text{ gr}/\text{cm}^3$ , con un máximo de,  $2,78 \text{ gr}/\text{cm}^3$ , siendo bastante uniforme la muestra en general.

### 6.2.3. – Propiedades de capacidad portante.

**Para la Presa de San Clemente**, se han realizado 36 ensayos triaxiales. Los parámetros de tensión efectiva desarrollados para este material arcilloso limoso, en cuanto al ángulo de rozamiento interno efectivo,  $\phi'$ , varía en una banda que va desde  $34,9^\circ$  a  $15,50^\circ$  y la cohesión efectiva,  $c'$ , entre un valor máximo de  $0,45 \text{ Kg}/\text{cm}^2$  y un mínimo de  $0,10 \text{ Kg}/\text{cm}^2$ .

Se han realizado ensayos de corte directo para el cálculo de los parámetros residuales. efectuándose 20 ensayos. El valor del ángulo de rozamiento interno residual, varía entre  $10,2^\circ$  a un valor máximo de  $20^\circ$  y la cohesión residual se mueve en una banda que va desde un máximo de  $0,4 \text{ Kg}/\text{cm}^2$ , a un valor mínimo de  $0,02 \text{ Kg}/\text{cm}^2$ . Siendo su valor medio de  $0,04 \text{ Kg}/\text{cm}^2$ .

Se han efectuado 36 ensayos edométricos Los valores del índice de compresión vertical,  $c_v$ , obtenidos en el ensayo se mueven en un rango de valores de  $0,70 \times 10^{-4}$  a  $1,2 \times 10^{-5}$  con un valor medio de  $3,1 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ , los valores de presión de preconsolidación presentan un valor medio de  $1,26 \text{ Kg}/\text{cm}^2$  entre una banda de  $0,60 \text{ Kg}/\text{cm}^2$  a  $2,05 \text{ Kg}/\text{cm}^2$ .

**Para la Presa del Portillo**, Se han realizado 48 ensayos triaxiales, el ángulo de rozamiento interno efectivo tiene un valor medio de  $25,85^\circ$  con un valor máximo de  $32^\circ$  y un mínimo de  $17^\circ$  en cuanto a la cohesión efectiva, se mueve entre los valores  $0,57 \text{ Kg}/\text{cm}^2$  a  $0,07 \text{ Kg}/\text{cm}^2$ , con un valor medio de  $0,21 \text{ Kg}/\text{cm}^2$ . A diferencia de las anteriores muestras, estas que nos ocupan dan resultados más dúctiles; para esto nos basamos en la deformación máxima a la rotura. Esto solo es explicable por la disminución en el contenido en carbonatos ya que los demás parámetros (aumento de la fracción arena y disminución de la fracción arcilla) deberían dar roturas más frágiles.

Para los parámetros de resistencia residual se han efectuado 20 ensayos de corte anular, en donde: El valor del ángulo de rozamiento interno residual varía entre  $8,2^\circ$  y  $17^\circ$  y la cohesión residual se encuentra entre los valores  $0,3 \text{ Kg}/\text{cm}^2$  a  $1,8 \text{ Kg}/\text{cm}^2$ , con un valor medio de  $0,45 \text{ Kg}/\text{cm}^2$ . Como vemos tiene el mismo resultado relativo que el obtenido en los parámetros de pico. Lo que esta de acuerdo con que la fracción calcárea de tamaño limo, parece ser la que gobierna esta la dependencia entre la variabilidad de la cohesión y el ángulo efectivo de rozamiento residual.

Para el ensayo edométrico se han ensayado 48 muestras, podemos comprobar que las humedades medidas al final del ensayo de consolidación a grandes presiones (mayor de

10 Kg/cm<sup>2</sup>),  $W_F$ , se mueven entre unos valores muy parecidos a los que ya habíamos encontrado en las muestras que provienen de las canteras de San Clemente, aunque en una banda mas estrecha aún con un valor máximo de 19,2 % y un mínimo de 15,3 %. La representación de las distintas curvas edométricas para las muestras tipo en cuanto al % de carbonatos, indica que para estos materiales, igual que en el caso anteriormente estudiado, la dependencia entre el índice de poros y el logaritmo de la presión efectiva para presiones altas, deja de ser lineal en función del contenido en carbonato. Los valores del índice de compresión vertical,  $c_v$ , obtenidos en los ensayos están comprendidos entre un máximo de  $3,1 \cdot 10^{-3}$  cm<sup>2</sup>/s, y un mínimo de  $1,04 \cdot 10^{-4}$  cm<sup>2</sup>/s., siendo el valor medio de  $4,44 \cdot 10^{-4}$  cm<sup>2</sup>/s, claramente superiores a los calculados para las muestras de las canteras anteriores lo que demuestra la clara dependencia entre compresión y carbonatos;

**Para la Presa de Francisco Abellán.** Se han realizado 38 ensayos triaxiales, en los que el ángulo de rozamiento interno efectivo tiene un valor medio de 25,22°, siendo la cohesión efectiva media de 0,28 Kg/cm<sup>2</sup>. Además del factor  $K_0$  de compresión para estas muestras de 1,041. Se distinguen en estas muestras, a diferencia de las anteriores, un comportamiento algo más frágil en cuanto a la rotura producida con valores algo mas acusados en presión intersticial y para la tensión desviadora. Este comportamiento se demuestra bastante mejor observando los valores encontrados para el coeficiente de presión intersticial. A diferencia de otras canteras, la uniformidad en los datos es muy acusada, bastante más que en las otras canteras estudiadas, en esta cantera también vemos que para tensiones normales de consolidación isotrópica, los recorridos hasta la rotura elástica tampoco son verticales, pues tienden a cambiar su dirección desde la parte izquierda de la gráfica para presiones pequeñas, pendientes negativas, a la parte derecha de la misma para grandes presiones, pendientes positivas. Esto nos puede dar a entender que el efecto, ya comprobado y comentado en los anteriores casos, se vuelve a producir en estas muestras. Lo que nos corrobora la importancia en este fenómeno de la fracción carbonatada arenosa.

Se han efectuado 20 ensayos de corte anular para caracterizar los parámetros residuales en ellos, la correlación entre la resistencia residual con el tipo de arcilla y el % de carbonatos se ve poco clara. En este caso la variación de la cohesión efectiva con los carbonatos no se ve tan clara como en el anterior estudiado, lo que nos da a entender que para contenidos de poca importancia, los mecanismos que gobiernan estos fenómenos son más bien texturales que químico – físicos.

La cohesión residual tiene un valor medio de 0,077 Kg/cm<sup>2</sup>, con una desviación estándar de 3,79, mayor que en los otros casos. La correlación existente entre el ángulo de rozamiento interno residual en presiones efectivas y el % de carbonatos es en este caso la mejor de todas las baterías de ensayos y para esta litología. Obteniéndose un valor medio de 18,62° en una banda de 21,66° a 13,22°.

El ensayo edométrico realizado a 38 muestras dan valores las humedades medidas al final del ensayo de consolidación a grandes presiones (Mayor de 10 Kg/cm<sup>2</sup>),  $W_F$ , se mueven entre unos valores más bajos que los observados en las dos presas anteriores, con un valor máximo de 17,4 % y un mínimo de 12,7 %, lo que corrobora lo expuesto, en cuanto a la fracción arenosa. La forma de la curva edométrica para estas curvas reproduce comportamientos areno limosos, siendo menos comprensibles que las anteriores lo que pone de manifiesto otras propiedades como la textura del material, igual que el caso anterior.

Los valores del índice de compresión vertical,  $c_v$ , obtenidos en los ensayos están comprendidos entre un máximo de  $1,04 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ , y un mínimo de  $1,79 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ . Siendo el valor medio de  $4,30 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$  muy parecidos a los calculados para las muestras de la cantera anterior lo que demuestra la clara dependencia entre compresión y la textura en función de los carbonatos; además de otras variables, estos valores ponen de manifiesto que la compresibilidad de estas muestras es ligeramente menor que la de las anteriores.

### **6.3. – Estudio del contenido en carbonatos.**

Se ha efectuado un profundo análisis de los métodos usados para calcular la concentración de carbonatos en los suelos. De este estudio se ha sacado la siguiente conclusión:

Sobre la base del error calculado, representado frente a los valores encontrados para cada método estudiado, la precisión relativa del método es función de la concentración analizada en cada caso. A concentraciones bajas los métodos instrumentales, fotometría de llama entre ellos, son bastante más precisos. Aunque siempre hay que decir que los métodos estudiados entran dentro de la precisión exigida en el primer corte ya comentado.

A estas concentraciones el método del Calcímetro de Bernard, da siempre valores por defecto del valor verdadero, siendo en esta franja donde encontramos los errores máximos calculados para el mismo; todo esto nos hace pensar que estamos ante el umbral de precisión del método. Por el contrario, para estas concentraciones, el método de Complejometría con EDTA y el método de fotometría de llama se presentan bastante exactos con errores encontrados máximos para este tramo, de 0,46% para el EDTA y 0,10% para la fotometría de llama.

La concentración que define un cambio en la tendencia del error encontrado, de una manera global para los tres métodos, se puede fijar en el 40 % de carbonato cálcico sobre suelo total seco.

Según este último razonamiento, aunque globalmente el método de la fotometría de llama se presenta como el método más preciso, exhibe un acusado desequilibrio entre bajas y altas concentraciones. El método del calcímetro de Bernard presenta una precisión global algo mayor que el anterior, 2,43% frente a 2,25%, pero presentando una uniformidad entre todas las medidas muy importante, que le confiere gran repetitividad; esto unido al hecho de presentar un error máximo de 5,20% muy inferior al 6,3% que presenta el anterior, hace de este el método globalmente el más preciso. Por todo lo anterior es claro que el método del Calcímetro de Bernard es el más idóneo.

#### **6.3.1. – Contenido de carbonatos en las canteras analizadas, rango estudiado.**

Los datos estudiados en las tres canteras se ha sacado a partir de 251 muestras ensayadas provenientes de las tres Presas estudiadas, lo que implica un muestreo representativo del contenido en carbonatos que cubre todo el espectro que se intenta estudiar. Este contenido de carbonatos varía entre el 0% al 70%, referido este % a carbonato cálcico.

En la Presa de Francisco Abellán, la distribución de frecuencias del contenido en carbonatos sigue la tendencia marcada por los demás parámetros geotécnicos presentando una campana muy uniforme con un solo pico lo que demuestra la litogénesis común de las muestras utilizadas. Su contenido en carbonatos va desde valores al nivel de trazas, 9,32% de carbonato cálcico, a un 25,6% de carbonato cálcico como valor máximo.

En la Presa del Portillo, comprobamos una uniformidad bastante más grande que el anterior; en este todos los datos se encuentran entre los valores máximo y mínimo que representan a la población, lo que nos demuestra el origen común de todas las muestras analizadas. Esta cantera cubre la banda intermedia del espectro de materiales carbonatados del estudio, va desde un mínimo de 16,7 % a un máximo de 42 %, teniendo un valor medio de 32,68 % con una desviación típica del 6,3 %.

Por último las canteras de la Presa de San Clemente representan el extremo superior de la banda del estudio; Esta cantera cubre la banda superior del espectro de materiales carbonatados del estudio, va desde un mínimo de 31,36 % a un máximo de 77,15 % teniendo un valor medio de 53,50 % con una desviación típica del 10,55 %.

#### **6.4. – Composición mineralógica de las canteras.**

Una aproximación al conocimiento del comportamiento geotécnico de los materiales margosos estudiados, se ha realizado a partir del análisis de la composición mineralógica de las margas.

##### **6.4.1. – Mineralogía global.**

Las margas de la presa de Francisco Abellán tienen una composición global compuesta en términos medios por 46 % de arcillas, 34 % de fase detrítica formada por el cuarzo y feldespatos y 20 % de carbonatos (calcita + dolomita) y yeso. Los porcentajes de calcita y dolomita son iguales y no sobrepasan el 10 %, mientras que el cuarzo es tres veces superior a éstos. Se puede decir que la fracción limosa se debe principalmente a las areniscas bioclásticas con textura “Sandstone” que intercalan la zona.

La composición global de las margas gris-amarillentas con intercalaciones de yeso de las canteras de la Presa del El Portillo, está formada en valores medios de 21 % de arcillas, 42 % de cuarzo y feldespatos y 37 % de carbonatos y yeso. El cuarzo es dos veces superior a la calcita y dolomita por lo que la fase inerte de estos suelos está ligada en gran medida a las arenas y limos y con mayor importancia a las calizas biogénicas que forman el substrato de la misma, en numerosos puntos del sector, y le confieren un aspecto limo-arcilloso de cohesión acusada, la textura que presentan es del tipo “Limestone” debido a la alteración de las calizas Jurásicas subyacentes.

Las arcillas calcáreas con yeso de las canteras de San Clemente, se componen en porcentajes medios, de 10 % de arcillas, 15 % de cuarzo y feldespatos y 75 % de carbonatos y yeso. Lo que indica que el parecido con las margas de las canteras de El Portillo es más que evidente, pues como en aquellas, hay un incremento en la fase carbonatada y una disminución en la detrítica. En la fase carbonatada, el yeso es aquí más abundante pues puede llegar al 4 % del peso total seco en ciertos casos, sin embargo la dolomita con un valor medio del 34 % tiene una proporción menor, siendo la calcita la más abundante de todo el conjunto con el 70% de esta fracción.

#### **6.4.2. – Mineralogía de arcillas.**

Los principales minerales arcillosos presentes en las arcillas arenoso margosas de la Presa de Francisco Abellán son las esmectitas (54 % en valores medios), seguidos por la Iilita (33 %) y en bajos porcentajes la caolinita (12 %).

Las calizas margoso limosas de las canteras de la presa del Portillo presentan unas mezclas arcillosas poli minerales en los cuales predomina la Iilita (51 % en valores medios) sobre las esmectitas (36 %) y la caolinita (13 %).

La fase arcillosa de las calizas margosas de la presa de San Clemente muestran igual que en el caso anterior mezclas arcillosas poli minerales en las que el predominio de la Iilita sobre las esmectitas y la caolinita es claro, con unos valores medios respectivamente de 42 %, 35 % y 23 %.

En conjunto podemos decir:

En las canteras estudiadas, se constata la existencia de los minerales no arcillosos siguientes: cuarzo, feldespatos, calcita, dolomita y yeso. Y trazas de mica, siendo la calcita y el cuarzo predominante sobre los otros minerales, en las margas de San Clemente y Portillo con trazas de yeso mucho más abundante en San Clemente, mientras que en las margas de Fco Abellán, dominan la dolomita y el cuarzo, y en menor proporción la calcita.

La fase arcillosa varía de 46 % a 10 % desde la cantera San Clemente a la cantera Fco Abellán de textura más gruesa. Los principales minerales presentes son en el orden de importancia decreciente, Iilita, caolinita y esmectitas en Francisco Abellán y Iilita, esmectitas y caolinita en Portillo y San Clemente, siendo en esta última cantera la concentración de esmectitas superior a todas las demás.

#### **6.5. – Composición química.**

Se ha efectuado un estudio sobre 20 muestras pertenecientes a una población representativa del conjunto de canteras estudiadas dando los siguientes resultados:

El incremento de  $Al^{3+}$ , en la presa de F<sup>co</sup> Abellán como podemos ver, se incrementa claramente sobre las otras litologías estudiadas.

En el ión  $K^+$ , no se aprecia en ninguna de las canteras estudiadas valores altos o que supongan diferencias sustanciales entre ellas respecto a este ión, aunque de manera estricta en la cantera F<sup>co</sup> Abellán es donde se presenta la más alta concentración y de una manera mas uniforme.

El ión hierro se encuentra en mayores concentraciones en las muestras que provienen de la presa de Francisco Abellán, pero debido a la composición de las mismas, este en su mayoría pertenece a los óxidos y no a los minerales de la arcilla.

El ión Magnesio se encuentra en mayores concentraciones en las muestras que provienen de la presa de San Clemente, lo que corrobora el contenido en la misma de mayores concentraciones de esmectita, aunque en pequeña proporción, frente a las demás muestras de las otras canteras.

Exceptuando en las canteras de la presa del Portillo donde la correlación sufre alguna excepción, seguramente debida a la presencia en los carbonatos de mineral dolomítico, en las demás sigue la ley definida.

El ión  $\text{Si}^{4+}$  caracteriza a los minerales de cuarzo y a los silicatos de las arcillas. En las canteras estudiadas se observa contenidos de medios a altos de este con una uniformidad bastante acusada entre ellas teniendo algunas excepciones en las muestras provenientes de la presa del Portillo y de la presa de Francisco Abellán lo que se debe seguramente a la presencia de silexitas y cuarcitas respectivamente en concentraciones no representativas respecto a la población total estudiada.

En la cantera del Francisco Abellán, presenta un contenido de illita superior a los contenidos de esmectita y muy semejante aunque superior al contenido de caolinita. Según este razonamiento es estable gracias a esta abundancia relativa de illita y caolinita respecto a la esmectita la cual aparece en muy pequeña proporción. Sin embargo en las muestras de la cantera de San Clemente se observa un aumento del contenido de esmectitas respecto a la concentración relativa de illitas y caolinitas lo que se traduce en una disminución de la estabilidad de éstas por medio de un aumento de la expansividad de las mismas.

### **6.5.1. – Textura y composición química de la fracción fina.**

Se han efectuado estudios texturales en las canteras ensayadas con los siguientes resultados:

Se han analizado para este cometido 118 muestras de una población representativa de las tres zonas estudiadas dando:

El contenido de minerales tipo arcilla se estima en un 25,18% por termino medio en las muestras “Francisco Abellán”, de un 23,68% en las de”Portillo”, y por ultimo, de un 40,84% en las “San Clemente”; estos datos medidos sobre muestra total en peso. Siendo los minerales de la arcilla dominantes en las muestras estudiadas en las diferentes canteras, fueron principalmente moscovita degradada tendiendo a illita con cantidades menores de montmorillonita y caolinita, observándose en algunas muestras trazas de clorita.

El contenido de arena se estima en un 39,05 % por termino medio en las muestras “Francisco Abellán” de un 17,68% en las de”Portillo” y por ultimo de un 10,36% en las “San Clemente”.

El contenido de limo se estima en un 35,14 % por termino medio en las muestras “Francisco Abellán” de un 56,38% en las de”Portillo” y por ultimo de un 48,80% en las “San Clemente”.

En nuestro estudio los principales minerales no arcillosos son el cuarzo y la calcita con trazas de feldespatos. Las muestras ensayadas constituyen mezclas de feldespatos, calci-

ta, cuarzo, minerales de la arcilla y trazas de yeso en proporciones variables. Solo hay una relación general entre el contenido en calcita y la resistencia a compresión, en los calcisoles, cuando el contenido en carbonatos es fragmentado, efecto de “Crushing”. En este caso, se comportan como un inerte granular sin propiedades cohesivas bajando drásticamente la cohesión del conjunto.

### **6.5.2. – Textura: Análisis microscópico.**

Alrededor de 20 muestras del total de muestras ensayadas se seleccionaron para su visionado en el microscopio electrónico, como ayuda a la caracterización e identificación de los componentes calcáreos y de la matriz de sedimentación.

En la Presa de San Clemente las muestras ensayadas presentan abundancia de formaciones geométricas de caparzones calcáreos más o menos fracturados, entremezclados con minerales del tipo de arcilla en formaciones lenticulares o acidulares.

En la Presa del Portillo vemos que se ha producido un proceso de lixiviación, debido a la saturación parcial del agua en esta zona con anhídrido carbónico e ión bicarbonato, lo que produce que las partículas calcáreas colocadas en esta situación muestran signos de disolución o rallado y desintegración local. En estas microfotos la desintegración de las partículas de carbonato es evidente; así, tenemos en la matriz de la muestra granos de calcita romboédricos que comprimen las nanopartículas y producen abundantes fragmentos de calcita que es producto de la ya referida desintegración. Estos fragmentos son más pequeños de 0,5 micras en diámetro medio y aparecen rellenando los vacíos entre las partículas más grandes por lo que crean un empaquetado más denso que el observado en la anterior.

En la cantera de Francisco Abellán el porcentaje de arena aumenta a valores de 40%, donde vemos la fracción arena que ha sido aislada a partir de ensayos de tamizado por vía húmeda. Este espécimen calcáreo es casi igual a las partículas subredondeadas de cuarzo provenientes de las areniscas de las que proceden estas muestras. En general son caparzones de foraminíferos. Estos foraminíferos están casi intactos en la matriz y no muestran signos de disolución a diferencia de los vistos anteriormente, pues parece que las partículas más finas tienden a proteger y amortiguar los impactos entre las partículas más grandes.

A partir de la carta de plasticidad y debido al contenido de agua intrapartícula en estos componentes calcáreos biogénicos, y como el agua intrapartícula influye tanto al L.L. como al L.P., se anula en el cálculo del índice de plasticidad, I.P. Así, los datos de la representación en la carta de plasticidad deben de estar desplazados hacia la izquierda un grado que fluctúa en nuestros ensayos que, por término medio, podemos decir que hay una diferencia entre el contenido medio de agua, medido en términos de génesis orgánica de los carbonatos, de un 26,22 % en la cantera de San Clemente a un 22,43% en la cantera de El Portillo. Como es lógico el efecto máximo se producirá en un proceso de fracturación o “Crushing” con expulsión de este agua. Por lo tanto, los materiales de grano fino carbonatados van a estar falseados, en todas las clasificaciones geotécnicas que usen las propiedades índice como ensayos de clasificación, tanto más cuanto mayor sea el contenido de carbonatos.

Esto explica el aumento de plasticidad de las muestras de la cantera de San Clemente

respecto a las demás aun teniendo una cantidad mucho mayor de carbonato que el resto de canteras estudiadas.

En la Presa de San Clemente, el contenido de agua total posible de 31,13% puede ser dividido entre las partes inorgánicas y orgánicas tanto el agua intrapartícula como el agua interpartícula de 15,01% y 16,12%, respectivamente. Así, el contenido de agua “normal”, es decir, la humedad natural media calculada para la cantera por los métodos convencionales de 16,12%, puede ser incrementado en 15,01 puntos porcentuales lo que significa que por aplastamiento pueden estos materiales llegar a liberar el 93,11% más de agua, que supone llegar al estado de fluencia cerca del límite líquido.

En la cantera de la presa de El Portillo, el contenido de agua total posible es de 33,0%, muy por encima del valor de la humedad natural de esta cantera, 14,48%. Con un límite líquido calculado para estos materiales, del 30,05%. En este caso, el agua que se puede llegar a liberar es del orden del 127,9%.

Para la cantera de Francisco Abellán El contenido de agua total posible, llega a aumentar al 36,6%, a partir de una humedad natural del 14,28%, lo que supone un 156,23%. En este caso también pasaría muy por encima del valor medio del límite líquido calculado para estos materiales, 30,01%. Tanto en esta ocasión como en la anterior, se perdería la estabilidad de las estructuras construidas con estos materiales si se llegara al “crushing” o aplastamiento de las estructuras orgánicas, con liberación del agua almacenada en sus espacios huecos.

### **6.6. – Expansividad y alterabilidad.**

En las diferentes canteras explotadas se ha efectuado un estudio de la humedad natural; en total se han ensayado 117 muestras en cada cantera. En la de San Clemente el material extraído se necesita humectar fuertemente, pues el promedio de agua aportada está a 2,42 puntos porcentuales por el lado seco siendo la banda de valores bastante uniforme. En la presa de El Portillo, la situación es contraria necesitando en general orear las muestras para alcanzar el óptimo pues el contenido medio de agua se sitúa en 0,18 puntos por el lado húmedo, no siendo tan uniforme la banda de valores como en el caso anterior, aunque sin haber grandes diferencias entre el máximo y el mínimo. Por último, en las canteras de la presa de Francisco Abellán se presenta una situación parecida a la cantera de El Portillo pues esta muy cerca del óptimo aunque hay que humectar, ya que el contenido de agua en términos medios es del 0,62 puntos por el lado seco.

En cuanto a la expansividad podemos decir:

— La influencia del contenido de carbonatos en la expansividad no esta bien estudiada aunque puede coadyuvar la capacidad de cambio de minerales del tipo de la arcilla bentonítica y por lo tanto su expansividad potencial. Esta se ha medido utilizando Los índices CEC; I. Saturación; SAR y  $C_s$ ; estos se han calculado sobre 20 muestras representativas del conjunto de las canteras, abarcando todo el espectro de concentración en carbonatos, dando los siguientes valores medios:

La Presa de Francisco Abellán .....CEC 8,32; Ind. Sat. 95,83; SAR 0,15 y  $C_s$  0,018.

La Presa de el Portillo .....CEC 11,52; Ind. Sat. 96,93; SAR 0,16 y  $C_s$  0,051.

La Presa de San Clemente (Cement.) .CEC 17,30; Ind. Sat. 99,20; SAR 0,05 y  $C_s$  0,066.

La Presa de San Clemente (Alameda) CEC 11,52; Ind. Sat. 96,93; SAR 0,16 y  $C_s$  0,051.

El contenido de carbonatos aumenta la capacidad de cambio en los suelos por el mecanismo descrito, por lo tanto aumenta el hinchamiento potencial.

Se han efectuado ensayos de hinchamiento libre sobre 135 muestras pertenecientes a las canteras de las presas estudiadas. De sus resultados podemos decir:

- Para las muestras de la presa de Francisco Abellán, de textura areno limosa y con predominio de arcillas tipo aloisita e illita predominantemente, la parte de hinchamiento estructural corresponde a valores de ( $\delta h/H$ ) bajos (0,2 a 0,8 %) en los primeros 53 minutos. A partir de estos, se produce un incremento en la presión de hinchamiento libre llegando a un 1,2% máximo hinchamiento desde el comienzo del ensayo.
- Para las muestras de la presa de El Portillo, de textura limoso arcillosa en las que las margas contienen un 32% de media de carbonatos, y donde los minerales del tipo de la arcilla tienen predominio de illita y con fracción limosa de naturaleza cuarzosa, presentan un % de hinchamiento claramente superior al anterior con unos valores de ( $\delta h/H$ ) que van de 1,5 a 5,80 %. Estabilizándose en un intervalo de tiempo inferior a las 5 horas, en un valor máximo de la presión de hinchamiento de 0,8 Kg/cm<sup>2</sup>.
- Para las muestras provenientes de la presa de San Clemente, de textura arcilloso limosa en las que las margas contienen valores medios en carbonatos de 52 %, y donde los minerales del tipo de la arcilla tienen una proporción de esméctitas relativamente acusada, presentan unos valores de hinchamiento libre máximos de todas las series estudiadas que van de 2,95 % a 5,7 % en la cantera de cementerio, y de 3,95% a 7,35% en la cantera de Alameda, valores que se mantienen constantes desde los primeros minutos del ensayo. Se prolonga este hinchamiento durante un tiempo muy dilatado que se estabiliza a las 17 horas desde el comienzo del ensayo. En cuanto a la presión de hinchamiento en la primera cantera se produce a 1,1 Kg/cm<sup>2</sup> teniendo un máximo a 1,3 Kg/cm<sup>2</sup>, y en la cantera de Alameda, 1,0 Kg/cm<sup>2</sup>, con un máximo de 1,3 Kg/cm<sup>2</sup>.

### **6.6.1. – Alterabilidad.**

Se han estudiado 151 muestras de las tres presas por el método del Slake Durability test (SEHUDES), para calcular el índice de durabilidad, presentando todas valores entre índices bajos a muy bajos. Se comprueba una tendencia inversa al contenido de carbonatos aunque el fenómeno se explica mal pues la correlación es muy pobre. Se puede resumir como:

- La presa de Francisco Abellán presenta un 15% de índices muy bajos y un 85% de índices bajos. La Presa de el Portillo presenta una proporción al 50% de índices muy bajos e índices bajos, por último la Presa de San Clemente la proporción de índices muy bajos es del 72%.

Para cuantificar claramente el fenómeno de la dispersabilidad desde un punto de vista físico – químico, mediante el índice de Sherard, se ha usado el valor S. A. R., con el que se calcula el lugar de ubicación de las muestras analizadas, dentro del diagrama de dispersabilidad de Sherard.

Según esto, para la presa de Francisco Abellán después de ver 10 muestras representativas del conjunto, el valor del índice se mueve entre un intervalo con un máximo de 0,34 y un valor mínimo de 0,06, siendo el valor promedio de 0,159. En la presa del Portillo para 10 muestras representativas, los valores están dentro de la franja de 0,28 a 0,05 con un valor medio de 0,162. Por fin, en la presa de San Clemente donde se han analizado 15 muestras, nos encontramos un máximo de 0,26 a un mínimo de 0,03 y un valor promedio de 0,107 siendo esta la que presenta mayor dispersión en los datos, lo que se puede explicar por la circunstancia de tener dos frentes de canteras bastante diferentes en cuanto a la salinidad del material. De acuerdo a la concentración de carbonatos, los datos son coherentes a los valores encontrados aunque debemos decir que la presa de mayor concentración de los mismos es la que tiene menor índice, lo que se puede deber al sistema de análisis que sólo tiene en cuenta los cationes en extracto saturado y no los totales.

Decir además que según el análisis efectuado, la clasificación final desde el punto de vista de alterabilidad por erosión interna es: “Zona III”; “Suelos Normales, Resistentes a la Erosión.”, para el 100% de las muestras, no viéndose claramente una correlación desde el punto de vista físico – químico, pues solo podemos hablar de tendencias.

Para clarificar el fenómeno, se dan los resultados de los ensayos Pinhole que definen bien la dispersabilidad, por lo tanto, la durabilidad. En estos valores, vemos para la presa de San Clemente una dispersión de datos mayor que la esperada, esto es debido a la existencia de dos canteras diferentes en la zona estudiada, que como ya hemos visto en otras variables, produce una disminución en la uniformidad de la medida, aunque no muy significativo, ya que se mueven dentro de un máximo de 2,77 cm<sup>3</sup>/seg, a un mínimo de 1,58, con un valor promedio de 2,41. La presa del Portillo está en la zona intermedia de las muestras estudiadas con valores entre 2,56 y 2,15 y la presa de Francisco Abellán es la que presenta valores mayores con un máximo de 3,62 y un mínimo de 2,29 cm<sup>3</sup>/seg, presentando la menor dispersión entre los conjuntos estudiados. Como vemos aquí si resulta una buena correlación entre el contenido carbonatado y el Índice Pinhole, aunque la dependencia no es sencilla, puesto que otros parámetros geotécnicos inciden con claridad en el fenómeno (la plasticidad y la textura principalmente).

### 6.7. – Clasificaciones Ingenieriles.

Se han clasificado los suelos de las canteras estudiadas según distintas clasificaciones ingenieriles arrojando los siguientes resultados:

Según la Clasificación SUCS

- **La cantera de Alameda. (San Clemente). NOMBRE TÍPICO:** Suelo que presenta un porcentaje medio de fracción fina del orden de 99,8 %, en la que se tiene un predominio en la fracción arcillosa de illita con montmorillonita que en conjunto suponen un 30% de esta fracción fina, siendo el resto de la misma limos calcáreos de origen biogénico. Siendo el resto arena fina con un tamaño máximo de 10 mm. Preconsolidada, no cementada y no dispersiva, de color gris claro con alta resistencia en estado seco, nula dilatancia, alta tenacidad, con tazas de materia orgánica y algún comportamiento sobreconsolidado. **CALIZA MARGOSA SÍMBOLO DE GRUPO: CL**

- **La cantera de Cementerio. (San Clemente). NOMBRE TÍPICO:** Suelo con un contenido medio de 45% de carbonato cálcico, un 2% de yesos, y trazas de materia orgánica. La curva granulométrica esta compuesta de un 98,28 % de fracción fina, a su vez compuesta por un 35% de fracción arcillosa, compuesta por illita en su mayor parte; siendo el resto de la fracción fina, limos calcáreos de origen biogénico. La fracción gruesa esta compuesta de arena calcárea de 5 mm de tamaño máximo. No cementada, no dispersiva y sin expansividad potencial. Resistencia en estado seco alta, dilatación nula y tenacidad alta. **MARGA. SÍMBOLO DE GRUPO: CL.**
  
- **Cantera del Portillo. Zona I. NOMBRE TÍPICO:** Suelo de baja plasticidad, con un 30,83% de contenido medio de carbonatos y un porcentaje de yesos inferior al 1,5%. La fracción fina supone el 87,67%, siendo la fracción limosa la más importante pues la fracción arcillosa, compuesta de illita con trazas de caolinita y montmorillonita, supone solo el 31%. La fracción gruesa esta compuesta de arena fina con un tamaño máximo de 10 mm subangular sana y durable. Con dilatación baja – nula, resistencia en estado seco alta y tenacidad media alta. En conjunto, normalmente consolidada, no cementada y no dispersiva de color beige – blanco. **MARGA LIMOSA DE BAJA PLASTICIDAD. SÍMBOLO DE GRUPO: CL.**
  
- **Cantera de el Portillo. Zona II. NOMBRE TÍPICO:** Limo margoso de baja plasticidad, con un contenido en carbonatos del 35,7% y un 0,18% de yesos. Con un 85,5% de fracción fina limosa en su mayoría conteniendo un 20,3% de arcilla, en la mayor parte del grupo de la mica, la fracción gruesa del tamaño máximo de 2 cm arena subangular. Dilatación baja nula, resistencia al efecto cortante alta y tenacidad media. En conjunto algo sobreconsolidada, no cementada de color beige – grisáceo. **MARGA LIMOSA DE BAJA PLASTICIDAD. SÍMBOLO DE GRUPO: CL.**
  
- **Cantera de Francisco Abellán. Tipo formación Guadix.** Arcilla arenosa inorgánica, con un 62% de material inferior al 0,08 mm, un 16% de carbonatos en forma de carbonato cálcico, de color marrón franco y un tamaño máximo de 16 mm la fracción gruesa subangular dura y sana en conjunto, el lugar seco, dilatación nula – baja, resistencia en estado seco alta, tenacidad media, la fracción fina con un 20% de arcilla en su mayoría illita, siendo el resto limos de procedencia biogénica no cementada, normalmente consolidada. **ARCILLA ARENOSA DE BAJA PLASTICIDAD. SÍMBOLO DE GRUPO: CL.**
  
- **Cantera de Francisco Abellán. Zona formación Miocénica. NOMBRE TÍPICO:** Arena limosa inorgánica, con un 24% de carbonatos, con un 56,5% de material menor al 0,08 mm. De color beige claro, y tamaño máximo de 10 mm. La fracción gruesa subredondeada, sana y dura. En el lugar seco, no cementada y preconsolidada. La fracción fina en su mayoría limosa con arcilla del grupo de la illita. Resistencia en estado seco alta, dilatación baja y tenacidad media. **ARCILLA LIMOSO MARGOSA. SÍMBOLO DE GRUPO: CL – ML.**

#### Clasificación de la "AASHTO"

- Los suelos pertenecientes a las canteras de San Clemente dan valores muy similares para el IG y se clasifican dentro de este sistema como del grupo **A-7-6**, en ambos casos definiéndose como **suelos arcillosos pobres o malos** para su uso como materiales de construcción.

- Los suelos pertenecientes a las canteras de El Portillo aunque dan valores relativamente distintos para el índice de grupo, IG, se agrupan en el mismo grupo Clase **A-6**. Definiéndose también como **suelos arcillosos, pobres o malos** para su uso como material de construcción.
- En las canteras estudiadas en el Francisco Abellán ocurre un caso muy similar a los de la presa de San Clemente siendo en ambos casos los resultados muy similares y encuadrándose en el grupo **A-6**, aunque podríamos decir que están en la frontera del grupo **A-5**. en donde estarían por su textura mejor situados. Se podrían definir como **suelos arcillosos limosos pobres o malos** para construir.

Clasificación de la dirección General de Carreteras. España. (PG3).

- En las canteras de la presa de San Clemente no podemos distinguir fácilmente entre los tipos de clasificación, entre los tipos litológicos de la depresión de Granada: el límite líquido en ambos casos es superior al 40 % para ambos tipos; aunque en el primer caso cumple la primera premisa para el índice de plasticidad en el segundo no. La densidad máxima es superior a 1,75 g/cm<sup>3</sup> en el primer caso, no así en el segundo pero además el CBR es inferior a 3 en el primer caso y el grado de hinchamiento es superior al 2 %, en ambos casos, por lo que son inadecuados.
- En las canteras de la presa del Portillo, en la primera de ellas, el valor de hinchamiento no cumple con el valor de 2% (2,25 %), y aunque lo demás sí cumple con el apartado Tolerable, es inadecuado. La segunda zona cumple con los parámetros para poder clasificarlo como tolerable.
- Para la presa de Francisco Abellán y a la vista de los resultados de las tablas 3.50 y 3.52 podemos clasificarlas como tolerables en los dos tipos estudiados.

Clasificación de las Fuerzas Armadas Estadounidenses para la construcción de Aeropuertos (Clasificación F. A. A).

- Para la zona de San Clemente las muestras van a estar incluidas en los Grupos E – 1 en un 30% y E – 3 el resto, teniendo trazas dentro del Grupo E – 6.
- Para la zona de El Portillo, las muestras se ubican dentro de los grupos E – 4 y E – 7, casi al 50%.
- Para la zona del Francisco Abellán, todas las muestras se encuentran incluidas en el Grupo E – 6 con restos en el E – 11.

Entre las no oficiales se han estudiado las de Clark y Walker, Rodrigues y Bortkevich. Respecto a la primera:

- Las muestras pertenecientes a la presa de San Clemente, estarían dentro de los grupos FA2, y FL2, con algún resto en el grupo S – 2. Como vemos no da información concreta, pues desvirtúa la fracción fina dividiéndola en series con contenidos granulométricos que no concretizan más que las otras clasificaciones. Su definición sería marga, marga limosa con arena, que es demasiado general y no muy exacto.
- Las muestras de la presa del Portillo quedarían como mezclas casi al 50% de los grupos FL3 y FA3 (limos calcáreos con margas arcillosas). Que como vemos pasa igual que en el caso anterior, la banda de definición es demasiado ancha.

- Las muestras de la Presa de Francisco Abellán quedarían encuadradas dentro de los grupos de FA3, FL3 , dando idea de una similitud con las de la zona anterior, que es falsa como ya hemos visto.

Las otras dos, para no ser redundante, proporcionan información incompleta al estar dirigidas más bien a rocas; nos dejan a los suelos estudiados en la misma zona de clasificación.

Un sistema que contemple estos, en conjunción con el sistema Unificado de Suelos y una descripción cuidadosa de los parámetros anteriores, nos produce un sistema satisfactorio para las necesidades de información en ingeniería civil.

- El primer parámetro lo podemos dividir en: no cementado; consolidado; débilmente cementado; Moderadamente cementado; Claramente cementado, húmedo o seco; fuertemente cementado, con propiedades específicas de una roca ligera, laminado o estratificado; no afectado por la humedad; rocas duras moderadas.
- El segundo parámetro lo dividiremos en: %Arcilla, %limo, %arena y %grava; Bien graduado o mal graduado; carta de plasticidad Casagrande y simbología SUCS: GW, GP, SW, SP, SC, SM, CL, ML, CH, MH, OL. OH; ensayo de compresión simple valores de  $q_u$ , menor de  $0,36 \text{ Kg/cm}^2$ , entre  $0,36 \text{ Kg/cm}^2$  y  $3 \text{ Kg/cm}^2$ , más de  $3 \text{ Kg/cm}^2$ .
- En el tercer parámetro: % de carbonato y origen del mismo, inorgánico o biogénico, de deposición o por precipitación y textura, masiva o cristalizada; en conjunto del suelo y por ensayo Pinhole, ND – 1, ND – 2, ND, D.
- En el cuarto parámetro: % de sales solubles, ninguna, menos del 0,5%, entre 0,5% y 1,5%, entre 1,5% y 2% y mayor del 2%; contenido de sulfatos, menos de 100 ppm no agresivo, entre 100 ppm y 500 ppm débilmente agresivo, entre 500 ppm y 1000 ppm agresivo, más de 1000 ppm fuertemente agresivo; Materia orgánica, ausencia, menos del 20%, más del 20%.

El uso de un sistema como el que se propone aseguraría que parámetros importantes se tuvieran siempre en cuenta de una manera sistemática de modo que, estarían de forma conveniente en el desarrollo del cuerpo de información recopilada para el suelo pudiendo ser utilizada para producir un sistema de clasificación ingenieril útil.

Se provee de un esquema de clasificación que intuitivamente ubica los suelos según estos parámetros, resultando una “Notación característica” . Se completa esta “Notación característica” con una “Definición específica”.

La “Notación Característica” se puede intuitivamente traducir pues las letras representan la inicial de clasificación, a partir del esquema propuesto.

- |                                 |                                |
|---------------------------------|--------------------------------|
| ▪ I = Génesis Inorgánica.       | O = Génesis Orgánica.          |
| ▪ B = Baja densidad.            | N = No cementada.              |
| ▪ M = Densidad media.           | L = Cementación Ligera.        |
| ▪ A = Densidad alta.            | D = Cementación Alta. Durable. |
| ▪ F = Densidad muy alta; firme. |                                |

Además de esta “notación característica”, se propone para completar la clasificación, una “definición específica” en la que se hará constar los valores determinados en el esquema haciendo hincapié en la plasticidad y dispersabilidad en los materiales no cementados, y la durabilidad en los cementados. Así como el % de carbonatos que contenga la muestra clasificada. Esta definición terminará con el nombre vulgar, si se conoce, del material, color y estado de agregación.

	INORGÁNICO (I) q <sub>u</sub> (MPa)			ORGÁNICO (O) q <sub>u</sub> (MPa)			
	0	3,5	15	0	3,5	15	30
Variables de Clasificación	No Cementada (N)	Ligera Cementación. (L)	Durable. (D)	No Cementada (N)	Ligera Cementación. (L)	Durable. (D)	
	% Arena	% Arena	Slake Durability Test.	% Arena	% Arena	Slake Durability Test.	
	% Limo	% Limo		% Limo	% Limo		
	% Arcilla	% Arcilla	Densidad Superficie saturada. seca	% Arcilla	% Arcilla	Densidad Superficie saturada. Seca	
	Índice de plasticidad I. P.	Límite líquido L.L.		Índice de plasticidad I. P.	Límite líquido L.L.		
	Dens Max. Proctor N	Hum. Óptima Proctor N	Dens Max. Proctor N	Hum. Óptima Proctor N			
	Dispersabilidad (Pinhole); Autoestabilidad Sherard		Dispersabilidad (Pinhole); Autoestabilidad Sherard				
Densidad ρ <sub>max</sub> (Kg/m <sup>3</sup> )	F	INA	ILF	IDF	ONF	ODF	
	A		ILA		OLA		
	M	INM	ILM	IDM	ONM	OLM	ODM
	B	INB		ONB			

*Esquema de clasificación propuesto.*

### 6.8. – Variación de parámetros geotécnicos frente al contenido de carbonatos.

#### 6.8.1. – Variación con las propiedades índice.

Con el 20 % de carbonatos se comprueba, que al aumentar la proporción de Illita el límite líquido es relativamente bajo y aunque aumenta al aumentar la proporción de esta la pendiente de la recta es baja (21°). Con incrementos de este mineral, el límite líquido de la mezcla llega a ser de 34%. Para estas concentraciones de carbonatos y en ausencia de esmectita no se observan cambios importantes en el límite líquido, al variar las proporciones relativas Caolinita, Illita. Esto se debe al efecto expansivo que desarrolla el ca-

ción calcio dentro de la estructura mineral de la arcilla en la mezcla. Además la mezcla Illita Caolinita, puede tener el mismo límite líquido al aumentar el contenido de carbonatos. Los índices de correlación son, para las zonas estudiadas, siempre superiores a 0,76.

En este mismo sentido para contenidos de carbonatos de 40 – 60 y superiores, siempre en ausencia de esmectita, tenemos que las pendiente que resultan de su representación gráfica son: 23° y 25°, respectivamente, no siendo este un aumento significativo. Por tanto la variación de la plasticidad en estas mezclas illita Caolinita no se ve muy perturbada por la presencia de carbonato. Además el valor máximo de Límite líquido encontrado esta en el ratio de 46% que no es un valor excesivamente grande. Vemos también que el límite líquido en las mezclas para proporciones de carbonato entre 20% y 40% sube desde 25 a 35 mientras que para las mezclas que caen dentro de contenidos en carbonatos de 40 % a 60 % , estos valores van desde 32 a 48,9.

En el caso de las muestras que presentan diversos contenidos de esmectitas, todas ellas nos dan una pendiente acusada en el aumento de la plasticidad con respecto al aumento del % de esmectitas. Para bajos contenidos de carbonatos (menores del 20%) resulta una pendiente de 60° en la recta de tendencia de la representación dando un valor máximo de 50% para el límite líquido con un índice de correlación de los datos medios de  $R^2=0,99$ . Para valores de contenido en carbonatos entre el 20% y el 40% con una proporción máxima del 58% de esmectitas dentro de la fracción arcilla, el valor máximo del límite líquido es 56% y la pendiente de la recta de tendencia del fenómeno disminuye drásticamente a un valor de 38° que aún siendo muy grande representa una disminución importante respecto a la anterior. Sobre todo, teniendo en cuenta que en la anterior la proporción relativa de esmectita respecto a los otros minerales de la arcilla era bastante inferior.

Al aumentar el contenido de carbonatos en las muestras, para valores entre el 40% y el 60% la variación de la plasticidad del material respecto al contenido de esmectitas sigue la misma tendencia pero en este caso la pendiente de la recta de correlación de los datos, disminuye en una proporción muy pequeña, presentando un valor de 27,7% ya muy parecido al valor encontrado para las pendientes encontradas en ausencia de este mineral, presenta un valor máximo para el límite líquido de 70% para un contenido relativo de esmectita del 67%.

Para valores carbonatos superiores al 60% la variación de la plasticidad frente a la variación del contenido en esmectitas, presenta una pendiente del 29° muy parecida al anterior por lo que podemos decir que esta variación se mantiene constante. En este caso el valor máximo hallado para un contenido relativo esmectita de 30% es para el límite líquido del 48%.

Queda pues, demostrado el efecto coadyuvante del ión calcio, hay que hacer notar que cuando esta presente el límite líquido aumenta a valores de 70% máximo aún para concentraciones de  $CO_3Ca$  muy importantes (superiores al 50%) con concentraciones de esmectita cálcica encima del 60% (relativa al total de la fracción arcilla solamente) ya 40% mínimo para concentraciones relativas de esmectitas inferiores al 10 % siendo el resto illita y caolinita.

**6.8.1.1. – Influencia del contenido en arcilla sobre la plasticidad.**

Se han efectuado estudios de correlación para las muestras ensayadas entre los parámetros de plasticidad y la fracción total arcillosa. Se muestra unas relaciones lineales entre la fracción total arcillosa, el límite líquido (LL) y el índice de plasticidad (IP). Refiriéndose a los resultados para el IP, las líneas de tendencia resultan todas con una pendiente positiva del orden de 0,15 para las margas de las canteras de Francisco Abellán, de 0,42 para las de las canteras de la presa de El Portillo y 0,69 para las de la presa de San Clemente. Los valores más bajos de los parámetros de Atterberg son obtenidos para las margas menos carbonatadas de Francisco Abellán mientras que las mas plásticas corresponden a las muestras provenientes de las canteras de San Clemente.

Así para la dependencia expresada, nos da las ecuaciones, que corresponden a las líneas de tendencia de L.L I.P para las canteras de Francisco Abellán, Portillo y San Clemente, siguientes:

Zona	Variable	Ecuación de tendencia	Índice de regresión
Francisco Abellán	Límite Líquido	$Y=0,20X+26,32$	0,49
	Índice de Plasticidad	$Y=0,15X+ 9,28$	0,45
El Portillo	Límite Líquido	$Y=0,47X+20,47$	0,89
	Índice de Plasticidad	$Y=0,42X+ 4,00$	0,75
San Clemente	Límite Líquido	$Y=0,95X+ 6,90$	0,75
	Índice de Plasticidad	$Y=0,69X+ 1,95$	0,65

*Tabla 6.1. – Ecuaciones de las líneas de tendencia para la correlación Límites de Atterberg % de arcilla total.*

**6.8.1.2. – Influencia del contenido en carbonatos sobre la plasticidad.**

El límite líquido y el índice de plasticidad disminuyen con el incremento en el porcentaje de CaCO<sub>3</sub>. Pero si nos fijamos en el conjunto de muestras de la presa de San Clemente para el límite líquido con un índice de correlación (r = 0.89) presenta una pendiente de -0.49 para un porcentaje de carbonato que va desde un 43% al 77%. Del mismo modo, en el otro extremo de la zona de estudio, en la presa de Francisco Abellán para un porcentaje en CaCO<sub>3</sub> entre el 5 % y el 25%, el límite líquido varía con una pendiente de -0.23 dando una variabilidad mucho menor en términos relativos, con un índice de correlación también muy alto (r = 0,74). La mayor variabilidad de la plasticidad con el contenido de carbonatos viene dada para el intervalo medio definido por la presa del Portillo que presenta un contenido de carbonatos, como ya sabemos, que se mueve entre el 25% y el 50% dando una pendiente de -0.48 con un índice de correlación semejante a las series estudiadas (r = 0.82). Mientras que el índice de plasticidad varia en un intervalo mucho más estrecho con pendientes mas pequeñas y en el caso de la Presa de San Clemente con una dispersión muy importante respecto a las demás (r = 0.51).

Para un contenido mineralógico semejante, en una misma cantera, la influencia del contenido en carbonatos queda muy clara, debiéndose los cambios de pendiente entre muestras de distintas canteras a la diferente composición de los minerales de la arcilla que las forman según lo expuesto hasta ahora.

Desde el punto de vista de la actividad según Arkin podemos decir:

Que las muestras, se sitúan casi todas debajo de la línea de actividad ( $A = 0,5$ ), presentando una gama de variación de este índice entre 0,5 y 0,7. por lo que se comprueba que estas correlaciones de Arkin no se aplican a nuestros suelos de forma individual (exceptuando la presa de Francisco Abellán) pero si se aplican globalmente dando un comportamiento más de acuerdo a lo dicho por este autor.

Según los valores de actividad A Ip de Skempton:

Los ensayos efectuados en las muestras de las canteras de la Presa Francisco Abellán muestran que son inactivos para el 45,9 % de las mismas, normalmente activos para el 43,2 % del total y activos para el 5,4 % , encontrándose el 5,4% de las muestras clasificables como muy activos en el total estudiado.

Para el tramo comprendido entre el 25% de carbonatos y el 50%, que es representado por las muestras que provienen de las canteras de la presa del Portillo, son inactivas el 18,4 % , normalmente activos el 77,6 % y activos el 4,1 %.

Por último para los suelos provenientes de la presa de San Clemente, que pertenecen al tramo que comprende el segmento alto en cuanto al contenido de carbonatos, 50% al 70%, son inactivos el 22,5 % , normalmente activos el 61,8% y activos el 14,7%, existiendo en este tramo un 1% de muestras muy activas.

### **6.8.1.3. – Influencia en la granulometría y los parámetros ligados a la naturaleza margosa.**

Se han representado las variaciones de los valores de  $\gamma_s$  (peso específico de las partículas sólidas), de los diferentes tipos de margas de las muestras usadas para este estudio, en función de los contenidos en carbonato cálcico y arcilla. Esta figura indica que el % de carbonato cálcico y el valor del peso específico varían en forma directa y que un incremento en el contenido de arcilla equivale a una disminución en los valores de  $\gamma_s$ . Estos resultados, son semejantes en las tres presas estudiadas.

- Las canteras usadas en la zona del Francisco Abellán, presentan tendencia positiva con una correlación importante dando un valor de peso específico medio que es máximo entre las tres zonas estudiadas. El valor teórico del peso específico para ausencia de carbonatos es de  $2,63 \text{ gr/cm}^3$ , siendo el índice de correlación de 0,74.

- Las canteras de la Presa de El Portillo presentan tendencia positiva con una pendiente de  $17^\circ$  sexagesimales que es intermedia entre las tres zonas estudiadas. Con un valor teórico para el peso específico de  $2,58 \text{ gr/cm}^3$ , para ausencia de carbonatos y manteniendo un buen índice de correlación 0,69.

-En la zona de la Presa de San Clemente se produce una dispersión de los datos bastante acusada, esto es debido como ya hemos indicado, a las diferencias encontradas en las dos canteras usadas en la zona en el contenido de carbonatos e inertes, dando un índice de correlación bastante pobre 0,26. No obstante presenta tendencia positiva al igual que las zonas anteriores, presentando una pendiente en la correlación, que como en los casos anteriores, es lineal,, que es de  $12^\circ$  sexagesimales y un valor teórico para ausencia de carbonatos del peso específico de  $2,54 \text{ gr/cm}^3$ , que como se ve representa el mínimo de los valores inter – zonas.

## **6.8.2. – Las variables físico mecánicas frente al contenido en carbonatos.**

### **6.8.2.1. – La Permeabilidad.**

los datos de este fenómeno muestran que en todos los casos a partir de aumentos de carbonatos por encima de 21,4% para la presa de Francisco Abellán, del 42,4% para la presa del Portillo o de 65,5% para la de San Clemente, se produce una acusada inflexión en la tendencia de tal forma que desde este punto, para un pequeño aumento del contenido en carbonatos se produce un importante incremento de la permeabilidad del material.

Esto nos hace pensar que en una primera parte, la permeabilidad estará gobernada por el contenido de materiales de la arcilla y su diferente cohesión y plasticidad. A partir de un contenido de carbonatos determinado, se produce una alteración suficiente de la textura de material, de tal forma que la plasticidad del material pasa a un segundo plano y esta permeabilidad empieza a ser gobernada por el contenido de materiales carbonatados. Esto está apoyado por los buenos índices de correlación que presenta este fenómeno así explicado, aunque en el caso de la presa de San Clemente estos son más pobres, por lo ya dicho, debido a la dispersión de sus canteras.

Se ha correlacionado la constante de permeabilidad con la presión de preconsolidación edométrica; así la relación de vacíos y los datos de permeabilidad se muestran como una función compleja de la presión de preconsolidación efectiva sobre todo, como ya hemos dicho, para altos contenidos en carbonatos, los que sin embargo, desde los estudios edométricos y la permeabilidad de nuestras experiencias y tal como se ve en la figura 4.14, no se observan bruscas disminuciones de la permeabilidad que tendrían que ser debidas al efecto “Crushing” o aplastamiento de las partículas huecas debido a la gran presión de confinamiento y de compresión a que se somete a las partículas en el ensayo edométrico.

### **6.8.2.2. – Durabilidad y Carbonatos.**

Se han correlacionado los valores de ID, índice de durabilidad, calculados para el 4º ciclo en el ensayo Slake durability Index Test, con el contenido en carbonatos. En el análisis se han efectuado regresiones tanto lineales como no lineales hasta encontrar la que produce el mayor índice de correlación. La relación entre el ID y el contenido total de arcillas, medida en cuanto a su índice de plasticidad, en todos los casos ha resultado inversa. Al someter las muestras al 4º ciclo aparecen buenas correlaciones  $r = 0,77$ , menos en el caso de San Clemente  $r = 0,26$  debido como ya se ha comentado a la diferencia entre las distintas canteras utilizadas. Hay que decir que el contenido arcilloso es más importante en la influencia sobre este fenómeno que la concentración de carbonatos y que estos sí se manifiestan importantes cuando las arcillas permanecen constantes.

### **6.8.2.3. – Dispersabilidad y carbonatos.**

Se han correlacionado los caudales de salida en el ensayo Pinhole, a 1020 mm de carga de agua y a tiempo constante (10 minutos), con el índice de Plasticidad dando índice de correlación aceptables aunque algo bajos. También se han correlacionado los datos que cuantifican la susceptibilidad a la erosión interna, caudal Pinhole antes definido, con el contenido en carbonatos de cada muestra, comprobando en todas las zonas estudiadas una relación lineal directamente proporcional bastante clara de tal forma que se definen

familias que ubican las distintas zonas de muestreo con buenos índices de correlación, 0,45 para Francisco Abellán; 0,59 para el Portillo; 0,67 y 0,64 para las dos canteras de San Clemente respectivamente.

Por lo tanto se puede decir que este fenómeno de Durabilidad y dispersabilidad es complejo y está gobernado por varios factores, siendo los principales los siguientes:

- Las características físico químicas de los componentes del suelo.
- La consistencia o plasticidad del suelo, en especial el contenido en es-mectitas.
- El contenido en carbonatos que altera a corto plazo la cohesión de los suelos y a medio plazo por efecto de la cementación posible y la disolución probable.

#### **6.8.2.4. – Autoestabilidad y Carbonatos.**

Se han correlacionado 120 muestras de las ensayadas pertenecientes a las tres zonas de trabajo. Después de presentar los datos según el criterio de Sherard y correlacionar nuestras bases arcillosas frente a posibles filtros, se llega a las conclusiones siguientes:

- Los criterios seguidos estrictamente producirían filtros demasiado gruesos en el 70% de los casos estudiados.
- Para los casos de suelos con más del 80% de finos solo el 30% de los mismos sigue el criterio de factor 40 y no 9.
- El 25% de los suelos finos no cumple ni siquiera el caso inferior de factor 9 , por lo que se llega a solución límite de imponer un D<sub>15</sub> de 0,5 mm.
- En los suelos de grano mas grueso, un 69% no cumple con la condición de factor 5 y se llega a la solución límite de imponer un D<sub>15</sub> de 0,7 mm.
- Por lo dicho, la textura es fundamental en la explicación del fenómeno, es por esto que el contenido de carbonatos va a influir en el resultado.
- Se produce en todos los casos una tendencia positiva con lo que se demuestra que a mayor contenido de carbonatos disminuye la Autoestabilidad de las bases estudiadas.
- Desde el punto de vista inter – zonas al aumentar el contenido de carbonatos se produce un aumento de la pendiente de tendencia por lo que parece claro que este material carbonatado incide claramente en el gobierno del fenómeno.
- Aunque en general la regresión es aceptable, a bajos contenidos de material carbonatado es baja, lo que se debe a nuestro entender, a la poca importancia que, en este tramo, tiene esta variable en el fenómeno estudiado debido a que la variación de la textura producida por este material carbonatado, a estas concentraciones, es poco importante.
- Se demuestra que la variable carbonato es importante a la hora de estudiar el comportamiento de una base frente al filtro elegido pues como vemos en las figuras presentadas los filtros resultantes de las relaciones propuestas son diferentes entre las muestras aún en una misma zona, donde lo único que cambiamos sería el contenido de carbonatos.

- Quedaría por estudiar otro fenómeno que se produciría a medio y largo plazo . Este es el fenómeno de hardening y softening producido por la cementación o disolución de las matrices carbonatadas en los suelos.

#### **6.8.2.5. – Índice S. A. R. y los carbonatos.**

Se han correlacionado para este propósito 30 muestras representativas de las tres canteras y se han calculado a partir de los extractos saturados secos los índices de S. A. R., y los contenidos en carbonatos de cada una de ellas, dando como resultado, una buena correlación entre ambas variables, tanto para la presa de Francisco Abellán como para la presa de San Clemente, no siendo así en la presa del Portillo en la que habría que hablar de dispersión por existir demasiada uniformidad en el material que compone la cantera. Esto produce un sesgo muy acusado que al final, se traduce en esa circunstancia comentada.

La tendencia presentada fija un cambio a valores de 50% del contenido en carbonatos además esto está corroborado en el hecho de que en la zona de San Clemente en la que existen dos canteras con propiedades salinas diferentes, se produce este cambio de tendencia al pasar de muestras de contenido en carbonatos menor de 50% a contenido de carbonatos superior a este valor límite. A concentraciones superiores al 50% de carbonatos en el material, las estructuras se abren, y debido a esta alta concentración aumenta la porosidad, y por lo tanto, aumenta mucho la superficie específica del material. Esto hace que el cambio cationico de éste se produzca en mucha mayor proporción, por lo que el índice S. A. R. aumenta.

#### **6.8.3. –Las variables geotécnicas y los carbonatos.**

##### **6.8.3.1. – Presión de preconsolidación, expansividad.**

Según 120 ensayos edométricos a hinchamiento libre, se comprueba que las muestras ensayadas de la Presa de El Portillo caen en la zona de bajo potencial de hinchamiento en un 100% las de la Presa de Francisco Abellán caen en la misma zona en un 95% teniendo un 5% en la zona (B) “ de hinchamiento medio”; y, por fin, un 27% de las muestras de San Clemente caen en la zona (B) siendo el resto de bajo Hinchamiento.

En estos mismos ensayos se calculó la presión de preconsolidación frente al contenido de carbonatos dando como resultado una dependencia en general muy clara, solo en el caso de la presa de San Clemente se aprecia un descenso apreciable en el valor del coeficiente de regresión que es debido como en los demás casos a la dispersión producida entre las dos zonas de cantera, que como se ha explicado en otros apartados produce dos situaciones de salinidad diferente. Las rectas de regresión definen una dependencia de disminución de la presión de preconsolidación al aumentar el contenido de carbonatos; este comportamiento es muy similar a lo que cabría esperar en la mayoría de los suelos encontrados. En cuanto a los datos de la pendiente ( $\lambda$ ) de la línea de consolidación isotrópica, contrastados con los valores medios de otros suelos extractados de la bibliografía, se observa que la  $\lambda$  (pendiente) promedio para las canteras estudiadas es alto

### **6.8.3.2. – Constante de consolidación vertical: compresibilidad.**

Las tres zonas de estudio tienen pendientes de variación muy parecidas para las muestras de las zonas del Portillo y Francisco Abellán y bastante mayor para la zona de San Clemente. Se comprueba, en este sentido, que entre canteras, no existe una correlación buena entre los carbonatos y el índice de compresibilidad. Sin embargo, si comparamos los datos de cada cantera independientemente de las otras, es decir considerando biogénesis, mineralogía, y textura, constantes, se obtienen grandes índices de correlación 0.89 para la presa de Fco Abellán; 0.76 para la presa del Portillo; 0.89 para la presa de San Clemente; por lo tanto y a la vista de estos resultados queda demostrado que independientemente de la posible correlación frente a otras variables geotécnicas, el contenido en carbonatos incide de una manera muy significativa y nada despreciable en la variación del coeficiente de compresión vertical. En general, al disminuir el contenido en carbonatos, como hemos dicho manteniendo casi constantes las variables antes mencionadas, aumenta la compresibilidad del suelo las margas estudiadas en una cantidad bastante apreciable.

### **6.8.3.3. – Cohesión efectiva y ángulo de rozamiento efectivo residual.**

A fin de caracterizar las margas de las canteras estudiadas en estos parámetros residuales, se han ensayado 23 muestras pertenecientes a las 3 zonas de estudio obteniéndose en función de su plasticidad y para tensiones normales de 300 kPa, que los valores de resistencia al corte residual varían entre 0,6 y 0,7 Kg/cm<sup>2</sup> para los valores más plásticos, mientras que para los menos plásticos este intervalo aumenta a: 1,1 a 1,8 Kg/cm<sup>2</sup>. Lo que demuestra la clara influencia de la textura en la magnitud de la fricción entre las partículas de un suelo, y sobre la capacidad de carga.

Así, en las muestras más plásticas, el ángulo de rozamiento residual efectivo tiene valores comprendidos entre 8° y 11°, teniendo la cohesión efectiva residual valores comprendidos entre el intervalo 0,05 Kg/cm<sup>2</sup> y 0,35 Kg/cm<sup>2</sup>. Para los suelos con plasticidades intermedias, estos intervalos varían para el ángulo de rozamiento residual, entre 19° y 21°, y para la cohesión residual efectiva de 0,06 y 0,15 Kg/cm<sup>2</sup>. Finalmente, para los suelos de baja plasticidad que en este caso son más del 80% el ángulo de rozamiento residual está comprendido entre 18° 20° y la cohesión residual efectiva está comprendida entre 0,07 Kg/cm<sup>2</sup> y 0,1 Kg/cm<sup>2</sup>.

La variación del ángulo de rozamiento residual efectivo frente al contenido de carbonato de las muestras, muestra una correlación positiva aunque la pendiente de la línea de tendencia es bajo, se mantiene bastante constante para las tres canteras. Por lo que la influencia es clara, pero no muy acusada. La correlación de la cohesión efectiva residual y el contenido en carbonatos no es tan dispersa como la anterior y se cumple bastante más uniformemente para las tres canteras. Vemos los resultados de los puntos estudiados en las tres zonas en las que los datos de correlación de las ecuaciones de las rectas de tendencia y el valor del índice de correlación son:

PRESA	PARÁMETRO	COHESIÓN Resid.	Ang. roz. Resid.
<i>Fco Abellán</i>	Tendencia	$y = 0,1961e-0,1097x$	$y = 0,0862x + 18,494$
	Correlación I.	$R2 = 0,994$	$R2 = 0,8605$
<i>Portillo</i>	Tendencia	$y = 4,2998e-0,1897x$	$y = 0,1286x + 16,841$
	Correlación I.	$R2 = 0,9854$	$R2 = 0,9708$
<i>San Clemente I</i>	Tendencia	$y = 2,7768e-0,0918x$	$y = 0,1513x + 20,32$
	Correlación I.	$R2 = 0,9792$	$R2 = 0,5307$
<i>San clemente II</i>	Tendencia		$y = 0,3908x - 4,3286$
	Correlación I.		$R2 = 0,9334$

Tabla 6.2. – Cohesión efectiva residual y Angulo de rozamiento efectivo residual frente al contenido en Carbonatos; líneas de Tendencia t Índices de regresión.

Los suelos fuertemente carbonatados (por encima del 40% de  $CO_3Ca_2$ ), tendrán un modelo de resistencia residual de corte “translacional” mientras que los suelos con menos del 25% de contenido de carbonato cálcico tendrán un modelo de resistencia residual de corte “deslizante”. Por esta razón estos últimos tienen valores de ángulos de rozamiento residual efectivo menores. El valor de la resistencia residual de corte esta muy influenciada por la naturaleza arenosa y limosa de las muestras y por la morfología de las partículas arcillosas.

#### 6.8.3.4. – Cohesión de pico efectiva y Ángulo de rozamiento interno de pico efectivo.

##### 6.8.3.4.1- Tipo de rotura.

Los materiales de la Presa Francisco Abellán presentan rotura totalmente Dúctil tanto en la curva promedio de “menor del 15%” de carbonatos como en la curva de intervalo “15% a 25%”, en todos los recorridos efectuados para cada valor de tensión de confinamiento,  $\sigma'_3$ . En todos los casos para el 20% de deformación.

Los materiales de la Presa de El Portillo presentan rotura totalmente Dúctil para todas las presiones de confinamiento en la gráfica de “25 a 30 %” de contenido en carbonatos mientras que para la gráfica de intervalo “30% a 50%”, observamos que para presiones de confinamiento de 6,5 a 9,0 nos da una rotura dúctil pero con pendiente menos acusada que los de la presa de Francisco Abellán, empezando a presentar para presión de confinamiento de 7,5  $Kg/cm^2$  un comportamiento frágil por la aparición de un máximo en la curva a una deformación inferior al 20%. En todos los casos para el 20% de deformación en el primer apartado, y en el segundo para  $\sigma'_3 = 7,5 \text{ Kg/cm}^2$ , se observa un máximo de resistencia (Tensión desviadora) a la rotura, al 18% de deformación.

Los materiales de la Presa de San Clemente presentan rotura Frágil para todas las presiones de confinamiento en la gráfica de “50 % a 60 %” de contenido en carbonatos, mientras que para la gráfica de intervalo “mayor de 60%” de contenido en carbonatos, vemos que para presiones de confinamiento de 6,5 a 9,0 nos da una rotura frágil pero con pendiente más acusada que la anterior. Para presión de confinamiento de 7,5  $Kg/cm^2$ , un comportamiento frágil también pero tan suave como en la gráfica anterior (por la aparición de un máximo en la curva antes de la deformación del 20%). En el primer apartado para  $\sigma'_3 = 6,5$  se produce el máximo a 14% de deformación para 7,5 a 16% y para 9,0 a 14%. En el segundo, para  $\sigma'_3 = 6,5$  se produce el máximo a 16% de deformación para 7,5 a 14% y para 9,0 a 14%.

% Carbonatos, $\sigma'_3$	Canteras								
	Francisco Abellán			Portillo			San Clemente		
	6,5	7,5	3	6,5	7,5	3	6,5	7,5	3
<50%	2,2	2,9	4,1						
15 <> 25%		3,2	3,5						
25 <> 30%				0,8	1,9	3,4			
30 <> 50%				1,8	3,0	4,3			
50 <> 60%							1,8	2,7	3,6
>60%							1,6	1,9	3,4

Tabla 6.3. – Tensión desviadora de pico frente al contenido en carbonatos, para las distintas presiones de confinamiento.

**6.8.3.4.2. – La presión intersticial en función del contenido en carbonatos y la deformación en las canteras.**

Para la presa de Francisco Abellán cuyo contenido en carbonatos va de trazas a 25% máximo, se cumple que el incremento máximo de la presión intersticial alcanzado en los ensayos aumenta al aumentar el % de carbonatos como parece lógico, ya que estos están en forma limosa en su mayor parte, lo que se traduce en un aumento de la finura del material al disminuir la fracción arenosa del mismo.

Para presiones de confinamiento altas,  $\sigma'_3 = 3 \text{ Kg/cm}^2$ , esta ley se atenúa dando valores muy similares al aumentar el contenido de carbonatos. Sin embargo, a presiones más bajas  $\sigma'_3 = 1,5 \text{ Kg/cm}^2$ , la tendencia se ve muy claramente.

Para la presa de El Portillo en la que el contenido de carbonatos, como ya sabemos, recorre una banda que va desde el 25% al 50% de carbonato, las observaciones apuntadas para la presa de Francisco Abellán son no solo válidas, sino mucho más claras en esta ocasión. Hay que decir que desde el punto de vista textural esta es bastante más fina que la anterior por lo que la fracción arenosa es bastante más pequeña. Si vemos los ensayos de consistencia, el Portillo es más plástico; esto sugiere que la dependencia de los recorridos de la presión intersticial están muy influenciados por otros factores además del contenido de carbonato, lo que implica una dependencia compleja.

Para la presa de San Clemente, en la que el contenido de carbonatos cubre el extremo superior de este estudio, llegando a valores por encima de 70% de estos, se produce una variación en el comportamiento del fenómeno si se compara con los valores encontrados en las otras canteras. El tener un contenido de carbonatos siempre superior al 50%, hace que la fracción que predomine sea la carbonatada frente a cualquier otra.

La pendiente de subida de los recorridos de la presión intersticial en general aumenta al aumentar el tanto por ciento de carbonatos. En cuanto a la pendiente de disipación, la presión intersticial se disipa más rápidamente al aumentar el contenido de carbonatos y en general para las tres presiones de confinamiento ( $\sigma'_3$ ) ensayadas.

#### 6.8.3.4.3. – La cohesión efectiva de pico y los carbonatos.

Para San Clemente va desde 0,40 Kg/cm<sup>2</sup> que es suficientemente alto para considerar una arcilla clara, hasta un valor mínimo de 0,10 Kg/cm<sup>2</sup>, típico de limos de baja plasticidad.

Para El Portillo va desde 0,57 Kg/cm<sup>2</sup> a 0,07 Kg/cm<sup>2</sup> como vemos pasa lo mismo. Hay un rango que se mueve entre comportamientos arcillosos claros a limosos típicos con un valor máximo, que es algo mayor que el anterior.

Para la presa de Francisco Abellán se sigue cumpliendo lo anterior y aquí la dispersión de los resultados es mayor estando éstos, en una franja que va desde un máximo a 0,80 Kg/cm<sup>2</sup> a un mínimo de 0,03 Kg/cm<sup>2</sup>.

Las rectas de tendencia de la cohesión frente al contenido en carbonatos son:

San Clemente  $y = 508.14x - 2.0145$   $R^2 = 0.9298$ .

Portillo  $y = 39.717x - 1.576$   $R^2 = 0.5874$ .

Francisco Abellán  $y = 68.252x - 1.9042$   $R^2 = 0.9223$ .

La zona de influencia más fuerte es para la Cantera de San Clemente la comprendida entre 48% y 60%; para la presa del Portillo esta se encuentra más difusa y podemos decir que está entre 30% y 35%; y por último, para la presa de Francisco Abellán esta muy bien correlacionada y se encuentra entre 18% y 27%.

#### 6.8.3.4.4. – El Ángulo de rozamiento efectivo y los carbonatos.

Para San Clemente va desde 34.99°, que es suficientemente alto para considerar una arena clara, hasta un valor mínimo de 15.5°, típico de limos de baja plasticidad.

Para El Portillo se encuentra entre 38° y 17°; como vemos pasa lo mismo: hay un rango que se mueve entre comportamientos arcillosos claros a limosos típicos con un valor máximo que es algo mayor que el anterior.

Para la presa de Francisco Abellán se sigue cumpliendo lo anterior y aquí la dispersión de los resultados es mayor, yendo éstos desde un máximo a 35°, una arena típica, a un mínimo de 17°, limo arcilloso. Las rectas de tendencia y los índices de correlación de este comportamiento son los siguientes:

San Clemente  $y = 0.3704x + 5.0932$   $R^2 = 0.9655$

Portillo  $y = 0.8051x$   $R^2 = 0.6379$

Francisco Abellán  $y = 0.3462x + 18.458$   $R^2 = 0.4068$

### 6.9. – Caracterización tenso – deformacional. Adecuación de los modelos estudiados al contenido de carbonatos.

En este apartado, se recogen los resultados de los ensayos realizados con 97 muestras de las canteras estudiadas, utilizadas en la construcción de los núcleos impermeables de las presas San Clemente, Portillo y Francisco Abellán, cubriendo un rango de concentración de carbonatos desde 5% hasta el 77,15%. A partir de los ensayos triaxiales y edométricos realizados, se deducen los parámetros geotécnicos necesarios para definir los modelos Armónico, Hiperbólico y de CAM – CLAY usados en este trabajo, calculando la variabilidad de estos parámetros frente al contenido de carbonatos, para ver la influencia de estos en el comportamiento mecánico de los suelos de grano fino.

### 6.9.1 – Los parámetros de cálculo en el Modelo Armónico, frente al contenido en carbonatos.

De todos los parámetros que gobiernan el modelo, solo se han correlacionado aquellos que por ser exclusivos de este modelo, no se han tratado en otros apartados de este trabajo.

$\rho_0$  determina la posición relativa de la densidad inicial respecto a las otras dos, crítica y discriminante, por lo que es una función muy relacionada con la variabilidad textural de los suelos. En general presenta una correlación negativa, a mayor contenido en carbonatos menor es el valor de  $\rho_0$  lo que nos dice, según la definición impuesta, que los carbonatos van a jugar un papel importante en el comportamiento dúctil o frágil de los suelos margosos, según el modelo, lo que esta de acuerdo con los resultados experimentales.

La densidad crítica: Los carbonatos presentan buena correlación con esta variable; sin embargo, otras variables, en especial la cohesión efectiva del material, van a ser bastante más importantes en la variabilidad de este parámetro.

Zona	% $[(CO_3)^{-}]$	$\gamma_d$ (gr/cm <sup>3</sup> )	n	k	Kur
F <sup>co</sup> Abellán	15	1,79	0,45	104,52	209,04
	25	1,77	0,99	111,70	223,40
Portillo	30	1,82	1,36	86,02	172,04
	40	1,78	0,34	81,59	163,18
S. Clemente	60	1,71	0,61	212,15	424,30
	70	1,72	0,79	225,05	450,10

Tabla 6.4. – Parámetros n y Kur, frente al contenido en carbonatos

El parámetro  $\lambda$ : A nuestro modo de ver es el mas original del modelo, está más íntimamente relacionado con las variables que sean función de la deformabilidad de los suelos. Las correlaciones tanto considerando cada cantera independientemente, como considerando el conjunto total de las muestras, presentan buenas correlaciones con pendientes semejantes en cualquier caso, puesto que los datos aportados se agrupan bastante bien a una misma recta de tendencia. Según esto, a mayor contenido en carbonatos mayor índice de resiliencia, o dicho de otro modo, cuanto más contenido en carbonatos tenga un suelo se necesita menor deformación para llegar a un mismo desviador por lo que habrá mayor rigidez, también según el modelo. No hay que decir que es lo que se ha demostrado con los datos presentados en apartados anteriores.

Como ya hemos visto el modelo predice aceptablemente la influencia de los carbonatos en las características mecánicas del suelo; sin embargo, no contempla aceptablemente el comportamiento tenso deformacional de estos suelos, pues se ve difícil deducir a partir del contenido en carbonatos la respuesta de los suelos frente a una solicitud según esto, la respuesta debe de ser más compleja y se gobierna por otros parámetros, implicados unos con otros, y no de forma sencilla.

### 6.9.2. – Los parámetros en el modelo Hiperbólico, frente al contenido de carbonatos.

Los valores de los parámetros del coeficiente de Poisson a utilizar en el modelo hiperbólico, se han tomado de acuerdo a las instrucciones de Wong y Duncan.

Los recorridos experimentales que se han desarrollado a partir de el modelo y los parámetros calculados, se exponen en el apartado anexos, sección 4.

Como podemos comprobar en el anexo A-4, los recorridos se adecuan bastante bien al tipo de ecuación que define el modelo por lo que representa este modelo aceptablemente el comportamiento mecánico de los suelos presentados; sin embargo, a partir de 50% de contenido en carbonatos las ecuaciones calculadas con los datos experimentales presentan una dispersión bastante acusada. En cuanto a la variabilidad de los parámetros frente al contenido de carbonatos podemos decir que es buena, representando aceptablemente las características experimentales frente a las que predice el modelo. Aún a sí a altas presiones el modelo no predice bien el comportamiento, esto puede ser debido a los efectos de aplastamiento de estructuras carbonatadas biogénicas que se puedan encontrar en la matriz de la muestra utilizada.

### 6.9.3. – Los parámetros en el modelo CAM – CLAY.

Los parámetros del modelo en ningún caso guardan una correlación clara con el contenido en carbonatos, siendo las correlaciones encontradas pobres especialmente en el caso de la cantera de Alameda. Aún así las predicciones de comportamiento del modelo en relación a los comportamientos experimentales sí producen datos coherentes.

- ❖ Con los gráficos de los diferentes parámetros presentados frente al contenido en carbonatos parece difícil ver tendencias claras de los carbonatos, con cualquiera de aquellos; no obstante podemos sugerir los siguientes razonamientos:
  - En las canteras de la presa de San Clemente:
    - Se ve claramente la diferencia entre los datos de la cantera de Alameda y Cementerio. Fundamentalmente, estas canteras se diferencian en el contenido en carbonatos, que produce una diferencia textural entre las dos.
    - En la cantera de Cementerio para el parámetro  $K_0$ , dan valores claramente superiores a la cantera de Alameda.
    - El parámetro  $\lambda$ , se comporta de manera idéntica.
    - Los demás parámetros no definen ese mismo comportamiento dando recetas de tendencia iguales y con pendientes casi horizontales.
  - En las muestras de la cantera de la presa del Portillo:
    - Respecto al parámetro  $K_0$ , comprobamos también dos tendencias claras que pueden definirse como cambios texturales, superficiales entre las muestras, lo que nos demuestra como este parámetro es el más “sensible” a esta propiedad de todo el conjunto.
    - Los demás parámetros no definen ese mismo comportamiento dando recetas de tendencia iguales y con pendientes casi horizontales.

- En las muestras de la cantera de la presa de Francisco Abellán:
  - Para el parámetro  $K_0$ , comprobamos también dos tendencias claras que pueden definirse como cambios texturales, esta cantera es la más “gruesa” de las tres zonas y en esta propiedad, la que más dispersión presenta.
  - Los demás parámetros no definen ese mismo comportamiento, dando rectas de tendencia iguales y con pendientes casi horizontales.
  
- ❖ En cuanto a la predicción impuesta para estas muestras por el modelo, las conclusiones son casi idénticas, pues se ve que en la presa de Francisco Abellán, que es la más arenosa, el modelo da resultados bastante “pobres”, ya que los gráficos que resultan son muy distintos a los que se presentan para cada muestra en los resultados experimentales, reales, presentados en el anexo A-4. Sin embargo, sí podemos decir que se predicen con bastante mejor correlación los resultados de las otras zonas estudiadas que son bastante más “arcillosas”, lo que es lógico porque este modelo se ideó para muestras arcillosas principalmente.

Todo esto nos demuestra que la respuesta es más compleja y se gobierna por varias variables implicadas unas con otras, y no de forma sencilla lo que corrobora lo dicho anteriormente. La relación entre los recorridos tensionales presentados en los ensayos realizados no se ajustan suficientemente de cualquier forma, lo que nos hace pensar, que el modelo no contempla exactamente las características diferenciadoras de estos suelos margosos, aunque como presentan varios autores, para suelos arcillosos, el modelo sí funciona bastante bien. Esta es una razón más que demuestra el vacío investigador en este tipo de suelos y que el papel del carbonato no es tan inerte como se da a entender.

Además, en estos suelos, sometidos a carga sin drenaje, la respuesta de la carga no es independiente de los recorridos tensionales, por lo que lo determinado bajo condiciones de simetría axial debe ser distinto a lo determinado para condiciones de rotura plana, siendo la primera la forma normal del estudio y la segunda, la más frecuente en las condiciones de campo. Esto hace aún más importante la caracterización de las variables y la buena elección de los parámetros del modelo frente a las condiciones y propiedades geotécnicas del suelo estudiado.

# **CAPÍTULO VII**

# **CONCLUSIONES**



## VII. – CONCLUSIONES.

### 7.1. – Introducción y revisión bibliográfica.

La tesis presentada, es la continuación de la línea de investigación, iniciada por el área de Ingeniería del Terreno en el año 1993, a raíz de un convenio de colaboración entre la Universidad de Granada y la Universidad de Tetuán (Marruecos).

Este fructificó en una tesis de tercer ciclo de la investigadora El Amrani Paaza en el año 1996, defendida en la Universidad de Tetuán y la tesis doctoral de la misma investigadora, en el año 1998, ya independiente del convenio antes aludido y presentada en la Universidad Granadina.

Desde este momento se siguió con la línea de “caracterización de geotécnica de suelos” que ha llevado a la terminación de la tesis que se presenta.

Esta procura realizar una revisión de las características dominantes en la variabilidad de los parámetros geotécnicos de los materiales margosos de grano fino, usados en la ejecución de los núcleos impermeables de las presas de materiales sueltos en función de su contenido en carbonatos. Los estudios realizados, junto con sus aportaciones presentan observaciones de interés sobre los siguientes puntos, en cuanto al comportamiento geotécnico de estos materiales:

- Caracterización geotécnica de los materiales carbonatados en un amplio rango de contenido en carbonato y para una distribución amplia de minerales del tipo de la arcilla.
- Cálculo de la variabilidad de los parámetros geotécnicos en función del contenido en carbonatos.
- A partir de las estructuras microscópicas de carácter biogénico de los materiales carbonatados tratados, se estudia la posibilidad de liberar agua en la rotura en función de la carga soportada.
- Estudio de la representatividad de las clasificaciones ingenieriles usadas en la actualidad, para estos materiales en función de su personalidad mecánica debida a su contenido en carbonatos.
- Estudio de los modelos tenso – deformacionales de uso común para el comportamiento mecánico de suelos, con las variables experimentales calculadas.
- Cálculo de los parámetros usados en el desarrollo de los modelos estudiados y su variabilidad frente al contenido de carbonatos.

Junto con los trabajos realizados, la recopilación bibliográfica efectuada se aporta datos de interés sobre los puntos antes indicados. Algunos de los aspectos de mayor interés, referidos en este sentido, son los señalados brevemente a continuación.

Se puede decir, que en general, las presas de materiales sueltos representan, hoy y en el futuro, la forma más normal de construcción de presas en el mundo, el 83,4% (27,5% en el último trienio en España), siendo abrumadora la cantidad de estas que tienen el suelo cohesivo de grano fino como parte integrante (94% de las construidas de tierras). Lo que justifica la necesidad de un conocimiento profundo de las características y capacidades de estos suelos, y la influencia de sus componentes en las construcciones.

El trabajo presentado se basa en el estudio y análisis de 325 muestras de suelos margosos, que han sido usados para la construcción de los núcleos impermeables de tres presas de materiales sueltos, Presa de Francisco Abellán, Presa del Portillo y Presa de San Clemente, pertenecientes a la cuenca del Guadiana Menor, que discurre por las comarcas de Guadix, Baza y Huescar.

Las presas anteriores son propiedad pública y gestionadas por la Confederación Hidrográfica del Guadalquivir. Debido a la altura de sus frentes de presa, son consideradas todas ellas como “grandes presas”.

## **7.2. – Influencia de los carbonatos en las propiedades índice, mecánicas y geotécnicas de los suelos.**

Un análisis de las propiedades ingenieriles y del comportamiento de los suelos carbonatados requiere información exacta sobre la cantidad de carbonato presente, aunque los autores consultados dan como mejor método para hallar este parámetro el método de espectrometría de absorción atómica, demostramos que para las margas, donde la concentración es siempre superior al 10%, el método del calcímetro da resultados más exactos, y, por lo tanto, es más idóneo.

En general podemos decir que la presencia de carbonato en el suelo va a influenciar de manera notable las propiedades ingenieriles de las margas.

- Con concentraciones menores del 20% y en ausencia de esmectita, no se observan incrementos importantes en el límite líquido, aunque el índice de correlación es siempre superior a 0,76, presentándose en todos los casos una tendencia inversa.
- Con concentraciones entre 40 y 60% en carbonatos y en ausencia de esmectita, no se presenta un aumento significativo en la pendiente de la curva de tendencia, presentando un índice de correlación semejante al anterior. Esto se debe al efecto expansivo que desarrolla el ión calcio dentro de la estructura arcillosa de la mezcla.
- Para proporciones de carbonato entre 20 y 40%, los valores del L.L. bajan un 9,6% frente a las anteriores siguiendo claramente la misma línea de tendencia.
- En el caso de contenidos en esmectita en contenidos inferiores al 20%, aumenta considerablemente la pendiente de la recta de tendencia con un índice de correlación superior al 0,9.
- Para contenidos entre 40 y 60%, sigue la misma tónica pero con pendientes drásticamente menores.
- Para valores de contenido en carbonatos superiores al 50% la pendiente de la recta de tendencia vuelve a disminuir y toma valores parecidos a los que tienen las rectas de tendencia de las muestra sin contenido esmectítico.

Todas las muestras ensayadas se quedan debajo de la línea de actividad de 0,5 de Arkin lo que junto con los datos anteriores prueba que las correlaciones de Arkin no se aplican en general, para nuestros suelos aunque globalmente el comportamiento sí se asemeja algo a lo prescrito por este autor.

La influencia en la permeabilidad de los carbonatos está bien demostrada:

- Para contenidos en carbonatos inferiores al 25%, en todos los casos se produce un acusado punto de inflexión de la tendencia a partir de 21,4%.

- Para contenidos de carbonato entre 25 y 50%, el punto de inflexión se produce para un contenido de 42,4%.
- Para contenidos superiores al 50%, este se produce para un contenido del 65,5%.

Los carbonatos producen una alteración en la textura del material; esto sería el mecanismo de su influencia en la permeabilidad. En todos los casos al aumentar el contenido de carbonatos aumenta la permeabilidad del suelo, con buenos índices de correlación, siempre superiores al 0,62%.

La relación entre el índice SEHUDES de 4º ciclo y el contenido en carbonatos nos da correlaciones importantes, índice de correlación mínimo 0,77, en todos los casos menos en la cantera de Alameda perteneciente a la presa de San Clemente  $R_2 = 0,26$ , dando tendencia inversa.

Se han correlacionado los datos de erosión interna, caudal máximo PINHOLE, dando una relación directamente proporcional bastante clara donde se definen familias que ubican las distintas zonas de muestreo, dando índices de correlación de 0,45 para menor de 25% de carbonatos; 0,59 para concentraciones en carbonatos entre 25 y 50%; 0,67 para concentraciones superiores al 50%. Al aumentar el contenido de carbonatos los datos se agrupan, como se ve, a la recta de tendencia mas estrechamente.

A mayor contenido en carbonatos se produce una disminución importante de la autoestabilidad de las bases margosas. La influencia del contenido en carbonatos sobre el Índice SAR del suelo hace que este índice no sea efectivo para correlacionar la autoestabilidad de la base. Este fenómeno se ha detectado para concentraciones superiores al 50% en carbonatos.

El potencial de hinchamiento medido en ensayos edométricos disminuye al aumentar el contenido de carbonato en los suelos estudiados en general, exceptuando las muestras con contenidos superiores al 50% de las canteras de la presa de San Clemente que presentan un potencial algo superior al resto, debiéndose al contenido esmectítico y no a la influencia del carbonato.

La dependencia de la presión de preconsolidación y el contenido en carbonatos, define una tendencia inversa clara disminución de ésta al aumentar el contenido de carbonatos, es debido este fenómeno al efecto de aplastamiento y rotura de las partículas carbonatadas frente a solicitudes mecánicas de compresión sobre los suelos.

La constante de consolidación vertical frente al % de carbonatos de las muestras presenta para todas ellas pendientes muy semejantes, con índice de correlación importantes siempre por encima de 0,76; nos dice que al aumentar el contenido en carbonatos los suelos son mas compresibles.

### **7.3. – Influencia de los carbonatos en suelos usados como material de relleno.**

Debido al efecto sobre la plasticidad, la permeabilidad y la compresibilidad que los carbonatos ejercen sobre los suelos, estos van a producir un material muy reactivo a la compactación, dentro de la matriz margosa de los suelos, de núcleos impermeables, por su carácter biogénico, pues según como sea el efecto de la compactación se puede producir estructuras que al ser cargadas pueden llegar a liberar agua en proporciones supe-

riores al 95% de la humedad total de puesta en tajo, por efecto de la rotura de los materiales carbonatados huecos. Esto supone pasar de un material que este alrededor del óptimo a valores muy superiores al límite líquido. En general las margas estudiadas presentan bajas capacidades de resistencia a la carga, las muestras ensayadas presentan una resistencia de pico máxima de 2,41 Kg/cm<sup>2</sup>. En general, antes de la rotura intrapartícula el contenido en carbonatos aumenta la resistencia de pico en valores superiores al 30% en las margas estudiadas.

Durante la desecación del material se produce un efecto disipación de presiones intersticiales que es coadyuvado por la presencia de los carbonatos; esto aumenta la estabilidad del terraplén a largo plazo, aunque esta disipación de la presión de poro origina asentamientos a largo plazo no tenidos en cuenta, debido a la naturaleza cohesiva del suelo tratado.

#### **7.4. – Los carbonatos en los sistemas de clasificación.**

Como se ha demostrado no hay un método ingenieril que este disponible específicamente para clasificar materiales carbonatados; esto puede ser debido a no disponer de un sistema específico para carbonatos.

En los sistemas estudiados en el presente trabajo queda de manifiesto las carencias absolutas en cuanto a la “realidad carbonatada” de las muestras estudiadas, desde el punto de vista mecánico.

Los sistemas geológicos hacen hincapié en la mineralogía, origen y composición biológica. Mientras, las clasificaciones ingenieriles, de igual forma, usan distintas clasificaciones existentes para caracterizar adecuadamente las propiedades, comportamiento y características de estos materiales, sin tener en cuenta las variables anteriores. Es improbable que cualquier sistema, por sí solo, realizara todas estas funciones al completo, por lo que queda totalmente oscurecida la influencia de los carbonatos en el comportamiento de los suelos.

En este trabajo se propone una clasificación que contempla todo lo anterior, obteniéndose al final, un esquema que contempla las características inherentes a los carbonatos. Produce un sistema satisfactorio para las necesidades de información en ingeniería civil.

Los parámetros que se proponen son:

- El primer parámetro lo podemos dividir en: no cementado; consolidado; débilmente cementado; Moderadamente cementado; Claramente cementado, húmedo o seco; fuertemente cementado, con propiedades específicas de una roca ligera, laminado o estratificado; no afectado por la humedad; rocas duras moderadas.
- El segundo parámetro lo dividiremos en: %Arcilla, %limo, %arena y %grava; Bien graduado o mal graduado; carta de plasticidad Casagrande y simbología SUCS: GW, GP, SW, SP, SC, SM, CL, ML, CH, MH, OL. OH; ensayo de compresión simple valores de  $q_u$ , menor de 0,36 Kg/cm<sup>2</sup>, entre 0,36 Kg/cm<sup>2</sup> y 3 Kg/cm<sup>2</sup>, más de 3 Kg/cm<sup>2</sup>.
- En el tercer parámetro: % de carbonato y origen del mismo, inorgánico o biogénico, de deposición o por precipitación y textura, masiva o cristalizada; en conjunto del suelo y por ensayo Pinhole, ND – 1, ND – 2, ND, D.

- En el cuarto parámetro: % de sales solubles, ninguna, menos del 0,5%, entre 0,5% y 1,5%, entre 1,5% y 2% y mayor del 2%; contenido de sulfatos, menos de 100 ppm no agresivo, entre 100 ppm y 500 ppm débilmente agresivo, entre 500 ppm y 1000 ppm agresivo, más de 1000 ppm fuertemente agresivo; Materia orgánica, ausencia, menos del 20%, más del 20%.

Dando el siguiente esquema de clasificación:

	INORGÁNICO (I) q <sub>u</sub> (MPa)			ORGÁNICO (O) q <sub>u</sub> (MPa)			
	0	3,5	15	0	3,5	15	30
Variables de Clasificación	No Cementada (N)	Ligera Cementación. (L)	Durable. (D)	No Cementada (N)	Ligera Cementación. (L)	Durable. (D)	
	% Arena	% Arena	Slake Durability Test.	% Arena	% Arena	Slake Durability Test.	
	% Limo	% Limo		% Limo	% Limo		
	% Arcilla	% Arcilla	Densidad Superficie saturada. seca	% Arcilla	% Arcilla	Densidad Superficie saturada. seca	
	Índice de plasticidad I. P. Límite líquido L.L.			Índice de plasticidad I. P. Límite líquido L.L.			
Dens Max. Proctor N Hum. Óptima Proctor N		Dens Max. Proctor N Hum. Óptima Proctor N					
Dispersabilidad (Pinhole); Autoestabilidad Sherard		Dispersabilidad (Pinhole); Autoestabilidad Sherard					
Densidad ρ <sub>max</sub> (Kg/m <sup>3</sup> )	F >2.200	<b>ILF</b>	<b>IDF</b>	<b>ONF</b>	<b>OLF</b>	<b>ODF</b>	
	A 2.000						<b>INA</b>
	M 1.800	<b>ILM</b>	<b>IDM</b>	<b>ONM</b>	<b>OLM</b>	<b>ODM</b>	
	B 1.600						<b>INM</b>
>1.400	<b>INB</b>						

*Esquema de Clasificación propuesto.*

La “Notación Característica” se puede intuitivamente traducir pues las letras representan la inicial de clasificación.

- I = Génesis Inorgánica.
- B = Baja densidad.
- M = Densidad media.
- A = Densidad alta.
- F = Densidad muy alta; firme.
- O = Génesis Orgánica.
- N = No cementada.
- L = Cementación Ligera.
- D = Cementación Alta. Durable.

Además de esta “notación característica”, se completa esta clasificación propuesta con una “definición específica” en la que se hará constar los valores determinados en el esquema haciendo hincapié en la plasticidad y dispersabilidad en los materiales no ce-

mentados, y la durabilidad en los cementados. Así como el % de carbonatos que contenga la muestra clasificada. Esta definición terminará con el nombre vulgar, si se conoce, del material, color y estado de agregación

El uso de este esquema que se propone, aseguraría que parámetros importantes se tuvieran siempre en cuenta de una manera sistemática de modo que, estarían de forma conveniente en el desarrollo del cuerpo de información recopilada para el suelo, siendo un sistema de clasificación ingenieril útil, para un gran número de materiales carbonatados.

### **7.5. – Influencia de los carbonatos en el comportamiento tenso – deformacional.**

Las curvas de tensión – deformación representantes de la interacción sólido – sólido, están realizadas en tensiones efectivas, bajo la aplicación de cargas externas, están representadas en este trabajo mediante ensayos triaxiales sin drenaje con consolidación previa y medida de presiones intersticiales, sobre las muestras utilizadas en el estudio presentado.

Se presentan 125 ensayos triaxiales con los recorridos tenso – deformacionales a diferentes presiones de confinamiento, sobre margas en un extenso rango de contenido en carbonatos. Se muestra los desarrollos de altas presiones intersticiales, presentando durante el proceso de rotura tipos de rotura dúctiles en su mayoría, que nos dan a entender los cambios estructurales producidos durante el reamasado de las muestras, con disminuciones importantes en la tensión principal y poca diferencia entre esta y la tensión residual calculada. Este comportamiento se atribuye a la reorientación de los granos sólidos y al posible punzonamiento y aplastamiento, “Crushing” de los granos sólidos del suelo. En las gráficas “p’ - q”, presentadas en los anexos (A-4) de este trabajo, se observa un rango muy bajo de tensiones para grandes deformaciones y una línea de plastificación del suelo constante independiente de la presión de confinamiento, lo que nos lleva a pensar que el carbonato disminuye la susceptibilidad de las margas ensayadas, produciéndose comportamientos muy similares a los que presentan las arenas muy sueltas, no viéndose similitud con arcillas sensibles como ya ha dicho Bishop en sus estudios sobre estos materiales. El resultado de esto es la facilidad de producir rotura plana y deslizamientos en forma de flujos, Siltflow y clayflow.

Las ecuaciones e índices de regresión que explican la influencia de los carbonatos en la forma de los recorridos tensión – deformación de estos suelos, están bien definidas y son altos respectivamente, estando los resultados en el capítulo correspondiente.

### **7.6. – Representatividad de los carbonatos en los modelos tenso - deformacionales.**

La mayoría de los modelos usados para predecir comportamientos de los suelos con relaciones constitutivas ya están descritos en la literatura al uso, los principales, descritos por los autores citados, todos ellos tratados en este trabajo.

En este trabajo se han dado solamente las directrices de estudio de los distintos parámetros, de los diferentes modelos, para reflejar las posibilidades de predicción de estos, frente a los materiales carbonatados y la influencia de los carbonatos en la personalidad tenso – deformacional de estos suelos, y sus diferencias frente a otros tipos de suelos.

Podría pensarse que los desarrollos desde esta perspectiva de los modelos discutidos, podrían no explicar convenientemente los “misterios” presentados por las relaciones constitutivas.

Los principios y las hipótesis de los modelos usados son tan conceptuales que incluso se puede pensar que su desarrollo y presentación como conjuntos independientes y completos de ecuaciones puede parecer falso por el principio científico de pérdida de la “realidad”.

Cualquier cálculo en un diseño geotécnico requerirá, después de un concienzudo estudio experimental representativo, la elección del modelo que mejor explique la realidad.

Por ejemplo los cálculos de un suelo, típicamente asumen que el suelo es lineal y elástico y los cálculos de capacidad de carga, de igual forma, casi siempre asumen que el suelo es rígido y plástico. Sin embargo, sabemos que las construcciones geotécnicas trabajando bajo carga, tendrán comportamientos que llegaran a ser en un momento lineales y elásticos y en otros rígidos y plásticos.

En la elección del modelo, un ingeniero geotécnico deberá decidir que efectos serán los que primen para incluirlos en el modelo elegido. Por esto la experiencia sobre el suelo es fundamental. En particular la presencia de carbonatos en el suelo, parece que desestabiliza el comportamiento “arcilloso” de los suelos estudiados explicados en el modelo CAM – CLAY, pensado para arcillas típicas.

Sin embargo, el modelo hiperbólico sí sigue un comportamiento lógico y además las correlaciones del contenido en carbonatos frente a los parámetros utilizados es buena, explicándose aceptablemente los comportamientos de los suelos estudiados, pero no suficientemente, en cuanto a la variación del carbonato presente.

En cuanto al modelo armónico las consideraciones seguidas por los autores citados simplemente no son válidas para estos suelos, dada la dificultad de poder calcular con precisión parámetros fundamentales de este modelo como por ejemplo la densidad crítica y la densidad discriminante por los procesos dúctiles que presentan la mayoría de estos suelos. Se deja para futuros estudios la profundización en estos conceptos que podrían dar, al final, un modelo que prediga bien el comportamiento de estos tipos de suelos. La correlación entre los parámetros presentados y los carbonatos “hablan” favorablemente en este sentido.

Como resumen, habría que dejar claro que no es el fin de este trabajo la definición de un modelo original, sino el estudio de lo que hay. Se ha demostrado, que el “hecho margo-so” no se tiene en cuenta en ninguno de ellos suficientemente, aún cuando es un material principal en la construcción y por tanto en la ejecución de los núcleos de las presas de materiales sueltos y en infinidad de zonas de cimentación a lo largo de este país.

### **7.7. – Aspectos de interés en investigaciones futuras.**

Los resultados de esta investigación no pretenden considerar que esta se acaba en sí misma. Estas han servido como indicadores del estado del conocimiento actual y de las tendencias existentes en el empleo de estos suelos para la construcción de diferentes

“tajos” en la Ingeniería Civil. Por lo tanto, numerosos caminos quedan abiertos para el incremento del conocimiento en este campo.

- Se debe desarrollar con numerosas experiencias, el sistema de clasificación propuesto, de tal manera que lo valide y perfeccione combinando, con acierto, experiencias geotécnicas en laboratorio y en campo.
- Los efectos del agua intrapartícula sobre el contenido “geotécnico” de agua, investigando los límites de carga sobre el comportamiento de tensión – deformación y resistencia al aplastamiento, deben de ser investigados, en función de grandes variaciones de contenido y naturaleza de carbonatos.
- Adecuar campañas de ensayos de campo, no tratados en este trabajo suficientemente, que completen esta parte tan importante en la completa caracterización de los suelos estudiados.
- Las propiedades dinámicas de los suelos margosos, serán otro de los campos de estudio para futuros trabajos sobre los mismos sobre todo, en suelos parcialmente saturados.
- Incrementar las experiencias numéricas a fin de encontrar un modelo matemático que explique suficientemente la naturaleza margosa.
- Incrementar las experiencias de instrumentación en presas evaluando los desplazamientos y comportamientos de los núcleos de las mismas, en diferentes situaciones de embalse y desembalse, adecuando y comparando los resultados con los ensayos de los suelos en laboratorio.

## **CAPÍTULO VIII BIBLIOGRAFÍA**



---

**VIII. – CITAS BIBLIOGRÁFICAS Y BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA.**

**AASHTO;** (1986); "Standard specification for transportation materials and methods of sampling and testing: Part I. Specifications"; 14th edn. A.A.S.H.T.O. 444 North Capitol St. N.W. Suite 225 Washington.; páginas: Official Normative.  
Observaciones: Classification System.

**ABEYESEKERA R. A.;** (1979); "Stress deformation and strength characteristics of a compacted shale"; Clay Fills, Inst. of Civ. Eng. Londres; páginas: 1 - 14;  
Observaciones: Stress and strength.

**AGUIRRE E.;** (1958); "Depresión de Granada y estratigrafía del borde NE Alfacer"; Est. Geol. No 14; páginas: 107 - 120;  
Observaciones: Geología.

**AHNICHE M. ;** (1997); "Etude geotechnique de la region de Tetouan" ; These 3eme cycle. Univ. Abdelmalek Esaadi de Tetouan Maroc; páginas: 83;  
Observaciones: Geotechnical characterization.

**AIREY D.W., FAHEY M.;** (1991); "Cyclic response of calcareous soils from the north west shelf of Australia" ; Géotechnique, 41, No1; páginas: 101 - 122;  
Observaciones: Calcareous soils.

**ALIMI - ICHOLA I.;** (1991); "Influence de la méthodologie d'essais sur les paramètres caractérisant le gonflement des tirs du Maroc"; Bulletin Liason Laboratoire des Ponts et Chaussées, 171, Laboratoire des Ponts et Chaussées, France; páginas: 47 - 56;  
Observaciones: Caracterisation géotechnique.

**ALMEIDA M. S. S. ;** (1984); "Stage constructed embankments on soft clays"; Ph D. Thesis, Cambridge, Univ.; páginas: 329;  
Observaciones: Stress strain behaviour of Clays.

**ALVARADO M. M., SAAVEDRA J. L.;** (1966); "Estudio geológico del extremo nordeste de la provincia de Granada" ; Bol. Inst. Geol. Min. España, Tomo 77; páginas: 99 - 140;  
Observaciones: Geología.

**AMRANI N.;** (1996); "Caractérisation géotechnique des sols cohésifs du bord sud oriental de la depresión de Grenade"; Thèse de 3eme cycle. Université Abdelmalek Esaadi Tetouan Maroc; páginas: 312;  
Observaciones: Caractérisation géotechnique.

**AMRANI N.;** (1998); "Caracterización geotécnica de suelos cohesivos neógenos: Expansividad y parámetros mecánicos de las margas de la depresión de Granada y de la depresión de Tetuán-Martil"; Tesis Doctoral Universidad de Granada; páginas: 422;  
Observaciones: Caracterización geotécnica de margas.

**AMRANI N., BOUSSOUF S.;** (1994); "Swelling behaviour of coherent soils from the Granada basin" ; 7th International IAEG Congress Balkema, Rotterdam, 1994; páginas: 967 - 974;

Observaciones: Swelling behavior.

**AMRANI N., CHACON J.;** (1996); "Altérabilité, gonflement et propriétés d'indices des marnes néogènes de la depression de Grenade, Espagne."; Bulletin I. A. of Engineering Geology 54, Paris; páginas: 77 – 89 ;

Observaciones: Propriétés d'indices de marnes.

**AMRANI N., LAMAS F., IRIGARAY C., CHACÓN J.;** (1998); "Engineering geological characterization of neogene marls in the Southeastern Granada Basin, Spain"; Engineering Geology 50, páginas: 165 - 175;

Observaciones: Carbonate content.

**AMRANI N., LAMAS F., IRIGARAY C., CHACÓN J., OTEO C.;** (2000); "The residual shear strength of neogene marly soils in the Granada and Guadix basins, southeastern Spain"; Bulletin of Engineering Geology Environment, Springer - Verlag; páginas: 99 - 105;

Observaciones: Residual shear strength.

**APOSTOLESCUS J. F. ;** (1982); "Estratigrafía del sector nordeste de la provincia de Granada"; Primer Coloquio de Estratigrafía y Paleografía del Cretácico en España Madrid 1982;

Observaciones: Geología.

**ARKIN I., MICHAELI L.;** (1989); "Strength and consistence of artificial clay - carbonate mixtures: simulation of natural sediment"; Journal of Engineering Geology 26; páginas: 201 - 213;

Observaciones: properties of clay - carbonate mixtures.

**ASENSIO E. ;** (1958); "La ejecución de un núcleo impermeable en una presa de tierra"; Revista de Obras Públicas julio 1958. MOPU (Actual Fomento); páginas: 395 - 405;

Observaciones: Información general.

**ASTM;** (1981); "Int. Symp. On Eng. Behaviour of carbonate soil"; ASTM D-18

Comitee Fort Lauderdale U. S.;

Observaciones: Engineering behaviour.

**ASTM;** (1986); "Annual book of ASTM Standard"; Secction 4, construction, Vol. 04.08. Soil and Rock, building Stones ASTM Philadelphia, PA 19103; páginas: 1078;

Observaciones: Tests procedures.

**ASTM;** (1998); "Int. Symp. On Eng. Behaviour of carbonate soil"; ASTM D-18

Comitee Philadelphia U. S.;

Observaciones: Engineering behaviour.

**ATKINSON J. H., BRANSBY P. L.**; (1978); "The mechanics of soils"; McGraw – Hill London; páginas: 271;  
Observaciones: Engineering manual.

**AUTOCAD - MAP**; (1999); "Software diseño gráfico"; Autodesk, Inc. U.S.;  
Observaciones: Software.

**AYALA F.**; (1978); "Engineering properties of the Guadalquivir river marly clays in Cordoba Spain"; 3th International Conference of the International Association of Engineering Geology Vol I Int. Assoc. of Engineering Geology, Madrid.; páginas: 117 - 122;  
Observaciones: Marly clais properties.

**AZAM S.**; (2000); "Collapse and compresibility behaviour of arid calcareous soil formations"; Bulletin of Engineering Geology and Environment 59 Springer - Verlag; páginas: 211 - 217;  
Observaciones: Calcareous soils, sulfate.

**BALANYA J.C., CAMPOS J., GARCÍA DUEÑAS V., OROZCO**; (1987);  
"Generaciones de cabalgamientos y pliegues recumbentes en los mantos Alpujárrides entre Ronda y Almería. Cordilleras Béticas."; Geogaceta Volumen 2; páginas: 51 - 53;  
Observaciones: Geología.

**BECKWITH G.H., HANSEN L.A.**; (1982); "Calcareous soils of the southwestern United States"; Geotechnical Properties Behaviour and Performance of Calcareous Soils, ASTM STP 777 Demars and Chaney Eds., ASTM, 1982; páginas: 16 - 35;  
Observaciones: Geotechnical properties settlement analysis.

**BELLAIR M. POMEROL L.**; (1980); "Tratado de Geología"; Vol. 1 Limusa Mexico; páginas: 700;  
Observaciones: Clasificación de las margas.

**BEMBEN S.M.**; (1982); "Brittle behaviour of a varved clay during triaxial undrained shear strength tests"; Geotechnical Properties Behaviour and Performance of Calcareous Soils, ASTM STP 777 Demars and Chaney Eds., ASTM, 1982;páginas: 252 - 276 ;  
Observaciones: shear strength carbonates varved clay.

**BEN MAMMOU A.**; (1992); "Collapses in recent accumulations at Henchir El Yahoudia, Tunis"; Bulletin I. A. of Engineering Geology 46 Paris; páginas: 51 - 55;  
Observaciones: Salts soils, structure and composition.

**BERGER W.H.**; (1968); "Deep - sea research"; Volume 15 Pergamon press U. K. 1968; páginas: 31 - 43;  
Observaciones: Marine sediment.

**BERNER R.A.**; (1971); "Principles of chemical sedimentology"; Vol. 1, McGraw-Hill, New York, 1971; páginas: 486;  
Observaciones: Chemical composition.

**BIAREZ J., BORDES J. L., LONDE P.;** (1988); "La fissuration des noyaux de barrages en enrochement ou en alluvions"; Congreso Internacional de Grandes Presas San Francisco, 1988; páginas: Q63 - R25;  
Observaciones: Fisuración de los núcleos.

**BISCHOFF J., FITZPATRICK J., ROSENBAUER R.;** (1993); "The solubility and stabilizayion of ikaite from 0° to 25°C: Environmental and paleoclimatic implications for thinolite tufa."; The Journal of Geology Vol. 101, 1993 ISBN 0022-1376/93/10101; páginas: 21 - 33;  
Observaciones: Calcareous sedimentary soils.

**BISHOP A.W.;** (1971); "A new ring shear apparatus and its application to the measurement of residual strength"; Géotechnique, 21 No 4; páginas: 273 - 328;  
Observaciones: Ring shear.

**BISHOP A.W., AL-DHAHIR Z.A.;** (1969); "Some comparations between laboratory test in situ investigation of soil and rock" ; British Geotechnical society London 1969; páginas: 251 - 264;  
Observaciones: Laboratory test.

**BISHOP A.W., HENKEL D. J.;** (1962); "The measurement of soil properties in the triaxial undrained test"; 2nd Eds. Arnold London;  
Observaciones: Undrained triaxial test.

**BISHOP A.W., VAUGHAN P.R.;** (1962); "Selset reservoir: Desing and performance, of the embankment"; Proc. Inst. Civ. Eng. Vol. 21; páginas: 305 - 346;  
Observaciones: Embankment.

**BJERRUM L.;** (1967); "Engineerin geology of Norwegian normally - consolidated marine clays, as related to settlement of building"; Géotechnique, 17, (4); páginas: 81 - 118;  
Observaciones: Settlement on clays.

**BLONDEAU F., JOSSEAUME H.;** (1976); "Measure de la résistance résiduelle en laboratoire"; Rapport du Département des Sols des Fondations LCPC Bulletin liason, 64; páginas: 64 - 82;  
Observaciones: Resistence residuelle.

**BLYTH F. G. H., DE FREITAS M. H.;** (1984); "A geology for engineers"; Edwar Arnold Eds. London; páginas: 310;  
Observaciones: Engineering mannual.

**BORG I. Y., SMITH D. K.;** (1969); "Calculated x-ray powder patterns for silicate minerals"; Geological Society of america Memoir - 122;  
Observaciones: Powder x-ray methods.

**BOROWICKA H.;** (1965); "The distribution of pressure under a uniformly loaded elastic strip resting on elastic isotropic ground"; 2nd Cong. Int. Assoc. Bridge and Struct. Eng. Eds (Berlin); páginas: Final Report.;  
Observaciones: Elastic isotropic behaviour.

**BORTKEVICH S. V.;** (2001); "Systematization of properties and structural classification of carbonate rocks and a procedure for building dams of these materials"; Hidrotechnical Construction, Vol. 35,6 Plenum Publishing Corporation; páginas: 275 - 280;

Observaciones: Classification system.

**BOSCARDIN M. D., SELIG E. T., RUEY-SYAN LIN., GWO.;** (1990); "Hiperbolic parameters for compacted soils"; J. Geotech. Eng. ASCE, 116, 1; páginas: 88 - 104;

Observaciones: Hiperbolic model.

**BOSQUE J.;** (1994); "Sistemas de información geográfica"; 1ª Edición Rialp; páginas: 451;

Observaciones: Geología.

**BOTTERO A.;** (1964); "Étude des propriétés mécaniques des matériaux argileux en fonction de leurs propriétés physico-chimiques"; Thèse Doctoral Univ. De Grenoble; páginas: 430;

Observaciones: Propriétés mécaniques des sols.

**BOWDEN F.P., TABOR D.;** (1954); "The friction and lubrication of solids"; Oxford Univ. Press. Londres; páginas: 275;

**BRAVO G.;** (1993a); "Presas de materiales sueltos: Filtros y Drenes criterios de selección morfología y funcionamiento."; Simposio sobre geotecnia de presas de materiales sueltos Zaragoza, 1993; páginas: 45 - 61;

Observaciones: Criterios de selección de bases cohesivas.

**BRAVO G.;** (1993b); "Filtros y drenes: Criterios de selección, morfología y dimensionamiento"; Geotecnia de Presas de Materiales Suelos Zaragoza 1993 Sociedad Española de Mecánica del Suelo y cim.; páginas: 62 - 70;

Observaciones: Características de los materiales.

**BROMHEAD E.N.;** (1980); "A Simple Ring Shear apparatus"; Ground Engineering 12; páginas: 40 - 44;

Observaciones: Ring shear.

**BROSSE E.;** (1982); "Contribution a la mineralogie et a la geochemie des sédiments pélagiques profonds"; Thèse Doctoral Ecole Nationale Supérieure des Mines Paris; páginas: 477;

Observaciones: Mineralogie.

**BRYANT W.R., DEFFACHE A.P., TRABANT P.K.;** (1974); "Physical and mechanical properties of calcareous sediments"; A. L. Inderbitten, 34 Plenum Press New York; páginas: 209 - 244;

Observaciones: Calcareous materials properties.

**BUREAU OF RECLAMATION;** (1980); "Earth Manual"; U.S. Department Of The Interior. Editorial Técnica Bellisco, Madrid- 20; páginas: 800;

Observaciones: Empleo de suelos en construcción.

**BURLAND J.;** (1987); "The teaching of soil mechanics"; 9th ECSMFE Dublin 1987; páginas: 1427 - 1447;  
Observaciones: Deformability soils.

**BURLAND J.B.;** (1990); "On the compressibility and shear strength of natural clay"; Géotechnique, 40 No 3; páginas: 329 - 378;  
Observaciones: Shear strength of cohesive soils.

**CAMPOS I.;** (1994); "The progressive fracture of lac du Bonnet"; Int. J. Roc. Mech. Abstr. 31 Min. Sci. Geomech.; páginas: 643 - 659;  
Observaciones: Fracture properties.

**CARTERW.S., KAGGWA, JOHNSTON I., NOVOLLO, FALLEY;** (1988); "Triaxial testing of North Rankin calcarenite"; Proc. Int. Conference on Calcareous Sediment. Perth Australia, 2; páginas: 515 - 530;  
Observaciones: Triaxial Testing.

**CASAGRANDE A.;** (1936); "Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills"; Jnl. Boston Soc. Civ. Eng.; páginas: 257 - 276;  
Observaciones: Stability Surveys.

**CEBALLOS M.;** (1992); "Comportamiento y caracterización de macizos rocosos de alta deformabilidad empleados como cimientos de presas de fábrica"; Tesis Doctoral ETSICCP Universidad Politécnica Madrid; páginas: 454;  
Observaciones: Deformabilidad de rocas blandas.

**CHACÓN J.;** (1991); "Caracterización geotécnica de los materiales de la vega de Granada"; Curso sobre la teoría y Práctica de las pruebas penetrométricas. UGR, Dep. Geodinámica. Julio 1991.; páginas: 1 - 15;  
Observaciones: Caracterización de materiales.

**CHACÓN J., IRIGARAY C., AMRANI N. ;** (2002); "Caracterisation géotechnique des marnes de la depression de Tétouan - Martil (Maroc) et de ses alentours: potentiel de gonflement et activité des sols"; Bulletin of Engineering Geology and Environment 61 Springer – Verlag; páginas: 87 - 96;  
Observaciones: Activity, Swelling potential, Calcium carbonate.

**CHANDLER H.W.;** (1985); "A plasticity theory Without Druker's postulated suitable for materials"; J. Mech. Phys. Solid 33; páginas: 215 - 226;  
Observaciones: Plasticity of soils.

**CHANEY R., SLONIM S.;**(1982); "Determination of calcium carbonate content in soils."; Geotechnical Properties Behaviour and Performance of Calcareous Soils, ASTM STP 777 Demars and Chaney Eds., ASTM, 1982; páginas: 3 - 15;  
Observaciones: Analysis methods.

**CHANG R. K. ;** (1986); "The failure of Carsington Dam: a numeric stude"; Gacetas and Seling eds. New York: ASCE; páginas: 1 - 26;  
Observaciones: Strain softening.

---

**CHASSAIN P., CORTÉ J., FROUMENTIN M., SCHAEFFNER M.;** (1995); "La dynaplaque 2 Etude d'un nouveau materiel"; Bulletin liason Laboratoire des Ponts et Chaussées. 195 Laboratoire des Ponts et Chaussées, France; páginas: 3 - 14;  
Observaciones: Essai de plaque, Dynamique.

**CHEN Z., MORGENSTERN N.R., CHAN D.H.;** (1992); "Progressive failure of the Carsington dam: a numerical study"; Canadian Geotechnical Journal, 29 Canadian Civil Engineering association; páginas: 971 – 988;  
Observaciones: Mathematic study.

**CLARK A.R., WALKER B.F.;** (1987); "Classification proposed for fine grained carbonate soils"; Géotechnique 37, No 1; páginas: 93 - 99;  
Observaciones: Classification index.

**CNEGP;** (1999); "Informe anual 1999", VI Jornadas de Grandes Presas, Málaga.; Ministerio de Fomento, Serv. Public. Madrid; páginas: 870;  
Observaciones: Presas en España información general.

**COLIN L., WONG Y.;** (1990); "A normalizing relation for granular materials"; Canadian Geotechnick Journal Vol. 27 Canadian Civil Engineering; páginas: 68 – 78;  
Observaciones: Dilatancy, stress - strain.

**COMBEAU A.;** (1964); "Remarques sur les facteurs de variation des limites d'Atterberg."; Cahiers de Pédologie. 2,(4) Paris; páginas: 29 - 39;  
Observaciones: Limites d'Atterberg.

**COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN;** (1997); "Instrucción para el proyecto y ejecución de obras de hormigón en masa o armado"; EHE – 2000 Ministerio de Fomento del Servicio de Public.; páginas: 423;  
Observaciones: Clasificación materiales áridos, calidad.

**COOP M.;** (1990); "Behaviour of calcareous uncemented clayey sand"; Géotechnique 40, No 4; páginas: 607 - 626;  
Observaciones: Triaxial undrenaited tests.

**COOP M. R.;** (1991); "The mechanics of uncemented carbonate sands"; Géotechnique, 41 No 2; páginas: 401 – 429;  
Observaciones: Structure of soils, triaxial tests.

**COOP M.R., ATKINSON J.H.;** (1993); "The Mechanics of cemented carbonate sands"; Géotechnique, 43 No 1; páginas: 53 – 67;  
Observaciones: Compressibility, Shear strength.

**COREL DRAW;** (2000); "Software de diseño gráfico"; Corel Corporation Zsoft corp. U.S.;  
Observaciones: Software.

**CORTÉ J., SCHAEFFNER M., MOREL G., QUIBEL A.;** (1992); "Présentation du nouveau guide technique Realisation des Remblais et des couches de forme"; Bulletin liason Laboratoire des Ponts et Chaussées, 182 ref 3706 Laboratoire des Ponts et Chaussées, France; páginas: 33 - 48;  
Observaciones: Terrassement, Classification.

**CSE;** (2000); "Compañía Sevillana de electricidad: Anuario general del año 2000"; Servicio de publicaciones Sevilla;  
Observaciones: Informe económico.

**CUCCOVILLO T., COOP M. R.;** (1999); "On the mechanics of structured sands"; Géotechnique, 49 No 6; páginas: 741 - 760;  
Observaciones: Soft rocks.

**CUELLAR R.;** (1971); "Comportamiento dinámico de muestras remoldeadas y talladas en arcillas frente a solicitudes sinusoidales e irregulares"; Geotecnia de presas de materiales sueltos. So. Esp. De Mec. Suelos y Cim. Zaragoza 1993; páginas: 669 - 676;  
Observaciones: Comportamiento mecánico de arcillas.

**DAPENA E.;** (1993a); "Influencia de la rigidez del material del núcleo de arcilla sobre el comportamiento de una presa de materiales sueltos"; Geotecnia de Presas de materiales Suelos, Zaragoza, 1993. Sociedad Española de Mecánica del Suelo y cim.; páginas: 217 - 226;  
Observaciones: Harthening.

**DAPENA E.;** (1993b); "Comportamiento tenso - deformacional de un suelo arcilloso para núcleo de presas."; Geotecnia de Presas de Materiales Suelos Zaragoza 1993 Sociedad Española de Mecánica del Suelo y cim.; páginas: 88 - 97;  
Observaciones: Modelización tenso deformacional.

**DAPENA E.;** (1993c); "Comportamiento tenso - deformacional de zahorras naturales como material para espaldones de presas."; Geotecnia de Presas de Materiales Suelos Zaragoza 1993 Sociedad Española de Mecánica del Suelo y cim.; páginas: 77 - 87 ;  
Observaciones: Modelización tenso deformacional.

**DATTA M., GULHATI S., RAO G.;** (1982); "Engineering behaviour of carbonate soils of India and some observations on classification of such soils"; Geotechnical Properties Behaviour and Performance of Calcareous Soils, ASTM STP 777 Demars and Chaney Eds., ASTM, 1982; páginas: 113 - 140;  
Observaciones: Carbonate soils engineering behavior.

**DATTA M., RAO G.V., GULHATI S.K.;** (1981); "The nature of carbonate material in marine carbonate soils"; First Indian National Conference on Ocean Engineering Madras, 1981; páginas: 240 - 249;  
Observaciones: Marine calcareous sediment.

**DAY R.M.;** (1992); "Swell versus saturation for compacted clay"; Journal of Geotechnical Engineering Vol. 8; páginas: 1272 - 1278;  
Observaciones: Swell and saturation for cohesive soils.

- DE MELLO Y. F. B.;** (1975); "Some lessons from unsuspected real and fictitious problems in earth dam engineering in Brazil"; 6th Regional Conf. On Soils Mechanics and Foud. Eng. For Africa Durban Vol. 2; páginas: 304;  
Observaciones: Problems in earth dam.
- DELGADO F.;** (2000); "Variables que influyen en la eficacia de un filtro granular frente a la erosión interna de bases cohesivas"; Tesis Doctoral UGR Granada Julio 2000; páginas: 548;  
Observaciones: Comportamiento de Bases cohesivas.
- DELGADO J.;** (1982); "La presa del Negratín"; Revista de Obras Públicas, Mayo-82 Servicio de Publicaciones MOPU; páginas: 291 - 304;  
Observaciones: Estudio de taludes, formación geológica.
- DELGADO J.;** (1983); "Proyecto de Construcción del embalse de San Clemente en el río Guardal Huescar (Granada)"; Dirección General de Obras Hidráulicas. Conf. Hidrográfica Guadalquivir. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo; Sin publicar;  
Observaciones: Inf. Caract., de materiales, canteras, ubic., etc.
- DELGADO J.;** (1985); "Exploration, investigation and treatment of seepage in the basin of the Bolera dam"; Commission Internationale des Grands Barrages Quinzieme Congrès des grands Barrages, Lausanne; páginas: 1337 - 1358;  
Observaciones: Formación carstica.
- DELGADO J.;** (1989); "Proyecto para la ejecución de las obras de construcción de la presa Francisco Abellán sobre el río Fardes. En el Término Municipal de Zújar (Granada)"; Dirección General de Obras Hidráulicas Ministerio de Obras Públicas y Transportes.; Sin publicar;  
Observaciones: Inf. Caract., de materiales, canteras, ubic., etc.
- DELGADO J.;** (1990); "Proyecto de construcción de la presa de el Portillo en el río Castril. Castril (Granada)"; Dirección General de Obras Hidráulicas. Conf. Hidrográfica Guadalquivir. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo; Sin publicar;  
Observaciones: Inf. Caract., de materiales, canteras, ubic., etc.
- DELGADO RODRIGUES J.;** (1988); "Classification system for carbonatoe rocks"; Engineering Geology, 25, Elsevier; páginas: 33 - 43 ;  
Observaciones: Classification system.
- DELGADO RODRIGUEZ J.;** (1988); "Proposed geotechnical classification of carbonate soft rocks based on Portuguese and algerian examples"; Memoria nº 704 Lisboa 1988; páginas: 1 - 12;  
Observaciones: Classification system.
- DELI A., VASARHELYI B.;** (2000); "Investigation of fracture process with different loading path triaxial tests on saturated sandstone"; Bulletin of Engineering Geology and Environment 59 Springer - Verlag; páginas: 187 - 193;  
Observaciones: Triaxial test, undrained condition.

**DEMARS K.R.;** (1975); "Strength and stress behaviour of carbonate soils"; Ph. D. Thesis University of Rhode Island, Kingston, r.i., 1975;  
Observaciones: Stress, strength performance.

**DEMARS K.R.;** (1976); "Carbonate content: An index property for ocean sediment"; Offshore Technology Conference, paper 2627 Houston, Texas;  
Observaciones: Carbonate content influence of geotechnical properties.

**DEMARS K.R.;** (1982); "Unique Engineering properties and compression behaviour of deep - sea calcareous sediment"; Geotechnical Properties Behaviour and Performance of Calcareous Soils, ASTM STP 777 Demars and Chaney Eds., ASTM, 1982; páginas: 97 - 112;  
Observaciones: Engineering properties.

**DICK ;** (1994); "Durability of carbonate rock as building stone"; Environ Geol. 21; páginas: 207 - 242;  
Observaciones: Durability mecanisme.

**DIDON J., DURAND - DELGA M., KORNPORST J.;** (1973); "Homologies géologiques entre les deux rives du détroit de Gibraltar"; Bull. Soc. Geol. France Tomo 15; páginas: 17 - 115;  
Observaciones: Geología.

**DOMASCHUK L., VALLIAPPAN P.;** (1975); "Nonlinear settlement analysis by finite elements"; J. Geotech. Div. ASCE, 101, 7; páginas: 601 - 614;  
Observaciones: Finite elements analysis.

**DUMBLETON M.J., WEST J.;** (1966); "Some factors affecting the relation between the clay in soils and their plasticity"; Clay Miner Review, 6 Miners Engineers Association, U.S.; páginas: 179 - 193;  
Observaciones: Plasticity phenomena.

**DUNCAN J. M., CHANG C. Y.;** (1980); "Review of shearing strength for cohesive soils"; Int. Symp. On Earth Fills ICE London Trad. En Bol., de SEMSC;  
Observaciones: Shearing strength of soil.

**DUNCAN J. M., CHANG Ch. Y.;** (1970); "Nonlinear analysis of stress and strain in soils"; Jnl. Soil Mech. Am. Soc. Civ. Eng. ASCE 96, SM5; páginas: 1629 - 1653;  
Observaciones: Stress - strain analysis.

**DUNOYER Y SEGONZAC C.;** (1969); "Les minéraux argileux dans la diagenèse"; Men. Serv. Carte Geol. Alsace - Lorraine, 29; páginas: 320;  
Observaciones: Diagenèse des argiles.

**DURAN - DELGA M., FOUCAULT A.;** (1969); "Un element de la Dorsale Bétique: Le Jabalcón (Grenade, Espagne)"; Bull. Soc. Geol. France Serie 7 Tomo X; páginas: 65 - 74;  
Observaciones: Geología.

**EDET A., TEME S.;** (1990); "Strength clasification of some nigerian limestones using the point load testing technique"; Bulletin I. A. of Engineering Geology 41 Paris; páginas: 97 - 106;

Observaciones: Point load testing.

**EDGAR N.T., SANUNDERS J.B.;** (1976); "Initial report"; Deep Sea Drilling Project. Vol. 15 U. S. Government Printing Office, Washington; páginas: 17 - 37;

Observaciones: Calcareous marine sediment.

**EGELER C. G., SIMON O.J.;** (1969); "Orogenic evolution of the Betic zone. With the emphasis on the nappe structures"; Geologie en Mijnbow Volume 48; páginas: 296 - 305;

Observaciones: Geologia.

**ERCHUL R., GULARTE R.;** (1982); "Electrical properties of calcareous sediments"; Geotechnical Properties Behaviour and Performance of Calcareous Soils, ASTM STP 777 Demars and Chaney Eds., ASTM, 1982; páginas: 141 - 155;

Observaciones: Porosity, void ratio.

**ESCARIO V., ROCCI S.;** (1989); "Terraplenes y pedraplenes"; Tecnología MOPU 33 Servicio de Publicaciones MOPU 1990; páginas: 222;

Observaciones: Características de los materiales.

**ESPINACE R.;** (1984a); "Influencia del grado de compactación de rellenos arenosos en su deformabilidad bajo acciones estáticas y cíclicas" ; Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas Cuadernos de Invest. C10 MOPU Madrid; páginas: 142;

Observaciones: Deformabilidad de suelos Grado de Compactación.

**ESPINACE R.;** (1984); "Influencia del gado de compactación en la deformabilidad de suelos bajo acciones estáticas y cíclicas"; Tesis Doctoral ETSICCP Universidad Politécnica de Madrid ; páginas: 515;

Observaciones: Deformabilidad de suelos.

**ESPINO C., GARCÍA F., PANEQUE G.;**(1988); "Análisis micromorfológico de areniscas silíceas y calizas de suelos forestales de Grazalema Cádiz."; II Congreso Nacional de la Ciencia del Suelo, Sevilla, 1988 Sociedad Española de la Ciencia del Suelo.; páginas: 454 - 457;

Observaciones: Mimeralología de materiales calcáreos.

**ESSIGMANN M. F.;** (1978); "Metod for specifying soil compaction"; Transp. Research Record No 690 Washington D. C.;

Observaciones: Soils compaction.

**ESTAIRE J., OLALLA C., URIEL S.;** (1993); "Reproducción numérica del fenómeno de colapso mediante el acoplamiento de tensiones y deformaciones."; Geotecnia de Presas de materiales Suelos, Zaragoza, 1993 Sociedad Español la de Mecánica del Suelo; páginas:179 - 184;

Observaciones: Modelización Tenso Deformacional.

**FAA;** (1957); "Classification of materials"; U.S. Department of Civil Aeronautics. U.S. Federal Aviation Agency, Washington, D.C.;  
Observaciones: Classification index.

**FALLOT P., FAURE MURET A., FONTBOTE J.M.;** (1967); "Observations sur le formations de Guadix (Espagne)"; Bol. Inst. Geol. Min. España 78; páginas: 1 - 48;  
Observaciones: Geología.

**FALLOT P., FAURE MURET A., FONTBOTE J.M., SOLE L.;** (1960); "Estudios sobre las series de Sierra Nevada y de la llamada Mischungszone"; Bol. Inst. Geol. Min. España, 71; páginas: 347 - 557;  
Observaciones: Geología.

**FARRAR D.M.;** (1979); "Settlement and pore water pressure dissipation within an embankment built of London clay"; Clay fill, Institution of Civil Engineers, London Institution of Civil Engineers, London; páginas: 101 - 106;  
Observaciones: Pore pressure disipation on clay soils.

**FELL R., JEFFERY R.;** (1987); "Determination of drained shear strength for slope stability analysis"; Soil Slope Instability and Stabilisation Balkema, Rotterdam; páginas: 53 - 70 ;  
Observaciones: Ring Shear.

**FERNÁNDEZ CASADO C.;** (1983); "Ingeniería Hidráulica Romana"; Colección Señor Servicio de Publicaciones ETSICCP U. P. Madrid; páginas: 516;  
Observaciones: Documentación histórica.

**FERNÁNDEZ T.;** (2001); "Cartografía análisis y modelado, de la suceptibilidad de los movimientos de ladera en macizos rocosos mediante SIG"; Tesis Doctoral Dep. Ingeniería Civil. Univ. Granada; páginas: 648;  
Observaciones: Geología.

**FERREIRA S.;** (1993); "Guia básica para escribir un artículo de investigación."; Química e Industria Abril/93 Asociación Nacional de químicos de España. Madrid.; páginas: 81 – 84;  
Observaciones: Estructura general de presentación.

**FISCHER A.G., HONJO S., GARRISON R.E.;** (1967); "Electron micrography of limestones and their nanophosil"; Princenton University press 26 Princenton N. J.; páginas: 19 - 27;  
Observaciones: Electron micrographs.

**FONTBOTE J.M.;** (1970); "Sobre la historia preorogénica de las Cordilleras Béticas"; Cuad. Geol. Univ. De Granada Universidad de Granada; páginas: 71 - 78;  
Observaciones: Geología.

**FONTBOTE J.M., GARCÍA DUEÑAS V.;** (1968); "Essai de systematisation des unités Subbetiques allochtones dans le tiers central des Chaines Betiques"; C. A. Acad. Sc. Paris Tomo 266; páginas: 186 - 189;  
Observaciones: Geología.

- FONTBOTE J.M., GARCÍA DUEÑAS V., VERA J. A.;** (1964); "Tectónica y sedimentación en la región central de la cuenca Subbética, durante el Jurásico y el Cretácico"; III Reunión del Grupo Español de Sedimentología Zaragoza; Observaciones: Geología.
- FOOKES P.G., DENNESS B.;** (1970); "Settlement properties of calcareous soils"; Géotechnique, 19, No 4; páginas: 453 - 477; Observaciones: Settlement study on calcareous soils.
- FOUCAULT A.;** (1962); "L'Unité de Rio Guardal (Grenade, Espagne) et les liaisons entre Préébetique et Subbétique"; B. S. B. France Serie 7, Tomo 4; páginas: 446 - 452; Observaciones: Geología.
- FOUCAULT A.;** (1964); "Sur le rapports entre les zones Prebetiques et Subbetiques entre Cazorla (Jaén) et Huescar (Grenade)"; Geol. En Mijnb. Tomo 43; páginas: 268 - 272; Observaciones: Geologia.
- FOUCAULT A.;** (1965); "Mouvements tectoniques d'age paleocretace dans la region du haut Guadalquivir (Jaén)"; B. S. G. F. Serie 7, Tomo 7; páginas: 527 - 536; Observaciones: Geología.
- FOUCAULT A.;** (1966); "Le diapirime des terrain Triasiques au secondaire et au Tertiaire dans le Subbetique de NE. De la province de Grenade"; B. S. G. F. Serie 7, Tomo 8; páginas: 527 - 536; Observaciones: Geología.
- FROLDI P.;** (1996); "Some some developments to Hoek's formulae for the assesment of the stability in case of plane failure."; Bulletin I. A. of Engineering Geology 54 Paris; páginas: 91 - 95; Observaciones: Plane failure.
- FROLDI P., MANTOVANI S., LUNARDI P., PODESTÁ G.;** (1994); "Le complexe de "Argiles scagliose" dans l'Italie septemtrionale: La caracterisation géotechnique"; 7th International IAEG Congress Balkema, Rotterdam, Holand; páginas: 459 - 468; Observaciones: Geotechnical characterization..
- GARCÍA DE LA OLIVA J. ;** (1993); "Estudio del empleo de materiales margosos en el núcleo de impermeabilización de presas."; Geotecnia de Presas de Materiales Suelos Zaragoza 1993 Sociedad Española de Mecánica del Suelo y cim.; páginas: 98 - 109; Observaciones: Ensayos de laboratorio Características exigidas.
- GARCÍA DUEÑAS V., BALANYA J.C.;** (1986); "Estructura y naturaleza del Arco de Gibraltar"; Maleo. Bol. Inf. Soc. Geol. Portugal Vol. 2; páginas: 1 - 23; Observaciones: Geología.

- GARCÍA HERNÁNDEZ M., LÓPEZ - GARRIDO A.C., RIVAS P.;** (1980); "Mesozoic Paleogeographics evolution in the extremes zones of the Betic Cordilleras (Spain)"; *Geologie en Mijnbow* Volume 59; páginas: 155 - 158;  
Observaciones: Geología.
- GENS A. , ALONSO E.;** (1992); "A framework for the behaviour of unsaturated expansive clays"; *Canadian Geotechnick Journal* Vol. 29 *Canadian Civil Engineering*; páginas: 1012 - 1032;  
Observaciones: Expansive soils.
- GEORGIANNOU V., HIGHT D., BURLAND J.;** (1991); "Behaviour of clayey sands under undrained cyclic triaxial loading"; *Géotechnique* 41 No 3; páginas:383 - 393;  
Observaciones: Shear modulus.
- GHILI M.T., BOUAZZA A.;** (1994); "Effet de la teneur en calcite sur la résistance résiduelle d'une argile monominérale"; 7th International IAEG Congress Balkema, Rotterdam, 1994; páginas: 507 - 515;  
Observaciones: Engineering behaviour.
- GHOSH D., SRIVASTAVA M.;** (1991); "Point - load strength: An index for classification of rock material"; *Bulletin I. A. of Engineering Geology* 44 Paris; páginas: 27 – 33;  
Observaciones: Point load strength.
- GILBERT P. A.;** (1974); "Evaluation of the O'Neil shear-o-meter for performing constant volume direct shear tests"; *Misc. Paper S-74-11 Waterways, Experiment Station, Vickburg, Miss.*;  
Observaciones: Direct shear test.
- GILE L.H., PETERSON F. F., GROSSMAN R. B.;** (1980); "Development of calcareous soils on southwestern of U. S."; *Soil Science* Vol. 101,5; páginas: 347 - 360;  
Observaciones: Calcareous soils properties.
- GILE L.H., GROSMAN R.B.;** (1990); " General geotechnics features withing embankment"; *Soil Science* Vol 112, No 1; páginas: 619 - 640;  
Observaciones: Calcareous soils properties.
- GIRÓN F.;** (1995); "Comité Nacional Español de Grandes Presas; Informe General"; *Revista de Obras Públicas* Nº 3342 *Revista de obras públicas, Madrid.* 1995; páginas: 7 - 31;  
Observaciones: Características y tipo de presas.
- GÖKÇEOĞLU;** (2000); "Swelling behaviour of clacareous clays from the Eastern Province of Saudi Arabia"; *Q. J. Eng. Geol.* No 27; páginas: 333 - 351;  
Observaciones: Swelling behaviour of cohesive carbonate soils.
- GOLIGHTLY C.B., HIDE A.F.L.;** (1988); "Some fundamental properties of carbonate soils"; *Proc. Int. Conf. on Calcareous Sediments, Vol 1 Perth, Australia*; páginas: 69 - 78;  
Observaciones: Properties calcareous soils.

**GONZALEZ DONOSO J. M., VERA J.A.;** (1968); "Sur la presence des terrains post - tectoniques anteburdigaliense au bord sud-ouest du bassin de Guadix (Cordilleres Betiques)"; C. R. Ac. Sc. No 266; páginas: 49 - 51;  
Observaciones: Geología.

**GRAHAM G.;** (1995); "Quasi - overconsolidation and creep phenomena in shallow marine and estuarine organo - calcareous silts, Fiji." ; Canadian Geotechnick Journal Vol. 32 Canadian Civil Engineering; páginas: 89 - 105;  
Observaciones: Overconsolidation ratio.

**GRAHAM G. SHORTEN;** (1995); "Quasi - overconsolidation and creep phenomena in shalow marine and estuarine organo - calcareous silts, Fiji"; Canadian Geotechnick Journal Vol. 32 Canadian Civil Engineering; páginas: 89 - 105;  
Observaciones: Preconsolidation pressure.

**GUDEHUS G., GOLDSCHIEDER M., WINTER H.;** (1976); "Mechanische eigenschaften von sand und ton und numerische integrationsverfahren"; Numerical Methods in Soil and Rock Mechanics Borm and Meissner Eds., Karlsruhe; páginas: 289 - 302;  
Observaciones: Numerics methods.

**GULHATI S.K.;** (1978); "Engineering properties of soils"; Mc Graw-Hill New - Delhi India 1978; páginas: 516;

**HABERFIELD C., JOHNSTON I.;** (1990); "Determination of the fracture toughnessmof a saturated soft rock"; Canadian Geotechnick Journal Vol. 27 Canadian Civil Engineering; páginas: 276 - 284;  
Observaciones: Laboratory testing, soft rock, fracture mecanics.

**HANZO M., LATHULIÈRE B., PENIGUEL G.;** (1994); "L'Alternance calcaire-marne d'origine climatique, établie pour la formation du calcaire a gryphées (Lorraine, France)"; Comptes Riendus de L'Academie des Sciences Academie des Sciences, France.; páginas: 915 - 921;  
Observaciones: Diagenesé, Lias.

**HARVARD H., SINOIR G.;** (1992); "L'apport du logiciel Angeline aux études géotechniques de tracés"; Bulletin liason laboratoire Ponts et Chaussées 182 Ref. 3702 Laboratoire des Ponts et Chaussées, France; páginas: 49 - 55;  
Observaciones: Mécanique des sols.

**HAWKINS A., McDONALD C.;** (1992); "Decalcification and residual shear strength reduction in fuller's earth clay"; Géotechnique 42, No 3; páginas: 453 - 464;  
Observaciones: Calcareous soils.

**HAWKINS A.B., PINCHES G.M.;** (1992); "Engineering description of mudrocks"; Quaterly Journal of Engineering Geology No 25; páginas: 17 - 30;  
Observaciones: Engineering properties.

**HEIDEMA P.B.;** (1991); "In Proceedings Fourth International Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering"; London Volume I Butterworths, London; páginas: 44 - 49;  
Observaciones: Soil mechanics behaviour.

**HIGGINBOTTOM I.E., FOOKES P.G.;** (1985); "Classification for carbonate soils"; Géotechnique, 35 No 2; páginas: 406 - 411;  
Observaciones: Classification index.

**HIGHT D.W., FARRAR D.M.;** (1979); "Discussion: Engineering properties and performance of clay fills"; Clay fill, Institution of Civil Engineers, London Institution of Civil Engineers, London; páginas: 219 - 241;  
Observaciones: Performance of clay soils.

**HIRSCHFELD R. C., POULOS S. J.;** (1973); "High pressure triaxial tests on a compacted soil an a undisturbed silt"; Laboratory Shear Testing of Soils ASTM STP, 361; páginas: 329 - 339;  
Observaciones: Triaxial tests surveys .

**HOLMES A.;** (1987); "Geología Física"; 12ª Edición, Omega, Barcelona; páginas: 512;  
Observaciones: Geología física.

**HUSELMAN J.;** (1966); "A Inventory of marine carbonate materials"; Journal of Sedimentary Petrology ASCE Vol. 36 (2); páginas: 622 - 625;  
Observaciones: Marine carbonate soils.

**IAEG;** (1976); "Guide pour la preparation des cartes geotechniques"; Sciences de la Terre, 15 UNESCO; páginas: 1 - 79;  
Observaciones: Cartes geotechniques.

**ICOLD;** (1989); "Resumen del registro 1989"; Comité Nacional español de Grandes Presas Informe General A 25 Servicio de Publicaciones; páginas: 70;  
Observaciones: Distribución de presas en España y Mundial.

**ICOLD;** (1995); "Resumen del registro 1995"; Informe General Revista de Obras Públicas 1995 No 3342;  
Observaciones: Distribución general de presas.

**IGME;** (1980); "Mapa geológico nacional de sintesis a escala 1:50.000"; Hoja 1010 (24 -41) "La Peza" Madrid;  
Observaciones: Geología.

**IGME;** (1980); "Mapa geológico nacional de sintesis a escala 1:200.000"; Hoja 83 "Granada - Málaga" Madrid;  
Observaciones: Geología.

**IGME;** (1980); "Mapa geológico nacional de sintesis a escala 1:200.000"; Hoja 84 - 85 "Almería - Garrucha" Madrid;  
Observaciones: Geología.

---

**IGME;** (1982); "Mapa geológico nacional de síntesis a escala 1:200.000"; Hoja 78  
"Baza" Madrid;  
Observaciones: Geología.

**IGME;** (1986); "Mapa geológico nacional de síntesis a escala 1:200.000"; Hoja 77,  
"Jaén" Madrid;  
Observaciones: Geología.

**INDRARATNA B.;** (1990); "Development and applications of a synthetic material to simulate soft sedimentary rocks"; Géotechnique 40, No 2; páginas: 189 - 200;  
Observaciones: Dimensional analysis, model tests.

**ISMR;** (1987); "Suggested methods for deformability determination using a flexible dilatometer"; Geotechnical Testing Journal ASTM; páginas: 125 - 134;  
Observaciones: Deformability of soils.

**ISSMFE;** (1987); "Evaluation of swelling pressure of expansive soils in laboratory";  
Draft standard of Int. Soc. Soil Mec. And Found. Eng. Technical Committee of Expansive Soil TC6; páginas: 1 - 5;  
Observaciones: Expansive soil pressure.

**IZBOCK P. W.;** (1986); "Análisis químico de suelos"; Ed. Limusa Mexico; páginas: 328;  
Observaciones: Química de los suelos.

**JAMBU N.;** (1963); "Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial test";  
European Conf. On soil Mechanics SMFE, Vol. 1, Salisbury; páginas: 85 - 88;  
Observaciones: Compressibility methods.

**JAMIOLKOWSKI M., LADD C.C., GERMAINE J.T., LANCELLOTA R.;**  
(1985); "New development in field and laboratory testing of soils"; Int. Conf. On soil Mechs. And Found. Eng. San Francisco (Rotterdam: A.A. Balkema) Vol 1; páginas: 57 - 153;  
Observaciones: Testing of soils.

**JASSAR S., HAWKINS A.;** (1994); "Fine grained soils and the Atterberg limits of sand/clay mineral mixes"; 7th International IAEG Congress Balkema, Rotterdam, 1994;  
páginas: 797 - 782;  
Observaciones: Laboratory procedures.

**JEVREMOVIC D.;** (1982); "The influence of clay and marl weathering on their physical and mechanical properties"; 7th International IAEG Congress Demars and Chaney Eds., ASTM, 1982; páginas: 621 - 625;  
Observaciones: physical and mechanical properties on marlclayeyes.

**JIMÉNEZ SALAS J.;** (1993); "Núcleos, espaldones y escolleras: estudio de préstamos y características de los materiales"; Geotecnia de Presas de Materiales Suelos Zaragoza 1993 Sociedad Española de Mecánica del Suelo y cim.; páginas: 11 - 44;  
Observaciones: Características materiales para núcleos.

**JIMÉNEZ SALAS J.,JUSTO J.L.;**(1986); "Geotecnia y Cimientos"; 5ª Edición Rueda, Madrid; páginas: 422;  
Observaciones: Tratamiento general propiedades ingenieriles de suelos.

**JUNTA DE ANDALUCÍA;** (1985); "Anuario general de Andalucía año 1985"; Instituto de Estadística de Andalucía Junta de Andalucía, Sevilla;  
Observaciones: Información estadística.

**JUNTA DE ANDALUCÍA;** (1990a); "Anuario general de Andalucía año 1989"; Instituto de Estadística de Andalucía Junta de Andalucía, Sevilla;  
Observaciones: Información estadística.

**JUNTA DE ANDALUCÍA;** (1990b); "Atlas hidrogeológico de la provincia de Granada"; Diputación Provincial de Granada, Granada;  
Observaciones: Geología.

**JUNTA DE ANDALUCÍA;** (1998); "Plan Director de Infraestructuras de Andalucía"; Conserjería de Obras Públicas y Transportes Junta de andalucía, Sevilla;  
Observaciones: Infraestructuras.

**JUNTA DE ANDALUCÍA;** (2001); "Inventario y caracterización de los regadíos de andalucía"; Conserjería de Agricultura y Pesca Junta de Andalucía, Sevilla;  
Observaciones: Información general.

**JUNTA DE ANDALUCÍA;** (2002a); "Sistema de Información Multiterritorial de Andalucía" SIMA; Instituto de Estadística de Andalucía Junta de andalucía;  
Observaciones: Medio Económico.

**JUNTA DE ANDALUCÍA;** (2002b); "Atlas de Andalucía 2001"; Conserjería de Obras Públicas y Transportes Junta de Andalucía, Sevilla; páginas: 301;  
Observaciones: Marco Humano, físico y geográfico.

**KANJI M. A.;** (1970); "Shear strength of soils rocks interfaces"; Doctoral Thesis Univ. Illinois Urbana; páginas: 381;  
Observaciones: Shear strength.

**KATE J.;** (1994); "Shear and resistivity behaviour of sandstones"; 7th International IAEG Congress Balkema, Rotterdam, Holand; páginas: 889 - 895;  
Observaciones: Shear sandstones.

**KELLY W.E., NACCI V.A., WANG M.C., DEMARS K.R.;** (1974); "A method for analysis of carbonate on soils"; Journal of the Geotechnical Eng. Div.- Tecnical note A S C E Vol 100 (GT3); páginas: 383 - 386;  
Observaciones: Carbonate methods.

**KENNEY T.C., CHAHAL R., CHIU E., OFOEGBU G.I.;** (1985); "Controlling constrictions sizes of granular filters"; Canadian Geotechnical Journal Vol. 22; páginas: 38 - 51;  
Observaciones: Performances of filters.

- KHAMEHCHIYAN M., IWAO Y.;** (1994); "Effect of calcium carbonate content on engineering properties of marly rocks"; 7th International IAEG Congress Balkema, Rotterdam, Holand; páginas: 597 - 602;  
Observaciones: Engineering properties, marly rocks.
- KHANLARI G., JALALY H.;** (1994); "The influence of length of joints on solubility of carbonaceous rocks"; 7th International IAEG Congress Balkema, Rotterdam, 1994; páginas: 759 - 763;  
Observaciones: Solubility of calcareous materials.
- KONDER R. L., ZELASKO J. A.;** (1963); "A hiperbolic stress strain formulation for soils"; 2nd Int. Pan-American Conf. Of Soil Mechanics and Found. Eng. Brazil, Vol. 1; páginas: 289 - 324;  
Observaciones: Hiperbolic model.
- KONRAD J. M. ;** (1993); "Undrained response of loosely compacted sands during monotonic and cyclic compression tests"; Géotechnique 43 No 1; páginas: 69 - 89;  
Observaciones: Laboratory tests.
- LA CAIXA;** (2001); "Anuario comercial de España" año 2001"; Servicio de publicaciones de "La Caixa" Madrid;  
Observaciones: Economía.
- LABORATORIO DEL TRANSPORTE;** (1989); "Normas de ensayo"; Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo CEDEX Ministerio de Fomento Madrid; páginas: 356;  
Observaciones: Normas de ensayo de suelos.
- LADD C.C.AND WISA A.E.Z.;** (1970); "Geology and engineering properties of Connecticut Valley Varved clays with special reference to embankment construction"; Soils Publication, 264, School of Engineering Massachusetts, Institute of Technology, Cambridge; páginas: 126;
- LADD C.C., FOOTT R.;** (1974); "Behavior of clays during triaxial undrained shear strength tests"; Journal of Geotechnical Eng. Div., Vol. 100, GT7 American Society of Civil Engineering; páginas: 763 - 786;  
Observaciones: Triaxial Undrained Tests.
- LADE P. V., DUNCAN J. M.;** (1973); "Cubical triaxial test on soils"; Jnl. Soil Mech. Am. Soc. Civ. Eng. ASCE 99, SM10 ; páginas: 793 - 812;  
Observaciones: Triaxial test.
- LAMAS F., IRIGARAY C., CHACÓN J.;** (2002); "Geotechnical characterization of carbonate marls for the construction of impermeable dam cores"; Engineering Geology 66 Engineering Geology; páginas: 283 - 294;  
Observaciones: Carbonate soils.
- LAMBE T. W.;** (1960); "The character and identification of expansive soil"; Federal Housing Administration, Report – FHA Washington D. C.; páginas: Fha - 701;  
Observaciones: Expansive soil.

**LAMBE T., WHITMAN R.;** (1991); "Mecánica de Suelos"; Mecánica de Suelos Vol I Limusa Noriega; páginas: 582;  
Observaciones: Información general, mecánica de suelos.

**LAMBE T.W.;** (1958); "The structure of compacted clay"; Journal of Soil Mechanics Found. División ASCE vol 84, SM2; páginas: 15 - 28;  
Observaciones: Compactation properties of clays.

**LEE I. K.;** (1963); "Directs shear on fined graded soils. Technical note"; Laboratory Shear Testing of Soils ASTM STP, 361; páginas: 143 - 146 ;  
Observaciones: Direct Shear test.

**LEES G., ABDELKADER MO., HAMDANI SK.;** (1982); "Effects of clay faction on some mechanical properties of lime-soil mixtures"; J. Inst. Highw Eng. 29; páginas: 209 - 220;  
Observaciones: Clay fraction behaviour.

**LEROUEIL S., KABBAJ M., TABENAS F., BOUCHARD R.;** (1985); "Stress - strain - strain rate, relation for the compressibility of sensitive natural clays"; Géotechnique, 35, (2); páginas: 159 - 180;  
Observaciones: Stress - strain relations.

**LÓPEZ GARRIDO A.C., OROZCO M.;** (1970); "Estudio estatigráfico del sector centro - oriental de la Sierra de Arana"; Act. Geol. Hisp. Tomo 5; páginas: 4 - 7;  
Observaciones: Geología.

**LOWEL C. W., JOHNSON J. M.;** (1981); "Shearing behavior of compacted clays after saturation"; Laboratory shear strength of soil ASTM STP 740 Yong and Townsend Eds. ASTM; páginas: 277 - 293;  
Observaciones: Shear - strength test.

**LUPINI J.F., SKINNER A. E., VAUGHAN P.R.;** (1981); "The drained residual strength of cohesive soils"; Geotechnique, 31, (2); páginas: 181 - 213;  
Observaciones: Residual strength.

**MAO X., FAHEY M.;** (1999); "A metod of reconstituting an aragonite soil using a synthetic flocculant"; Géotechnique 49, No 1; páginas: 15 - 32;  
Observaciones: Calcareous soils microscopy structure of soils.

**MARCHAL R., RESENDIZ D.;** (1975); "The failure of Laguna Dam"; Performance of Earth and Earth – supported Structures, ASCE, Vol. 1 P. 1; páginas: 489 - 505;  
Observaciones: Información geotecnica.

**MARSAL R.J., RESENDIZ D.;** (1983); "Presas de tierra y enrocamiento"; 2ª Edición, México 1983 Editorial Limusa; páginas: 546;  
Observaciones: Conocimiento general geotécnico.

**MARTIN J.;** (1986); "Organización de las bases de datos"; Organización de las bases de datos. PPH Prentice Hall Hispanoamericana S.A.; páginas: 544;  
Observaciones: Apoyo Informático.

**MARTIN RAMOS D., OTALORA F.;** (1989); "Programa de control y análisis de difracción de rayos X"; Doc. Int. Dep. Miner.-Petro. Univ. Granada; Observaciones: Difracción Rx.

**MARTIN VIVALDI J.L., RODRIGUEZ GALLEGO M.;** (1968); "Estudio mineralógico de la fracción arcilla de los suelos de Granada"; Anal. Edaf. Y Agrobiol, Vol. 23; páginas: 458 - 497; Observaciones: Mineralogía arcillas.

**MARTÍNEZ ÁLVAREZ J.A.;** (1991); "Mapas Geológicos"; 4ª Edición Paraninfo; páginas: 302; Observaciones: Cartografía.

**MARTÍNEZ D.;** (1989); "La red de transporte en la provincia de Granada"; Historia Economica de Granada Cam. Com. Ind. Y Nav., Granada; páginas: 86 - 101; Observaciones: Geología.

**MARTÍNEZ PISÓN E., TELLO B.;** (1986); "Atlas de Geomorfología"; Atlas AAt.5 Alianza; páginas: 365; Observaciones: Definición Geológica de zonas.

**MATEOS M.;** (1980); "Identificación de suelos para la construcción de carreteras"; Cimbra 185 Consejo General de Colegios de Ing. De C. C. Y P.; páginas: 15 - 18; Observaciones: Sistemas de Clasificación.

**MATHEMATICA;** (2000); "Paquete informatico para cálculos matemáticos"; Version para windows; Observaciones: Software.

**McKNOWN A.F., LADD C.C.;** (1982); "Effects of cementation on the compressibility of Pierre Shale"; Geotechnical Properties Behaviour and Performance of Calcareous Soils, ASTM STP 777 Demars and Chaney Eds., ASTM, 1982 ; páginas: 320 - 339; Observaciones: Cementation of soils.

**McLELLAND B.;** (1988); "Calcareous sediment: an engineering enigma"; Opening address. Proc. Int. Conf.on Calcareous Sediment. Perth, Australia 2, 1988; páginas: 159 - 180; Observaciones: Calcareous sediment properties.

**McNEILAND T.W., ANGEMEER J.;** (1980); "Geotechnical considerations for nearshore foundation design in calcareous materials"; Naval Civil Eng. Lab. Program N62583/80 M R028 Port Hueneme, Calif.; Observaciones: Geotechnical characterization.

**METHODS OF SOIL ANALYSIS;** (1965); "No 9 in the series Agronomy American Society of Agronomy"; Black ed. Parts 1 and 2. Section 91 Adison, Wis.; páginas: 1379 - 1395; Observaciones: Analysis methods.

**MICROSOFT OFFICE;** (2000); "Paquete integrado de cálculo y gestión"; Microsoft Corporation;  
Observaciones: Software.

**MIELENZ C., KING R.;** (1965); "Proceedings, First National conference on clay and clay technology"; Bulletin of California Department of Natural Resources, 169. California State USA; páginas: 196 - 254;  
Observaciones: Clays technology.

**MILLOT G.;** (1964); "Géologie des argiles"; Masson Ed. Paris; páginas: 499;  
Observaciones: Information general des argiles.

**MINISTERIO DE FOMENTO Y TRANSPORTES;** (1998); "Informe anual"; Dirección general de Carreteras" Ministerio de fomento, Madrid;  
Observaciones: Infraestructuras.

**MITCHEL J.K.;** (1975); "Soil behaviour"; Vol. 1 Wiley, New York 1975; páginas: 162 - 185;  
Observaciones: Soil behaviour.

**MITCHEL J.K.;** (1993); "Fundaments of soils behaviour"; 2nd edition Wiley, New York 1993; páginas: 471;  
Observaciones: soils behaviour.

**MOORE H.;** (1985); "Multiple integrated instrumentation programs"; Proc. 15° ICOLD; páginas: 621 - 642;

**MOORE R.;** (1991); "The chemical and mineralogical controls upon the residual strength of pure and natural clay"; Géotechnique, 41 No 1; páginas: 35 - 47;  
Observaciones: Residual strength.

**MOPU;** (1982); "Recomendaciones para el control de calidad en obras de carreteras"; Dirección General de Carreteras. MOPU (Actual) Fomento; páginas: 69;  
Observaciones: Técnicas de ensayo en suelos.

**MOPU;** (1990); "Informe General anual de 1989"; Servicio Geológico del Estado Datos Presa Penón de lo Gitanos. 1981 – 1986 Servicio Publicaciones del MOPU;  
Observaciones: Geología.

**MOPU (FOMENTO);** (2000); "Pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes."; PG-3/75- (O.C. 326/00) Secretaría General Técnica Minis. Fomento; páginas: 570;  
Observaciones: Sistemas de clasificación, técnicas de construcción.

**MORGENSTERN N.R.;** (1969); "Structural and physico-chemical effects on the properties of clays"; Speciality Session, 7th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Mexico;  
Observaciones: Chemical properties of clays .

- MOUN J.;** (1967); "Determination of inorganic and organic carbon in soils samples"; Internal report Norwegian Geotechnical Institute, F76; páginas: 61; Observaciones: Analysis methods.
- MULLER G., GATSNER M.;** (1971); "Chemical analysis"; Neues Jahrbuch für Mineralogie Monatshefte Vol. 10; páginas: 466 - 469; Observaciones: Mineralogie of soils.
- MURAYAMA S.;** (1985); "Constitutive laws of soils"; Repport ISSMFE Subcom. Constitutive laws of soils and Proc., dicission Session 1A, 11th, Int. Conf. On soil Mech. San Francisco; Observaciones: Laws of behaviour for soils.
- MURRAY E.J., RIX D.W., HUMTHREY R.D.;**(1992); "Clay linings to landfill sites"; Quarterly Journal of Engineering Geology, 25 The Geological Society.; páginas: 371 - 376; Observaciones: Laboratory tests, low permeability clay.
- MYSLIVEK A.;** (1967); "Compactage des sols"; Tchecoslovaquie Association Internationale Permanent Congres de la Route, XIII Congres, Tokyo; Observaciones: Compactage des sols.
- NACCI V.A., KELLY W.E., WANG M.C.;** (1974); "Sediments physical and mechanical properties"; A. L. Inderbitzen Plenun press New York 1974; Observaciones: Geotechnical properties of sediment.
- NACCI V.A., WANG M.C., DEMARS K.R.;** (1975); "Calciun carbonate content in soils"; Conf. On eng. In the Oceans ASCE Vol 1; páginas: 380 - 400; Observaciones: Analysis methods.
- NASCIMENTO U., OLIVERA R., GRAÇA R.;** (1968); "Rock swelling test"; Int. Symp. Rock Mechanics Madrid; páginas: 363 - 365; Observaciones: Swelling test.
- NETTERBERG F.;** (1971); "Calcrete in road construction"; Council for Scientific and Industrial Research Report 206, Pretoria, 1971; Observaciones: Calcrete property.
- NETTERBERG F.;** (1982); "Geotechnical properties and behaviour of calcretes in South and South West Africa"; 7th International IAEG Congress Demars and Chaney Eds., ASTM, 1982; páginas: 296 – 309; Observaciones: materials testing, pavement materials.
- NIETO F., ORTEGA HUERTAS M., PEACOR D.M., AROSTE J.;** (1996); "Evolution of illite-smectite from early diagenesis through incipient metamorphism in sediments of the Basque-Cantabrian basin"; Clay, 44,3 Clay Miner.; páginas: 304 - 323; Observaciones: Mineralogy of clays.
- NOEK E., BROWN W.;** (1986); "Excavaciones subterranas"; 3ª Edición Mc Graw - Hill; páginas: 21 - 63; Observaciones: Sistemas de clasificación.

**NOORAMY I.**; (1971); "Int. Simposium on the engineering properties of sea - floor soils and their geophysical identification"; University of Washington Seattle 1971; páginas: 130 - 139;  
Observaciones: Identification system.

**NOORAMY I., GIZIENSKI S.F.**; (1970); "Proceedings"; Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division American Society of Civil Engineers Vol. 96 No SM5; páginas: 1735 - 1762;  
Observaciones: Calcareous deposits, Engineering properties.

**NORRISH K., RAUSELL J. A.**; (1963); "Low angle x-ray diffraction studies of the swelling of montmorillonite and vermiculite"; 10th Nat. Conf. On Clays Clay Minerals. Pergamon Oxford; páginas: 123 - 149;  
Observaciones: x-ray diffraction.

**OKAGBUE C., YAKUBU J.**; (2000); "Limestone ash waste as a substitute for lime in soil improvement for engineering construction"; Bulletin of Engineering Geology and Environment 58 Springer - Verlag; páginas: 107 - 113;  
Observaciones: Lime, ash Waste, stabilisation.

**OLALLA C., ESTAIRE J., URIEL S.**; (1993); "Aplicación del modelo hiperbólico para reproducir el fenómeno del colapso en presas de materiales sueltos."; Geotecnia de Presas de Materiales Suelos Zaragoza 1993 Sociedad Española de Mecánica del Suelo y cim.; páginas: 185 - 190;  
Observaciones: Modelización Tenso -deformacional.

**OLSEN J., LEONARD B.**; (1982); "Strength of compacted specimens of a calcareous playa Lake Clay"; Geotechnical Properties Behaviour and Performance of Calcareous Soils, ASTM STP 777 Demars and Chaney Eds., ASTM, 1982; páginas: 310 - 319;  
Observaciones: Compaction, compressive strength.

**O'REILLY P., BROWN S.**; (1992); "Observations on the resilient shear stiffness of granular materials"; Géotechnique 42, No 4; páginas: 631 - 633;  
Observaciones: Laboratory tests, elasticity.

**OTEO C.**; (1995); "Propiedades geotécnicas de los materiales margosos del Sur de España y su aplicación a problemas de excavaciones"; 2º Colóquio Internacional sobre el Enlace Fijo Europa - África. Sevilla 1995; páginas: 1 - 15 ;  
Observaciones: Suelos margosos.

**OTEO C.**; (1997); "La estabilidad de taludes y desmontes en el entorno de las obras lineales andaluzas"; IV Simposio Nacional Sobre Taludes y Laderas Inestables Vol. 3, Granada 1997 Alonso, Corominas, Oteo, Chacon, Perez. Eds.; páginas: 1073 - 1116;  
Observaciones: Comportamiento Ingenieril Suelos margosos.

**OTEO C.**; (2000); "Materiales marginales"; Jornadas de presentación de la O. C. 326/00" PG3 - Geotecnia Vial Dirección General de Carreteras, Madrid 2000; páginas: 60 - 74;  
Observaciones: Suelos margoso - yesíferos.

---

**OTEO C., GARCÍA J.;** (1995); "Contribution to the geotechnical characterization of spanish marls"; "Marnes et Schistes" Colloquium Mundiale Bruselas Belgium, 1995; páginas: 587 - 598;

Observaciones: Geotechnical characterization, marls.

**OTEO C., SOLA P.;** (1993); "Stability problems in slopes constructed on spanish blue marls"; Symposium on Soft Rocks and Inclined Soils, Vol. 2 Athens, 1993; páginas: 1147 - 1154;

Observaciones: Blue marls.

**PADIAN N., NAGARAJ T., SIVAKUMAR G.;** (1991); "Effects of drying on the engineering behaviour of cochin marine clays"; Géotechnique, 41 No 1; páginas: 143 - 147;

Observaciones: Engineering behaviour clays.

**PASTOR M.;** (1979); "Comportamiento de arcillas compactadas en procesos de carga cíclica sin drenaje"; Tesis Doctoral ETSICCP Univ. Politécnica Madrid; páginas: 531;

Observaciones: Tensión - deformación de materiales cohesivos.

**PELLS P.J.N.;** (1982); "A method to determine the "lower bound" residual strength"; Soil Slope Instability Walker & Fell (Eds.) Balkema Rotterdam; páginas: 53 - 70;

Observaciones: Residual strength.

**PEREZ J. BRAVO G.;** (1997); "Analysis of behaviour of embankment dam core during the first impounding"; Comission Internationale des Grans Barrages Q. 73, R. 33 Florence, Italy 1997; páginas: 499 - 519;

Observaciones: Mechanical behaviour clayly silts soils.

**PEREZ ROMERO J.;** (2000); "Excavación de túneles en materiales expansivos"; Tesis Doctoral Universidad de Granada, Julio 2000; páginas: 614;

Observaciones: Arcillas Expasivas, Mod. Tenso deformacional.

**PETTIJOHN F. J.;** (1949); "Sedimentary rocks"; Harper and Brothers New York; páginas: 426;

Observaciones: sedimentary classification.

**PHAN T.S., ANTOINE P.;** (1982); "Caractérisation minéralogique et géotechnique des "Terres Noires" du sud-est de la France en vue d'applications routiéres"; 7th International IAEG Congress Demars and Chaney Eds., ASTM, 1982; páginas: 961 - 966;

Observaciones: Caractérisation minéralogique.

**POST J. L., SLOANE R. L.;** (1971); "Clays and clay minerals"; Pergamon, Press, Vol. 19 London; páginas: 21 - 29;

Observaciones: Clay minerals descriptions.

**POST J.L.;** (1982); "Strength characteristics of caliche of the Tucson Area" ;7th International IAEG Congress Demars and Chaney Eds., ASTM, 1982; páginas: 277 - 295;

Observaciones: Compressive strength, mineralogy.

**POUGET P.;** (1976); "Les fondations sur versant"; Stabilité des Talus; Vol. 1, Versant Naturels Laboratoire des Ponts et Chaussées N. E. II; páginas: 155 - 166;  
Observaciones: Comportamiento de la teoría de la plasticidad.

**PRIZIO J.V.;** (1976 ); "The effects of natural cementation on the compressibility of Connecticut Valley Varved soils"; M. S. Thesis, Department of Civil Engineering University of Massachusetts, Amherst, Mass.; páginas: 358;

**RAY S., GAULT H.S., DODD C. G.;** (1975); "The separation of clays minerals from carbonate rocks"; Amer. Miner. Vol. 42; páginas: 681 - 685;  
Observaciones: Mineralogy of clay.

**REEVES C. C.;** (1979); "Caliche: origin, classification, morphology and uses"; Estarcado , Books. Lubbock, Texas; páginas: 297;  
Observaciones: Classification of sedimentary soils.

**REEVES C.K.;** (1986); "Caliche: Origin, clasification, morfology and uses"; Estarcado Books Lubbok, Texas, 1976;  
Observaciones: Geotecnic, properties.

**RESENDIZ D.;** (1974); "Constructional deformation in rockfill dam"; Journal of Soil Mechanics Found. División ASCE Vol. 100, GT3; páginas: 370 - 373;  
Observaciones: Compressibility.

**RICO A., DEL CASTILLO H.;** (1984); "La ingeniería de suelos en las vías terrestres". Vol. II; 5ª Edición, México, 1984 Limusa; páginas: 643;  
Observaciones: Mecánica de Suelos.

**RICO A., DEL CASTILLO H.;** (1984); "La ingeniería de suelos en las vías terrestres". Vol. I; 5ª Edición, México, 1984 Limusa ; páginas: 459;  
Observaciones: Mecánica de Suelos.

**RILEM P.;** (1980); "Recomended tests to measure the deterioration of stone and to assess the effectiveness of treatment methods"; Master Constr. 13(75) Lisboa University, 1980; páginas: 175 - 253;  
Observaciones: Tests of measure on soft rocks.

**RODIER J.;** (1981); "Análisis de aguas"; Ed. Omega Madrid; páginas: 578;  
Observaciones: Análisis químico.

**RODRÍGUEZ - AVIAL F.;** (1978); "Resistencia de materiales"; Libro Vol. 1 ISBN 84-600-6318-6 ETSII Madrid Sección de Publicaciones; páginas: 571;  
Observaciones: Torsión.

**RODRÍGUEZ J. M.;** (1987); "General outline of Dams in the world"; Studies of shapes of arch dam in various countries Int. Workshop on Dams, Coimbra; páginas: 5 - 9;  
Observaciones: Studies of Dams.

- RODRÍGUEZ F.;** (1985); "Granada Medio Físico y Desarrollo"; Instituto de Desarrollo Regional Diputación de Granada; páginas: 239;  
Observaciones: Medio físico.
- RODRÍGUEZ GALLEGO M.;** (1982); "La difracción de los rayos X"; La difracción de los Rayos X libro Vol. I Ed. Alhambra Universidad; páginas: 177;  
Observaciones: Difractometría de las arcillas.
- RODRÍGUEZ GALLEGO M.;** (1982); "La difracción de los rayos X"; La difracción de los Rayos X libro Vol. II Alhambra Universidad; páginas: 366;  
Observaciones: Método del polvo.
- RODRÍGUEZ ROA F.;** (1977); "Nuevo modelo elasto plástico para suelos y su aplicación mediante elementos finitos a problemas con simetría axial"; Tesis Doctoral Univ. Polit. Madrid; páginas: 450;  
Observaciones: Teoría de modelos.
- ROMANA M.;** (1992); "El problema de la previsión de la rotura de un talud en función de la pluviometría"; III Simposiun Nacional sobre Laderas y Taludes Inestables La Coruña, 1992; páginas: 53 - 69;  
Observaciones: Corrección de taludes.
- ROSCOE K. H., BURLAND J. B.;** (1968); "On the generalised stress strain behaviour on wet clay"; Heyman and Leckie Eds. Eng. Plasticity Cambridge Univ. Pres.; páginas: 535 - 609;  
Observaciones: Stres strain behaviour on clay.
- ROSCOE K., SCHOFIELD A., WROTH C.;** (1958); "On the yielding of soils"; Geotechnique, 8 No 1; páginas: 22 - 53;  
Observaciones: Yield locy Clays.
- ROSCOE K.H., SCHOFIELD A.N.;** (1963); "Mechanical behaviour of an idealised wet clay"; Proc. European Conf. On soil Mechanics and Foundation Eng. Wiesbaden Essen Vol. 1; páginas: 47 - 54;  
Observaciones: Mechanical behaviour.
- ROSSER G.K., MOORE R.K.;** (1982); "A Study of Alabama Black - Belt soils"; Geotechnical Properties Behaviour and Performance of Calcareous Soils, ASTM STP 777 Demars and Chaney Eds., ASTM, 1982; páginas: 210 - 225;  
Observaciones: Engineering properties versus carbonate content.
- ROWE P.W.;** (1962); "The stress dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact"; Volume 269 Proc. Royal Soc. A.; páginas: 500 - 527;  
Observaciones: Stress - dilatancy of soils.
- ROWE P.W.;** (1971); "Theoretical meaning and observed values of deformation parameters for soils."; Roscoe Memorial Symposium Cambridge, UK 1971; páginas: 143 - 194;  
Observaciones: Stress - Strain behavior of soils.

- RUDDIMAN W.F., HEEZEN B.C.;** (1977); "Deep sea research"; Volumen 14 Pergamon Press, U. K. 1977; páginas: 801 - 808;  
Observaciones: Mechanical solubility calcareous material.
- RUIZ J., PEREZ J., DE LA ROSA D., MAQUEDA C.;** (1988); "Propiedades geotécnicas y caracterización mineralógica de la fracción arcilla de los suelos del área urbana de Sevilla."; II Congreso Nacional de la Ciencia del Suelo, Sevilla, 1988 Sociedad Española de la Ciencia del Suelo; páginas: 491 - 495;  
Observaciones: Mineralogía de arcillas.
- RUIZ ORTIZ P.A. ;** (1980); "Estudio sedimentológico de las facies Cretácicas en la zona nordeste de la provincia de Granada"; Tesis Doctoral Universidad de Granada; páginas: 439;  
Observaciones: Geología.
- RUSSEL J. M.;** (1982); "Etude théorique et experimentale du module dynamique"; Vol. 50 Revue Ind. Min. Paris, France;  
Observaciones: Module dynamique des rock.
- RYKERS N.L.;** (1976); "Encountering dispersive clays on soils conservation service projects in Oklahoma"; ASTM STP 623 Geotechnical Projects of Dispersive Clays; páginas: 370 - 389;  
Observaciones: Dispersive clay.
- SAADA A. S., BIANCHINI G. F.;** (1981); "Strength of one-dimensionally consolidated clays"; Journal of Soil Mechanics Found. Division ASCE Vol. 101 GT11; páginas: 1151 - 1164;  
Observaciones: Consolidations tests.
- SAGASETA C., BALLESTEROS M.;** (1976); "Un modelo elasto - plástico para arcillas blandas en procesos de carga sin drenaje"; Boletín del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo. 116 Ministerio de Fomento, L. T. Serv. Public.; páginas: 3 - 11;  
Observaciones: Respuesta armónica; materiales cohesivos.
- SAMBHANDHARAKSA S. ;** (1987); "Stress - strain - strength anisotropy of Varved clays"; D. S. Thesis Massachusetts Institute of Technology, Cambridge; páginas: 375;  
Observaciones: Stress - strain behaviour.
- SANTAMARIA J.;** (2000); "Jornadas de presentación de la O. C. 326/00" PG3 - Geotecnia Vial"; Dirección General de Carreteras, Madrid 2000 Ministerio de Fomento; páginas: 1 - 25;  
Observaciones: Principales innovaciones a la PG – 3.
- SCHROEDER CH., DASSARGUES A., LI X.L.;** (1992); "Engineering geological conditions in the central area of Shanghai, China"; Bulletin I. A. of Engineering Geology 46 Paris 1992; páginas: 35 - 41;  
Observaciones: Oedometers on normally consolidated soils.

**SCKOTT W.;** (1977); "In Proceedings, Simposium of Indian Ocean"; Vol. I New Delhi; páginas: 424 - 427;  
Observaciones: Marine sediment properties.

**SEED H.B., CHAN C.K.;** (1959); "Structure and strength characteristics on compacted clays"; Journal of Soil Mechanics Found. Division ASCE Vol. 126, CT4;  
Observaciones: Strength properties on clays.

**SEED H.B., CHAN C.K.;** (1962); "Symposium on compacted clay"; Transactions ASCE Volume 126; páginas: 31 - 47;  
Observaciones: Compactation clays.

**SEMPLE R.;** (1988); "State of the art report on engineering properties of carbonate soils"; Proc. 2nd conference on calcareous sediment Perth Australia, 2; páginas: 807 - 836;  
Observaciones: Engineering properties.

**SHERARD J. L.;** (1979); "Sinkholes in dam of coarse, broadly graded soils"; ICOLD 13th congress on Large Dams Q.49, R. 2 New Delhi;  
Observaciones: Graded soils behaviour.

**SHERARD J.L. ;** (1982); "Filter test on fine - grained clayey soils using high water pressures"; Manuscripts S.C.S. Soil Mechanics Laboratory Lincoln, Nebraska.;  
Observaciones: Internal erosion.

**SHLEMON R.J.;** (1978); "In quaternary soils"; W.C. Mahaney Ed., Geo. Abstracts, Ltd., Norwich, England, 1978; páginas: 187 - 207;  
Observaciones: General geology information.

**SILLAR-KARGBO G.;** (1988); "Influencia de la humedad de compactación sobre el peligro de fracturación hidráulica en núcleos de arcilla de presas de materiales sueltos."; Tesis Doctoral UPM Madrid Febrero 1988; páginas: 299;  
Observaciones: Comportamiento ingenieril de las arcillas.

**SINGER J.K., ANDERSON J.R., LEDBETTER M.T., McCAYE;** (1988); "An assessment of analytical techniques for the size analysis of fine - grained sediments"; Journal of sedimentary Petrology No 58; páginas: 534 - 543;  
Observaciones: Analytical techniques of analysis.

**SKEMPTON A., BISHOP A.;** (1954); "Soils"; Building materials, their elasticity and inelasticity. North Holland Public Company, Amsterdam; páginas: Capítulo X;  
Observaciones: Elasticity of fine grained materials.

**SKEMPTON A., VAUGHAN P.;** (1993); "The failure of Carsington dam"; Géotechnique 43, No 1; páginas: 151 - 173;  
Observaciones: Dams, embankments.

**SKEMPTON A.W.;** (1954); "The pore pressure parameters A and B"; Géotechnique, 43 No 4; páginas: 143 - 157;  
Observaciones: Pore pressure meditation.

**SKEMPTON A.W.**; (1985); "Residual strength of clays in landslides folded strada and the laboratory"; Géotechnique 35 No1; páginas: 291- 302;  
Observaciones: Residual strength.

**SKOOG D.A., WEST D.M.**; (1969); "Fundamentals of analytical chemistry"; 2nd ed. Holt, Rinehart, Winston New York; páginas: 281;  
Observaciones: Analysis Chemistry.

**SMALLEY I. J. , CABRERA J.C.**; (1991); "Particle association in compacted clay"; Nature; páginas: 222;  
Observaciones: Chemical properties of clay.

**SOPEÑA L.**; (2000); "Comentarios al artículo 330: Terraplenes"; Jornadas de presentación de la O. C. 326/00" PG3 - Geotecnia Vial Dirección General de Carreteras, Madrid 2000; páginas: 26 - 35;  
Observaciones: Terraplenes.

**SRIDHARAN A., ABRAHAM B., JOSE B.**; (1991); "Improved technique for estimation of preconsolidation pressure"; Géotechnique 41, No 2; páginas: 263 - 268;  
Observaciones: Compressibility.

**STAMATOPOULOS A., CHRISTODOULIAS J., GIANNAROS H.**; (1992); "Treatment of expansive soils for reducing swell potential and increasing strength"; Quaterly Journal of Engineering Geology 25 The Geological Society 1992; páginas: 301 - 312;  
Observaciones: Espansive soils, swell potential.

**STARKEL L.**; (1976); "The role extreme. Meteorological events in contemporary evolution of slopes"; Nathural Hazars, 34 Natural Hazars; páginas: 203 - 245;  
Observaciones: Behaviour of cohesive soils.

**STRABLER**; (1987); "Geología física"; Ediciones Omega, 1987; páginas: 617;  
Observaciones: Contexto geológico general.

**SYSTAT**; (1997); "Programa de cálculos estadísticos"; Systat for Windows, 7.0 Michigan Avenue U. S.;  
Observaciones: Software.

**TERZAGHI K., PECK R.**; (1955); "Mecánica de suelos en la ingeniería práctica"; El Ateneo Buenos Aires, Argentina; páginas: Conferencia.;  
Observaciones: Comportamiento tenso deformacional en materiales cohesivos.

**TOLL D.**; (1991); "A framework for unsaturated soils behaviour"; Géotechnique 41, No 1; páginas: 159 - 161;  
Observaciones: Strength and Compressibility.

**TOUHEI T., OHMACHI T.**; (1993); "A Metod for dinamic analysis of dam - foundation - reservoir systems in the time domain"; Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 22 John and Wiley and Sons Limited; páginas: 195 - 209;  
Observaciones: Numerical methods of response analyses.

**TOWNSEND D.L., SANGREY D.A., WALKER L.K.;** (1969); "Post-depositional cementation of the Varved clays"; 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol 1 University of Massachusetts, Amherst, Mass.; páginas: 196-221;

Observaciones: Cementation properties.

**TROALEN J.;** (1994); "Les Geomatériaux Carbonates"; Bulletin I. A. of Engineering Geology 49 Paris; páginas: 60 - 76;

Observaciones: Mechanical properties.

**TROALEN J.;** (1994); "Constat ultrastructural et comportement des géomatériaux"; Bulletin I. A. of Engineering Geology 50 Paris; páginas: 96 - 104;

Observaciones: Behaviour carbonates materials.

**TUCKER M. E., ;** (1991); "Sedimentary petrology and introduction in the origin of sedimentary rocks"; Blackwell Scientific Publication 1991; páginas: 260;

Observaciones: Genesis of sedimentary rocks and soils.

**TUGRUL A., ZARIF I.;** (1998); "The influence of mineralogical textural and chemical characteristics on the durability of selected sandstones in Istambul, Turkey"; Bulletin of Engineering Geology and Environment 57 Springer - Verlag; páginas: 185 - 190;

Observaciones: Sandstones, strength, effective porosity.

**TUGRUL A., ZARIF I.;** (2000); "Engineering aspects of limestone weathering in Istambul Turkey"; Bulletin of Engineering Geology and Environment 58 Springer - Verlag; páginas: 191 - 206;

Observaciones: Engineering properties, Index tests.

**UDDEN, WANTWORH;** (1985); "Soils mechanics - property characterisation and analysis procedures"; In Proc. 11th Int. Conf. On Soil Mechs and foundation Eng. San Francisco. Eds. Rotterdam: A. A. Balkema, Vol 1; páginas: 1 - 55;

Observaciones: Characterisation of soils.

**UNE;** (2001); "Normas españolas de ensayo"; AENOR;

Observaciones: Normas generales de ensayo de suelos.

**URIEL A.;** (1978a); "A Semi - empírical approach to stress - strain behaviour of sands"; Civil Engineering Department Review 126 Cambridge University, U.K.; páginas: 534 - 552;

Observaciones: Stress - strain behaviour.

**URIEL A.;** (1978b); "Respuesta armónica Tensión - Deformación de suelos granulares";

Boletín del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo. 125 Ministerio de Fomento, L. T. Serv. Public.; páginas: 9 - 32;

Observaciones: Respuesta Armónica de los materiales.

**URIEL A.**; (1979); "Respuesta Armónica; Aplicaciones y análisis de los resultados"; Boletín del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo. 130 Ministerio de Fomento, L. T. Serv. Public.; páginas: 3 - 18;  
Observaciones: Respuesta armónica; resultados.

**URIEL A.**; (1995); "Ajuste de parámetros para la respuesta hiperbólica: Presa de Canjayar"; Comunicación interna sin publicar "Uriel y asociados"; páginas: 4 p.p.;  
Observaciones: Parámetros de respuesta hiperbólica.

**USSELMANN P.**; (1971); "Relations entre divers facteurs et caractéristiques mécaniques des formations superficielles meubles affectées par des mouvements de masse d'après l'étude d'échantillons de quelques versants"; Dyn, 2 Geomorphology Review; páginas: 49 - 67;  
Observaciones: Characterization mechanic of disturbed soils.

**VALENT P.J., ALTSCHAEFFL A.G., LEE H.L.**; (1982); "Geotechnical properties of two calcareous oozes"; Geotechnical Properties Behaviour and Performance of calcareous Soils, ASTM STP 777 Demars and Chaney Eds., ASTM, 1982; páginas: 79 - 95;  
Observaciones: Calcareous sediment, geotechnical properties.

**VALLARINO E.**; (1991); "Tratado básico de presas"; Libro Vol. 1 Servicio de Publicaciones ETSICCP U. P. Madrid; páginas: 975;  
Observaciones: Clasificación e historia de presas.

**VAN ROOYEN M.**; (1967); "In Proceedings Fourth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering"; Cape Town Volume I Balkema, Cape Town, 1967; páginas: 203 - 208;  
Observaciones: Soil mechanics behaviour.

**VAUGHAM P. R., MACCARINI M., MOKHTAR S.M.**; (1988); "Indexing the engineering properties of residual soils"; Quarterly Journal of Engineering Geology, 21 No 1 The Geological Society.; páginas: 69 - 84;  
Observaciones: Residual soils.

**VAUGHAN P. R.**; (1979); "Factors controlling the stability of clay fills in Britain"; Clay fill Simposium Institution of Civil Engineers, London; páginas: 205 - 217;  
Observaciones: Stability of Clay fills.

**VAUGHAN P., ASCE M., SOARES F.**; (1982); "Design of filter for clay cores of dam"; 5th International Congress on Great Dams GT 1- 16807 San Francisco USA; páginas: 17 - 31;  
Observaciones: Cracking and internal erosion.

**VEDEYEN J., ROISIN, NUYENS**; (1968); "Mécanique des sols"; Ed. Dunod Paris;  
Observaciones: Information general.

**VERA J. A.**; (1968); "El Mioceno del borde SO: de la depresión de Guadix"; Act. Geol. Hisp. No 3; páginas: 124 - 127;  
Observaciones: Geología.

**VERA J. A.**; (1969); " Características estratigráficas de la serie de Baza"; Act. Geol. Hisp. Tomo 4, No 1; páginas: 14 - 17;  
Observaciones: Geología.

**VERA J. A.**; (1970); "Estudio estratigráfico de la depresión de Guadix - Baza"; Bol. Geol. Min. Tomo 81; páginas: 429 - 462;  
Observaciones: Geología.

**VESIC A.S., CLOUGH J. W.**; (1968); "Behaviour of granular materials under high stresses"; Proc. Am. Soc. Civ. Eng. 94 (SM3) ASCE; páginas: 661 - 688;  
Observaciones: High stress behaviour.

**VICKERS B.**; (1983); "Laboratory work in soil mechanics"; Laboratory Work in Soil Mechanics Second Edition Granada London.; páginas: 170;  
Observaciones: Practica de laboratorio.

**VIJAYVERGIA V.N., GHAZZALY D. Y.**; (1973); "Prediction of swelling potential for natural clays"; Proc. 3eme Inter. Conf. On Expansive Soils Haifa; páginas: 227 - 236;  
Observaciones: Swelling of clays.

**VOIGHT B.**; (1973); "On the functional classification of rocks for engineering purposes"; Symp. Rocks Mech. Madrid; páginas: 633 - 660;  
Observaciones: Classification index.

**VOINOVITCH I.A.**; (1971); "L'analyse minéralogique des sols argileux"; 2ª Edition Eyrolles, Paris ; páginas: 90;  
Observaciones: Analyse minéralogique.

**WARSHAW C. H., ROY R.**; (1961); "Classification and scheme for the identification of layer silicates"; Bulletin Geological Society of America. Vol. 72; páginas: 1455 - 1492;  
Observaciones: Classification system.

**WEIYA X., XU B.**; (1994); "On rock mass quality assessment"; 7th International IAEG Congress Balkema, Rotterdam, 1994; páginas: 1049 - 1053;  
Observaciones: Rocks mass engineering behaviour.

**WHITTEN D. G., BROOKS J. R.**; (1986); "Diccionario de Geología"; Diccionarios, Prim. Reimp. 1986, Ed. Alianza; páginas: 343;  
Observaciones: Definición conceptos geológicos.

**WILSON S. D.**; (1952); "Effects of compaction on soil properties"; Proceedings of the conference on soil stabilization Massachusetts Institute of technology, Boston 1952;  
Observaciones: properties of soils.

**WLIGHT W. G.**; (1958); "Dams, Barrages and weirs on porous foundation"; Eng. News, 64 ASCE; páginas: 708 - 710;  
Observaciones: Porous soils behaviour.

**WONG K., DUNCAN J.M.;** (1974); "Hiperbolic stress - strain parameters for non linear finite element analyses of stresses and movements in soil masses."; Report No TE-74-3 University of California, Berkeley; páginas: 74 - 3;  
Observaciones: Nonlinear finite element analyses.

**WOOD D. M.;** (1982); "Laboratory investigations of the behaviour of soils under cyclic loading a review"; Soil Mec. - Transient and Cyclic loads (Chichester: John Wiley) Pande and Zienkiewicz Eds.; páginas: 513 - 582;  
Observaciones: Cyclic loads.

**WOOD D. M.;** (1984); "On stress parameters"; Geotechnique, 34 (2); páginas: 282 - 287;  
Observaciones: Stress parameters of soils.

**WOOD D.M.;** (1994); "Soil behaviour and critical state soil mechanics"; Press Syndicate of the University of Cambridge U. K. Cambridge University Press 1994; páginas: 462;  
Observaciones: CAM - CLAY model, critical state.

**WOOLSON E. A., AXLEY J.H., KEARNEY P.C.;** (1984); "Analytical Chemistry of carbonate soils"; Soil Science Vol. 109, (5); páginas: 279 - 281;  
Observaciones: Analysis methods.

**WROTH C.P., HOULSBY G.T.;** (1985); "Soils mechanics properties and analysis procedures"; 11th Int. Conf. On soil Mech. And foundation Eng. San Francisco A. A. Balkema Rotterdam Vol 1; páginas:1 - 55;  
Observaciones: Characterisation mechanic of soils.

**YAOHUA G.;** (1994); "Some problems on parameter statistics in soil mechanics"; 7th International IAEG Congress Balkema, Rotterdam, 1994; páginas: 415 - 420;  
Observaciones: Statistics parameters.

**YOSIMI Y., OSTERBERG J. O.;** (1963); "Compressibility of partially saturated cohesive soils"; Journal Soil Mechanics and Foundations Division ASCE vol. 89, SM4; páginas: 1 - 24;  
Observaciones: Compressibility.

**YOUD T. L.;** (1972); "Compaction of sands by repeated shear straining"; Journal of Soil Mechanics Found. Division ASCE vol 98,SM7, july; páginas: 709-725.

**ZAKI A., FOUAD M., KHAN A.;** (1993); "Model pile testing in carbonate sediments of Red Sea"; Canadian Geotechnick Journal Vol. 28 Canadian Civil Engineering; páginas: 423 - 433;  
Observaciones: Shear strength.

**ZYTYNSKI M., RANDOLPH M. F., NOVA R., WROTH C. P.;** (1978); "Modeling the unloading - reloading behaviour of soil"; Numerical and Analitical Methods in Geomechanics, 2 ; páginas: 87 - 94;  
Observaciones: Numerical methods.