

UNIVERSIDAD DE SALAMANCA
ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR DE ÁVILA
PROGRAMA DE DOCTORADO: INVESTIGACIÓN Y
DESARROLLO EN GEOTECNOLOGÍAS.
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CARTOGRÁFICA Y
DEL TERRENO



METODOLOGÍA PARA EL ESTUDIO GEOTÉCNICO EN FASE
DE PROYECTO DE GRANDES DESMONTES EN ROCA
ALTERADA DE OBRAS LINEALES

TÉSIS DOCTORAL

ARTURO FARFAN MARTIN

Directores de Tesis:

DR. D. JAVIER GOMEZ LAHOZ. DR. D. RICARDO LAÍN HUERTA

Ávila Octubre de 2011



INDICE GENERAL

ÍNDICE GENERAL

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN.	1
1. INTRODUCCIÓN.	3
1.1. Antecedentes.	3
1.2. Objetivo y alcance de la tesis.	4
1.3. Contenido de la tesis.	5
CAPÍTULO 2: INVESTIGACIÓN BIBLIOGRÁFICA DEL ESTADO ACTUAL DE LA PROBLEMÁTICA Y DE LA TÉCNICA A NIVEL INTERNACIONAL Y EN NUESTRO PAÍS.	7
1. ANTECEDENTES.	9
2. DOCUMENTOS DE USO.	9
2.1. A nivel Internacional.	9
2.2. En España.	11
CAPÍTULO 3: METODOLOGÍA PROPUESTA PARA EL ESTUDIO GEOTÉCNICO EN FASE DE PROYECTO DE GRANDES DESMONTES EN ROCA ALTERADA DE OBRAS LINEALES.	16
1. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN GEOLÓGICA Y GEOTÉCNICA PREVIA.	21

1.1. Estudios Previos de Terreno desarrollados por el Servicio de Geotécnia de la Dirección General de Tecnología y Proyectos del MOPU.	21
1.2. Documentación I. G. M. E (Publicaciones del Instituto Geológico y Minero de España).	21
1.3. Efectos sísmicos.	23
2. CAMPAÑA DE TRABAJOS DE CAMPO.	25
2.1. Sondeos mecánicos a rotación con extracción de testigo continuo.	25
2.1.1. Descripción general del procedimiento.	25
2.1.1.1. Normas de aplicación.	25
2.1.1.2. Descripción de equipos y útiles.	25
2.1.1.3. Uso de la técnica.	30
2.1.1.4. Presentación de resultados.	38
2.1.2. Discusión y particularidades propuestas para perforaciones rotativas en roca.	44
2.2. Calicatas realizadas mediante retroexcavadora.	46
2.2.1. Descripción general del Procedimiento.	46
2.2.2.1. Normas de aplicación y particularidades.	47
2.2.2.2. Presentación de resultados.	50
2.3. Campaña de prospección geofísica.	51
2.3.1. Métodos sísmicos.	51
2.3.1.1. Generalidades del Método de sísmica de refracción.	51
2.3.1.2. Método de sísmica de refracción propuesto.	55

2.3.1.3. Clasificación de las excavaciones y ripabilidad según la velocidad sísmica.	63
2.3.1.3.1. Excavación según clasificación del PG3.	63
2.3.1.3.2. Ripabilidad.	64
2.3.1.4. Criterio de excavación y ripado seleccionado.	68
2.4. Estaciones geomecánicas.	68
3. CAMPAÑA DE TRABAJOS DE LABORATORIO.	69
3.1. Ensayos de identificación.	69
3.2. Ensayos de resistencia.	70
4. CLASIFICACIÓN DE LOS MATERIALES EXCAVADOS ATENDIENDO A SU USO COMO TERRAPLÉN.	71
5. MODELIZACIÓN GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA EN PLANTA DEL TRAZADO DE LOS DESMONTES A ESCALA APROPIADA.	73
6. MODELIZACIÓN GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA EN ALZADO.	73
7. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE SECCIONES TRANSVERSALES PREVISTAS PARA LOS FUTUROS DESMONTES.	73
7.1. Generalidades.	73
7.2. Conociendo la estabilidad.	75
7.2.1. Métodos de equilibrio límite.	75
7.2.1.1. Métodos exactos.	76
7.2.1.2. Métodos no exactos.	76
7.3. Criterios de rotura.	92

7.3.1. Generalidades.	92
7.3.2. Criterio de rotura de Mohr-Coulomb.	94
7.3.3. Clasificación Rock Mas Rating (RMR).	95
7.3.4. Criterio de rotura de Hoek&Brown. Generalidades.	99
7.3.5. Correlaciones entre clasificaciones de Bieniawski y Hoek&Brown).	100
8. SELECCIÓN Y ADAPTACIÓN DEL MÉTODO.	101
8.1. Propuesta de criterio de rotura.	101
8.1.1. Determinación de Parámetros de Resistencia generalizados.	101
8.1.2. Determinación de parámetros de resistencia equivalentes de Mohr-Coulomb.	102
8.2. Adaptaciones del criterio de rotura.	103
8.2.1. Valores de GSI.	103
8.2.2. Valores de resistencia a la compresión no confinada de la roca intacta Sigci.	104
8.2.3. Valor del Parámetro de la roca intacta, Índice Mi.	104
8.2.4. Valor para Factor de Perturbación D.	105
8.2.5. Valor para MR. Módulo ratio roca intacta.	105
8.2.6. Valor del Módulo de deformación de la roca intacta Ei.	106
8.2.7. Valor de Densidad: Unit Weigth MN/m ³	107
8.3. Justificación y creación de programa informático programa de tratamiento de columnas geotécnicas.	107
8.3.1. Expresiones matemáticas.	108

8.3.2. Programa de tratamiento de columnas geotécnicas.	109
9. CÁLCULOS DE ESTABILIDAD.	110
9.1. Premisas previas.	110
9.2. Empleo de Software específico de roturas circulares.	113
CAPÍTULO 4: APLICACIÓN A CASOS REALES DE LA METODOLOGÍA DESARROLLADA.	116
1. CASOS DE ANÁLISIS.	120
1.1. Desmante P.K. 3+500 AL P.K. 4+300. Situación, fotografía aérea, planos de planta, perfil longitudinal, y sección transversal tipo sometida a análisis.	121
1.2. Desmante P.K. 5+800 A P.K. 6+500. Situación, fotografía aérea, planos de planta, perfil longitudinal, y sección transversal tipo sometida a análisis.	125
2. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN GEOLÓGICA Y GEOTÉCNICA PREVIA.	128
2.1. Estudios Previos de Terreno desarrollados por el Servicio de Geotécnica de la Dirección General de Tecnología y Proyectos del MOPU.	128
2.2. Documentación <i>I. G. M. E (Publicaciones del Instituto Geológico y Minero de España)</i>	129
2.3. Efectos sísmicos.....	135
3. CAMPAÑA DE TRABAJOS DE CAMPO.	137
3.1. Sondeos mecánicos a rotación con extracción de testigo continuo.	137
3.1.1. Desmante P.K. 3+500 a P.K. 4+300.	137

3.1.2. Desmonte P.K.5+800 a P.K. 6+500.	142
3.2. Calicatas realizadas mediante retroexcavadora.	146
3.2.1. Desmonte P.K. 3+500 a P.K. 4+300.	147
3.2.2. Desmonte P.K.5+800 a P.K. 6+500.	149
3.3. Campaña de prospección geofísica.	151
3.4. Estaciones geomecánicas.	156
4. CAMPAÑA DE TRABAJOS DE LABORATORIO.	156
4.1. Ensayos de identificación.	156
4.1.1. Desmonte P.K. 3+500 a P.K. 4+300.	157
4.1.2. Desmonte P.K.5+800 a P.K. 6+500.	159
4.2. Ensayos de resistencia.	161
4.2.1. Desmonte P.K. 3+500 a P.K. 4+300.	161
5. MODELIZACIÓN GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA EN PLANTA DEL TRAZADO DE LOS DESMONTES A ESCALA APROPIADA.	164
5.1. Desmonte P.K. 3+500 a P.K. 4+300.	164
5.2. Desmonte P.K.5+800 a P.K. 6+500.	165
6. MODELIZACIÓN GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA EN ALZADO Y CLASIFICACIÓN DE LOS MATERIALES ATENDIENDO A SU REUTILIZACIÓN COMO TERRAPLÉN.	166
6.1. Desmonte P.K. 3+500 a P.K. 4+300.	166
6.2. Desmonte P.K.5+800 a P.K. 6+500.	167

7. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE SECCIONES TRANSVERSALES PREVISTAS PARA LOS FUTUROS DESMONTES.	168
7.1. Aplicación del criterio de rotura de Hoek&Brown.	168
7.2. Aplicación del programa informático de tratamiento de columnas geotécnicas.	172
7.3. Aplicación del Programa Roclab, que se facilita por la empresa ROCSCIENCE.	176
7.3.1. Desmante 3+500 a 4+300 Análisis por P.K. 3+900 (SD-4, Altura de desmante 25 m).	176
7.3.2. Desmante P.K. 5+800 a P.K. 6+500.	177
7.3.2.1. Tramo P.K. 5+800 a P.K. 6+100. Análisis por P.K. 5+800 (SD-3, Altura de desmante 19 m).	178
7.3.2.2. Tramo P.K. 6+100 a P.K. 6+500. Análisis por P.K. 6+260 (Sección Sísmica, Altura de desmante 25 m).	179
7.4. Empleo de Software específico de roturas circulares.	180
7.4.1. Desmante 3+500 a 4+300 Análisis por P.K. 3+900 (SD-4, Altura de desmante 25 m).	180
7.4.2. Desmante P.K. 5+800 a P.K. 6+500.	183
7.4.2.1. Tramo P.K. 5+800 a P.K. 6+100. Análisis por P.K. 5+800 (SD-3, Altura de desmante 19 m).	183
7.4.2.2. Tramo P.K. 6+100 a P.K. 6+500. Análisis por P.K. 6+260 (Sección Sísmica, Altura de desmante 25 m).	185

CAPÍTULO 5: ANÁLISIS Y CONCLUSIONES DE LA APLICACIÓN PRÁCTICA.	187
1. Desmonte en P. K. 3+500 a 4+300.	189
2. Desmonte en P. K. 5+600 a 6+500.	191
2.1. Tramo P.K. 5+800 a P.K. 6+100.	193
2.2. Tramo P.K. 6+100 a P.K. 6+500.	195
CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES DE LA METODOLOGÍA PROPUESTA Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.	197
1. CONCLUSIONES.	199
2. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.	203
CAPÍTULO 7: BIBLIOGRAFÍA Y FUENTES DE INFORMACIÓN	209
ANEJOS.	219
REPORTAJE FOTOGRÁFICO.	220
ORDENES DE PROGRAMACIÓN EN VISUAL 6, DEL PROGRAMA TRATAMIENTO DE COLUMNAS GEOTÉCNICAS.	228

INDICE DE FIGURAS

Figura 1. Esquema Tomamuestras tipo S.P.T. Fuente: Norma UNE-103800/92. Año 1992.	35
Figura 2. Medidas de buzamiento en testigos de sondeos. Fuente: R. Villaroel. Metodología para el Levantamiento Geotécnico de Sondajes en Fotografías. CODELCO-CHILE, Gerencia de Exploraciones, Calama, Inédito GL-NI-134/94, 40 p. Año 1994.	42
Figura 3. Esquema y funcionamiento de un geófono electromagnético. El imán cuelga desde la parte superior de la caja y la bobina esta ligada rígidamente con la caja. Fuente http://www.geovirtual.cl/EXPLORAC/TEXT/04003geook.htm . Año: 2010.	53
Figura 4. Alineación de geófonos en línea sísmica. Fuente: D. Francisco Javier Luengo Rodríguez. Ponencia Definición Racional de ripabilidad o volabilidad de los macizos rocosos. Factores económicos y técnicos, Oviedo. Año: 2004.	54
Figura 5. Valor de velocidad de onda Vp. Fuente: http://recursostic.educacion.es . Año: 2010.	55
Figura 6. Sísmica de refracción por impactos. Fuente: http://www.geosphereinc.com/seis_refraction.html . Año: 2010.	56
Figura 7. Gráficas de tiempos de llegada, puntos impacto A,B,C. Fuente: Elaboración Propia a partir de los registros obtenidos con equipo de sísmica de refracción PASI. Año 2011.	70
Figura 8. Dromocrona de punto de impacto Central. Fuente: Elaboración Propia obtenida con el Programa SEISREFA. Año 2010.	61
Figura 9. Sección en profundidad combinando los tres puntos de impacto. Fuente: Elaboración Propia obtenida con el Programa SEISREFA. Año 2010.	61
Figura 10. Sección en profundidad de varias líneas sísmicas. Fuente: Elaboración Propia obtenida con el Programa AUTOCAD. Año 2010.	62
Figura 11. Esquema de cálculo mediante el círculo de rozamiento. Fuente: D. Ángel Muelas Rodríguez. Manual del Suelo y cimentaciones. UNED. Año 2010.	80
Figura 12. Ábaco de Taylor para suelos puramente cohesivos $\Phi=0$. Fuente: D. Ángel Muelas Rodríguez. Manual del Suelo y cimentaciones. Autor: Ángel Muelas Rodríguez. Fuente: Manual del Suelo y cimentaciones. UNED. Año 2010.	83
Figura 13. Ábaco de Taylor. Caso general $\Phi\neq 0$. Fuente: D. Ángel Muelas Rodríguez. Manual del Suelo y cimentaciones. UNED. Año 2010.	85
Figura 14. Esquema del método de rebanadas en roturas circulares. Fuente: D. Ángel Muelas Rodríguez. Manual del Suelo y cimentaciones. UNED. Año 2010.	87
Figura 15. Método de rebanadas para superficies de roturas no circulares. Fuente: Manual del Suelo y cimentaciones. Fuente: D. Ángel Muelas Rodríguez. Manual del Suelo y cimentaciones. UNED. Año 2010.	89
Figura 16. Representación de la envolvente de Mohr-Coulomb en el espacio de tensiones normal y tangencial. Fuente: Melentijevic. Modificada de Melentijevic. Año 2005.	94
Figura 17. Análisis mediante Roclab. Fuente: Elaboración propia usando programa Roclab. www.rocscience.com . Año 2010.	99
Figura 18. Análisis Envolvente de Mohr. Fuente: Elaboración Propia usando programa Roclab. www.rocscience.com . Año 2010.	102

Figura 19. Obtención de c y ϕ . Fuente: Elaboración propia usando programa Roclab, www.rocscience.com . Año 2010.	103
Figura 20. Pantalla de datos de programa informático de tratamiento de columnas geotécnicas. Fuente: Elaboración propia. Año 2011.	110
Figura 21. Definición de talud mediante Slope/w. Fuente: Elaboración Propia. Año 2010.	115
Figura 22. Resultados de cálculo Factor de Seguridad y superficie límite usando programa Slope/w. Fuente: Elaboración Propia. Año 2010.	115
Figura 23. Planta desmonte P.K. 3+500 al P.K. 4+300. (Parte I). Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.	122
Figura 24. Planta desmonte P.K. 3+500 al P.K. 4+300. (Parte II). Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.	122
Figura 25. Perfil Longitudinal P.K. 3+500 al P.K. 4+300 (Parte I). Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.	123
Figura 26. Perfil Longitudinal P.K. 3+500 al P.K. 4+300 (Parte II). Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.	124
Figura 27. Sección Transversal P.K. 3+900. Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.	124
Figura 28. Planta Desmonte P.K. 5+800 A P.K. 6+500. Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.	126
Figura 29. Perfil Longitudinal P.K. 5+800 A P.K. 6+500 (Parte I). Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.	126
Figura 30. Perfil Longitudinal P.K. 5+800 A P.K. 6+500 (Parte II). Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.	127
Figura 31. Sección Transversal 5+800. Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.	127
Figura 32. Sección Transversal P.K. 6+260. Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.	128
Figura 33. Cartografía encuadre geológico. Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.	135
Figura 34. Zona sísmica. Fuente: Elaboración propia tomando como base la Norma de Construcción Sismorresistente: parte general y edificación (NCSR-02). Año 2002.	136
Figura 35. Corte Gráfico Sondeo SD-4. P.K. 3+900 (Parte I). Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.	138
Figura 36. Corte Gráfico Sondeo SD-4. P.K. 3+900 (Parte II). Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.	139
Figura 37. Corte Gráfico Sondeo SD-3. P.K. 5+800 (Parte I). Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.	143
Figura 38. Corte Gráfico Sondeo SD-3. P.K. 5+800 (Parte II). Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.	144

Figura 39. Calicata C-54. Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.	147
Figura 40. Calicata C-55. Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.	148
Figura 41. Calicata C-50. Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.	149
Figura 42. Calicata C-51. Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.	150
Figura 43. Sección Sísmica desmonte P.K. 3+600 a 4+140. Fuente: Elaboración Propia. Año 2009.	154
Figura 44. Sección Sísmica desmonte P.K. 5+800 a 6+280. Fuente: Elaboración Propia. Año 2009.	155
Figura 45. Ensayos de Laboratorio Calicata C-54. Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.	157
Figura 46. Ensayos de Laboratorio Calicata C-55. Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.	158
Figura 47. Ensayos de Laboratorio Calicata C-50. Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.	159
Figura 48. Ensayos de Laboratorio Calicata C-51 Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.	160
Figura 49. Ensayos de Laboratorio Sondeo SD-4. Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.	161
Figura 50. Ensayos de Laboratorio Sondeo SD-4. Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.	162
Figura 51. Ensayos de Laboratorio Sondeo SD-4. Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.	163
Figura 52. Modelización Geológico-geotécnica planta Desmonte P.K. 3+500 a P.K. 4+300. Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.	164
Figura 53. Modelización Geológico-geotécnica planta Desmonte P.K.5+800 a P.K. 6+500. Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.	165
Figura 54. Modelización Geológica-geotécnica Alzado Desmonte P.K. 3+500 a P.K. 4+300 Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.	166
Figura 55. Modelización Geológica-geotécnica Alzado Desmonte P.K. 5+800 a P.K. 6+500 (Parte I). Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.	167
Figura 56. Modelización Geológica-geotécnica Alzado Desmonte P.K. 5+800 a P.K. 6+500 (Parte II). Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.	167
Figura 57. Valores obtenidos para sondeo 3+900, SD-4 mediante utilización Software de diseño propio. Fuente: Elaboración propia. Año 2010.	173

Figura 58. Valores obtenidos para sondeo 5+800, SD-3 mediante utilización SOFTWARE diseño propio. Fuente: Elaboración propia. Año 2010.	174
Figura 59. Valores obtenidos para Sección Sísmica 6+260., SD-3 mediante utilización SOFTWARE diseño propio. Fuente: Elaboración propia. Año 2010.	175
Figura 60. Análisis mediante Roclab por P.K. 3+900 (Parte I). Fuente: Elaboración propia. Año 2010.	176
Figura 61. Análisis mediante Roclab por P.K. 3+900 (Parte II). Fuente: Elaboración propia. Año 2010.	177
Figura 62. Análisis mediante Roclab por P.K. 6+100 (Parte I). Fuente: Elaboración propia. Año 2010.	178
Figura 63. Análisis mediante Roclab por P.K. 6+100 (Parte II). Fuente: Elaboración propia. Año 2010.	178
Figura 64. Análisis mediante Roclab por P.K. 6+260 (Parte I). Fuente: Elaboración propia. Año 2010.	179
Figura 65. Análisis mediante Roclab por P.K. 6+260 (Parte II). Fuente: Elaboración propia. Año 2010.	179
Figura 66. Sección geométrica desmonte P.K. 3+900. Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.	181
Figura 67. Análisis con Slope/w Sección P.K. 3+900 (Parte I). Fuente: Elaboración propia Año 2010.	181
Figura 68. Análisis con Slope/w Sección P.K. 3+900 (Parte II). Fuente: Elaboración propia Año 2010.	182
Figura 69. Sección geométrica Desmonte P.K. 5+800. Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.	183
Figura 70. Análisis con Slope/w Sección P.K. 5+800 (Parte I). Fuente: Elaboración propia. Año 2010.	184
Figura 71. Análisis con Slope/w Sección P.K. 5+800 (Parte II). Fuente elaboración propia. Año 2010.	184
Figura 72. Sección geométrica Desmonte P.K. 6+260. Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.	185
Figura 73. Análisis con Slope/w Sección P.K. 6+260 (Parte I). Fuente: Elaboración propia. Año 2010.	186
Figura 74. Análisis con Slope/w Sección P.K. 6+260 (Parte II). Fuente: Elaboración propia. Año 2010.	186

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Clasificación de terrenos sobre la base de velocidad de propagación de las ondas elásticas Vs. Fuente: Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes (NCSP-07). Recomendaciones del Ministerio de Fomento. Año: 2007.	24
Tabla 2. Clasificación de componentes de batería Sencilla. Fuente: Elaboración Propia en base a http://www.comersond.com/ . Año: 2010.	27
Tabla 3. Clasificación de componentes de batería doble tipo T. Fuente: Elaboración Propia en base a http://www.comersond.com/ . Año: 2010.	28
Tabla 4. Diámetros de perforación y testigos obtenidos. Fuente: Elaboración Propia en base a http://www.comersond.com/ . Año: 2010.	31
Tabla 5. Grado de Meteorización I.S.R.M. Fuente: Rock characterization of rocks and rock masses. Int.J. Rock mech. Min. Abstr. 18, pp 85-110. Año: 1981.	40
Tabla 6. Identificación “in situ” de resistencia a compresión. Fuente: Apuntes de la Asignatura Geotecnia Aplicada. Escuela Politécnica Superior de Ávila. Año: 2005.	41
Tabla 7. Determinación del espaciado. Fuente: Apuntes de la Asignatura Geotecnia Aplicada. Escuela Politécnica Superior de Ávila. Año: 2005.	41
Tabla 8. Nomenclatura del relleno. Fuente: Apuntes de la Asignatura Geotecnia Aplicada. Escuela Politécnica Superior de Ávila. Año: 2005.	43
Tabla 9. Clasificación de ripabilidad según Caterpillar para un tractor tipo D9. Fuente: CATERPILLAR INC. Caterpillar Performance Handbook. Ed. Caterpillar Inc. Peoria, Illinois, USA. Pág. 1-73. Año: 1981.....	66
Tabla 10. Tabla de Criterio de ripabilidad de Weaber. Fuente: D. Francisco Javier Luengo Rodríguez. Ponencia: Definición Racional de ripabilidad o volabilidad de los macizos rocosos. Factores económicos y técnicos, Oviedo. Año: 2004.	67
Tabla 11. Esquema resumen métodos de cálculo. Fuente: D. Fernando Herrera Rodríguez. Geotecnia2000. Análisis de estabilidad de taludes. Guía de cálculo de estabilidad de taludes. Año: 2005.	92
Tabla 12. Diferencias de valores entre RMR 76 y 89. Fuente: Elaboración Propia. Año: 2011.	97
Tabla 13. Clasificación de Bieniawski 1976. Fuente: D. Francisco Javier Alonso Rodríguez. Ingeniería Geológica. Caracterización de macizos rocosos. Año: 2007.	98
Tabla 14. Diámetros de testigo en Roca en España. Fuente: elaboración Propia. Año 2010.	106
Tabla 15. Factor de seguridad en función GSI. Fuente: D. Fernando Puell Marín. Tesis doctoral. Año: 2003.	112
Tabla 16. Datos Input basados en criterios del programa Roclab para SD-4. Fuente elaboración Propia. Año 2010.	169
Tabla 17. Datos Input basados en criterios del programa Roclab para SD-3. Fuente: elaboración Propia. Año 2010.	170
Tabla 18. Datos Input basados en criterios del programa Roclab para Sección Sísmica PK 6+260. Fuente elaboración Propia. Año 2010.	171

Tabla 19. Cuadro Resumen propiedades de los desmontes. Fuente: Elaboración Propia. Año 2011.	196
Tabla 20. Resumen valores para obtención del RHRS. Fuente: Pierson et Al. Natural Hazards and Earth System Sciences. Año: 1990.	206
Tabla 21. Funciones matemáticas para los items desarrollados en RHRS. Fuente: Natural Hazards and Earth System Sciences. Año: 1990.	207

INDICE DE IMÁGENES

Imagen 1. Sondas geotécnicas de nueva generación, sobre neumáticos y sobre orugas. Fuente: Catálogos de la firma TECOINSA. Año: 2003.	26
Imagen 2. Detalle Acopios de baterías. Fuente: http://www.comersond.com/ . Año: 2010.	28
Imagen 3. Detalle varillas conectoras. Fuente: http://www.comersond.com/ . Año: 2010.	29
Imagen 4. Detalle Coronas tipo Widia. Fuente: http://www.comersond.com/ . Año: 2010.	29
Imagen 5. Detalle Coronas tipo Diamante. Fuente: http://www.comersond.com/ . Año: 2010.	30
Imagen 6. Detalle Maniobra de Extracción de testigos. Fuente: Elaboración Propia. Trabajos en campo en Don Benito (Badajoz). Año 2002.	31
Imagen 7. Cajas Portatestigos con marcado de maniobras. Fuente: Elaboración Propia. Trabajos en campo en Don Benito (Badajoz). Año 2002.	32
Imagen 8. Procedimiento obtención de muestras tipo inalterado. Fuente: Elaboración Propia. Trabajos en campo en Don Benito (Badajoz). Año 2002.	33
Imagen 9. Testigo Parafinado. Fuente: Elaboración Propia, trabajos en campo en Don Benito (Badajoz). Año 2002.....	34
Imagen 10. Tomamuestras tipo S.P.T. Fuente: http://www.comersond.com/ . Año: 2010.	36
Imagen 11. Realización de diversas maniobras para la ejecución del ensayo S.P.T. Fuente: Elaboración Propia, trabajos en campo. Don Benito (Badajoz). Año: 2002.	37
Imagen 12. Cinta de nivel graduada para mediciones de niveles freáticos en sondeos. Fuente: Elaboración Propia. Año 2010.	38
Imagen 13. Resultados procesado de sonda Televiwer. Fuente: D. Ángel Rodríguez Soto, In situ Testing, S.L. Campaña Geotécnica para el Proyecto de Chillida en la montaña Tindaya, Fuerteventura. Año: 2005.	46
Imagen 14. Detalle de ejecución de calicata y toma de muestras. Fuente: Elaboración Propia. Año 2006.	49
Imagen 15. Equipo de medida. Fuente: Elaboración propia. Año 2006.	58
Imagen 16. Rotura de talud tipo cuña. Fuente: Elaboración propia. Año 2002.	76
Imagen 17. Rotura de talud tipo circular en suelos homogéneos. Fuente: Elaboración propia. Año 2002.	77
Imagen 18. Rotura de talud tipo circular en macizos rocosos alterados. Flanco Norte Pizarras Villar del Rey (Badajoz). Fuente: Aportación Dirección Facultativa de Cantera. Año 2007.	78
Imagen 19. Rotura de talud tipo circular en macizos rocosos alterados. Flanco Norte Pizarras Villar del Rey (Badajoz). Fuente: Aportación Dirección Facultativa de Cantera. Año 2007.	78
Imagen 20. Fotografía aérea desmonte P.K. 3+500 AL P.K. 4+300. Fuente: http://sigpac.mapa.es/fega/visor/ . Año 2010.	121
Imagen 21. Fotografía Aérea Desmonte P.K. 5+800 A P.K. 6+500. Fuente: http://sigpac.mapa.es/fega/visor/ . Año 2010.	125

Imagen 22. Fotografías Cajas de Sondeo SD-4. Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.	140
Imagen 23. Fotografías Cajas de Sondeo SD-4. Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.	141
Imagen 24. Fotografías Cajas de Sondeo SD-3. Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.	145
Imagen 25. Escáner Laser <u>Leica</u> HDS3000. Fuente: http://es.wikipedia.org/wiki/Esc%C3%A1ner_3D . Año 2011.	204

ABREVIATURAS Y ACRÓNIMOS

CEN	Comité Europeo de Normalización.
AENOR	Asociación Española de Normalización.
UNE	Una Norma Española.
PG-3	Pliego de Prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes.
MOPT	Ministerio de Obras Públicas y Transportes.
MOPU	Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo.
R.D.	Real Decreto.
EHE	Instrucción de Hormigón Estructural.
IAP	Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera.
BOCYL	Boletín Oficial Castilla y León.
NCSP	Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes.
NCSR-02	Norma de Construcción Sismorresistente: parte general y edificación.
BOE	Boletín Oficial del Estado.
ITC	Instrucciones Técnicas Complementarias.
RQD	Rock Quality Designation.
I G M E	Instituto Geológico y Minero de España.
I T G E	Instituto Tecnológico y Geológico de España.
SPT	Ensayo de penetración estándar.
GTC	Área de Sondeos, toma de muestras y ensayos “in situ” para reconocimientos geotécnicos.
M I	Muestra Inalterada.
NTE	Normas Tecnológicas de Edificación.

PVC	Policloruro de vinilo.
ISRM	International Society for Rock Mechanics.
CAD	Computer Aided Design.
CBR	California Bearing Ratio.
RMR	Rock Mas Rating.
RQD	Rock Quality Designation.
GSI	Geological Strength Index.
c y Φ	Cohesión y Ángulo de rozamiento interno.
F	Factor de seguridad.
σ_{ci}	Resistencia a la compresión no confinada de la roca intacta.
M_i	Parámetro de la roca intacta.
D	Factor de Perturbación.
MR	Módulo ratio roca intacta.
E_i	Módulo de deformación de la roca intacta.
SMR	Slope Mass Rating.

AGRADECIMIENTOS.

Esta tesis es fruto del trabajo de estos últimos años, y ha llegado a su fin gracias a la ayuda y apoyo de muchas personas a las que quiero mostrar mi más profundo agradecimiento:

A toda la plantilla de la empresa LYCCSA, que estuvo ahí y en su momento, para facilitar mi labor, especialmente al Director de su Laboratorio mi amigo D. Carlos Ortega Polo.

A mi amigos y compañeros de profesión: D. Pedro Carrasco Morillo por haber aguantado con tanta paciencia y tantos días mis comentarios acerca de esta tesis, e Irene Gózalo Sanz por su gestión y apoyo animoso en la consecución de su materialización.

A los que fueron compañeros de trabajo especialmente a D. Miguel Herrero Matías, por lo todo lo que él ya sabe.

A mis directores de tesis D. Javier Gómez Lahoz, y D. Ricardo Laín Huerta, por sus sabias direcciones y apoyos.

Por último a mi esposa e hijos Pilar, Carmen y Emilio, por el tiempo que he dejado de estar y que trataré en el futuro de compensar.

RESUMEN

La contratación del estudio geotécnico en fase de proyecto de grandes desmontes en roca de obras lineales, en España, se legisla por los Pliegos de prescripciones técnicas particulares realizados por la entidad que saca a concurso la licitación de toda la obra lineal, en los que se cita la forma de abordar el estudio geotécnico del corredor, tanto de los desmontes como de los terraplenes, desde un punto de vista genérico.

Esto genera una serie de problemas de indefinición a la hora de realizar los estudios geotécnicos particulares para grandes desmontes en materiales rocosos alterados, y que no exista por parte de las empresas licitantes un criterio común, a la hora de abordar los trabajos de estos estudios, ni en cuanto a forma ni en conclusiones finales.

La presente tesis trata de dar una respuesta a esta indefinición, proponiéndose una metodología que abarque los distintos pasos a seguir, para su estudio en fase de proyecto. Estos pasos de forma resumida son:

- Estudio Geológico previo de gabinete.
- Reconocimientos de campo in situ: Prospección Geofísica en base al método de Sísmica de Refracción, Sondeos a rotación con extracción de testigo continuo, y calicatas, con la definición en todos los trabajos, de sus particularidades concretas.
- Propuesta de relación de ensayos de laboratorio, que definan los parámetros característicos a usar, tanto para el estudio de la estabilidad de las secciones tipo definidas en proyecto, como para posibles reutilizaciones de los materiales excavados en otros usos de obra.
- Definición de los diversos criterios de rotura, adoptándose el postulado por los autores Hoek&Brown, con aplicación de los programas informáticos Roclab y software de nueva creación que se presenta en esta tesis y que lleva por nombre Tratamiento de Columnas Geotécnicas.
- Justificación del análisis de la estabilidad de las secciones transversales adoptadas en proyecto, con la utilización del Software de cálculo de estabilidad (Geoslope-w), que

usa el método de rotura propuesto por los autores Morgenstern-Price y justificado en la presente tesis.

- Selección del criterio de aceptación o rechazo de la sección tipo planteada para el desmonte en fase de proyecto, en base al factor de seguridad obtenido.

Finalmente a modo de ejemplo y aplicando toda la metodología desarrollada, se han estudiado las secciones de los desmontes de mayor entidad del proyecto de construcción de la futura Autovía EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa, justificando para las mismas su aceptación.

SUMMARY

In Spain, contracting of geotechnical studies, in project phase, for large rock clearings in linear building works is legislated by specific “technical specification documents” made by the entity who puts the whole linear building work out to tender. In these “technical specification documents” is defined the way to approach the geotechnical study, as for the clearings as for the fills, from a generic point of view.

This originates a kind of “definition” issues in order to make the geotechnical studies for large clearings in altered rock material and, as consequence of that, the bidding companies do not use a common criterion neither in the procedures nor in the final conclusions of these studies.

The aim of this thesis is clarify these “definition” issues detected through a proposed methodology based on several steps upon the study in project phase. These steps are shortly described as follow:

- Previous office geological study.
- Field reconnaissance “on site”: Geophysical prospecting based on refraction seismic method, rotary test drilling with core simple extraction and soil pits, including specific features in the definition of every work.
- Proposal of laboratory tests account to define the specific parameters to use, as for the study of stability of every type section defined in the project as for possible reuse of the material dug out of the soil in other different works and activities.
- Definition of different failure surfaces criteria, adopting Hoek & Brown postulate, using both “Roclab” software and the new “Tratamiento de Columnas Geotécnicas” software presented in this thesis.
- Stability analysis proof of cross sections defined in the Project phase by “Geoslope-w” slope stability calculation software, where it is followed the failure surfaces method proposed by Morgenstern-Price that has also been justified in this thesis.

- Selection of the acceptance-rejection criteria for the section type defined in the clearing in project phase, based on the obtained safety factor.

Finally, to illustrate this, and applying all the methodology defined, the sections of the major clearings of the building project “Autovia EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa” have been tested and, as consequence of the results, accepted.

The image features a large, faint, circular seal of the University of the Pacific in the background. The seal is centered and contains a shield with various symbols, including a cross and a figure. The text around the perimeter of the seal is partially legible but mostly obscured by the low resolution and fading.

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.

1. INTRODUCCIÓN.

1.1. Antecedentes.

1.2. Objetivo y alcance de la tesis.

1.3. Contenido de la tesis.

1. INTRODUCCIÓN.

1.1. Antecedentes.

Ante la pregunta que se le podría plantear a cualquier profesional dedicado al mundo de la Geotecnia, ¿Cuáles son las fases de realización de un estudio geotécnico para la ejecución posterior de cualquier obra?. La contestación evidente sería.... “depende de la de la dotación económica y del tipo de construcción a realizar”. La respuesta asimismo, se puede encontrar en la misma definición de **GEOTECNIA** (diccionario de la Real Academia Española): “Aplicación de principios de ingeniería a la ejecución de obras públicas en función de las características de los materiales de la corteza terrestre”. Una segunda definición (anónima) que a nuestro juicio pudiera ser más exacta es: “Parte de la geología que estudia las propiedades de los suelos y de las rocas en función de proyectos de construcción”. Esto lleva a que para cada tipo de proyecto de construcción (vivienda, obras civiles, minería etc.), se precise de una metodología de trabajo específica que de respuesta a cómo se debe abordar su estudio geotécnico. Esto nos ha llevado a plantearnos el hecho de: ¿Cómo debe abordar el estudio en fase de proyecto de un gran desmonte de rocas alteradas en obra lineal, y cuales son los principios de la Ingeniería que deben aplicarse?.

A esto ultimo tratará esta tesis de dar una solución técnica, que no sea independiente de aspectos económicos, estableciendo una metodología de trabajo para el caso, que posteriormente se aplicará a una obra real.

La metodología que se desarrolla es aplicable en la fase de proyecto del estudio geotécnico de los grandes desmontes de macizos rocosos alterados de obras lineales. Como tal, esta metodología constituye un aporte científico, ya que como se verá en su desarrollo aunque mucho se haya escrito sobre aspectos generales de taludes, no se ha particularizado sobre los pasos a seguir para la definición correcta del estudio geotécnico de este tipo de obras.

1.2. Objetivo y alcance de la tesis.

El presente trabajo pretende desarrollar una metodología para el estudio geotécnico en fase de proyecto de grandes desmontes en rocas alteradas de obras lineales. Como es sabido, en este tipo de obras se legisla su contratación por pliegos de prescripciones técnicas particulares, realizados por la entidad que lleva a concurso la licitación de la obra, en los que se cita la forma de abordar el estudio geotécnico del corredor, tanto de los desmontes como de los terraplenes.

Estas prescripciones técnicas¹ están definidas por referencias a normas nacionales que transponen normas europeas, por documentos europeos de idoneidad técnica o especificaciones comunes.

Por el carácter globalizador de estas prescripciones se generan una serie de problemas de indefinición tecnológica, a la hora de realizar los estudios geotécnicos particulares para grandes desmontes² (se considera un gran desmonte en obras viarias cuando éste posee una altura superior a 15 metros).

Los principales aspectos novedosos a obtener con el desarrollo de la presente tesis son:

- Particularizar los trabajos de campo mínimos a realizar, con las características y especificaciones concretas de los mismos, que lleven a conocer antes de acometer estas obras, los datos esenciales del macizo rocoso, como son: la modelización geotécnica del mismo y la obtención de datos, para la selección posterior del método y forma constructiva.
- Discusión y definición de los ensayos de laboratorio, que conduzcan a la clasificación de los materiales excavados atendiendo a su reutilización en otras partes de la obra, así como de aquellos que pudieran servir para los análisis de estabilidad geotécnica de los futuros desmontes, atendiendo a criterios específicos de seguridad.

¹ Miguel Ángel González Iglesias. El contrato administrativo de consultoría y asistencia. Pág. 190 a 195. Ed. Marcial Pons, Ediciones Jurídicas y Sociales, S.A. Madrid 2.002.

² Recomendaciones técnicas para el diseño y ejecución de sistemas viarios en medios sensibles. Pág. 38. Consejería de Obras públicas y transportes. Junta de Andalucía. Sevilla 2006.

- Justificación de la selección concreta del método de análisis de estabilidad, que lleve a aceptar una sección geométrica tipo del desmote proyectado.
- Propuesta de premisas previas y desarrollo de un software específico de tratamiento de columnas geotécnicas, que resuelva la selección previa de los datos de cálculo del análisis de estabilidad.
- Concluir los resultados de la investigación, con la validación de la metodología propuesta, mediante su aplicación al estudio específico de los desmontes de la Autovía EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa.

El tratamiento y la definición de estos aspectos indican ya de por sí la novedad tecnológica de la investigación, ya que al utilizar la presente metodología, se soluciona la problemática planteada de indefinición acerca de cómo abordar el estudio geotécnico en fase de proyecto de este tipo de obras.

1.3. Contenido de la tesis.

En el Capítulo 2, Investigación bibliográfica del estado actual de la problemática y estado de la técnica a nivel internacional y en nuestro país. Se realiza un resumen de los distintos trabajos y/o publicaciones bibliográficas editadas a nivel internacional y en España, proporcionando una información importante para caracterizar el objeto de estudio y se justifica a través de ellas la necesidad de establecer la metodología para el estudio geotécnico de los grandes desmontes de macizos rocosos de las obras lineales.

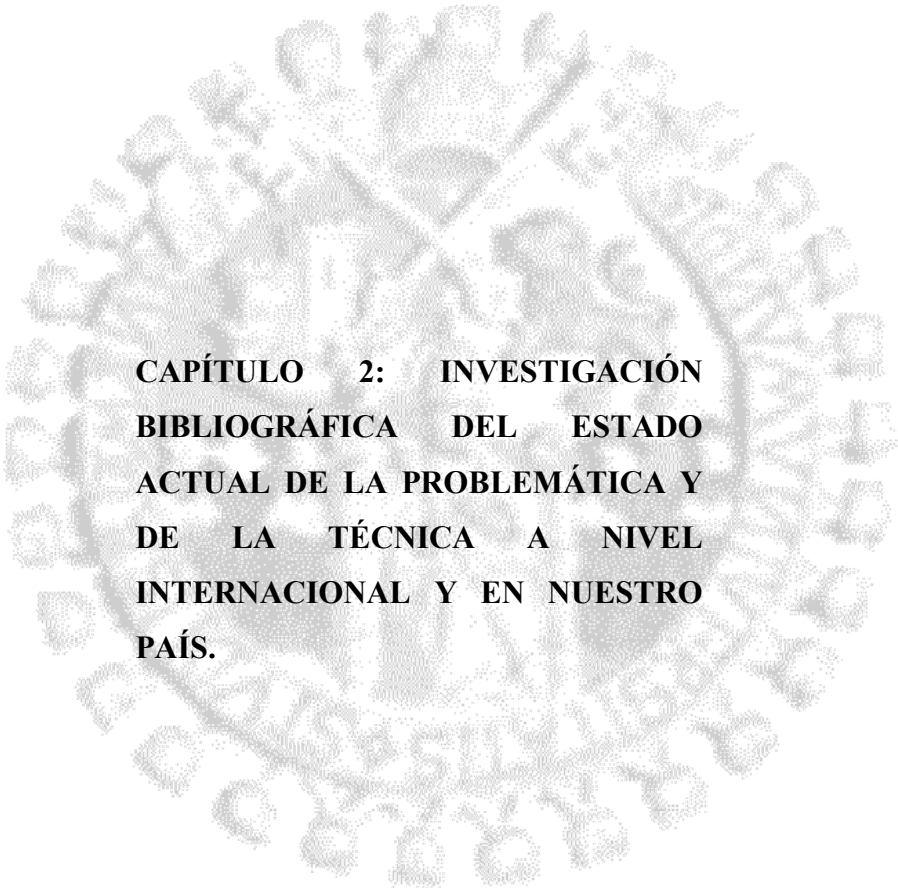
En el Capítulo 3, Metodología propuesta para el estudio geotécnico en fase de proyecto de grandes desmontes en obra lineal, se analizan y desarrollan los distintos pasos y técnicas que necesariamente han de realizarse para estudiar las obras a abordar.

En el Capítulo 4, Aplicación a casos reales de la metodología desarrollada, se han estudiado casos concretos de desmontes de notable entidad, para mostrar la utilidad de la metodología.

En el Capítulo 5, Análisis y conclusiones de la aplicación práctica, se presentan los resultados obtenidos en los desmontes estudiados con conclusiones relevantes para la futura construcción de las obras.

En el Capítulo 6, Conclusiones y futuras líneas de investigación, se sintetizan las principales conclusiones derivadas de este trabajo y se proponen unas sugerencias referentes a las futuras líneas de desarrollo y aplicación.

En el Capítulo 7, Bibliografía se recogen las referencias consultadas para llevar a cabo esta investigación.



**CAPÍTULO 2: INVESTIGACIÓN
BIBLIOGRÁFICA DEL ESTADO
ACTUAL DE LA PROBLEMÁTICA Y
DE LA TÉCNICA A NIVEL
INTERNACIONAL Y EN NUESTRO
PAÍS.**

ÍNDICE

INVESTIGACIÓN BIBLIOGRÁFICA DEL ESTADO ACTUAL DE LA PROBLEMÁTICA Y DE LA TÉCNICA A NIVEL INTERNACIONAL Y EN NUESTRO PAÍS.

1. ANTECEDENTES.

2. DOCUMENTOS DE USO.

2.1. A nivel Internacional.

2.2. En España.

1. ANTECEDENTES.

En la misma definición de Geotecnia se indica que la aplicación de esta ciencia es ciertamente un “traje a medida” para cada obra y de ello se desprende que, dada la diversidad de las mismas que se pueden someter a estudio por parte del Especialista, a éste se le plantee el hecho de indefiniciones, dudas, etc. de tipo técnico-tecnológico, en cuanto a sus contenidos y redacción.

En España y dada la magnitud alcanzada en el sector de la construcción de las dos últimas décadas, se ha dado un gran impulso a todos los aspectos de tipo legislativo y normalización para el sector, pero aún así, estos documentos no responden a las características específicas de cada tipo de estudio geotécnico. En concreto, referido al ámbito de desmontes en rocas alteradas para obras lineales, (en los que se producen numerosos fenómenos de deslizamientos de taludes de entidad diversa), hoy en día no se dispone de documentos técnicos específicos, que sirvan como tales, en el momento de tratar los estudios geotécnicos de estos casos particulares en fase de proyecto. A continuación se expondrán los diferentes documentos de uso relacionados con la temática.

2. DOCUMENTOS DE USO.

2.1. A nivel Internacional.

- Europa. Los Eurocódigos:

Los Eurocódigos constituyen un conjunto de normas europeas que proporcionan una serie de métodos comunes para calcular la resistencia mecánica de los elementos que desempeñan una función estructural en una obra de construcción, en lo sucesivo denominados productos de construcción estructurales. Dichos métodos permiten proyectar y verificar la estabilidad de las obras de construcción o de partes de las

mismas así como dar a los productos de construcción estructurales las dimensiones concretas.³

La Comisión de las comunidades Europeas, recomienda que los estados miembros deben adoptar los Eurocódigos como herramienta adecuada para proyectar obras de construcción, verificar la resistencia mecánica de los componentes o comprobar la estabilidad de las estructuras.

Los Eurocódigos estructurales son normas europeas aprobadas por el correspondiente Comité Técnico (CEN/TC250 “Eurocódigos Estructurales”) del CEN (Comité Europeo de Normalización) y, por tanto, de obligatoria adopción por los países europeos miembros de dicho organismo. La vigilancia y seguimiento del desarrollo del programa de los Eurocódigos le fueron adjudicados al Comité Permanente de la Directiva 89/106/CEE, de Productos de Construcción.

Su campo de aplicación son los proyectos de estructuras de hormigón, acero, mixtas, madera, de fábrica y de aluminio, además de otros Eurocódigos, dedicados a las acciones sobre dichas estructuras, las sismorresistentes y el proyecto geotécnico.

Los miembros del CEN, son los organismos nacionales de normalización de los países siguientes: Alemania, Austria, Bélgica, Dinamarca, España, Finlandia, Francia, Grecia, Irlanda, Islandia, Luxemburgo, Noruega, Países Bajos, Portugal, Reino Unido, Suecia y Suiza.

Para el seguimiento a nivel nacional, el organismo español de normalización miembro del CEN, (**AENOR**, Asociación Española de Normalización), creó el AEN/CTN140 como Comité espejo del CEN/TC250.

Hasta ahora AENOR, mediante el AEN/CTN 140, y referido al ámbito geotécnico ha editado los siguientes Eurocódigos:

³ Diario Oficial de la Unión Europea. Recomendación de la comisión de 11 de Noviembre de 2.003, referida a la aplicación y uso de los Eurocódigos para obras de construcción y productos estructurales. Notificada con el número C-2003 4639. 2003/887/CE.

UNE-EN 1997-1:2010. Eurocódigo 7: Proyecto Geotécnico. Parte 1. Reglas generales. Un texto que empieza a tomarse en consideración y en torno al cual deben articularse los nuevos métodos de cálculo en el área de la geotecnia.

UNE-ENV 1997-2:2001. Eurocódigo 7: Proyecto Geotécnico. Parte 2: Proyecto asistido por ensayos de Laboratorio.

UNE-ENV 1997-3:2002. Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico. Parte 3. Proyecto asistido por ensayos de campo.

El contenido de estas normas en cuanto a la relación con la presente tesis se desarrollará en el apartado siguiente.

2.2.- En España.

Los documentos de uso más frecuentes por los ingenieros que en España se dedican a este campo, son:

1. Ley de contratos de Administraciones públicas. En esta ley se fija la obligatoriedad de incluir en los proyectos “un estudio geotécnico de los terrenos sobre los que la obra se va a ejecutar”, si bien no se explicita ni su alcance ni su contenido. Tampoco se hace en el reglamento que la desarrolla.

2. Pliegos de prescripciones técnicas particulares realizados por la entidad contratante. En el ámbito de la Comunidad de Castilla y León, se ha aprobado la Orden FOM/1523/2010, de 3 de Noviembre, por la que se aprueban los modelos de Pliegos de Cláusulas Administrativas Particulares que han de regir en la contratación administrativa de la Consejería de Fomento.⁴

Asimismo en esta comunidad existen también las Recomendaciones técnicas para la realización de estudios geológico-geotécnicos previos de la red nacional de carreteras. Junta de Castilla León. (1996).

⁴ BOCYL. Nº 217. Miércoles 10 de Noviembre de 2.010. Pág. 83675.

3. Pliego de Prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes (PG-3), del MOPT, documento de referencia básico para la ejecución de carreteras, sigue ignorando gran parte de los problemas del subsuelo que se plantean a la hora de diseñar y proyectar carreteras.

4. R.D. 1247/2008. Instrucción de Hormigón Estructural EHE.

5. Recomendaciones del Ministerio de Fomento.

- Recomendaciones para la redacción de estudios de carreteras (1983), que se limita sólo a establecer la necesidad del Anexo geotécnico y someramente su contenido.

- Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-1998).

- Tipología de muros de carreteras (1.997).

- Interpretación de curvas de sondeos eléctricos verticales (1.987).

- Protección contra desprendimientos de rocas. Pantallas dinámicas (1.996).

- Guía para el Proyecto y la ejecución de muros de escollera en obras de Carretera, (2.006).

- Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera (2.001).

- Norma de Construcción Sismorresistente: parte general y edificación (NCSR-02).

- Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes (NCSP-07) de 18 de mayo de 2007.

- Circular nº 314/90 T y P. Normalización de los estudios geológicos geotécnicos a incluir en anteproyectos y Proyectos. MOPU. 1990. Dirección General de Carreteras. En la que se indica que “la calidad, orientación y profundidad observadas en los estudios geotécnicos que se incorporan a los distintos proyectos y anteproyectos realizados para esta Dirección General por las empresas es muy variable y poco homogénea”. Por ello “Todos los estudios y anejos geológicos geotécnicos que se realicen para su inclusión en Anteproyectos o Proyectos tengan como base los correspondientes Estudios Previos de Terreno desarrollados por el Servicio de Geotécnica de esta Dirección General”.

6. Instrucciones para el diseño de firmes 6.1- IC, 6.2-IC, y orden circular 10/2002 sobre secciones de firma y catálogos estructurales de firme en las que no se da la suficiente importancia a la necesidad de definir el estudio geotécnico para estos fines.

7. Normas tecnológicas de la edificación. Cimentaciones. Contenciones. Taludes. Ministerio de la Vivienda. Dirección general de Arquitectura y Tecnología de la Edificación. BOE 20 Y 27 Diciembre 1.975.

Limita su aplicación a determinados tipos de taludes, excluyendo expresamente cortes en macizos rocosos.

8. Normas tecnológicas de la edificación. Acondicionamiento del terreno. Desmontes. Explanaciones. Ministerio de la Vivienda. Dirección general de Arquitectura y Tecnología de la Edificación. BOE 1.975 a 1.983.

Limita su aplicación a desmontes de no más de 6 m de altura y desmontes que no requieran uso de explosivos.

9. Reglamento General de Normas Básicas de Seguridad Minera ITC, MIE M.07.1.03 Trabajos a Cielo Abierto.

Limita su uso a explotaciones mineras.

10. Normas UNE-EN (AENOR):

UNE-EN 1997-1:2010. Eurocódigo 7: Proyecto Geotécnico. Parte 1. Reglas generales. Un texto que empieza a tomarse en consideración y en torno al cual deben articularse los nuevos métodos de cálculo en el área de la geotecnia.

UNE-ENV 1997-2:2001. Eurocódigo 7: Proyecto Geotécnico. Parte 2: Proyecto asistido por ensayos de Laboratorio.

UNE-ENV 1997-3:2002. Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico. Parte 3. Proyecto asistido por ensayos de campo.

En primer lugar, decir que estas Normas UNE, no son de obligado cumplimiento, a no ser que así se exprese directamente, en los Pliegos de prescripciones técnicas

particulares realizados por la entidad contratante. Partiendo de esta base, el tiempo dirá su implantación en España, como obligación.

En cuanto a los aspectos técnicos que en conjunto plantean, cabe destacar que en las mismas coexisten los llamados Principios, que son Declaraciones generales y definiciones, para los cuales no hay alternativa así como también requisitos y modelos analíticos, para los cuales no se permite ninguna alternativa, a no ser que se especifique claramente, y Reglas de Aplicación que son ejemplos de criterios generalmente reconocidos, que obedecen a los Principios y satisfacen sus requisitos. En cuanto a éstas reglas, la misma norma reconoce que está permitido utilizar unos criterios alternativos, siempre y cuando se demuestre que dichos criterios alternativos utilizados están de acuerdo con los Principios que se relacionan. (Con ello a nuestro juicio, abre una enorme grieta de indefinición).⁵

En una simple ojeada a la Norma UNE-EN 1997-1:2010. Eurocódigo 7: Proyecto Geotécnico. Parte 1. Reglas generales, (realizada con espíritu crítico), se puede observar que en las llamadas Reglas de Aplicación, se analiza aspectos técnicos fundamentales que se dejan sin obligado cumplimiento, sirva por ejemplo lo citado en el Punto 2.8 (2). El informe geotécnico de Proyecto. “El nivel de detalle del Informe Geotécnico de Proyecto variará grandemente dependiendo del tipo de Proyecto. Para proyectos sencillos, puede ser suficiente que su extensión de se ajuste a una hoja de papel.” ¿Y cuándo es sencillo?. O este otro párrafo dentro del mismo apartado como Principio (3)P “El informe geotécnico debe incluir un plan de supervisión e instrumentación, cuando sea apropiado” ¿Y cuándo es apropiado?..

No es objeto de la presente tesis hacer una crítica acerca de esta Norma, pero sí es cierto que no indica ni desarrolla técnicamente de forma específica la cuestión que nos compete.

En cuanto a la UNE-ENV 1997-2:2001. Eurocódigo 7: Proyecto Geotécnico. Parte 2: Proyecto asistido por ensayos de Laboratorio, asimismo presenta numerosas “lagunas”, al aparecer que para los distintos ensayos de rocas como por ejemplo “identificación y descripción”, “contenido de agua”, “ensayos de resistencia de materiales rocosos”,

⁵ Apartado 1.3 Distinción entre principios y Reglas de Aplicación. Norma UNE-EN 1997-1:2010. Eurocódigo 7: Proyecto Geotécnico. Parte 1. Reglas generales.

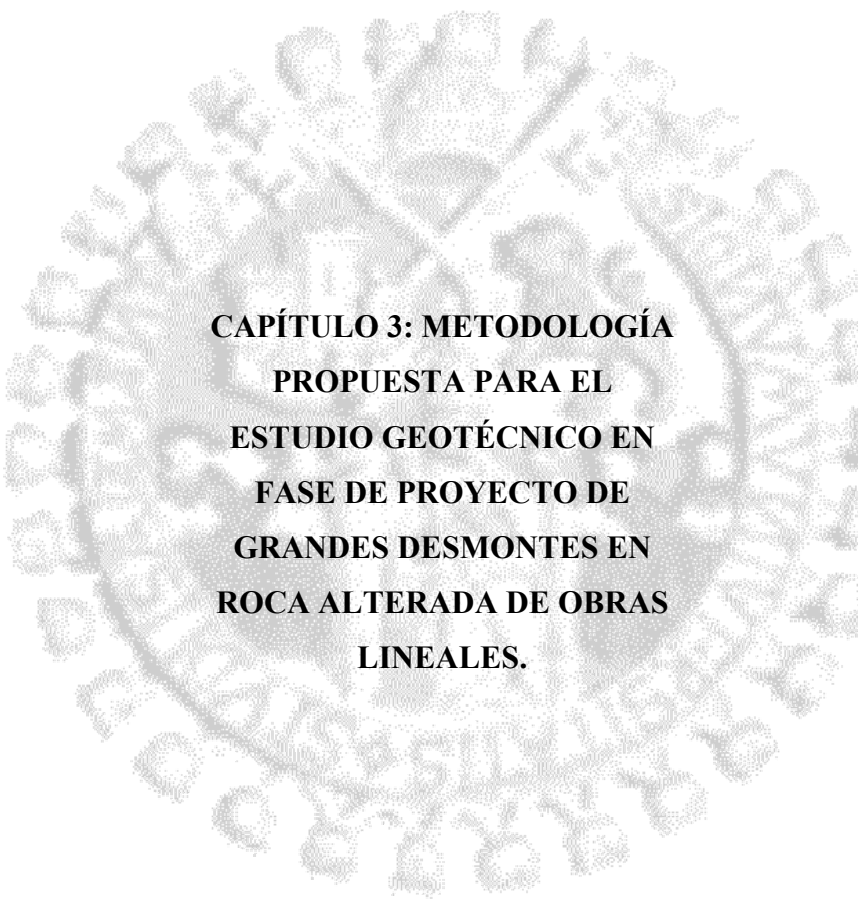
“generalidades”, etc, etc, no existe norma UNE que los regule, como bien se puede apreciar en el Anexo Nacional Informativo de la propia norma.

Por último la UNE-ENV 1997-3:2002. Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico. Parte 3. Proyecto asistido por ensayos de campo, Apartado 13 Muestreo de rocas, se habla del RQD (Rock Quality Designation), se hace su definición⁶, pero no se indica qué tomamuestras es el apropiado, se habla de un diámetro mínimo de perforación de 76 mm (cuestión que se discutirá más adelante en la presente tesis cuando se definan los ensayos triaxiales) nada dice de los diámetros superiores a éste, ni de las longitudes y profundidades mínimas de perforación dependientes de las estructuras a estudio. En cuanto a la medición de niveles freáticos, dice “se debe elegir el equipo que se ha de utilizar para medir las aguas subterráneas con antelación”⁷ y posteriormente recomienda algún tipo para gravas, arenas y limos. Nada dice para macizos rocosos.

Todo lo expuesto pues, justifica nuestra tesis, para indicar un procedimiento de metodología para el estudio geotécnico en fase de proyecto de grandes desmontes en roca alterada de obras lineales.

⁶ Apartado 13.2.3 de la norma UNE-ENV 1997-3:2002.

⁷ Apartado 14.3.1. Generalidades.



**CAPÍTULO 3: METODOLOGÍA
PROPUESTA PARA EL
ESTUDIO GEOTÉCNICO EN
FASE DE PROYECTO DE
GRANDES DESMONTES EN
ROCA ALTERADA DE OBRAS
LINEALES.**

ÍNDICE

METODOLOGÍA PROPUESTA PARA EL ESTUDIO GEOTÉCNICO EN FASE DE PROYECTO DE GRANDES DESMONTES EN ROCA ALTERADA DE OBRAS LINEALES.

1. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN GEOLÓGICA Y GEOTÉCNICA PREVIA.

1.1. Estudios Previos de Terreno desarrollados por el Servicio de Geotécnica de la Dirección General de Tecnología y Proyectos del MOPU.

1.2. Documentación I. G. M. E (Publicaciones del Instituto Geológico y Minero de España).

1.3. Efectos sísmicos.

2. CAMPAÑA DE TRABAJOS DE CAMPO.

2.1. Sondeos mecánicos a rotación con extracción de testigo continuo.

2.1.1. Descripción general del procedimiento.

2.1.1.1. Normas de aplicación.

2.1.1.2. Descripción de equipos y útiles.

2.1.1.3. Uso de la técnica.

2.1.1.4. Presentación de resultados.

2.1.2. Discusión y particularidades propuestas para perforaciones rotativas en roca.

2.2. Calicatas realizadas mediante retroexcavadora.

2.2.1. Descripción general del Procedimiento.

2.2.2.1. Normas de aplicación y particularidades.

2.2.2.2. Presentación de resultados.

2.3. Campaña de prospección geofísica.

2.3.1. Métodos sísmicos.

2.3.1.1. Generalidades del Método de sísmica de refracción.

2.3.1.2. Método de sísmica de refracción propuesto.

2.3.1.3. Clasificación de las excavaciones y ripabilidad según la velocidad sísmica.

2.3.1.3.1. Excavación según clasificación del PG3.

2.3.1.3.2. Ripabilidad.

2.3.1.4. Criterio de excavación y ripado seleccionado.

2.4. Estaciones geomecánicas.

3. CAMPAÑA DE TRABAJOS DE LABORATORIO.

3.1. Ensayos de identificación.

3.2. Ensayos de resistencia.

4. CLASIFICACIÓN DE LOS MATERIALES EXCAVADOS ATENDIENDO A SU USO COMO TERRAPLÉN.

5. MODELIZACIÓN GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA EN PLANTA DEL TRAZADO DE LOS DESMONTES A ESCALA APROPIADA.

6. MODELIZACIÓN GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA EN ALZADO.

7. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE SECCIONES TRANSVERSALES PREVISTAS PARA LOS FUTUROS DESMONTES.

7.1. Generalidades.

7.2. Conociendo la estabilidad.

7.2.1. Métodos de equilibrio límite.

7.2.1.1. Métodos exactos

7.2.1.2. Métodos no exactos.

7.3. Criterios de rotura.

7.3.1. Generalidades.

7.3.2. Criterio de rotura de Mohr-Coulomb.

7.3.3. Clasificación Rock Mas Rating (RMR).

7.3.4. Criterio de rotura de Hoek&Brown. Generalidades.

7.3.5. Correlaciones entre clasificaciones de Bieniawski y Hoek&Brown.

8. SELECCIÓN Y ADAPTACIÓN DEL MÉTODO.

8.1. Propuesta de criterio de rotura.

8.1.1. Determinación de Parámetros de Resistencia generalizados.

8.1.2. Determinación de Otros Parámetros del Macizo Rocoso.

8.2. Adaptaciones del criterio de rotura.

8.2.1. Valores de GSI.

8.2.2. Valores de resistencia a la compresión no confinada de la roca intacta σ_{ci} .

8.2.3. Valor del Parámetro de la roca intacta, Índice M_i .

8.2.4. Valor para Factor de Perturbación D.

8.2.5. Valor para MR. Módulo ratio roca intacta.

8.2.6. Valor del Módulo de deformación de la roca intacta E_i .

8.2.7. Valor de Densidad: Unit Weigth MN/m³.

8.3. Justificación y creación de programa informático programa de tratamiento de columnas geotécnicas.

8.3.1. Expresiones matemáticas.

8.3.2. Programa de tratamiento de columnas geotécnicas.

9. CÁLCULOS DE ESTABILIDAD.

9.1. Premisas previas.

9.2. Empleo de Software específico de roturas circulares.

1. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN GEOLÓGICA Y GEOTÉCNICA PREVIA.

1.1. Estudios Previos de Terreno desarrollados por el Servicio de Geotécnica de la Dirección General de Tecnología y Proyectos del MOPU.

Todos los estudios deberán estar basados en los estudios Previos de Terreno desarrollados por el Servicio de Geotécnica de la Subdirección General de Tecnología y Proyectos. Usándose los estudios previos de los terrenos, a escala 1:50.000 de los pasillos de interés para la red de carreteras del estado, enfocados específicamente a los problemas de interés en la técnica vial. Estando cubierta por este tipo de estudios gran parte del área de interés para esta Dirección General.

1.2. Documentación I. G. M. E (Publicaciones del Instituto Geológico y Minero de España).

Para la elaboración de este apartado se ha de partir de la recopilación y el análisis de los documentos temáticos publicados y/o consultables relacionados a continuación y que, en mayor o menor medida, suministren datos para el trabajo.

Mapas Geológicos de España a escala 1/50000.

Mapas de Síntesis Geológica a escala 1/200000.

Mapa Geotécnico General a escala 1/200000.

Mapa de Rocas Industriales a escala 1/200000.

Otros estudios o publicaciones, referidas a la zona objeto de proyecto.

Las informaciones que se pueden obtener de estas publicaciones son:

- Estudio geológico general:

 Encuadre geológico.

 Estratigrafía.

- Petrografía.

- Hidrogeología:

 Hidrología superficial.

 Aguas subterráneas.

 Drenaje.

- Geomorfología:

 Descripción morfológica.

 Análisis geomorfológico.

- Tectónica:

- Riesgos geológicos.

1.3. Efectos sísmicos:

La actividad sísmica a tener en cuenta para la realización de cualquier Proyecto, en cuanto a estructuras se refiere, se deberá ceñir a las Normas:

- Norma de Construcción Sismorresistente: parte general y edificación (NCSR-02)⁸.

Norma de aplicación que se extiende a todos los proyectos y obras de construcción relativos a edificación, y, en lo que corresponda, a los demás tipos de construcciones, en tanto no se aprueben para los mismos normas o disposiciones específicas con prescripciones de contenido sismorresistente.

- Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes (NCSP-07) de 18 de mayo de 2007.⁹

Esta norma contempla la siguiente clasificación del terreno para la determinación del Coeficiente de Suelo:

⁸ RD. 997/2002 de 27 de Septiembre por el que se aprueba la norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación (NCSR02) BOE n 244. Viernes 11 de Octubre de 2002.

⁹ RD 637/2007, de 18 de Mayo por el que se aprueba la norma de construcción sismorresistente: puentes (NCSP-07). BOE 132 Sábado 2 de Junio de 2007.

Tipo de Terreno	Descripción	Coefficiente de Suelo
Terreno I	Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $v_S > 750$ m/s.	1,0
Terreno II	Roca muy fracturada, suelos granulares densos o cohesivos duros. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $750 \text{ m/s} \geq v_S > 400$ m/s.	1,3
Terreno III	Suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $400 \text{ m/s} \geq v_S > 200$ m/s.	1,6
Terreno tipo IV	Suelo granular suelto, o suelo cohesivo blando. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $v_S \geq 200$ m/s.	2,0

Tabla 1. Clasificación de terrenos sobre la base de velocidad de propagación de las ondas elásticas V_s . Fuente: Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes (NCSP-07). Recomendaciones del Ministerio de Fomento. Año: 2007.

Para obtener el valor del coeficiente C de cálculo se determinarán los espesores e_1 , e_2 , e_3 y e_4 de terrenos de los tipos I, II, III y IV respectivamente, existentes en los 30 primeros metros bajo la superficie.

Se adoptará como valor de C el valor medio obtenido al ponderar los coeficientes C_i de cada estrato con su espesor e_i , en metros, mediante la expresión:

$$C = \frac{\sum C_i \cdot e_i}{30}$$

Teniendo en cuenta los materiales existentes en la zona estudiada, y siguiendo la división establecida en el apartado ESTRATIGRAFIA, habrá que establecer una correlación con los tipos de Terrenos contemplados en la Norma Sismorresistente y a

partir de ella definir el valor de Aceleración Sísmica Básica ab de la superficie del terreno (expresada con relación a la gravedad).

La información así obtenida debe ser contrastada y completada con visitas y recorridos de campo.

2. CAMPAÑA DE TRABAJOS DE CAMPO.

2.1. Sondeos mecánicos a rotación con extracción de testigo continuo.

2.1.1. Descripción general del procedimiento.

2.1.1.1. Normas de aplicación.

En primer lugar, decir que actualmente no existe norma UNE referida al ámbito geotécnico¹⁰ (salvo la que regula el ensayo SPT) que normalice en España, este tipo de trabajos, y que los laboratorios acreditados en GTC (Área de Sondeos, toma de muestras y ensayos “in situ” para reconocimientos geotécnicos), se basan en la orden FOM/2060 BOE Núm. 193 de 2 de Agosto de 2.002.

2.1.1.2. Descripción de equipos y útiles.

Los sondeos son perforaciones en el terreno que se caracterizan por presentar un diámetro muy pequeño con relación a la longitud total.

Constituyen un método de prospección del subsuelo en el que se pueden alcanzar elevadas profundidades con una perturbación mínima en el terreno, a la vez que es posible atravesar rocas cuya dureza impediría el avance por otros métodos como pueden ser las calicatas.

Los sondeos mecánicos a rotación permiten, además, la extracción continua de testigos de suelos y rocas, así como la realización de determinados ensayos por ejemplo SPT¹¹, así como la toma de muestras inalteradas y testigos parafinados, proporcionando amplia información sobre la naturaleza del terreno, diferenciación de capas o niveles y acotación de los mismos.

¹⁰ El método de sondeos con recuperación de testigo en Geotécnia en cuanto a su tecnología, no ha de confundirse con el sistema wire-line de la empresa Longyear. Comunicación D. José A. Urquidi. Primera Jornada Internacional Minero-Metalúrgica. Gijón mayo de 1967.

¹¹ Ensayo de penetración Estándar. S.P.T.

Actualmente en Geotecnia se emplean equipos de sondeos montados sobre camión u orugas, con mástil desplegable.

A continuación se muestran imágenes de ambos equipos, de la firma TECOINSA.



Imagen 1. Sondos geotécnicos de nueva generación, sobre neumáticos y sobre orugas. Fuente: Catálogos de la firma TECOINSA. Año: 2003.

En el equipo caben destacar los siguientes **componentes principales**:

- Motores.
- Cabezal de Rotación.
- Retenedor desenroscador.
- Bastidor y nivelación.
- Circuito hidráulico.
- Mástil.

- Cabestrante principal.
- Bomba de inyección de agua.
- Penetrómetro.

En cuanto a los útiles de perforación propiamente dichos, los principales son la **sarta** y **las coronas**.

La **sarta** está formada por *batería sencilla o doble* y *varillas conectoras* a cabeza de rotación.

La **batería sencilla tipo B** es un sistema de pared simple. En esta batería el fluido de perforación circula en contacto directo con el testigo y es ideal para terrenos homogéneos y poco fracturados. El conjunto completo incluye cabeza con conexión a varillaje, tubo en diversas longitudes, muelle extractor para formaciones semiduras o muelle tipo cesta o para el caso de formaciones sueltas.

Componentes de la Batería sencilla	B-146	B-131	B-116	B-101	B-086	B-076
Longitudes(mm)	3000	3000	3000	3000	3000	3000
	1500	1500	1500	1500	1500	1500
	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	500	500	500	500	500	500

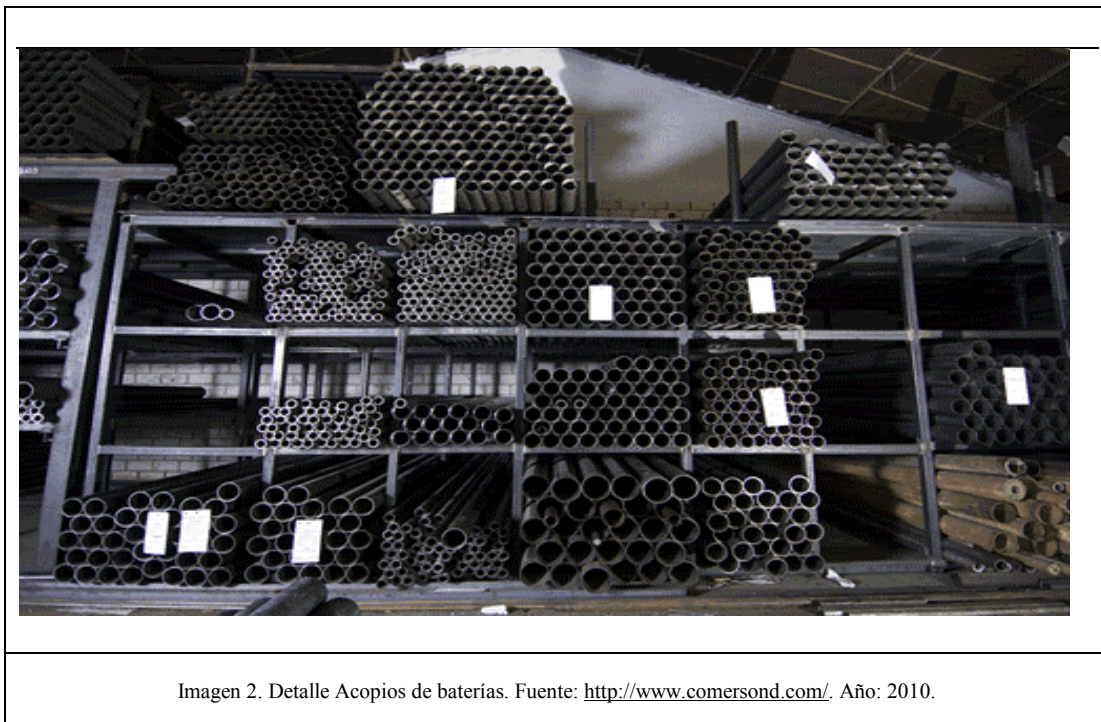
Tabla 2. Clasificación de componentes de batería Sencilla. Fuente: Elaboración Propia en base a <http://www.comersond.com/>. Año: 2010.

La **batería completa doble tipo T2**, es un conjunto de doble pared, que da buenos resultados en formaciones homogéneas y poco fracturadas. El tubo interior giratorio preserva la integridad del testigo, previniendo el lavado del mismo. Este diseño permite una mayor velocidad de penetración y mayor recuperación del testigo

El conjunto completo incluye Cabeza compuesta de cabezal de conexión al varillaje en 50 mm que rosca a tubo exterior y cuerpo de rodamientos que rosca a tubo interior, calibrador guarnecido, tubo interior y exterior en la longitud pedida, tubo prolongación, caja porta muelles, muelle extractor.

Componentes para batería doble tipo T	T-101	T-086	T-076
Tubo Exterior(mm)	3000	3000	3000
Tubo Interior(mm)	3000	3000	3000
Tubo Exterior(mm)	1500	1500	1500
Tubo Interior(mm)	1500	1500	1500

Tabla 3. Clasificación de componentes de batería doble tipo T. Fuente: Elaboración Propia en base a <http://www.comersond.com/>. Año: 2010.



En cuanto a las varillas conectoras, éstas están fabricadas con acero especial y de mayor espesor dentro de las tolerancias y se suministran con niple de unión térmicamente tratado, poseen diámetros de 50 y 42 mm en longitudes estándar de 1, 1.5 y 3.0 m.



Imagen 3. Detalle varillas conectoras. Fuente: <http://www.comersond.com/>. Año: 2010.

Las **coronas de perforación** a emplear, dependerán de la naturaleza de los materiales encontrados, pudiendo ser usadas las de carburo de tungsteno (Widia) o las de diamante; en perforaciones sobre materiales rocosos éstas serán por lo general de diamante.

Coronas tipo Widia

En cuanto a estas coronas, tienen soldados diversos insertos de Widia en la cara de corte y de diámetros 5, 6.2, 7.5 y 10 mm tanto para batería simple como para doble.



Imagen 4. Detalle Coronas tipo Widia. Fuente: <http://www.comersond.com/>. Año: 2010.

Coronas de tipo diamante

De este tipo, se utilizan las de concreción (diamante recubierto de metal), y con diversos tipos de series adecuados al elemento a cortar, siendo la habitual la serie 6 adecuada para materiales tipo granitos o cuarcitas.



Imagen 5. Detalle Coronas tipo Diamante. Fuente: <http://www.comersond.com/>. Año: 2010.

2.1.1.3. Uso de la técnica.

Durante la perforación las coronas deberán de ser refrigeradas por agua, usándose para ello y a fin de dañar en lo mínimo posible al testigo (sobre todo si es caso de suelos) la adición del refrigerante (agua), a través del espacio anular comprendido entre la pared del sondeo y el tren de varillaje.

La extracción del testigo en las distintas maniobras, una vez en el exterior la sarta y desmontada corona, calibrador y muelle extractor, se realizará bien inyectando agua mediante bomba a través de la batería, bien manteniendo la batería en vertical, y golpeando con un mazo de plástico o goma la batería, dejando caer el testigo por

gravedad. Este se deberá recoger y depositar en las cajas conservando su disposición primitiva.



Imagen 6. Detalle Maniobra de Extracción de testigos. Fuente: Elaboración Propia. Trabajos en campo en Don Benito (Badajoz). Año 2002.

En cuanto a los diámetros de testigos que se obtienen, sirva la siguiente tabla:

Φ Perforación (mm)	101	86	76	66	56	46
Φ Testigo (mm)	83	72	62	52	42	32

Tabla 4. Diámetros de perforación y testigos obtenidos. Fuente: Elaboración Propia en base a <http://www.comersond.com/>. Año: 2010.

Al aplicar esta técnica de perforación se permitirá obtener una testificación de los distintos horizontes geotécnicos atravesados de tipo continuo, testificación que se dispondrá en cajas (como las de la imagen siguiente) marcándose en ellas las

profundidades de las distintas maniobras de extracción de la batería así como las tomas de muestras y/o ensayos desarrollados durante el sondeo.



Imagen 7. Cajas Portatestigos con marcado de maniobras. Fuente: Elaboración Propia. Trabajos en campo en Don Benito (Badajoz). Año 2002.

Durante la ejecución del sondeo aprovechando la extracción de la batería y con un intervalo máximo de 3 m en perforación, se tomarán muestras especiales y/o realizarán ensayos, por los medios siguientes:

a) Obtención de Muestra tipo Inalterado (M.I.). Tipo II Según NTE-CEG, Estudios Geotécnicos.

Hincando un tomamuestras de pared gruesa: existiendo comercialmente en dos diámetros 75 y 85 mm, diseñados especialmente para que la muestra (siendo ésta siempre de tipo suelo) se recupere en el interior de un tubo de plástico, tipo PVC (policloruro de vinilo) de diámetros 63 y 75 mm.

Inmediatamente después de extraída la muestra y recuperada la tubería de PVC con la muestra en su interior, se limpiarán sus extremos, hasta dejar descubierto el terreno en

su estado natural, sellando los extremos con parafina o tapón de goma hermético, etiquetándolas para enviarlas al laboratorio antes de 48 horas.

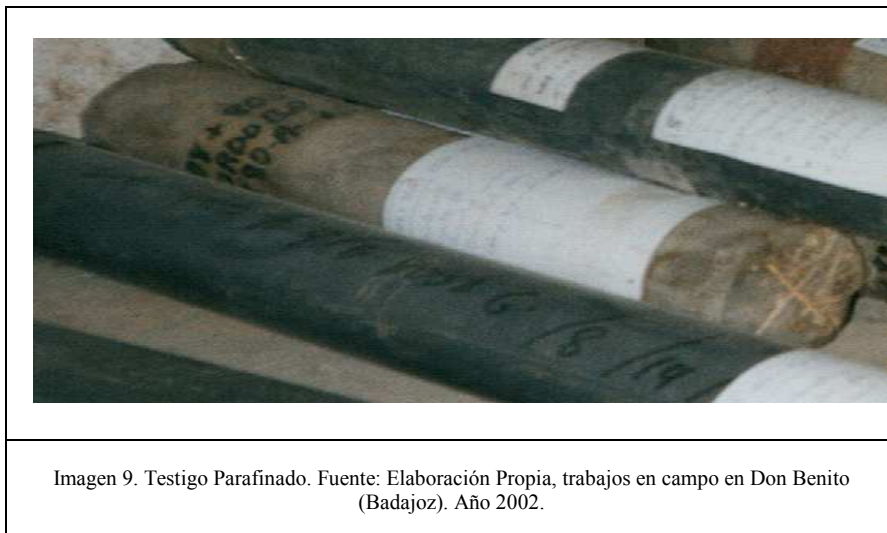
Con este procedimiento se pretende mantener inalterada la densidad y humedad del terreno.

A continuación se muestran en imágenes, las operaciones que se han de realizar para la obtención de este tipo de muestra:



b) Si durante la perforación no es posible la hincada del tomamuestras, (muestras en roca), se tomarán trozos del testigo obtenido a rotación con longitud suficiente y que sean representativos de los horizontes geotécnicos de interés, sellándose con parafina y varias

capas de tela de malla para su posterior envío al laboratorio (imagen siguiente), llamándose a este **tipo de muestra Testigo parafinado**.



c) **Ensayos tipo S.P.T. y muestras alteradas**; indicados en la UNE-103800/92 Geotécnia. Ensayos “in situ”. Ensayo de penetración Estándar. S.P.T. Estos ensayos determinan la resistencia de los suelos a la penetración de un tomamuestras bipartido, permitiendo además obtener muestras alteradas dentro de un sondeo para su identificación, a la vez que proporcionan información sobre la variabilidad y rigidez del suelo.

Se realizan en el interior del sondeo y el equipo consta de un tomamuestras bipartido de pared gruesa, de 51 mm de diámetro acoplado a un varillaje rígido, en cuyo extremo se coloca una cabeza de golpe y contragolpe, sobre la que impacta una maza de 63,6 Kg en caída libre desde una altura de 76,2 cm.

Dentro del procedimiento de realización del ensayo, y una vez alcanzado el punto que se desea ensayar, se distinguen dos fases: Una primera hinca de colocación de 15 cm, incluyendo la penetración inicial del tomamuestras bajo su propio peso, donde no se cuenta el número de golpes necesario ya que se supone que el terreno en el fondo del sondeo puede estar alterado; y la segunda fase o ensayo de hinca propiamente dicho, en

l

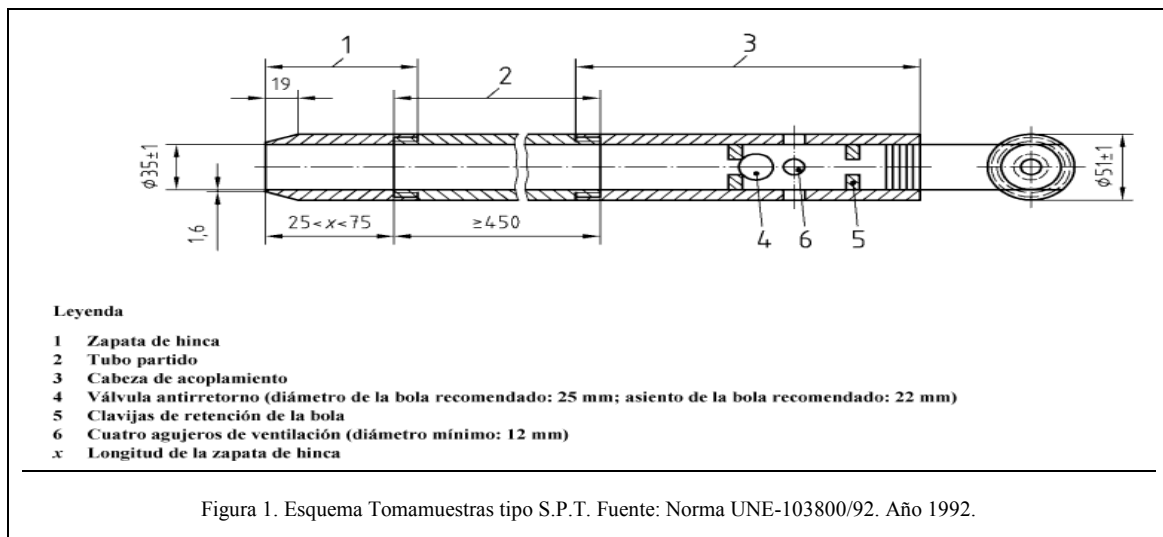
la cual se anota el número de golpes necesarios para penetrar adicionalmente 30 cm. Este es el “número de penetración estándar”, N.

Si los 30 cm de penetración no pueden lograrse con 100 golpes o son necesarios más de 50 golpes para la hincada de cada tramo, el ensayo se dará por terminado (rechazo, R).

En los estratos de grava, la cuchara o tomamuestras normal no puede hincarse, pues su zapata afilada se dobla. Se sustituye entonces por una “puntaza” maciza de forma cónica de 60° de abertura y de igual sección que el tomamuestras (SPT-C). En este caso el ensayo no proporciona muestra alguna.

El número de golpes obtenidos con la puntaza maciza es mayor y debe ser corregido. Meyerhof¹² encontró que el divisor debe ser igual a 2, pero casi todos los demás autores que han experimentado sobre este punto han hallado valores menores (Palmer y Stuart – 1957- lo dan como “ligeramente superior a 1”)¹³. En general, parece que el valor 2 es excesivo, considerándose más razonable un valor del orden de 1,3.

A continuación se presenta un corte esquemático de estos tipos de tomamuestras, así como de las maniobras en tajo.



¹² Meyerhof, G.G. (1956). “Penetration Test and Bearing Capacity of cohesionless soil”. Jour Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol. 91, smi.

¹³ Palmer D.J. Stuart J.G. (1957). Some observations on the Estándar Penetration test and a correlation of the test with a new penetrometer. 4th Int.Conf. Soil Mech, Found. Eng., Londra.



Imagen 10. Tomamuestras tipo S.P.T. Fuente: <http://www.comersond.com/>. Año: 2010.



Terminado el Sondeo, se instalará tubería piezométrica (tipo plástico duro, PVC de diámetro conveniente y acorde a la perforación realizada) y tras realizar dos achiques del agua en el interior del sondeo (mediante minibomba o compresor), se medirán los niveles freáticos (mediante sondas / cintas de nivel graduadas), dejando dicha tubería colocada para posteriores comprobaciones de cambios de nivel.



Imagen 12. Cinta de nivel graduada para mediciones de niveles freáticos en sondeos. Fuente: Elaboración Propia. Año 2010.

Todo ello se reflejará por los sondistas en un parte de ejecución de campo que posteriormente se llevará en gabinete al oportuno corte geotécnico del sondeo, que será incluido en el Informe Geotécnico.

2.1.1.4. Presentación de resultados.

En cuanto a la presentación del impreso de recogida de datos del sondeo se ha de realizar de la forma siguiente:

-Fechas de realización y datos de identificación del sondeo y de la empresa que lo realizó.

- Fotografías a color de las cajas de testigos hechas de frente de manera que se aprecien bien los detalles del terreno de caja en caja. En ocasiones puede ser conveniente la realización de fotografías de detalle de ciertos testigos aislados.

-Coordenadas y cota de boca. Es imprescindible el replanteo preciso de la boca de los sondeos y especialmente su cota.

- Columnas litológicas, realizadas por un titulado experto en geotecnia en la que, con ayuda gráfica, se recojan los siguientes descriptores:

- *Diámetro de perforación*: Se indicará el diámetro de perforación utilizado constituido por la posición de inicio (DESDE) y la posición de término (HASTA).

- *Nivel Freático*: Posición del nivel freático referido a la boca de sondeo.

- *Porcentaje de recuperación de testigo*: Referido a cada longitud total de la maniobra de extracción de la batería.

- *RQD (Rock quality designation)*¹⁴: % (el porcentaje) de trozos de testigo de sondeo superior a 10 cm, respecto a la longitud total del sondeo o tramo analizado. La correcta determinación de este índice obliga a que el sondeo tiene que ser perforado con la batería completa doble tipo T2, y que el diámetro del testigo tiene que ser igual o superior a 57.4 mm, por lo que es de obligado cumplimiento utilizar como mínimo diámetro de perforación 76 mm que facilitará testigos de diámetro 62 mm. En caso de que este índice se obtenga de forma distinta se deberá hacer constar en el parte de sondeo.

- *Litología*: Este parámetro (simbolizado en la columna respectiva por una variedad de trama) está constituido por la posición de inicio (DESDE) y la posición de término (HASTA) de un tramo de igual calidad geotécnica.

¹⁴ Deere DU. (1.964) Technical description of rock cores for engineering purposes. Rock mechanics and Engineering Geology,1(1), pp 17 - 22.

- *Descripción:* con varios apartados:

- *Identificación del tipo de suelo o roca y color.* Clasificación geológica-geotécnica de la roca y de los suelos atravesados.

- *Grado de Meteorización.* Para cada plano de estratificación considerado se realizará una estimación del grado de meteorización de acuerdo a lo recomendado por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (I.S.R.M.)¹⁵, y que se presenta en la tabla siguiente.

TERMINO	DESCRIPCION	GRADO
Roca Fresca	No presenta signos visibles de meteorización en la roca: tal vez una leve decoloración en las superficies de las discontinuidades mayores.	I
Levemente Meteorizada	La decoloración indica meteorización de la roca y en las superficies de las discontinuidades. La roca en su totalidad puede estar decolorada por la meteorización y puede estar externamente algo más débil, que en su condición fresca.	II
Moderadamente Meteorizada	Menos de la mitad de la roca esta descompuesta y/o desintegrada como un suelo. La roca fresca o decolorada se puede presentar como testigos continuos.	III
Muy Meteorizada	Más de la mitad de la roca esta descompuesta y/o desintegrada como un suelo. La roca fresca o decolorada se puede presentar como testigos discontinuos.	IV
Completamente Meteorizada	Toda la roca esta descompuesta y/o desintegrada como un suelo. La estructura original del macizo aún se mantiene en gran parte intacta.	V
Suelo Residual	Toda la roca está convertida como suelo. La estructura del macizo y la fábrica del material están destruidas. Existe un gran cambio de volumen, sin embargo el suelo no ha sido transportado significativamente.	VI

Tabla 5. Grado de Meteorización I.S.R.M. Fuente: Rock characterization of rocks and rock masses. Int.J. Rock mech. Min. Abstr. 18, pp 85-110. Año: 1981.

¹⁵ (ISRM): International Society for Rock Mechanics : Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas.

- Resistencia. Según tabla siguiente.

GRADO	RESISTENCIA EN Kg/cm ²	RECONOCIMIENTO
I. Muy blanda	2.5-50	Se desmorona con martillo corta con navaja
II. Blanda	50-100	Se marca con el martillo y se corta difícilmente con navaja.
III. Media	100-500	Se puede trocear con un solo golpe de martillo, pero no cortar o raspar.
IV. Dura	500-1000	Se puede trocear con varios golpes de martillo.
V. Muy dura	> 1000	Difícil de partir con martillo, Requiere muchos golpes.

Tabla 6. Identificación "in situ" de resistencia a compresión. Fuente: Apuntes de la Asignatura Geotecnia Aplicada. Escuela Politécnica Superior de Ávila. Año: 2005.

- Descripción de discontinuidades (Diaclasas y fallas).

- Espaciado.

Se refiere a la separación existente entre planos de discontinuidad de la misma familia.

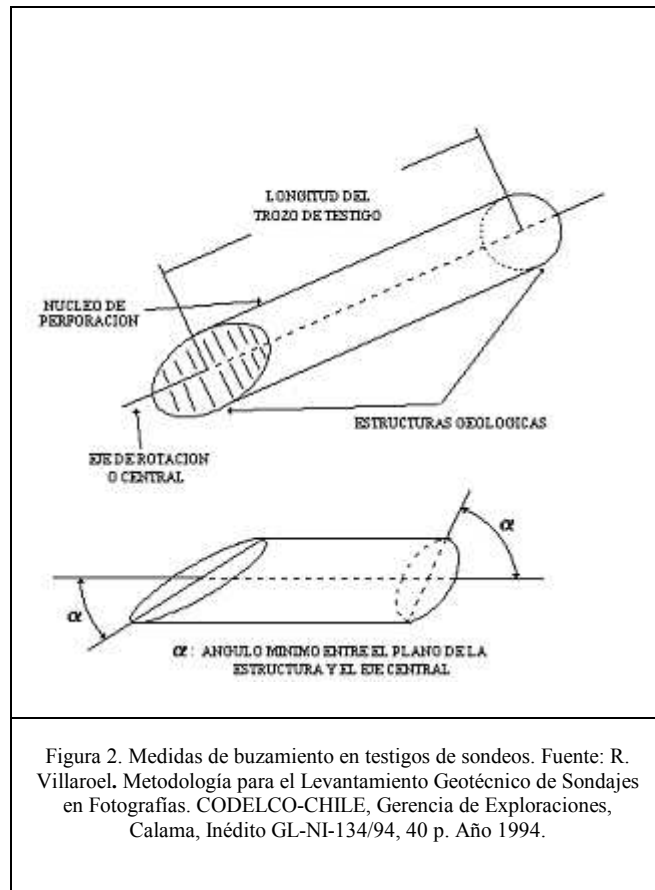
Se clasifica en: Tabla Siguiete.

ESPACIADO					
Separación en metros	>0.06	0.06-0.2	0.2-0.6	0.6-2	>2

Tabla 7. Determinación del espaciado. Fuente: Apuntes de la Asignatura Geotecnia Aplicada. Escuela Politécnica Superior de Ávila. Año: 2005.

- *Buzamiento*

Inclinación del plano de diaclasado respecto a la horizontal definida con respecto al eje del testigo, según se indica en Figura siguiente.



- *Relleno.*

El tipo de material que existe entre los dos labios de discontinuidad puede ser:

RELLENO	
L	Limpio
O	Oxidado
Q	Relleno de Cuarzo
Ca	Relleno de Calcita
C	Relleno de Arcillas
S	Relleno de Arenas

Tabla 8. Nomenclatura del relleno. Fuente: Apuntes de la Asignatura Geotecnia Aplicada. Escuela Politécnica Superior de Ávila. Año: 2005.

- *Columna de S.P.T.* , en la que se definirá profundidades y golpes.

- *Columnas de muestras alteradas, inalteradas y testigos parafinados*, en las que se definirá su profundidad de toma y características.

- *Columna de referencia de muestras de laboratorio*, se indicarán las muestras que se envíen al laboratorio y su referencia o numeración.

2.1.2. Discusión y particularidades propuestas para perforaciones rotativas en roca.

La primera cuestión a plantear es la elección del diámetro de perforación y profundidades a alcanzar y como solución se propone la siguiente:

Comenzar la perforación en diámetro 101 para continuar con los inferiores de la serie, (el diámetro mínimo interno recomendado es de 76 mm, para masas rocosas con discontinuidades)¹⁶.

La profundidad de perforación en el desmante a estudiar, estará definida por la cota a la que se prevea la rasante definitiva de la obra, debiendo penetrar bajo ésta, hasta la máxima profundidad de los deslizamientos potenciales. Por tanto, la profundidad de los reconocimientos debe ser tal que se alcance el nivel estimado del deslizamiento más profundo y al menos 2 metros bajo la cota de rasante definida del desmante¹⁷ si la roca posee un grado de alteración bajo. Si este grado es alto deberán penetrar al menos 6 metros.

El segundo problema que se encuentra para la aplicación de esta técnica de perforación es el de la indefinición de las baterías a emplear, para lo que se propondrán tres alternativas:

a) Desmontes en los que el terreno a perforar es homogéneo y con alta recuperación de testigo por ejemplo suelos de cobertera de la roca, roca sana o moderadamente meteorizada, bastará con utilizar batería simple (tipo B) y aplicar criterios de cálculo de estabilidad del macizo en los que no afecte la orientación espacial del diaclasado en el análisis de la sección transversal del desmante (criterio de rotura de Hoek&Brown y su índice GSI Geological Strength Index).

b) Desmontes en los que el terreno a perforar no sea homogéneo, con baja recuperación de testigo, y que se pretenda calcular el índice RQD, se usará batería doble (tipo T) y como mínimo diámetro de perforación de 76 mm.

¹⁶ Según Eurocódigo 7. Proyecto Geotécnico, Parte 3. Proyectos asistidos por ensayos de campo, ENV-1997-3, 1999

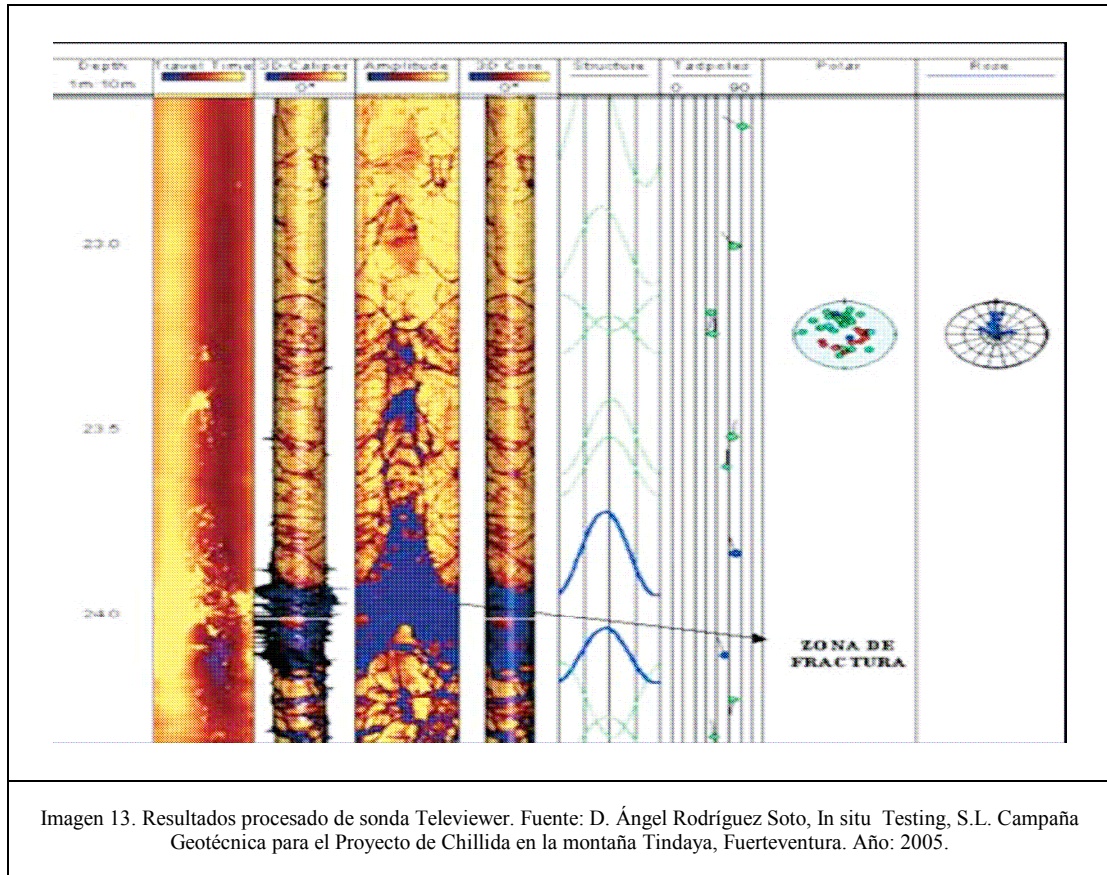
¹⁷ ROM 0.5-05 Recomendaciones geotécnicas para obras marítimas y portuarias. Autor Puertos del Estado. ISBN 84-88975-52-X. Ministerio de Fomento.

c) Desmontes en los que se precise conservar la orientación del testigo inicial a fin de poder estudiar con exactitud la dirección y buzamiento del diaclasado de la roca, utilizar batería simple (tipo B) y aplicar métodos geofísicos no directos sobre la perforación realizada (una vez entubada), usando a posteriori estos datos para el cálculo el índice RMR de Bieniawski ¹⁸.

- La Alternativa a) se aplicará más adelante en el apartado de la validación práctica de la metodología propuesta.

- Para la Alternativa c) se podrán emplear sondas geofísicas como la ***Acoustic Televiewer***; esta sonda genera una imagen de las paredes del sondeo registrando la amplitud y el tiempo de viaje de las ondas acústicas reflejadas en la interfase fluido de perforación paredes del sondeo. La calidad de las imágenes registradas depende del contraste entre las impedancias características del fluido en el sondeo y el terreno atravesado en la perforación. Cuando las propiedades de ambos son similares, el coeficiente de reflexión tiende a ser cero, por tanto, apenas hay reflexión. La rugosidad de las paredes, características del fluido de perforación, elipticidad del sondeo, etc., son factores que influyen determinantemente a la hora de obtener un registro de calidad. Las imágenes obtenidas se orientan mediante magnetómetros y acelerómetros, referenciándolas habitualmente respecto al Norte magnético. La principal aplicación del televiewer es determinar la orientación, espaciado y apertura de las discontinuidades estructurales atravesadas por la perforación. Esta sonda, complementariamente proporciona el diámetro real del sondeo definido con una circunferencia, y la orientación final del sondeo; de modo que es posible conocer si se ha desviado respecto a la dirección prevista.

¹⁸ BIENIAWSKI Z.T., (1976). "*Rock mass classifications in rock engineering.*" *Proceedings Symposium on Exploration for Rock Engineering*; ed. Z.T. Bieniawski A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 97-106.



No obstante, esta metodología y por las limitaciones expuestas de rugosidad de las paredes, elipticidad del sondeo etc, presupondrá a posteriori un seguimiento durante la excavación a fin de comprobar si los datos obtenidos corresponden con las hipótesis admitidas en el cálculo de estabilidad. Es por lo que nos inclinaremos a optar por la alternativa a.

2.2. Calicatas realizadas mediante retroexcavadora.

2.2.1. Descripción general del Procedimiento.

Las calicatas constituyen un método de prospección de las capas más superficiales del terreno que se caracteriza por la rapidez de ejecución y por su bajo coste.

Básicamente, consisten en practicar una pequeña excavación a través de la cual se observará el subsuelo y tomarán muestras del mismo.

Serán zanjas de aproximadamente 0,50 m de ancho por 2,50 m de largo. Aunque no se podrá alcanzar una elevada profundidad (aproximadamente 4 m como máximo en terrenos blandos), permitirán la observación de una zona relativamente amplia, que facilite la diferenciación y acotación de los diferentes niveles que pudieran existir en el terreno, medida del nivel freático en acuíferos superficiales y tomar fotografías. Asimismo, para la toma de muestras permitirán obtener una cantidad de material más que suficiente y representativa para la realización de ensayos de laboratorio.

En áreas donde exista roca muy cerca de la superficie, la profundidad máxima que se puede alcanzar se encontrará limitada al perfil de alteración que haya podido desarrollar dicha roca. No obstante, las calicatas permiten conocer de forma muy rápida la profundidad a que se encuentra la roca sana o ligeramente alterada, identificarla y obtener información acerca de su estructura.

Estas zanjas finalmente se han de rellenar con el material extraído, una vez efectuadas las observaciones y mediciones y tomadas las muestras.

2.2.2.1. Normas de aplicación y particularidades.

Todas las calicatas deberán ser realizadas por personal especializado y se aconseja sea acorde a “NTE CEG Estudios Geotécnicos”¹⁹ con las siguientes particularidades:

Ejecución: La excavación será de tipo mecánica, adoptándose durante su ejecución de las precauciones necesarias para evitar el desprendimiento de paredes. En cualquier caso deberá realizarse de forma que pueda ser accesible en la zona de interés la estratigrafía completa del terreno y en su caso la ejecución de ensayos “in situ”. Se protegerá la excavación de las aguas de escorrentía, cubriéndolas durante las interrupciones del trabajo.

¹⁹ Normas tecnológicas de la edificación. Cimentaciones. Contenciones. Taludes. Ministerio de la Vivienda. Dirección general de Arquitectura y Tecnología de la Edificación. BOE 20 Y 27 Diciembre 1975.

Anotaciones de campo:

- Número o métodos de excavación.
- Niveles y profundidades a los que se han tomado las muestras y tipo de éstas.
- Corte estratigráfico con denominación y representación simbólica de la naturaleza de los suelos y rocas atravesadas profundidades y la inclinación e irregularidades de los estratos.
- Profundidad del nivel de agua, respecto a la cota de calicata.
- Indicación de los niveles en los cuales se hayan realizado ensayos “ in situ.”

Toma de muestras:

Anteriormente a la toma se limpiará el fondo y las paredes de la excavación, tomando una cantidad suficiente para que sea representativa. Cada muestra irá acompañada de un parte de extracción.

Las muestras en suelos granulares se introducirán en sacos oscuros de plástico, las cohesivas se envolverán en film transparente y papel aluminio, a fin de que no pierdan su humedad natural, y posteriormente se envolverán en bolsas oscuras de plástico.

Se podrán también sellar con tela de gasa y parafinadas, sobre todo si son muestras en bloque de roca.

Todas las muestras se enviarán al laboratorio en un plazo máximo de 48 horas. Durante este tiempo no se expondrán al sol, y se protegerán de las temperaturas extremas.



Imagen 14. Detalle de ejecución de calicata y toma de muestras. Fuente: Elaboración Propia. Año 2006.

Restitución del terreno:

Antes de proceder a la restitución del terreno afectado por la calicata, y si se observase humedad o rezume de agua se deberá mantener abierta unos 30 minutos a fin de estimar y valorar la posible permeabilidad del terreno.

2.2.2.2. Presentación de resultados.

En cuanto a la presentación del impreso de recogida de datos de la calicata se ha de realizar de la forma siguiente:

- Fechas de realización y datos de identificación de la calicata y de la empresa que la realizó.
- Fotografías a color de la calicata hechas de frente de manera que se aprecien bien los detalles del terreno.
- Coordenadas y cota de boca. Es imprescindible el replanteo preciso de la boca de la calicata y especialmente su cota y profundidad alcanzada.
- Columnas litológicas, realizadas por un titulado experto en geotecnia en la que, con ayuda gráfica, se recojan los siguientes descriptores:
 - *Identificación del tipo de suelo o roca y color.* Clasificación geológica-geotécnica de la roca y de los suelos atravesados.
 - *Grado de Meteorización* Para cada plano de estratificación considerado se realizará una estimación del grado de meteorización de acuerdo a lo recomendado por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM 1981).
 - *Resistencia:* Atendiendo a lo ya expuesto para el caso de sondeos.
 - *Profundidad del nivel freático.* Medida con cinta métrica y desde la rasante de calicata en metros.

2.3. Campaña de prospección geofísica.

2.3.1. Métodos sísmicos.

Para los grandes desmontes de obra lineal en macizos de rocas en los que se trate de evaluar diferentes materiales en base a su ripabilidad a fin de valorar costes de perforación y voladura, el método geofísico que mejor se adapta es el de sísmica de refracción.

Esta metodología aprovecha el contraste de velocidades sísmicas (ondas P) entre los distintos materiales y, en función de dicho contraste y en base a multitud de ensayos prácticos en los diferentes tipos de rocas se han confeccionado una serie de tablas donde se relaciona velocidades de ondas P (ondas longitudinales), grado de excavabilidad y potencia del tractor.

2.3.1.1. Generalidades del Método de sísmica de refracción

La técnica de sísmica de refracción es un método geofísico de prospección, que estudia la respuesta del terreno cuando se propaga a través de él una onda de compresión (Onda P, primaria), es la más rápida y la que llega antes. La vibración se produce en el sentido de avance de la onda producida por medios mecánicos en la superficie. El parámetro físico que se analiza es la velocidad de propagación de la onda V_p a través de los materiales del subsuelo en función de la compacidad de los mismos. Tal parámetro nos aportará información de las características geomecánicas de la zona en que se apliquen.

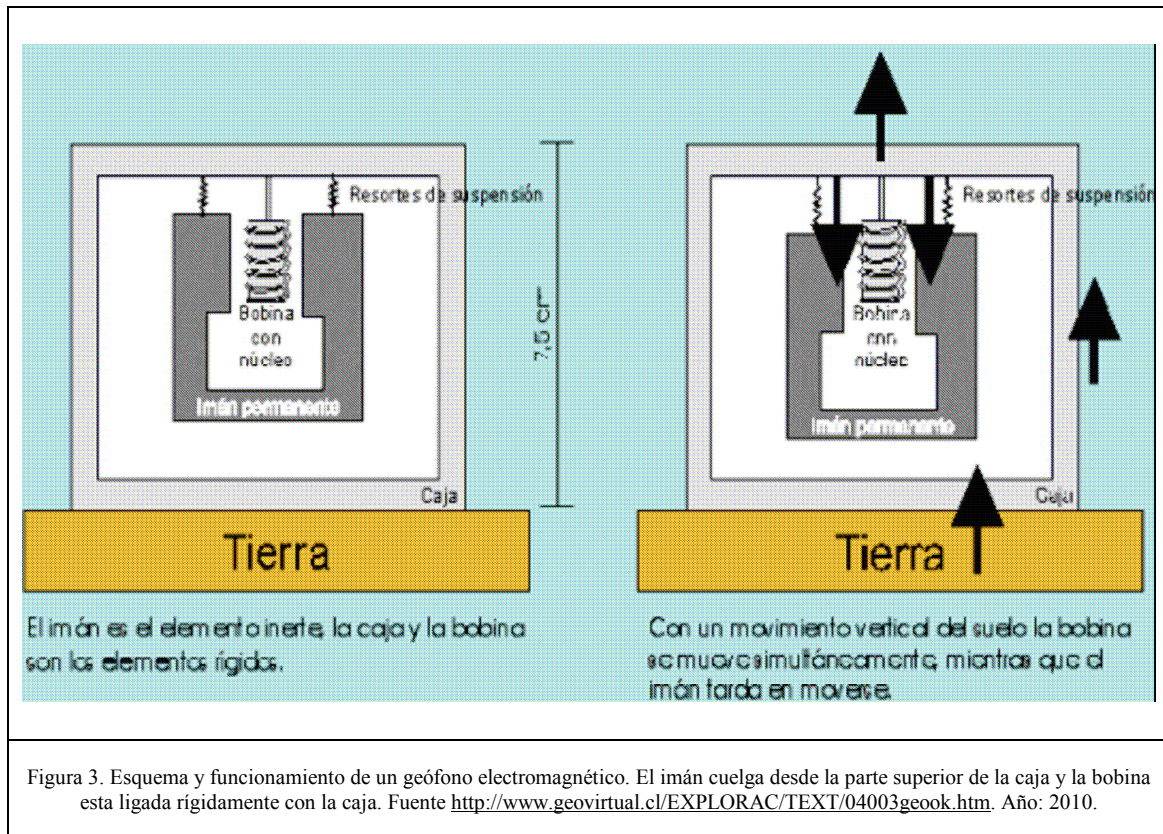
Al incidir una Onda P sobre una superficie de separación entre dos medios se generan seis ondas diferentes: Onda P refractada, Onda P reflejada, Onda S refractada, Onda S reflejada, Onda Rayleigh y Onda Love. Lo mismo sucede cuando llega la Onda S, por lo que en total se generan doce ondas diferentes.

En el método sísmico de refracción se emplean sólo las ondas refractadas, pero sólo se observan las primeras llegadas de las ondas, que son Ondas P, ya que son las más rápidas. Se prescinde de las sucesivas ondas para estudios de ripabilidad, estando reservadas para otros casos dentro de la Ingeniería Civil.

Las velocidades de las ondas sísmicas reflejan el grado de compacidad y estado de alteración de las diferentes formaciones rocosas y permiten determinar las propiedades elásticas de las rocas y la estructura geológica de los macizos.

Esta técnica de análisis consta de una fuente de energía química, si se emplean explosivos o mecánica, si se generan impactos, situada en un punto de la superficie del terreno. Sobre dicha superficie se coloca una alineación de geófonos, capaces de detectar los movimientos producidos por las ondas sísmicas. Normalmente, estos captadores se disponen sobre la componente vertical.

Existen diferentes tipos de geófonos según la propiedad física en que se fundamenten (capacitivo, piezoeléctrico, electromagnético, etc.), siendo el geófono electromagnético el más sencillo y el más empleado.. Se constituye de una bobina y de un imán. Uno de estos dos elementos está fijado rígidamente con respecto a la superficie terrestre de tal manera, que se moverá junto con la superficie terrestre en respuesta a los movimientos sísmicos. El otro es el elemento inerte y cuelga sujetado por un resorte en un soporte fijo. En la figura 3 la bobina está sujetada rígidamente con respecto a la superficie terrestre y el imán, que cuelga sujetado por un resorte en el cajón, es el elemento inerte. Cualquier movimiento relativo entre la bobina y el imán produce una fuerza electromotriz entre los terminales de la bobina. El voltaje correspondiente a esta fuerza electromotriz es proporcional a la velocidad del movimiento. En la mayoría de los geófonos construidos para la prospección sísmica (véase Fig.3) la bobina presenta el elemento inerte y el imán forma una parte del cajón, que se mueve, si la superficie, en que se ubica el cajón, se mueve. La sensibilidad del geófono depende de la fuerza del imán, de la cantidad de espiras de la bobina y de la configuración del sistema. El tamaño de los geófonos electromagnéticos no sobrepasa los 10 cm de altura.

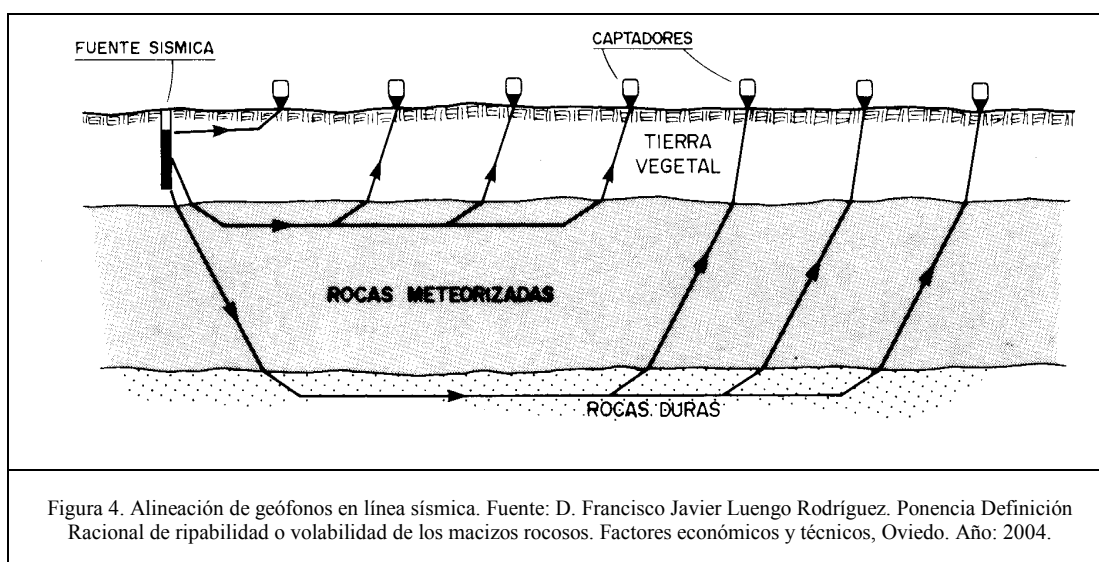


La energía liberada de un modo brusco por la fuente sísmica se propaga en forma de ondas longitudinales y transversales en diferentes direcciones radiales desde dicho punto. Las ondas de mayor velocidad son las longitudinales que pueden llegar a los geófonos de dos maneras: primero, directamente desde la fuente sísmica y a través de la capa superficial del terreno con velocidad (V_1) y segundo, como rayos refractados, pues las ondas se propagan en todas las direcciones y algunas de ellas se refractan y penetran en la segunda capa transmitiéndose una velocidad mayor (V_2). Cada punto de la superficie de separación se comporta como una nueva fuente sísmica dando lugar a los de los rayos incidentes, de acuerdo con la Ley de Snell²⁰. Como una parte del recorrido de esos rayos lo efectúan por la Capa 2, a una mayor velocidad, a partir de una distancia dada, denominada distancia crítica X_c , las ondas refractadas alcanzan los geófonos antes que las ondas directas.

²⁰ Willebrord Snell van Royen, Leiden ,1580 –30 Octubre de 1626.

La representación gráfica de los tiempos de llegada (ordenadas) a los diferentes puntos de registro (abscisas), que se conoce como dromocrona u hodógrafa, permite en los macizos constituidos por varias capas o niveles, definir a partir de la magnitud de la distancia crítica y velocidad característica de cada capa, (que se obtiene como el inverso de la pendiente de cada tramo rectilíneo), conocer los espesores o potencias de dichas capas.

Para llevar a cabo un perfil sísmico se necesita una unidad de registro o sismógrafo y un cierto número de captadores, normalmente superior a 10, conectados al equipo a través de un cable principal y dispuesto en una línea recta. El número de personas necesaria para su manejo es de dos. En cuanto a la capacidad de resolución en profundidad depende de muchos factores, pero normalmente oscila entre 1/3 y 1/4 de la longitud del perfil. Esta es una de las limitaciones del sistema que obliga en obras con profundidades de excavación importantes a repetir numerosas veces los estudios en diversas etapas o fases de las mismas.



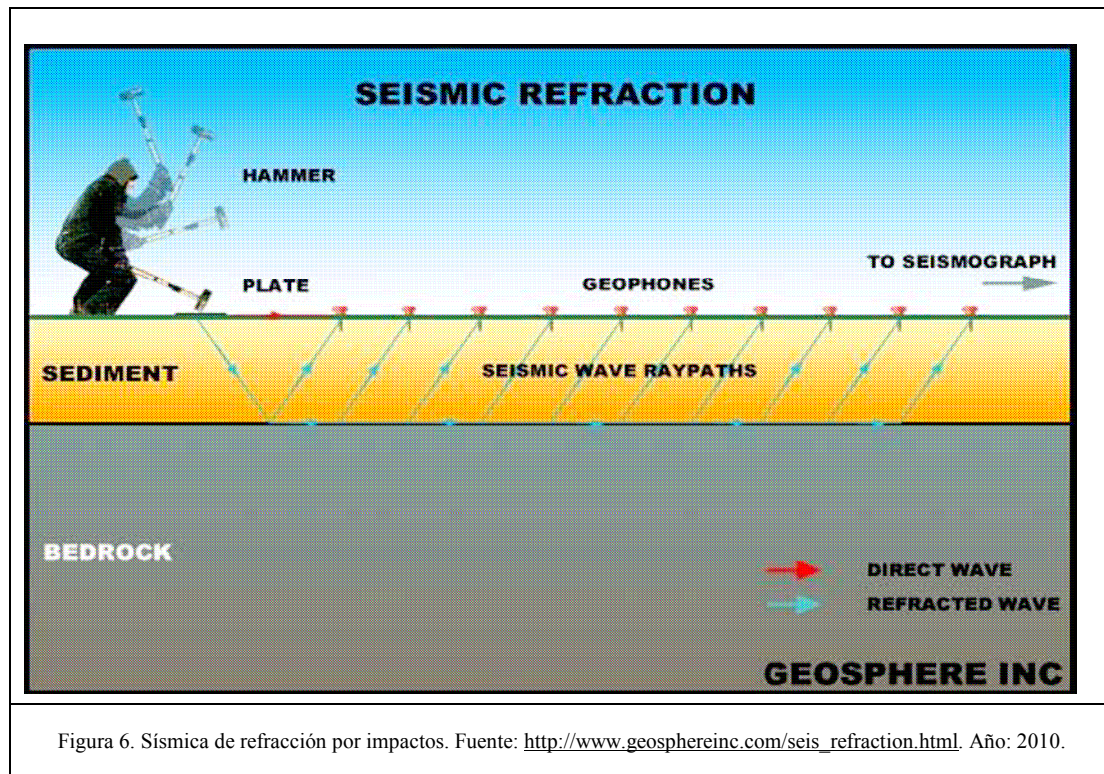
En sísmica de refracción los diferentes refractores detectados obedecen fundamentalmente a cambios en el grado de compactación del terreno, que en muchos casos van acompañados de cambios litológicos. Sin embargo puede darse el caso de que la misma formación geológica aparezca dividida en dos o más capas con diferente grado

de compactación, e incluso puede ocurrir que dos formaciones diferentes aparezcan mezcladas en la misma capa al estar igualmente compactadas. Esto puede dar lugar a alguna indefinición en la distribución litológica, pero siempre estará clara su compactación.

2.3.1.2. Método de sismica de refracción propuesto.

La técnica común que se ha de emplear es la de generar ondas sísmicas en superficie por medio de un martillo que golpea sobre una placa metálica en determinados puntos del perfil (puntos de disparo). La perturbación provocada por el impacto genera ondas que se transmiten por el subsuelo y que son recogidas por cada geófono. Las ondas registradas son las primarias o longitudinales (ondas P), donde el movimiento de las partículas se produce en el sentido de propagación de la onda, por medio de compresiones y dilataciones. La velocidad de estas ondas es mayor cuanto menor es la densidad de la roca (inversamente proporcional), mayor cuanto más rígida (directamente proporcional). Además, las ondas P se pueden transmitir en fluidos (rigidez=0) pues su velocidad depende también de la incompresibilidad.

$v_p = \sqrt{\frac{k + 4/3 \cdot \mu}{d}}$ <p>Donde k = incompresibilidad μ = rigidez d = densidad</p>
Figura 5. Valor de velocidad de onda Vp. Fuente: http://recursostic.educacion.es . Año: 2010.



Este impulso mecánico que recibe el geófono lo convierte en impulso eléctrico, que después de amplificado, pasa a la pantalla del sismógrafo en forma de señal visible, generando los diferentes frentes de ondas y dando lugar a un registro. Es ahora cuando el operador comprueba la calidad del registro, y si no es satisfactorio repite el número de impactos que sean necesarios hasta la obtención de un buen registro. Este registro, ya seleccionado es grabado en el disco duro del ordenador que incorpora el equipo para su posterior procesado.

La operación anteriormente descrita, es repetida para cada punto de disparo de la línea, obteniéndose así la máxima información posible.

Equipo a utilizar.

Las condiciones topográficas y climatológicas de la zona de trabajo constituyen factores generadores de ruido en los registros.

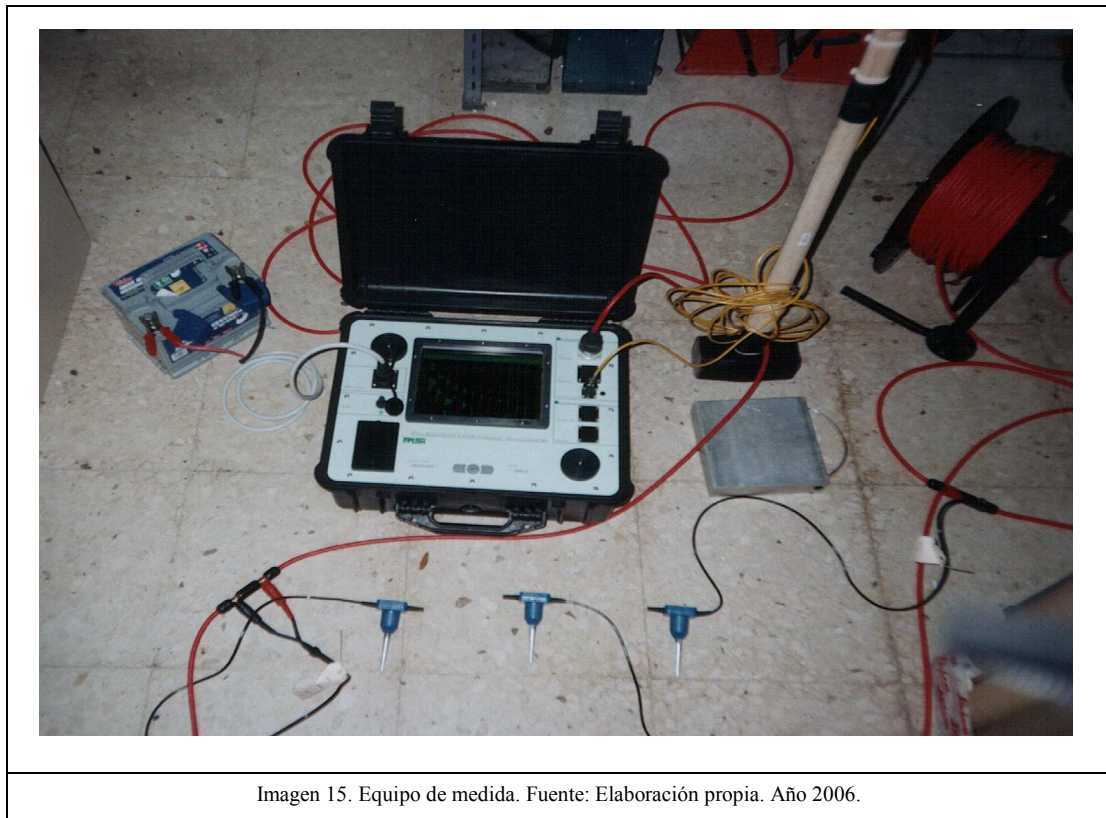
Esta circunstancia exige que la toma de datos sea muy precisa. Por ello se puede emplear un sismógrafo que disponga de unas características adecuadas para la ejecución del trabajo.

Un equipo apropiado (como ejemplo) puede ser el fabricado por la compañía italiana P.A.S.I.-16S12 que incorpora un ordenador en el propio equipo y cuyas prestaciones más destacadas se detallan a continuación:

- 1- Dispone de una pantalla donde el operador visualiza y controla toda la información.
- 2.-El equipo esta gobernado por un Software (SEISMO-SOFT) que dirige el funcionamiento del sismógrafo, elabora los datos adquiridos y provee un buen soporte para interpretarlos.
- 3- El programa está constituido por imágenes por pantallas que orientan al usuario de manera sencilla y directa.
- 4- El programa puede efectuar adquisiciones a través de un máximo de 12 o 24 canales según el modelo y llevar una resolución de 16 bit. En este modelo la señal adquirida se subdivide en 65536 partes. Esto significa por ejemplo que una señal de 1 V se puede estimar a partir de 15 μ V. Todos los datos adquiridos son elaborados según la notación FLOATING-POINT a 32 bits.

Dispositivo de medida

El estudio para los desmontes se ha de realizar disponiendo perfiles de distinta longitud a lo largo del eje del replanteo de los desmontes de la futura autovía, y compuestos de una o varias líneas sísmicas dispuestas de forma consecutivas.



Cada línea sísmica en el dispositivo propuesto, abarcará 60 m y constará de 12 geófonos de recepción y tres puntos de disparo. La separación entre geófonos será de 5 m y los puntos de disparo estarán situados de la siguiente manera:

Disparo N° A. Situado a 2.5 metros del geófono n°.-1, (0 metros).

Disparo N° B. Situado entre los geófonos n°.-6 y 7, (30 metros).

Disparo N° C. Situado a 2.5 metros del geófono n°.-12 (60 metros).

Los geófonos a utilizar serán de componente vertical, y de una frecuencia de 10 Hz. Éstos estarán conectados al sismógrafo mediante un cable de 26 conductores.

Procesado.

De los diferentes sismogramas obtenidos se sacarán los correspondientes tiempos de las primeras llegadas de las ondas longitudinales, y mediante el estudio informático de las

mediciones se obtendrán las velocidades de los diferentes refractores y las profundidades en cada geófono.

El procesado de los datos de campo se realizará utilizando el programa Seisrefa²¹.

Este programa integra la determinación de los espesores de capas y la distribución de las velocidades longitudinales en profundidad, que se realizará utilizando varias técnicas: Método Recíproco Generalizado (GRM), para la identificación de la geometría de los refractores, método de Delay Times y el método Delta t-, técnicas consideradas en la actualidad como las más resolutivas para el tipo de problema planteado.

Presentación de resultados.

Los perfiles obtenidos a través del procesado del programa de cálculo SEISREFA (por líneas de 60 m) pondrán de relieve la presencia en profundidad de una diferenciación entre distintas capas de materiales basada en la velocidad de refracción, diferenciación que se marcarán en los Planos globales del desmonte a realizar.

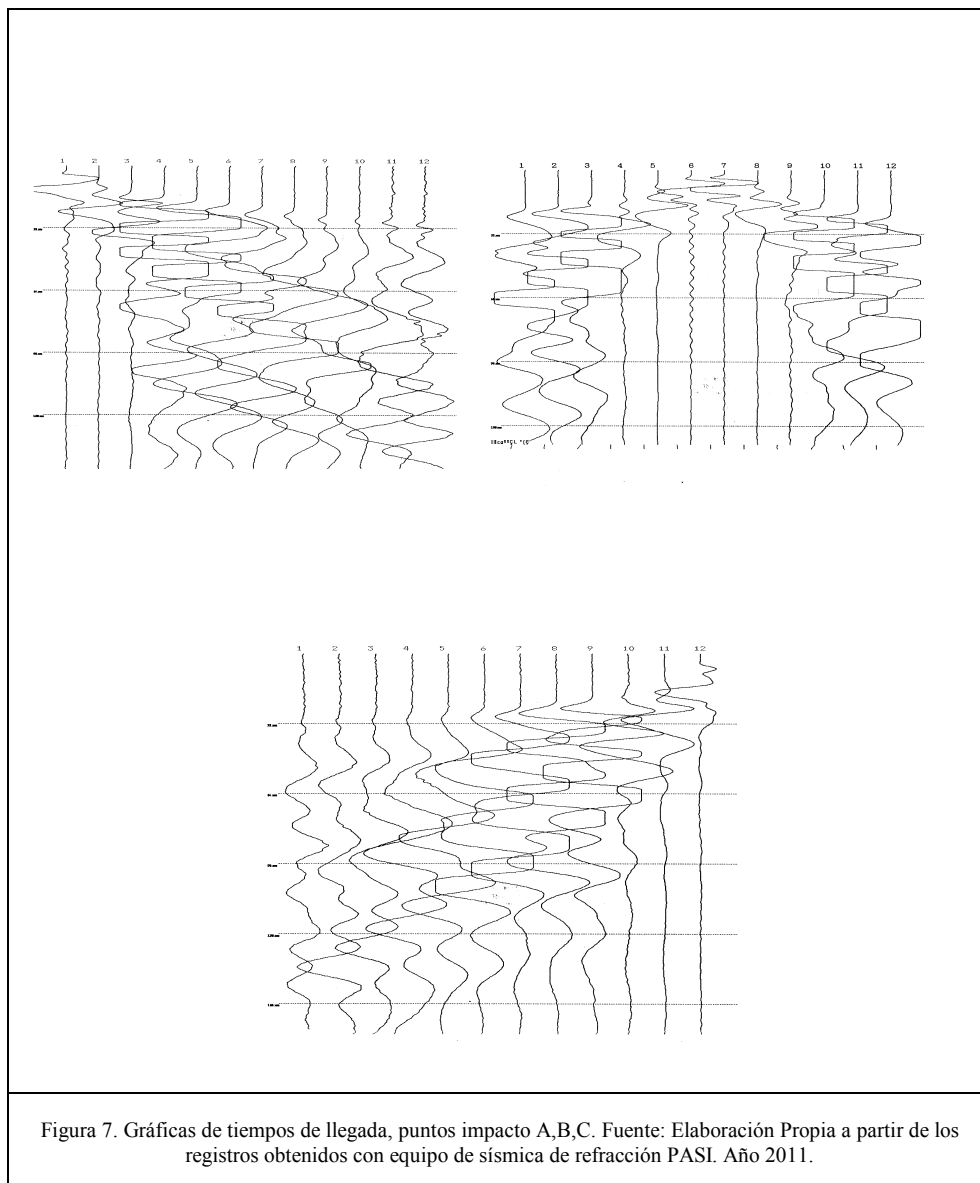
Para la realización de estos planos habremos de digitalizar los perfiles obtenidos con el programa Seisrefa (formatos de imagen), transformándolas en formato de transferencia DXF, a fin de que se puedan exportar a los programas de dibujo tipo AUTOCAD (en el que tras unir las distintas líneas sísmicas de forma consecutiva obtendremos un único plano por desmonte), y a los programas de cálculos de estabilidad (casi todos trabajan bajo entorno CAD) en los que podamos adaptar las futuras geometrías de los desmontes.

El proceso es el siguiente:

- 1)- Obtención de los registros de los distintos tiempos de llegada a cada geófono (primera llegada) y por punto de impacto. De esta forma se obtendrán 12 tiempos de llegada por cada punto de disparo (véase figura 7), y por poseer el perfil 3 puntos de impacto distintos, se obtendrían por tanto 36 datos de procesamiento por perfil.
- 2)- Estos 36 datos se volcarían al programa SEISREFA, de manera que tras el procesamiento en dicho programa, obtendríamos la Dromocrona correspondiente (véase

²¹ Programa Seisrefa. OYO Software Seis series. Ver.1.30, USA. Automatic Seismic Refraction Analysis Program (c) Copyright OYO corporation, 1989,1990,1991.

figura 8), así como una sección en profundidad (véase figura 9), con distintas capas (zonas con la misma velocidad media de refracción).



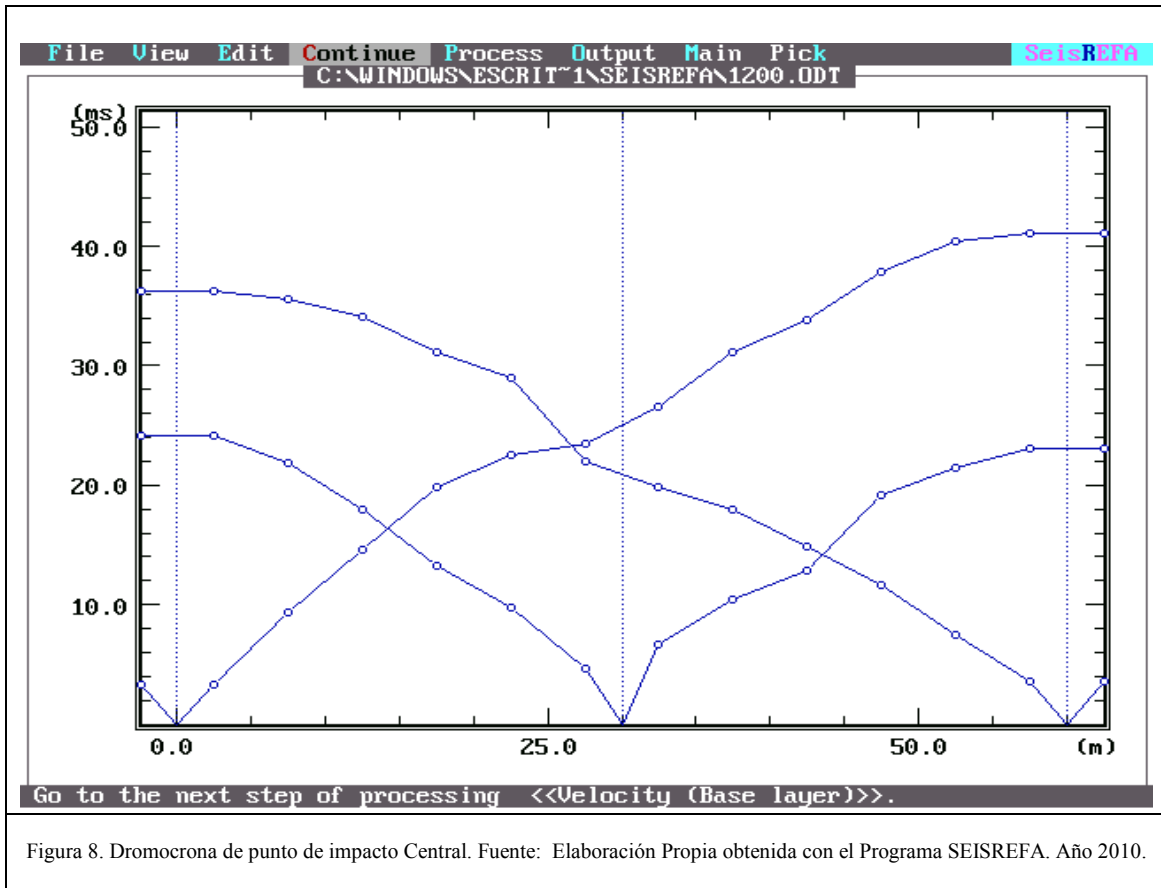


Figura 8. Dromocrona de punto de impacto Central. Fuente: Elaboración Propia obtenida con el Programa SEISREFA. Año 2010.

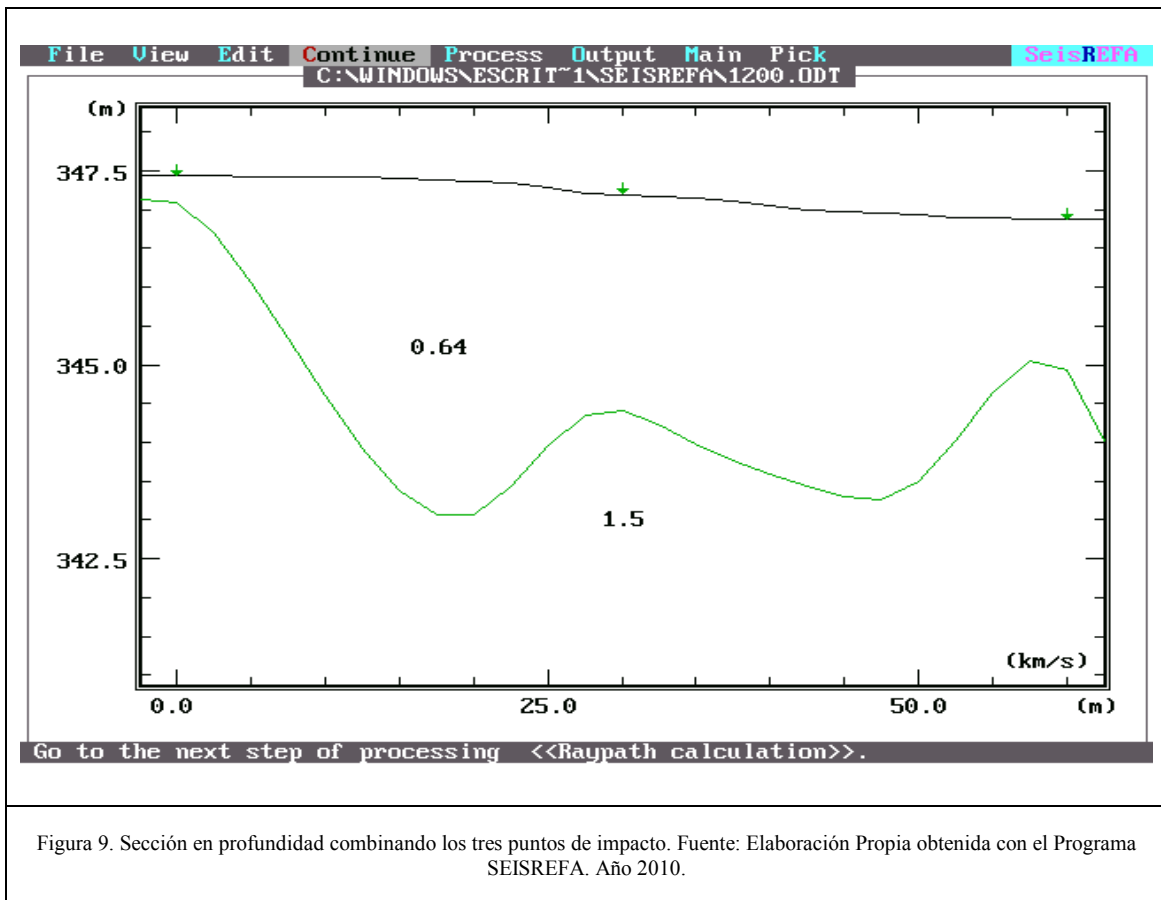
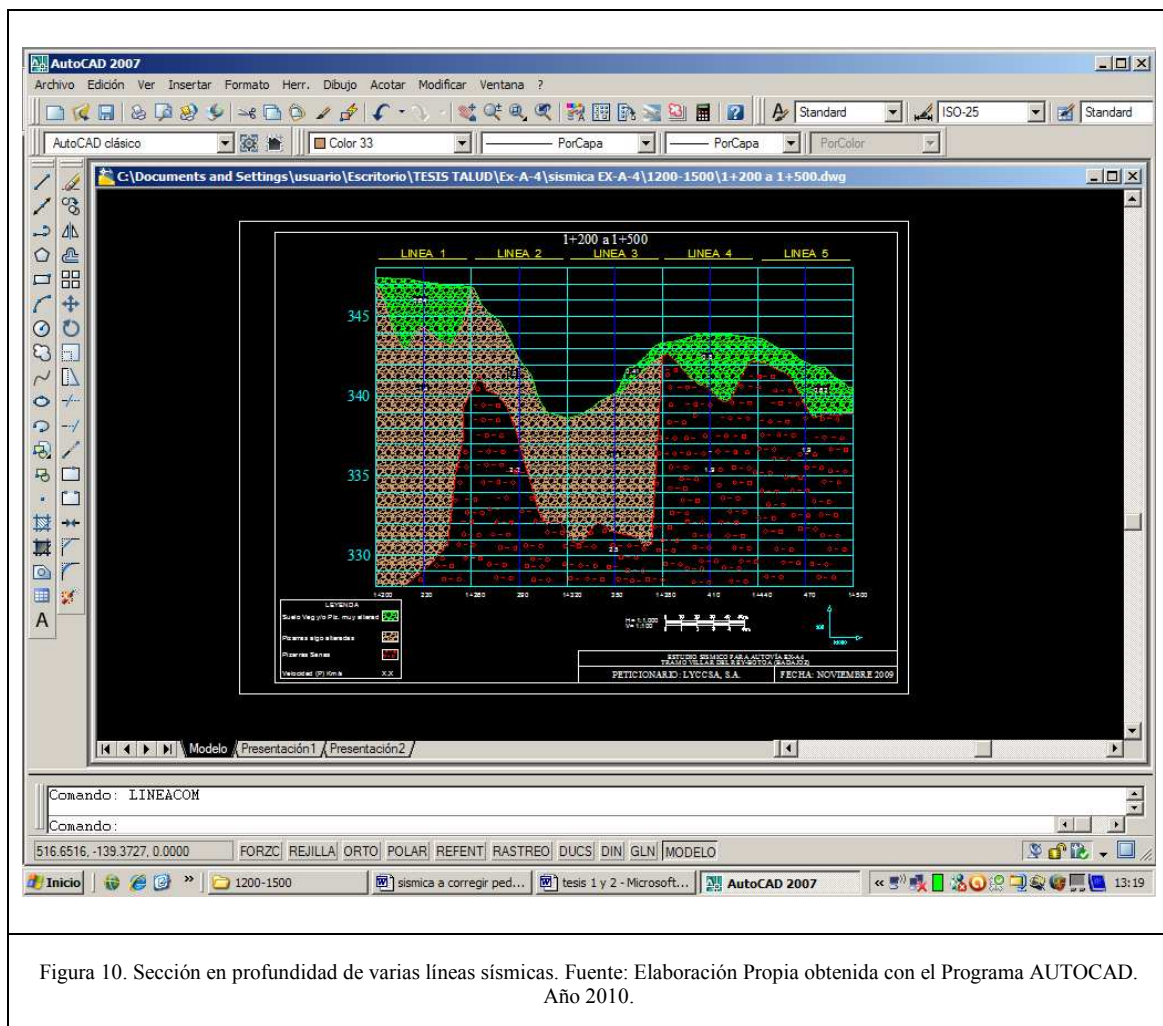


Figura 9. Sección en profundidad combinando los tres puntos de impacto. Fuente: Elaboración Propia obtenida con el Programa SEISREFA. Año 2010.

Estas imágenes se volcarían en AUTOCAD, y trabajando con el programa se procederá a la digitalización individual de la línea. Uniendo en dicho programa las distintas líneas, se completa el perfil del desmante y ajustando escalas, podremos obtener un corte sísmico en profundidad como el siguiente:



Esta metodología, basa su técnica en la determinación de la velocidad de propagación de ondas sísmicas en los distintos medios que constituyen el terreno a estudiar y nos informa sobre:

- El espesor de los estratos.
- La velocidad media de propagación del sonido en dichos estratos.

La ventaja principal del método es su rapidez y economía. Y en cuanto a sus limitaciones principales es que no permite la toma de muestras y que capas blandas pudieran no detectarse. O sea que en profundidad, una capa “dura” sensiblemente horizontal refractará la onda, aunque a un nivel más bajo exista una capa menos “dura” que no se detectará (capa ciega).

2.3.1.3. Clasificación de las excavaciones y ripabilidad según la velocidad sísmica.

2.3.1.3.1. Excavación según clasificación del PG3²².

En cuanto al arranque (Excavabilidad, capacidad para ser arrancado por diferentes medios), existen diversas clasificaciones hacen mención a este factor, el PG3 define tres tipos:

Excavación en roca. Comprenderá la correspondiente a todas las masas de roca, depósitos estratificados y la de todos aquellos materiales que presenten características de roca maciza, cementados tan sólidamente, que únicamente pueden ser excavados utilizando explosivos.

Excavación en terreno de tránsito. Comprenderá la correspondiente a los materiales formados por rocas descompuestas, tierras muy compactas y todos aquellos que para su excavación no sea necesario el empleo de explosivos y sea precisa la utilización de escarificadores profundos pesados

Excavación en tierra. Comprenderá la correspondiente a todos los materiales no incluidos en los apartados anteriores.

- **Roca:** Velocidad de propagación sísmica, $VS \geq 2.000$ m/s.

- **Tránsito:** Velocidad sísmica entre $1000 \text{ m/s} < VS < 2.000$ m/s.

- **Suelos:** Velocidad sísmica $VS < 1.000$ m/s.

²² Pliego general de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes. MOPU. Orden Ministerial de 6 de Febrero de 1.976. B.O.E. de 7 de Julio de 1.976.

Los equipos de excavación apropiados son los siguientes:

1. Material de fácil Excavabilidad -"Suelos".

a- Con Buldózer y Cargadora.

b- Con Retroexcavadora y Martillo de alta producción.

c- Con Buldózer y Mototrailla.

d- Con Retroexcavadora.

2. Material de difícil Excavabilidad -"Tránsito".

a- Con Buldózer y Cargadora.

b- Con Buldózer y Retroexcavadora.

3. Material de muy difícil Excavabilidad "Roca".

a- Mediante Voladura y carga con Retroexcavadora.

b- Mediante Voladura y carga con Pala de Ruedas.

2.3.1.3.2. Ripabilidad.

Bajo el término de ripabilidad nos referimos a un criterio cualitativo que mide la aptitud de un macizo rocoso para ser arrancado por medio de un ripper arrastrado por un Buldózer.

Lógicamente, la eficacia del ripado dependerá de la naturaleza de la roca sana y de la distribución de sus discontinuidades

La medida de velocidades de propagación de las ondas longitudinales por el método de sísmica de refracción en superficie viene aplicándose al estudio del arranque mecánico de rocas con tractores desde finales de los años 50, existiendo varios criterios:

Criterio de la compañía Caterpillar.

La compañía Caterpillar²³ regularmente publica tablas de ripabilidad para sus distintos modelos de tractores. Las posibilidades de ripado se definen, para diversos tipos de rocas, por medio de su velocidad sísmica V_p . Para cada roca se definen los márgenes de velocidad sísmica para los que la roca es ripable o no ripable. De acuerdo al fabricante de bulldozeros Caterpillar, para un modelo D-9 (modelo de tractor tipo medio), la facilidad de ripado se determinaría de acuerdo al siguiente criterio, en función de V_p , velocidad de las ondas sísmicas primarias:

$V_p < 600$ m/s Materiales sueltos

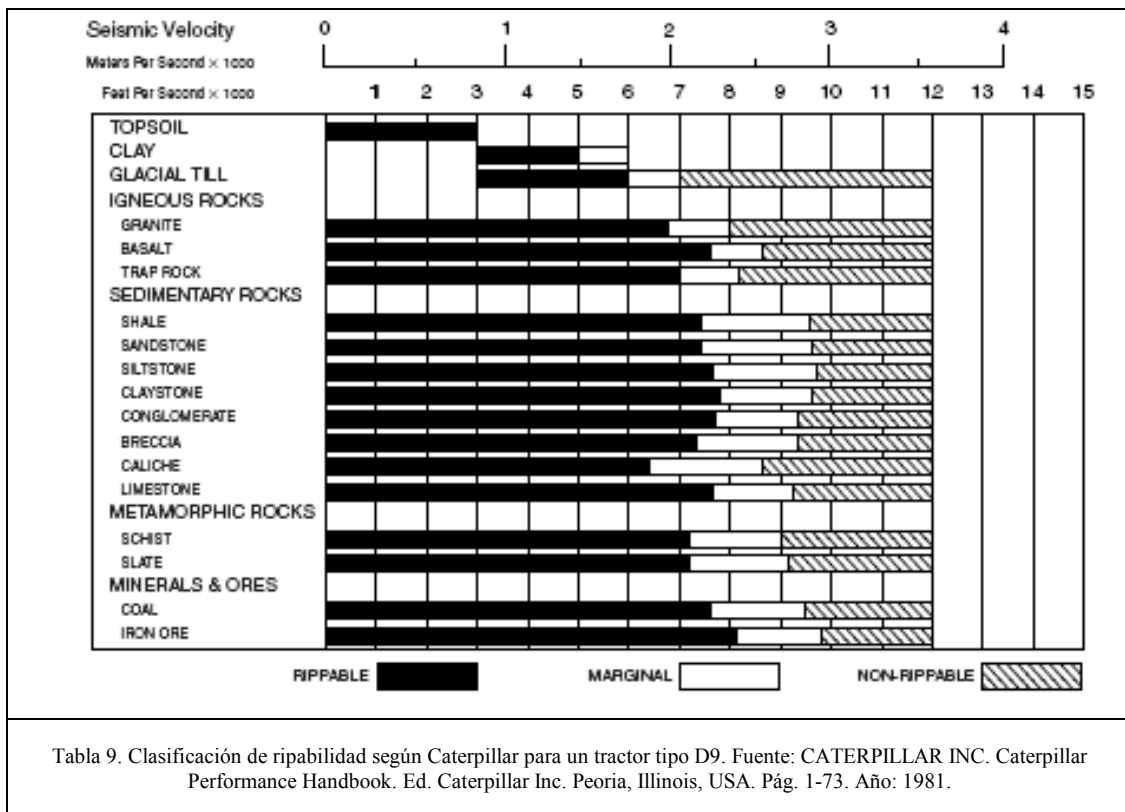
$V_p = 600-1300$ m/s Ripado fácil

$V_p = 1300-1700$ m/s Ripado normal

$V_p = 1700-1850$ m/s Ripado duro

$V_p > 1850$ m/s No son ripables (voladura)

²³ CATERPILLAR INC. (1.999). Caterpillar Performance Handbook. Ed. Caterpillar Inc. Peoria, Illinois, USA. Pag. 1-73



Criterio del Colegio de Geólogos de Gran Bretaña.

Lógicamente, los datos de ripabilidad suministrados por las compañías fabricantes de maquinaria sobrevaloran las posibilidades de sus productos. Es habitual encontrar tablas de ripabilidad donde se recomienda ripar macizos rocosos con velocidades sísmicas mayores de 2500 m/s. Parece lógico, por tanto, reducir los límites superiores. En este sentido, es muy aconsejable seguir el criterio del Colegio de Geólogos de Gran Bretaña, que marca 1850 m/s como límite de ripabilidad²⁴

²⁴ Geofísica aplicada a la Ingeniería civil. Método Geoeléctrico y sísmica de refracción. Casos prácticos. D. Manuel Arlandi Rodríguez. Geoconsult. Hoja 8.

Criterio de Weaber.

CLASE DE ROCA		I	II	III	IV	V
DESCRIPCION		Roca muy buena	Roca buena	Roca media	Roca mala	Roca muy mala
VELOCIDAD SISMICA	Rango (m/s)	>2150	2150 - 1850	1850 - 1500	1500 - 1200	1200 - 450
	Valoración	26	24	20	12	5
DUREZA	Categoría	Roca extremadam. dura	Roca muy dura	Roca dura	Roca blanda	Roca muy blanda
	Valoración	10	5	2	1	0
ALTERACIÓN	Categoría	Sana	Ligeramente alterada	Alterada	Muy alterada	Completam. alterada
	Valoración	9	7	5	3	1
ESPACIAMIENTO DE JUNTAS	Rango (mm)	>3000	3000 - 1000	1000 - 300	300 - 50	<50
	Valoración	30	25	20	10	5
CONTINUIDAD DE JUNTAS	Categoría	Discontinuas	Poco continuas	Continuas sin relleno	Continuas con algún relleno	Continua con relleno
	Valoración	5	5	3	0	0
RELLENO DE JUNTAS	Categoría	Cerradas	Algo separadas	Separación < 1 mm	Relleno < 5 mm	Rellenp > 5 mm
	Valoración	5	5	4	3	1
ORIENTACIÓN DE LA DIRECCIÓN Y BUZAMIENTO	Categoría	Muy desfavorable	Desfavorable	Poco favorable	Favorable	Muy favorable
	Valoración	15	13	10	5	3
VALORACIÓN TOTAL		100 - 90	90 - 70 *	70 - 50	50 - 25	< 25
APRECIACION DE LA RIPABILIDAD		Voladura	Extremadam. difícil de reparar	Muy difícil de reparar	Difícil de reparar	Fácilmente ripable
TRACTOR SELECCIONADO		_____	DD9G / D9G	D9 / D8	D8 / D7	D7
POTENCIA	HP	_____	770 / 388	388 / 270	270 / 180	180
	Kw	_____	575 / 290	290 / 200	200 / 135	135

• Para la valoración total por encima de 75 se considera macizo rocoso no ripable sin previa voladura.

Tabla 10. Tabla de Criterio de ripabilidad de Weaber. Fuente: D. Francisco Javier Luengo Rodríguez. Ponencia: Definición Racional de ripabilidad o volabilidad de los macizos rocosos. Factores económicos y técnicos, Oviedo. Año: 2004.

2.3.1.4. Criterio de excavación y ripado seleccionado.

A la vista de estas clasificaciones y dado que en la mayoría de desmontes en los que se posea cobertera de suelos sobre el macizo rocoso no aparecerán los afloramientos de roca en superficie y por tanto el criterio de Weaber no se podrá aplicar, (debido a que necesita la orientación de dirección y buzamiento del diaclasado), por lo que se escogerán como criterios el fijado por el PG3 para excavación y el facilitado por Caterpillar y Colegio de geólogos de Gran Bretaña para ripabilidad.

2.4. Estaciones geomecánicas.

Se entiende por una "estación geomecánica" a un punto o zona de observación de un afloramiento rocoso en la que se hace un estudio sistemático del tipo de roca, condiciones de alteración, y demás detalles, entre los cuales los más significativos son el tipo y la distribución de las discontinuidades que afectan al macizo, tomando datos suficientes de la dirección y ángulo de buzamiento de las mismas como para que a partir de dichos datos se pueda hacer un tratamiento estadístico que permita discriminar qué "familias" de discontinuidades afectan a la roca, y cual es su orientación preferente.

Sobre la base de estos datos se pueden aplicar las clasificaciones geomecánicas ya clásicas, Bieniawski, Barton, Romana etc., para la obtención del ángulo de rozamiento y cohesión del macizo.

Sin embargo, realizar una estación geomecánica, presupone la aparición en superficie del macizo rocoso, y que las condiciones del diaclasado (rumbos, buzamientos, tramos geotécnicos, etc.) del macizo a estudiar, permanezcan en profundidad, cosa que, normalmente y en la práctica para el estudio de proyecto de grandes desmontes de obras lineales no se suele dar, a saber, los desmontes suelen estar cubiertos por suelos procedentes del macizo meteorizado, y al mismo tiempo pueden aparecer en profundidad, distintos tipos de horizontes geotécnicos, con distintos grados y modos de fracturación/alteración, aunque la naturaleza geológica del macizo siga siendo la misma.

Por ello la aplicación del criterio de rotura de Hoek&Brown ²⁵sobre la observación detallada de los datos de los sondeos y sobre la interpretación de la sísmica de refracción, se considera más conveniente y en este criterio de rotura el uso de estaciones geomecánicas, ya no es ni adecuado ni decisivo en la fase de proyecto del desmonte.

3. CAMPAÑA DE TRABAJOS DE LABORATORIO.

Respecto a los ensayos en Geotecnia valga la premisa de: “todo lo es necesario medir hay que medirlo”. Para la identificación y obtención de parámetros geotécnicos de los distintos materiales conviene diferenciar entre ensayos de suelos y ensayos de rocas.

3.1. Ensayos de identificación.

Sobre suelos:

- Análisis Granulométrico de suelos por tamizado, UNE-103101.
- Determinación del límite líquido de un suelo por el método del aparato de Casagrande. Determinación del límite plástico de un suelo, UNE 103103-103104.
- Determinación de la densidad de un suelo. Método de la balanza hidrostática UNE 103301.
- Determinación de la Humedad de un suelo mediante secado en estufa, UNE-103300
- Determinación del contenido en materia oxidable de un suelo por el método del permanganato potásico, UNE-103204.
- Determinación cualitativa del contenido en Sulfatos solubles de un suelo, UNE-103202.

Sobre rocas:

²⁵ El criterio de rotura de Hoek-Brown – Edición 2002. Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition. E. Hoek(1), C. Carranza-Torres(2), B. Corkum(3). (1) *Consulting Engineer*, (2) *University of Minnesota*, (3) *RocScience Inc*. Proc. Narms-Tac Conference, Toronto, 2002,1,267-273. www.roscience.com.

- Densidad por el método de la balanza hidrostática, UNE-103301.

3.2. Ensayos de Resistencia.

Sobre suelos:

- Determinación de los parámetros resistentes de una muestra de suelo en el equipo triaxial, UNE 103402.
- Determinación de los parámetros resistentes al esfuerzo cortante de una muestra de un suelo en la caja de corte directo, UNE-103401.
- Geotécnia. Ensayo de compactación Proctor Normal. Proctor Modificado, UNE 103500-UNE 103501.
- Método de ensayo para determinar en laboratorio el índice CBR de un suelo, UNE 103502.

Sobre rocas:

- Resistencia a compresión uniaxial, UNE-22950 Parte 1.
- Ensayo Triaxial, UNE-22950 Parte 4.

En cuanto al número de ensayos a efectuar, éste vendrá dado por la descripción de los distintos horizontes geotécnicos que aparezcan en los sondeos/catas, porcentaje de recuperación de testigos de sondeos y dimensiones de los mismos, etc, etc, de forma que con un buen hacer que dependerá y mucho de la experiencia tecnológica de las personas que intervengan en los distintos trabajos (sondistas, técnicos de obra, técnicos de laboratorio etc.), puedan obtenerse los parámetros necesarios para identificar los distintos materiales, así como evaluar los datos geotécnicos acordes para la posterior clasificación de materiales, de acuerdo a su reutilización en terraplén u otros usos y utilización de los programas informáticos de cálculos de estabilidad.

Aún así hay que aceptar que las propiedades deformacionales de un macizo rocoso, al igual que las resistentes, no pueden ser medidas directamente en laboratorio, por estar influenciadas por el efecto escala, por lo que respecta a los ensayos de laboratorio aún partiendo de la premisa de que “todo lo que es necesario medir hay que medirlo”. La elección del estado tensional para el cual se quiere buscar la cohesión y el rozamiento equivalentes debería basarse en el estado tensional que va a tener el macizo rocoso en la excavación.

4. CLASIFICACIÓN DE LOS MATERIALES EXCAVADOS ATENDIENDO A SU USO COMO TERRAPLÉN.

Según el PG-3 (Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes Artículo 322 excavación especial de taludes en roca), todos los materiales que se obtengan de la excavación se utilizarán en la formación de rellenos y usos fijados en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, o que señale el Director y se transportarán directamente a las zonas previstas en dicho Pliego o las que en su defecto marque el Director. En cualquier caso no se desechará ningún material excavado sin previa autorización del Director. El material inadecuado se transportará a vertedero de acuerdo con lo que se ordene al respecto. Ello justifica el interés de clasificar el uso de estos materiales para su posible uso en terraplenes.

Tras la excavación del desmonte, los suelos para su empleo en terraplenes, se clasifican en los tipos siguientes (Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes, PG-3, Artículo 330 Terraplenes):

- *Suelos inadecuados*: Son aquellos que no cumplen las condiciones mínimas exigidas a los suelos tolerables.
- *Suelos tolerables*: No contendrán mas de un veinticinco por ciento (25 %), en peso, de piedras cuyo tamaño exceda de quince centímetros (15 cm).

Su límite líquido será inferior a cuarenta ($LL < 40$) o simultáneamente: límite líquido menor de sesenta y cinco ($LL < 65$) e índice de plasticidad mayor de seis décimas de límite líquido menos nueve ($IP > (0.6LL - 9)$).

La densidad máxima correspondiente al ensayo Proctor normal no será inferior a un kilogramo cuatrocientos cincuenta gramos por decímetro cúbico (1.450 Kg/dm^3).

El índice CBR será superior a tres (3).

El contenido de materia orgánica será inferior al dos por ciento (2%).

- *Suelos adecuados*: Carecerán de elementos de tamaño superior a diez centímetros (10 cm) y su cernido por el tamiz 0.080 UNE, será inferior al treinta y cinco por ciento (35 %) en peso.

Su límite líquido será inferior a cuarenta ($LL < 40$).

La densidad máxima correspondiente al ensayo Proctor Normal no será inferior a un Kilogramo setecientos cincuenta gramos por decímetro cúbico.

El contenido de materia orgánica será inferior al uno por ciento (1%).

- *Suelos seleccionados*: Carecerán de elementos de tamaño superior a ocho centímetros (8 cm) y su cernido por el tamiz 0.080 UNE será inferior al veinticinco por ciento (25 %) en peso.

Simultáneamente, su límite líquido será menor que treinta ($LL < 30$) y su índice de plasticidad menor que diez ($IP < 10$).

El índice CBR será superior a diez (10) y no presentará hinchamiento en dicho ensayo.

Estarán exentos de materia orgánica.

5. MODELIZACIÓN GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA EN PLANTA DEL TRAZADO DE LOS DESMONTES A ESCALA APROPIADA.

Los datos obtenidos de sondeo y en las secciones de sísmica de refracción se han de llevar a un plano de planta que abarque toda la superficie afectada por la obra, dibujado a escala apropiada (por ejemplo 1/1000). En él, se deben apreciar con nitidez, los terrenos por los que se desarrollará el desmonte.

6. MODELIZACIÓN GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA EN ALZADO.

Sobre la base de los datos obtenidos en los apartados anteriores, y la clasificación seleccionada para la reutilización de los materiales excavados, se presentarán las secciones en profundidad a escala suficiente (sirva como ejemplo) H-1/1000, V-1/200, en las que se indiquen las características geológicas-geotécnicas, correspondientes a ambos desmontes.

7. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE SECCIONES TRANSVERSALES PREVISTAS PARA LOS FUTUROS DESMONTES.

7.1. Generalidades.

La elección de un ángulo o perfil de proyecto de un desmonte rocoso es una difícil decisión que entraña un riesgo nada despreciable de ser equivocada, o al menos poco satisfactoria. Razones para esta situación hay que buscarlas en la dificultad para conocer en la fase de proyecto la verdadera naturaleza del terreno y en el conocimiento limitado que en esta fase se posee sobre su respuesta frente a la acción de descarga que supone la excavación. Frente a estas dificultades sorprende que muchos desmontes no se estudien técnicamente, quizás porque se consideren secundarios en el conjunto de la obra por economía a corto plazo (excavación) o por premura en la redacción del proyecto o del estudio geotécnico.

En la práctica profesional, el proyecto de desmontes de cierta entidad sigue unos pasos escalonados bien establecidos en sus rasgos generales: reconocimiento de campo, con particular incidencia en el levantamiento del macizo rocoso, establecimiento de propiedades geomecánicas, especialmente de discontinuidades críticas, análisis de equilibrio de varias alternativas de proyecto y posibilidades de reutilización de materiales excavados.

Una roca sana es capaz de resistir todas las consecuencias generadas por procesos hidrometeorológicos, sísmicos etc, pero los suelos, una roca muy fracturada, mal cementada, etc., siempre será susceptible a cambios en sus propiedades geomecánicas.

Por ello, es importante zonificar tanto verticalmente como horizontalmente todo el suelo y subsuelo del área dedicada a la construcción del desmonte.

El análisis de un desmonte con una alternativa tipo dada se reduce a:

1)- Conocer su estabilidad, y para conocerla pueden aplicarse:

a) Métodos de equilibrio límite que proporcionarán:

El coeficiente de seguridad del desmonte, en función del conocimiento de la superficie de rotura y de las propiedades de los materiales.

Los parámetros resistentes c y Φ , del plano de rotura, fijando en el modelo la superficie de deslizamiento y el valor del factor de seguridad, lo que permite comparar los resultados con los obtenidos en laboratorio y realizar análisis de sensibilidad para obtener los valores de los parámetros resistentes más representativos.

b) Métodos de cálculo en deformaciones:

El problema debe estudiarse aplicando métodos de elementos finitos u otros métodos numéricos. La modelización por métodos tensión-deformación permite:

Determinar las pautas y el modelo de comportamiento tenso-deformacional de todo el desmonte y su comparación con el modelo real.

Determinar los parámetros existentes y deformacionales de los materiales del desmonte y la comparación de éstos con los obtenidos en el laboratorio.

El empleo de software especializado para la modelización detallada y del análisis de la rotura del comportamiento de desmontes en suelos y rocas, permite el análisis de casos complejos y de una gran variedad de condiciones hidrogeológicas, tensionales, etc., modelizándose también las medidas de estabilización.

2)- Clasificación de los materiales excavados (en cuanto a calidad y cantidad) sobre la base de su posterior reutilización en otros tramos de la obra, hacen que las secciones tipo en los desmontes se replanteen en cuanto a sus dimensiones.

7.2. Conociendo la estabilidad:

7.2.1. Métodos de equilibrio límite:

Para la realización de este apartado y dado que se trata de estudiar un proyecto de desmontes en rocas alteradas, en su análisis se aplicarán los métodos de equilibrio límite, que proporcionarán el coeficiente de seguridad del desmonte en la superficie de rotura más desfavorable en función de las propiedades geotécnicas de los materiales.

Los métodos de equilibrio límite se basan exclusivamente en las leyes de la estática para determinar el estado de equilibrio de una masa de terreno potencialmente inestable. No se tienen en cuenta las deformaciones del terreno. Suponen que la resistencia al corte se moviliza total y simultáneamente a lo largo de una superficie de corte.

Se pueden clasificar a su vez en dos grupos:

- Métodos exactos
- Métodos no exactos.

7.2.1.1. Métodos exactos

La aplicación de las leyes de la estática proporcionan una solución exacta del problema con la única salvedad de las simplificaciones propias de todos los métodos de equilibrio límite (ausencia de deformaciones, factor de seguridad constante en toda la superficie de rotura etc.) Esto sólo es posible en taludes de geometría sencilla, por ejemplo la rotura planar y la rotura por cuñas.



Imagen 16. Rotura de talud tipo cuña. Fuente: Elaboración propia. Año 2002.

7.2.1.2. Métodos no exactos.

Se aplican a aquellos casos de rotura llamados rotura circular en el que la superficie de deslizamiento es asimilable a una superficie cilíndrica cuya sección transversal se asemeja a un arco de círculo.

En desmontes de rocas alteradas las superficies de rotura pueden desarrollarse parcialmente a lo largo de juntas, pero normalmente las cruzan. Esta forma de rotura

sólo puede ocurrir en macizos rocosos muy diaclasados, con un tamaño característico de bloque pequeño respecto al talud, o en rocas muy blandas o muy meteorizadas.



Imagen 17. Rotura de talud tipo circular en suelos homogéneos. Fuente: Elaboración propia. Año 2002.



Imagen 18. Rotura de talud tipo circular en macizos rocosos alterados. Flanco Norte Pizarras Villar del Rey (Badajoz).
Fuente: Aportación Dirección Facultativa de Cantera. Año 2007.



Imagen 19. Rotura de talud tipo circular en macizos rocosos alterados. Flanco Norte Pizarras Villar del Rey (Badajoz). Fuente:
Aportación Dirección Facultativa de Cantera. Año 2007.

Podremos encontrar dos tipos principales:

a)- Estabilidad global de la masa del terreno. (Método del círculo de fricción).

b)- Métodos de dovelas.

a)- Estabilidad global de la masa del terreno. (Método del círculo de fricción).

Cuando el terreno es homogéneo o poco heterogéneo, de manera que la resistencia al corte pueda representarse con precisión suficiente mediante unos valores medios de los parámetros resistentes, se puede aplicar el método del círculo de rozamiento.

Según este método es preciso tantear varias líneas de rotura y comprobar que, para cada una de ellas, se cumple el criterio de seguridad correspondiente.

Para cada línea de rotura se deben realizar varios cálculos al objeto de obtener parejas de valores de c y Φ (cohesión y ángulo de rozamiento interno) que conducen a una situación de equilibrio estricto. Con esas parejas de valores se dibujará después el diagrama de estabilidad (parte derecha de la figura siguiente). Ese diagrama es el lugar geométrico de los valores de c y $\text{tg}\Phi$, que darían al talud un coeficiente de seguridad igual a la unidad.

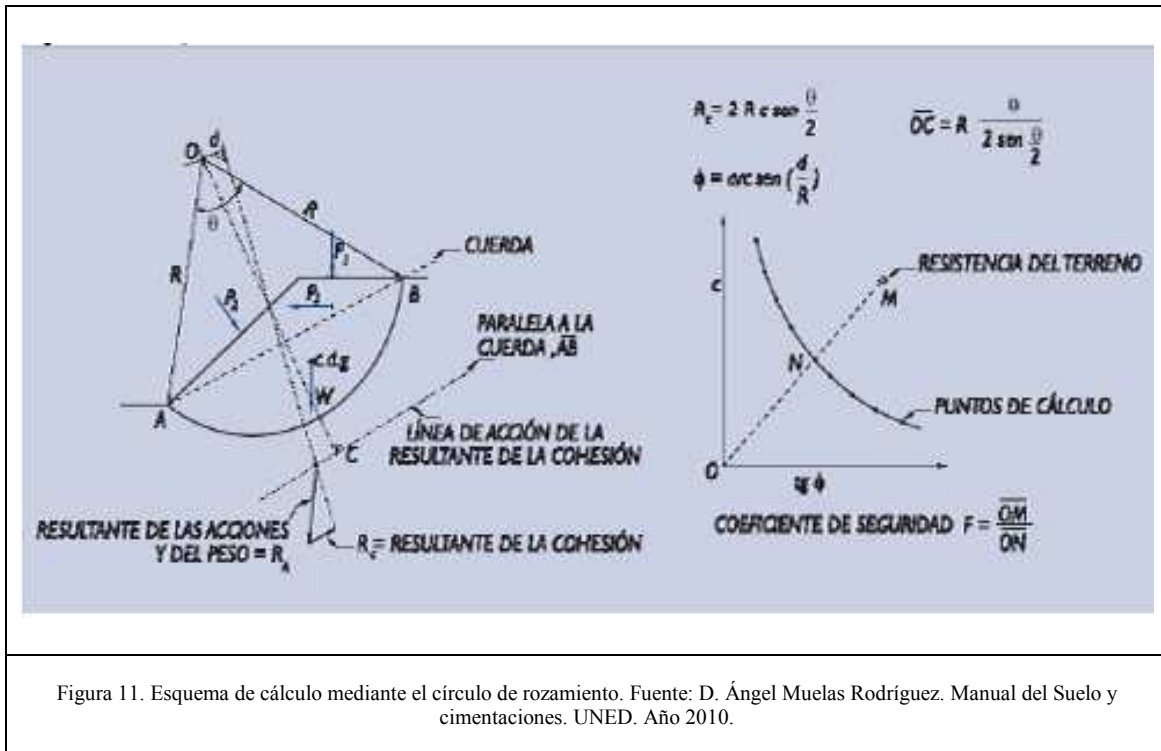


Figura 11. Esquema de cálculo mediante el círculo de rozamiento. Fuente: D. Ángel Muelas Rodríguez. Manual del Suelo y cimentaciones. UNED. Año 2010.

Cada uno de los cálculos o tanteos se realizará suponiendo un valor arbitrario de la cohesión c , para obtener el valor de Φ correspondiente.

El cálculo correspondiente a una determinada línea de rotura y a una determinada cohesión, se realiza mediante el proceso de la figura anterior. Por cada línea de rotura ha de calcularse primero la resultante de las acciones R_a , debidas al peso propio y posibles cargas externas y, después, la resultante de las resistencias debidas a la cohesión que se haya supuesto.

La distancia “ d ” del centro del círculo a la línea de acción de fuerza, que resulta al componer la resultante de las acciones y la resistencia “ R ”, debida a la cohesión, permiten calcular el ángulo de rozamiento necesario para el equilibrio que corresponde a la cohesión considerada.

Ese ángulo se calcula mediante la expresión siguiente:

$$\Phi_{\text{necesario}} = \arcsin\left(\frac{d}{R}\right)$$

Repetiendo el proceso para una serie de valores de la cohesión, se pueden obtener una serie de valores de los ángulos de rozamiento necesarios, para cada cohesión supuesta.

Con estas parejas de valores (c y Φ de los sucesivos cálculos), se puede construir la curva de resistencia necesaria que se indica en la figura anterior.

La comparación entre la resistencia existente (punto M del diagrama anterior), y la resistencia necesaria, según se indica en esa figura, permite obtener el valor de F correspondiente a esa línea de rotura.

Una vez concluido el cálculo del coeficiente de seguridad particular de una determinada línea de rotura y una vez descontada la parte debida a la cohesión, las tensiones están desviadas un ángulo Φ respecto a la normal y por tanto, pasan a una distancia $d = R \cdot \sin \Phi$ del centro del círculo. Eso lleva a suponer que su resultante cumple también esa condición.

Precisamente en este hecho se basa el cálculo de Φ antes indicado. Y tal hecho no es cierto.

Debido a esa inconsistencia, el método del círculo de rozamiento puede conducir a errores, particularmente cuando los ángulos centrales θ , indicados en la figura anterior son grandes.

A pesar de ello, el método del círculo de rozamiento es el más adecuado para el estudio de taludes homogéneos sometidos a distintas cargas en su contorno e interior aparte de la acción principal del peso propio.

Ábacos de Taylor.

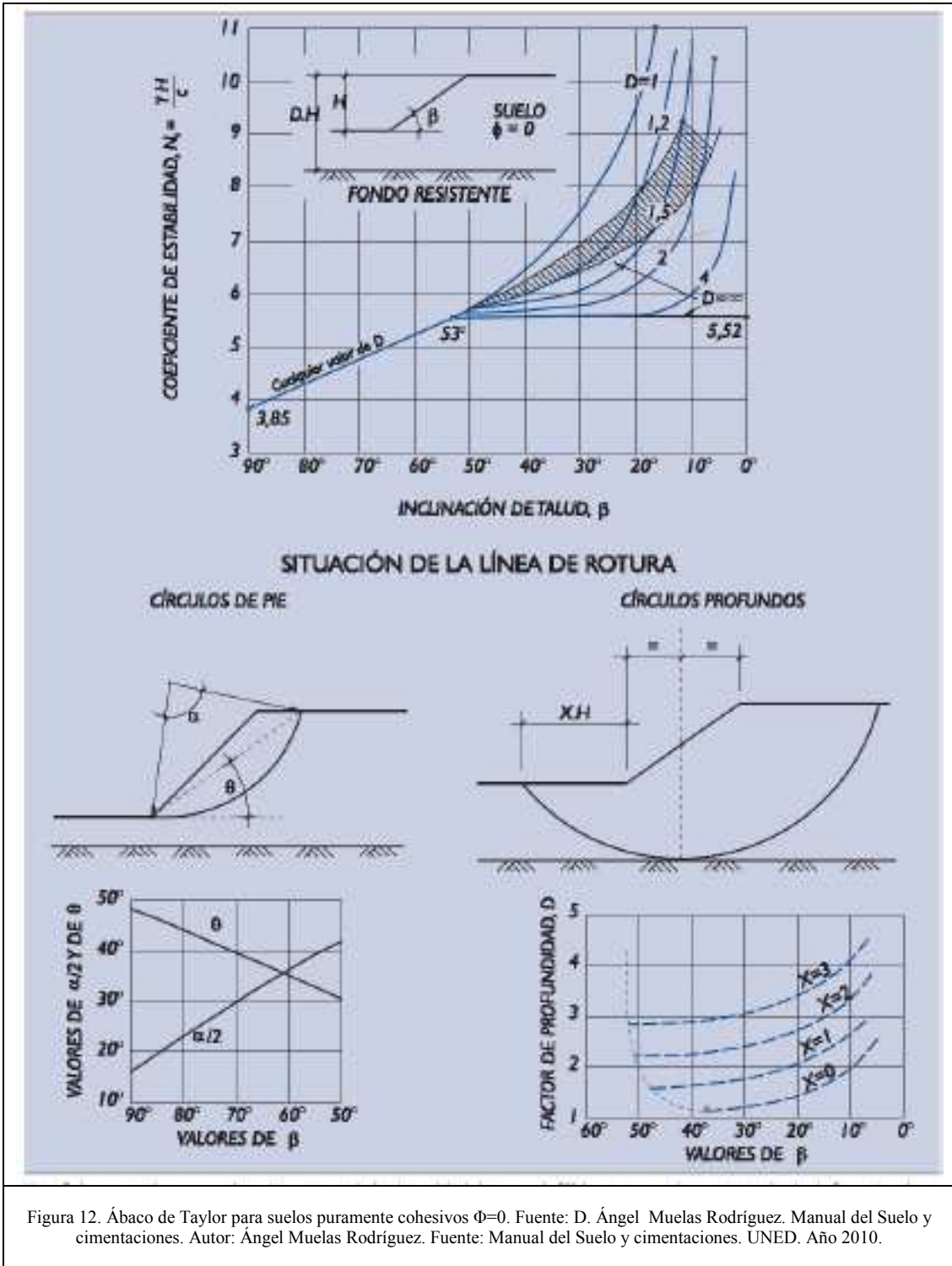
Cuando sobre el talud homogéneo actúan exclusivamente las acciones gravitatorias, la comprobación de la seguridad por el método de círculo de rozamiento, tanteando un número de líneas de rotura suficientemente amplio, ha sido resuelto y tabulado en los ábacos de Taylor.

En esta solución, además, se tiene en cuenta la posible presencia de una capa rígida profunda, que, si bien tiene poca trascendencia en aquellos casos en que el ángulo de

rozamiento es apreciable, ($>10^\circ$) resulta decisiva en aquellos casos extremos del cálculo en situaciones de drenaje, en los que se supone $\Phi=0$.

Para el caso particular de $\Phi=0$, se puede aplicar el ábaco de la figura siguiente, del que se puede obtener la cohesión necesaria para el equilibrio estricto en función de los datos geométricos del talud, que se indican en dicha figura, y del peso específico del suelo.

En el ábaco se indica, además, el tipo de rotura circular cuya estabilidad requiere una cohesión más alta (línea de rotura crítica). Esa línea puede ser un círculo de pie, de talud o profundo. La forma genérica de estas tres tipologías puede verse en la figura 11, y en la propia figura 12.



Una vez conocida la tipología de la rotura, la parte inferior de esta figura permite precisar la situación de la línea de rotura crítica.

En el mismo ábaco se indica, con línea de puntos, la cohesión necesaria para que el talud sea estable según círculos de pie, en aquellas situaciones en las que realmente la línea más crítica resulta ser un círculo profundo. Esta información puede ser útil en algunas ocasiones.

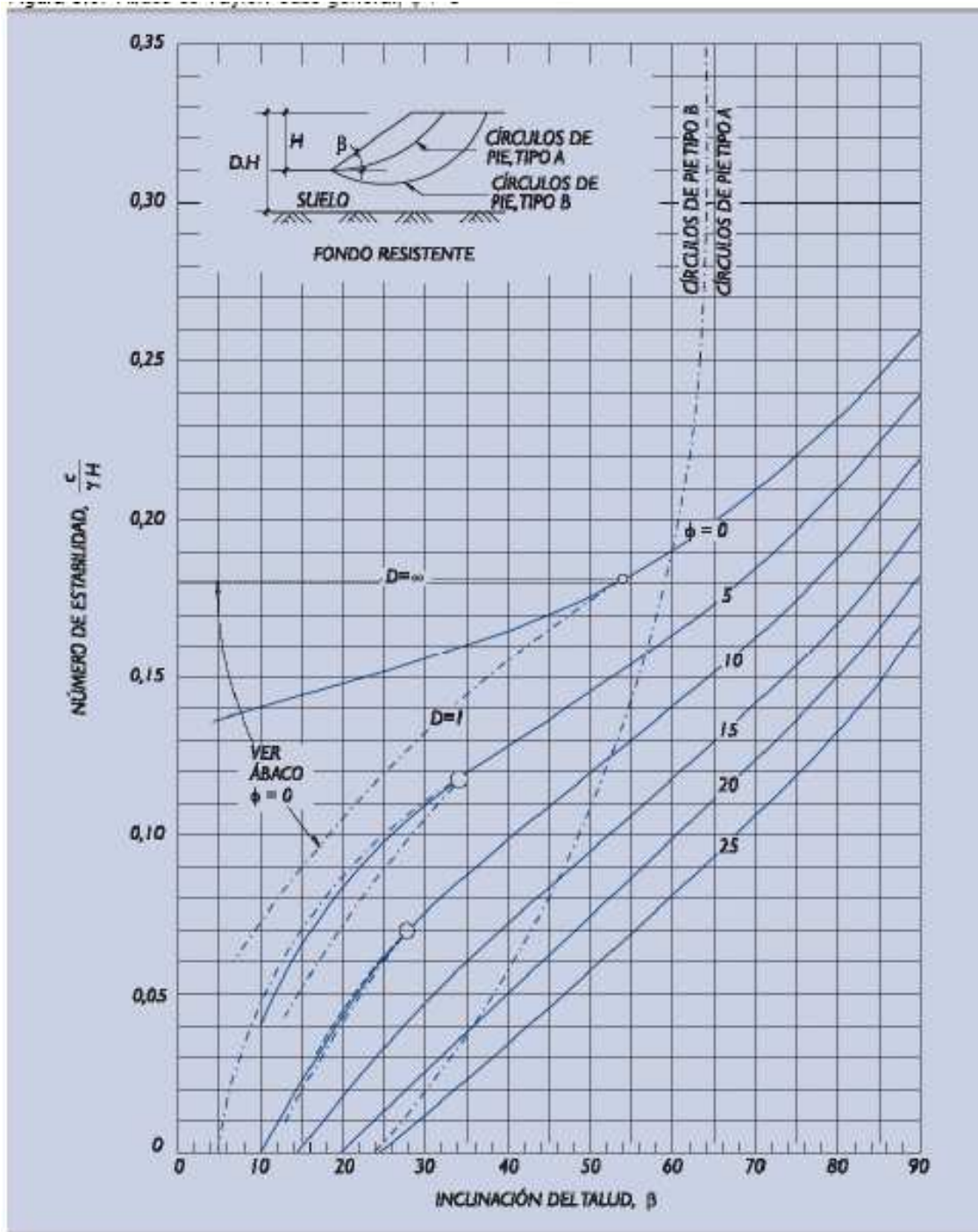


Figura 13. Ábaco de Taylor. Caso general $\Phi \neq 0$. Fuente: D. Ángel Muelas Rodríguez. Manual del Suelo y cimentaciones. UNED. Año 2010.

En excavaciones en zanja, con taludes en cada uno de sus costados, no se pueden producir deslizamientos profundos, particularmente si la zanja tiene un fondo estrecho. La propia geometría de la zanja condiciona la cinemática de la rotura. En esas ocasiones, o en otras semejantes, es conveniente conocer la cohesión necesaria para mantener el equilibrio según líneas que no sean tan profundas.

Para el caso general, cuando existe cohesión y rozamiento, la estabilidad puede analizarse según el ábaco del caso general $\Phi \neq 0$.

Con este ábaco (Figura 13) se pueden obtener parejas de valores de los parámetros resistentes (c y $\text{tg } \Phi$), que conducen al equilibrio estricto. Con esas parejas de valores, se puede construir un diagrama similar al de la figura (esquema de cálculo mediante el círculo de rozamiento), que facilita la comparación con los parámetros resistentes del terreno y permite, por lo tanto, calcular el coeficiente de seguridad.

Este ábaco permite también, conocer el tipo de círculo que condujo, en los cálculos de Taylor, a la línea de rotura más desfavorable.

En la mayor parte de los casos la geometría de la superficie de rotura no permite obtener una solución exacta del problema mediante la única aplicación de las leyes de la estática. El problema es hiperestático y ha de hacerse alguna simplificación o hipótesis previa que permita su resolución. Se pueden considerar así los métodos que consideran el equilibrio global de la masa deslizante, hoy en desuso, y los métodos de dovelas o rebanadas, que consideran a la masa deslizante dividida en una serie de fajas verticales.

b) Métodos de las dovelas.

Los métodos de las dovelas o rebanadas pueden clasificarse en dos grupos:

Métodos aproximados. No cumplen todas las ecuaciones de la estática. Se pueden citar por ejemplo los métodos de Fellenius, Janbu y Bishop simplificado.

Cuando el terreno dista de ser homogéneo y además, existen movimientos del agua en su interior, el método de cálculo más adecuado es el método de las rebanadas (líneas circulares), que se indica esquemáticamente en la Figura siguiente:

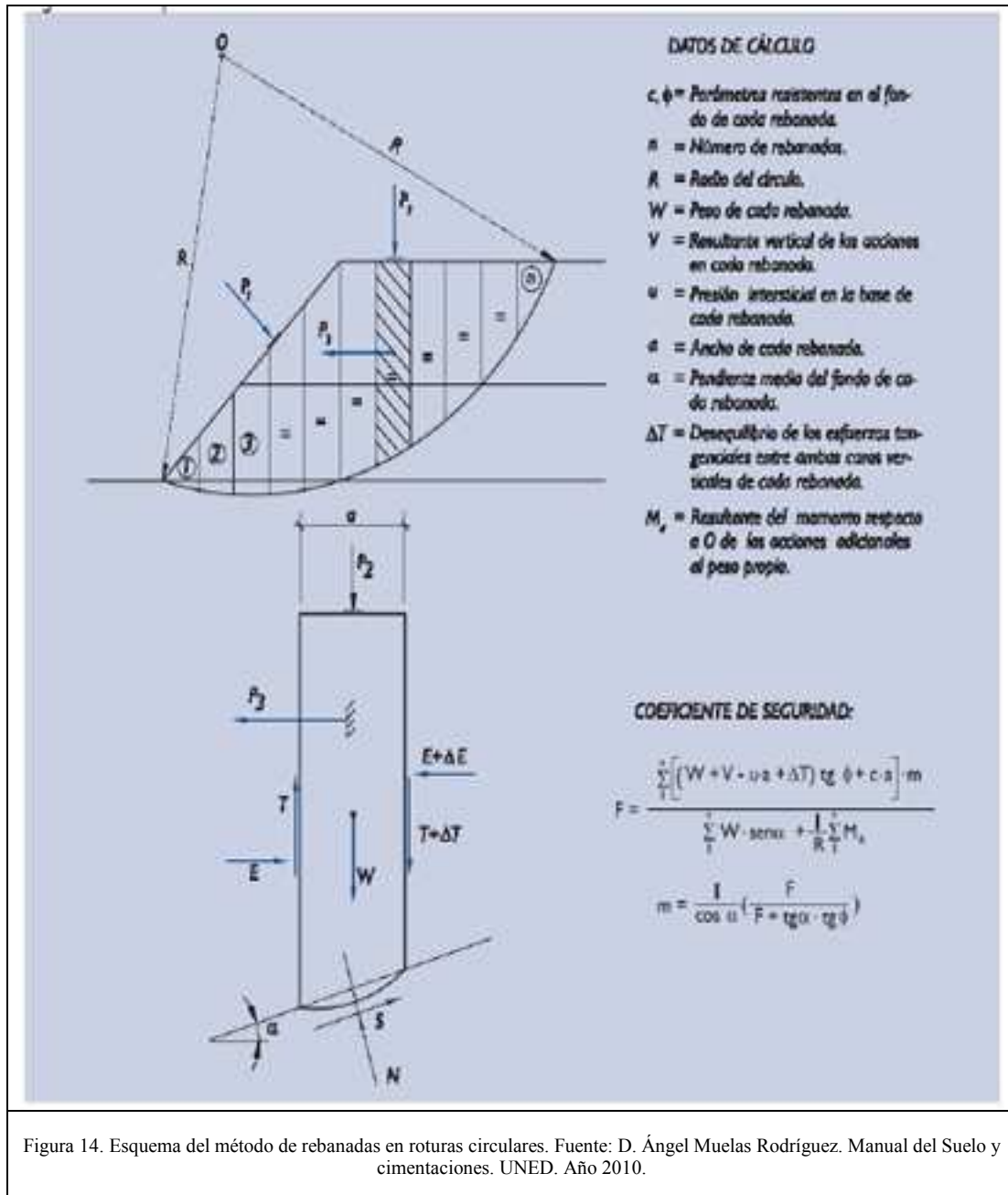


Figura 14. Esquema del método de rebanadas en roturas circulares. Fuente: D. Ángel Muelas Rodríguez. Manual del Suelo y cimentaciones. UNED. Año 2010.

La evaluación de la seguridad correspondiente a una determinada línea circular, exige dividir la masa deslizante en varias rebanadas verticales, de manera que en su base pueda suponerse un terreno homogéneo y se pueda, además, representar su fondo curvo por una línea recta. Es frecuente, para las precisiones que usualmente se requieren, dividir la masa deslizante en un mínimo de unas 10 rebanadas.

La consideración del equilibrio vertical en cada rebanada y la del equilibrio global de momentos respecto al centro del círculo, conduce a la definición del coeficiente de seguridad que se indica en la figura anterior.

Cuando se producen roturas mediante círculos profundos éstos tienen su centro situado en la vertical trazada por el punto medio del talud y son tangentes al fondo resistente.

Como puede verse, el coeficiente de seguridad no queda del todo definido, ya que las fuerzas ΔT no son conocidas. Según la hipótesis que se realice para calcularlas, resultará uno u otro procedimiento diferente. De entre las hipótesis más razonables, conviene destacar la correspondiente al método simplificado de Bishop en el que se supone $\Delta T=0$.

Dado que la expresión de la condición de seguridad no es explícita, el cálculo debe realizarse mediante tanteos. El cálculo iterativo suele ser rápidamente convergente pero ha de cuidarse el procedimiento cuando se realiza con ordenador, pues en teoría existen tantas soluciones (valores de F) al problema como rebanadas se utilicen en la división de la masa deslizante. Los programas de ordenador comerciales suelen determinar, para cada línea de rotura tanteada, el valor mayor de F que cumple la condición de seguridad. Pueden presentarse problemas de cálculo cuando aparezcan rebanadas con valores negativos de α . En estos casos el coeficiente F (factor de seguridad) puede converger a valores anormalmente altos.

Métodos precisos o completos: cumplen todas las ecuaciones de la estática. Los más conocidos son los de Morgenstern-Price, Spencer y Bishop riguroso.

Se aplican en aquellos casos en los que la configuración geométrica del terreno induzca a pensar en líneas de rotura no asimilables a circunferencias. Es preciso modificar las ecuaciones correspondientes ya que, en esos casos, la ecuación de equilibrio global de momentos toma otra forma, tal y como se indica en la figura siguiente:

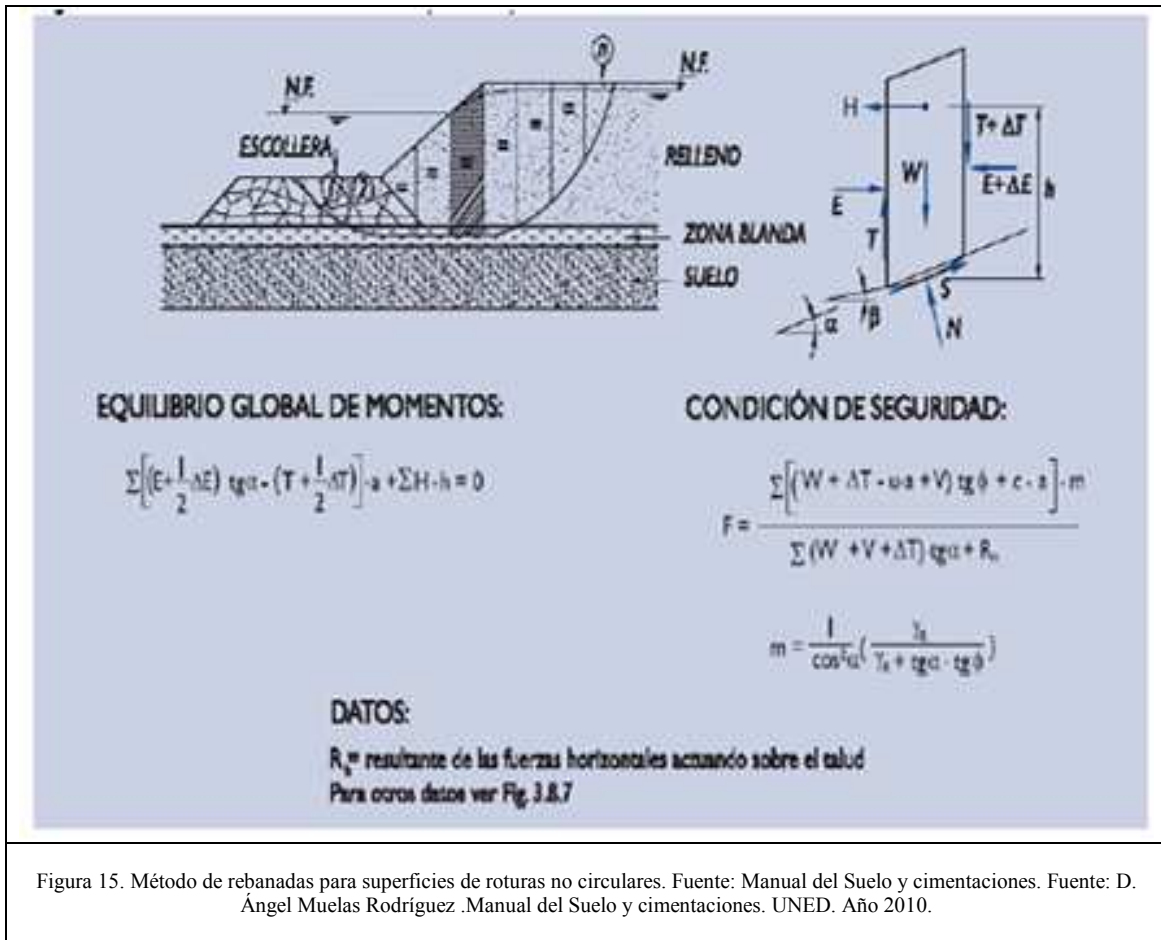


Figura 15. Método de rebanadas para superficies de roturas no circulares. Fuente: Manual del Suelo y cimentaciones. Fuente: D. Ángel Muelas Rodríguez. Manual del Suelo y cimentaciones. UNED. Año 2010.

La solución del problema es similar a la ya descrita en el apartado métodos aproximados, método de las rebanadas, (líneas circulares). Igual que allí, es necesario hacer alguna hipótesis sobre los valores ΔT . Es necesario, igualmente, un proceso iterativo para resolver el problema y también existen soluciones parásitas.

Se recomienda, en estos casos, o bien suponer que $\Delta T=0$ o bien intentar alguna hipótesis razonable sobre esos valores, pero entonces cumpliendo la ecuación global del equilibrio de momentos.

En los métodos que suponen cierta inclinación de los empujes entre rebanadas:

$$\text{Tan } \delta = T/E$$

En éstos, sólo se cumple el equilibrio de momentos, cuando la integral del flujo del vector R a través de la línea de deslizamiento sea igual al momento de las fuerzas horizontales aplicadas a la masa deslizante:

$$\int_1 R \sin(\delta - \alpha) dl = \sum Hh$$

Siendo R la resultante de E y T , esto es:

$$R = \sqrt{E^2 + T^2}$$

El método conocido con el nombre de Spencer, supone que δ es un valor constante.

Esta hipótesis es en general aceptable pero puede ser optimista en algunas circunstancias. Es posible que el ángulo δ necesario para satisfacer las condiciones de equilibrio sea excesivamente alto, particularmente si existen fuerzas horizontales aplicadas a la masa deslizante en el sentido favorable ($\sum H-h > 0$). Los valores altos de δ pueden aumentar mucho la resistencia atribuida al pie de la línea de rotura, especialmente cuando en esta zona existe un ángulo de rozamiento elevado. El método de Spencer puede ser peligroso cuando en el pie del talud Φ es alto y α es negativo.

El método de Morgenstern-Price, 1965²⁶, se emplea en aquellos casos en los que la configuración geométrica del terreno, induzca a pensar en líneas de rotura no asimilables fácilmente a circunferencias, y supone una cierta inclinación entre los empujes de las rebanadas. Se basa en la suposición de que la relación $\tan \delta$ entre las fuerzas tangenciales y normales en las caras laterales de las dovelas, se ajusta a una función $f(x)$, que es preciso definir previamente, multiplicada por un parámetro λ . Este parámetro es la incógnita que completa el problema. La variable x es la abcisa según un eje horizontal. El caso particular $f(x) = 1$ es el método de Spencer antes comentado.

El método satisface todas las ecuaciones de equilibrio.

$$\tan \delta = \lambda * f(x)$$

²⁶ The analysis of the stability of general slip surfaces geotechnique. Mars 1965. NR Morgenstern and Price.

Esta claro que el método de Morgenstern-Price supone un avance hacia mejor solución. El valor de λ que cumple las ecuaciones de equilibrio es:

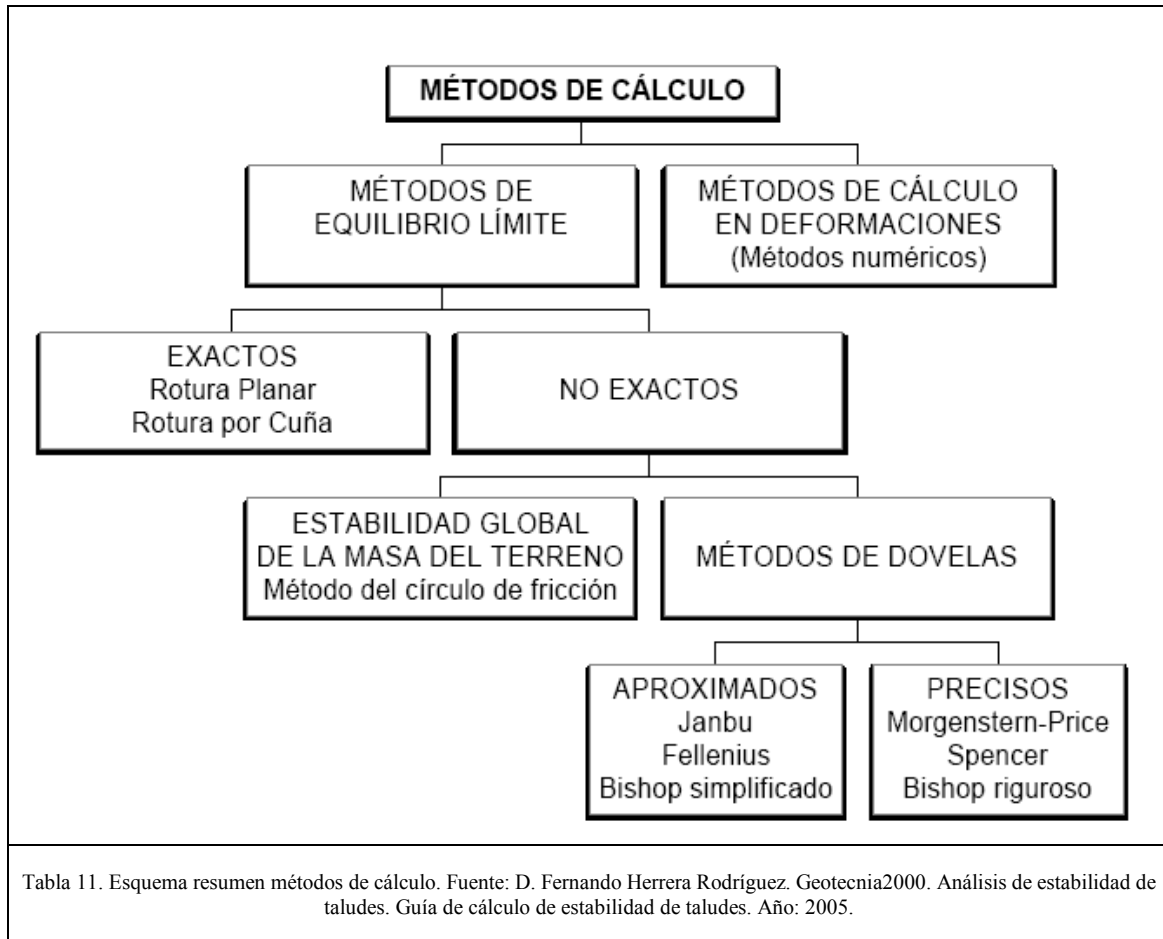
$$\lambda = \frac{\sum Hh + \int_1 E \tan \alpha \, dx}{\int_1 f(x) E \, dx}$$

Para evitar problemas de convergencia, algunos programas comerciales impiden que el usuario especifique valores negativos de $f(x)$ que podrían llegar a anular el denominador de la expresión precedente. Y, sin embargo, en algunos casos especiales (valores de α negativos en zonas con ϕ alto, por ejemplo), la solución adecuada exige que $f(x) < 0$.

Hay una alternativa elemental que suele seguirse y que consiste en no utilizar superficie de rotura con fuertes valores negativos de α (limitación de la pendiente de salida de las líneas de rotura en zonas con ϕ elevado). Aunque esto palia el problema aún queda sin resolver completamente.

Finalmente, ha de advertirse que las líneas de rotura que se tanteen deben ser suaves, sin cambios bruscos de pendiente, cuidando su cinemática. Superficies poco realistas junto con ciertas hipótesis acerca de los valores de $\Delta T = 0$ pueden conducir a coeficientes de seguridad extraordinariamente altos pero también a coeficientes de seguridad muy bajos.

En la figura se muestra un gráfico en el que se recogen los diferentes métodos de cálculo:



7.3. Criterios de rotura.

7.3.1. Generalidades.

Para el estudio de las superficies de rotura y dado lo complejo del cálculo es frecuente acudir a Software especializado en rotura de taludes, existiendo numerosos programas informáticos de distintas compañías comerciales, teniendo todos en común el conocimiento previo de los siguientes parámetros:

1) Presencia y altura de nivel freático en el desmonte.

2) Sección tipo del desmonte a estudiar.

La sección tipo del desmonte será facilitada por el autor-redactor de proyecto de obra lineal, el cual habrá podido utilizar cualquier software de trazado existente comercialmente (CLIP, ISTRAM-ISPOL...²⁷), que facilitan ficheros de transferencia DXF para su trabajo posterior en AUTOCAD.

3) La cohesión, el ángulo de rozamiento interno y la densidad de los distintos materiales que componen el macizo rocoso.

La resistencia al corte de las discontinuidades de la roca es el aspecto más importante para determinar la estabilidad del macizo rocoso, especialmente en aquellas zonas próximas a la superficie en donde puede existir alguna forma de inestabilidad cinemáticamente posible.

Discontinuidades son:

- Planos de estratificación.
- Grietas de tensión.
- Esquistosidad.

Existen métodos empíricos que permiten valorar aproximadamente la resistencia al corte y cohesión de los macizos rocosos, sin efectuar ensayos de corte, válidos para cálculo de estabilidad de taludes en los que se precisa conocer la cohesión y el ángulo de rozamiento interno.

De entre ellos citar los siguientes: criterio de rotura de Mohr-Coulomb, clasificación Rock Mas Rating (RMR), y criterio de rotura de Hoek&Brown.

²⁷ www.istram.net/

7.3.2. Criterio de rotura de Mohr-Coulomb.

Tradicionalmente, el criterio de rotura más extendido y utilizado en la práctica geotécnica es el criterio lineal, establecido por primera vez en el año 1773 por Coulomb, para determinar la resistencia al esfuerzo cortante (τ) en un plano. Es un criterio lineal y viene dado mediante la siguiente expresión:

$$\tau = c + \sigma_n \cdot \operatorname{tg} \phi$$

donde:

c = es una constante denominada como cohesión, y representa la tensión cortante susceptible de ser resistida cuando la tensión normal no es aplicada.

σ_n = es la tensión normal al plano de rotura.

ϕ = es una constante denominada ángulo de rozamiento interno.

La envolvente de Mohr en términos de tensiones de rotura τ y σ , es una forma de expresar un criterio de rotura tipo Mohr, (Figura 16).

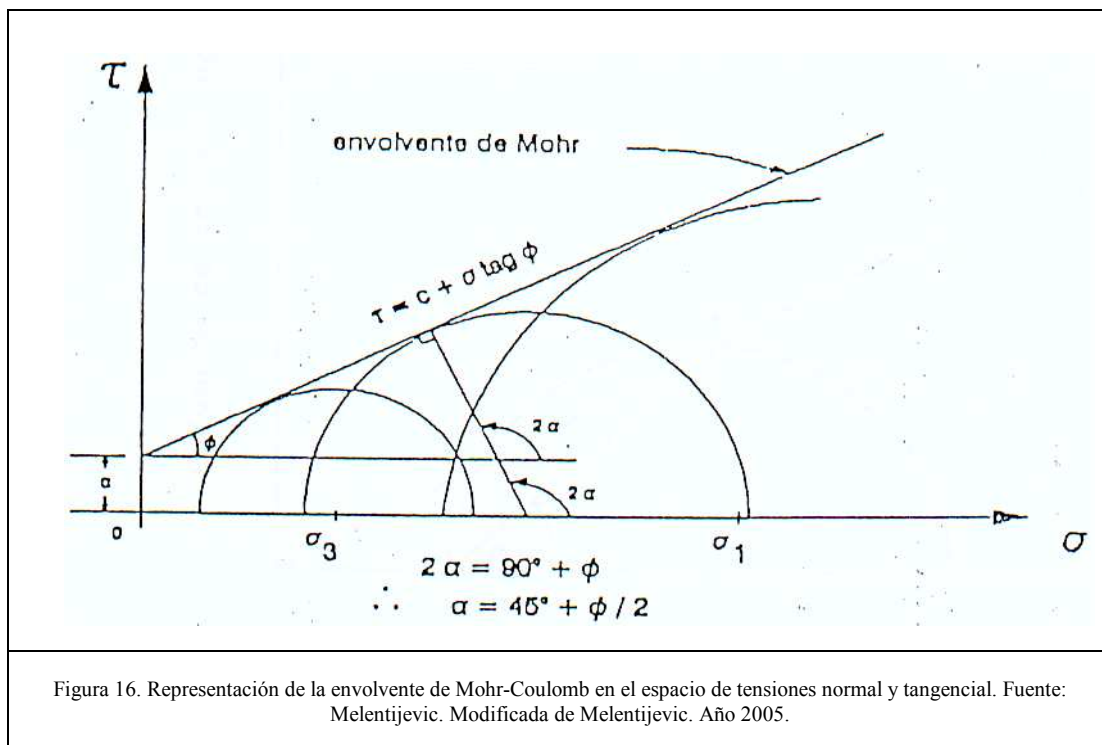


Figura 16. Representación de la envolvente de Mohr-Coulomb en el espacio de tensiones normal y tangencial. Fuente: Melentijevic. Modificada de Melentijevic. Año 2005.

Si el círculo de Mohr toca la envolvente, la resistencia máxima del suelo ha sido alcanzada, es decir, la falla ha ocurrido en un plano determinado. Si el ángulo de este plano con respecto a la horizontal es α , esta línea que se junta con el centro del círculo al punto tangente, esta inclinada en un ángulo 2α con relación al eje. De la geometría del triángulo rectángulo (Figura 16), se tiene que:

$$2 * \alpha = 90^\circ + \Phi$$

y por lo tanto:

$$\alpha = 45^\circ + \Phi / 2, \quad \text{a este plano se le denomina Plano de Falla Teórico.}$$

Aunque, en general, este criterio lineal no es concordante con el comportamiento triaxial de la roca en la rotura, se sigue utilizando mucho por su sencillez y comodidad.

En la mayoría de los casos de mecánica de rocas los ingenieros requieren los datos de propiedades del macizo rocoso más que los de la roca intacta o de las discontinuidades. Normalmente a partir de los datos de la roca intacta o discontinuidades se derivan los datos para el macizo rocoso. El comportamiento en la rotura tanto del macizo rocoso como de las discontinuidades no es lineal.

7.3.3. Clasificación Rock Mas Rating (RMR)

El RMR, introducido por Bieniawski ²⁸, es posiblemente la clasificación geomecánica más usada. Inicialmente pensada para valorar la estabilidad de los soportes requeridos en túneles, ha resultado ser apto también para la valoración de estabilidad de taludes. El RMR permite la obtención de la cohesión y el ángulo de fricción, (parámetros resistentes del criterio de rotura de Mohr-Coulomb). En las siguientes ecuaciones se muestran las relaciones entre RMR y los parámetros resistentes:

²⁸ BIENIAWSKI Z.T. (1974): Clasificación geomecánica de macizos rocosos y su aplicación en un túnel. Int Tercera. Congreso de Mecánica de Rocas ISRM, Denver, 1974, pp 27-32.
BIENIAWSKI Z.T. (1989). Engineering rock mass classifications. Ed. John Wiley

$$c = 5 \text{ RMR (Kpa)}$$

$$\Phi = 5 + \text{RMR}/2 \text{ (deg)}$$

Donde c es la cohesión y Φ el ángulo de fricción.

El RMR es una clasificación geomecánica, en la que se tienen en cuenta los siguientes parámetros del macizo rocoso:

- 1) Resistencia a compresión simple del material intacto.
- 2) Rock Quality Designation (RQD).
- 3) Espaciado de las discontinuidades, hace referencia a la separación de las discontinuidades (de la misma familia) de la zona de estudio.
- 4) Condición de las discontinuidades, que incluye:

Longitud de la discontinuidad.

Abertura.

Rugosidad.

Relleno.

Alteración.

- 5) Presencia de agua.

A cada uno de los parámetros se le asigna un valor, el RMR se obtiene como suma de todos ellos.

$$\text{RMR} = (1) + (2) + (3) + (4) + (5)$$

Hay que tener en cuenta que existen dos versiones para la obtención del RMR, el RMR76 del año 1976 y el RMR89, del año 1989. La diferencia reside en los valores que se le asignan a los parámetros de: presencia de agua subterránea, condición de las discontinuidades, y RQD conjuntamente con el espaciado de las discontinuidades. En la

tabla siguiente se muestra la diferencia entre valores que se le dan a los parámetros según el criterio:

Parámetro	RMR 76	RMR 89
RQD y espaciado de las discontinuidades	8-50	8-40
Condición de las discontinuidades	0-25	0-30
Presencia de agua subterránea	0-10	0-15

Tabla 12. Diferencias de valores entre RMR 76 y 89. Fuente: Elaboración Propia. Año: 2011.

En la tabla siguiente se marcan parámetros y rango de valores para la clasificación geomecánica RMR89.

Parámetro			Rango de valores						
1	Resistencia de la roca intacta	Ensayo puntual carga	> 10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa			
		Compresión simple	> 250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	< 1 MPa
	valor	15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD		90-100%	75-90%	50-75%	25-50%	<25%		
	valor		20	17	13	8	3		
3	Espaciado de las discontinuidades		> 2 m	0,6-2 m	0,2-0,6 m	6-20 cm	< 6 cm		
	valor		20	15	10	8	5		
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	< 1 m	1 – 3 m	3 – 10 m	10 – 20 m	> 20 m		
		Valor	6	4	2	1	0		
		Abertura	Nada	< 0.1 mm	0.1 – 1.0 mm	1 – 5 mm	> 5 mm		
		Valor	6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave		
		Valor	6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Relleno duro < 5 mm	Relleno duro > 5 mm	Relleno blando < 5 mm	Relleno blando > 5 mm		
		Valor	6	4	2	2	0		
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta		
valor	6	5	3	1	0				
5	Flujo de agua en las juntas	Relación Pagua / Pprinc	0	0-0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	> 0,5		
		Condiciones Generales	Completamente secas	Ligeramente húmedas	Húmedas	Goteando	Agua fluyendo		
	valor	15	10	7	4	0			

Tabla 13. Clasificación de Bieniawski 1976. Fuente: D. Francisco Javier Alonso Rodríguez. Ingeniería Geológica. Caracterización de macizos rocosos. Año: 2007.

7.3.4. Criterio de rotura de Hoek&Brown. Generalidades.

El criterio de rotura de Hoek&Brown²⁹, se ha materializado en el programa ROCLAB, Software de libre distribución³⁰, que permite determinar los parámetros de resistencia de un macizo rocoso de acuerdo con el sistema GSI (Geological Strength Index), asimismo establece unas guías en función de la experiencia de distintos autores para establecer los parámetros sigci, mi, D, MR, Ei. y densidad³¹. Por último destacar que este criterio precisa asimismo del dato específico de la altura máxima del talud proyectado.

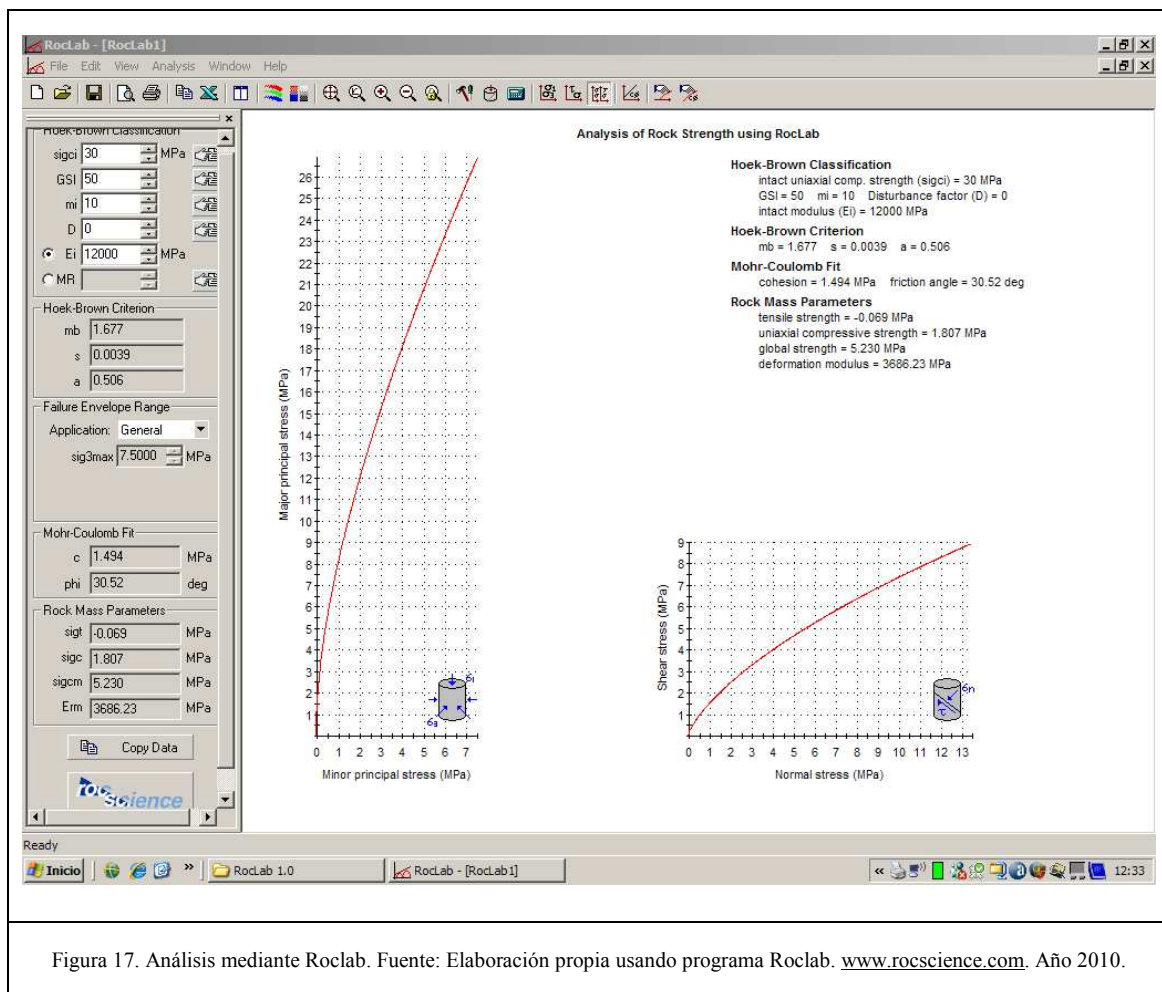


Figura 17. Análisis mediante Roclab. Fuente: Elaboración propia usando programa Roclab. www.rocsience.com. Año 2010.

²⁹ HOEK, C. CARRANZA-TORRES, B. CORKUM. (2.002): "Hoek-Brown failure criterion-2002." Edition. Proc. North American E Rock Mechanics Society. Narms-Tac Conference, p. 267-273. Toronto. www.rocsience.com.

³⁰ www.rocsience.com.

³¹ GSI: Geological Strength Index., SIGCI: Resistencia a la compresión no confinada de la roca intacta, Índice Mi: Parámetro de la roca intacta, D: Factor de Perturbación, MR: Módulo ratio roca intacta. Ei: Módulo de deformación de la roca intacta. Densidad: Unit Weigth MN/m³.

7.3.5. Correlaciones entre clasificaciones de Bieniawski y Hoek&Brown.

Las relaciones existentes entre el GSI y el RMR, dependiendo del RMR utilizado, se detallan a continuación:

Para el caso de RMR 76.

$RMR_{76} > 18$ \longrightarrow $GSI = RMR.$

$RMR_{76} < 18$ \longrightarrow No se puede utilizar el RMR76 para la obtención del GSI.

Para el caso de RMR89.

$RMR_{89} > 23$ \longrightarrow $GSI = RMR_{89} - 5.$

$RMR_{89} < 23$ \longrightarrow No se puede utilizar el RMR para la obtención del GSI.

8. SELECCIÓN Y ADAPTACIÓN DEL MÉTODO.

8.1. Propuesta de criterio de rotura.

De entre los métodos descritos en apartados anteriores, se seleccionará el criterio de Hoek&Brown con una serie de adaptaciones que se proponen en el presente apartado, lógicamente basadas en los datos que se pueden obtener de los partes de sondeos, calicatas y de la correcta interpretación de la sísmica de refracción, ya que por imposiciones de la propia naturaleza del terreno, la posibilidad de realizar estaciones geomecánicas con observación directa en el trazado propuesto de la obra lineal, en los casos de macizos rocosos alterados es inviable.

El motivo fundamental para la elección del criterio de rotura de Hoek&Brown, es que este criterio de rotura (como se deduce de lo expuesto) no tiene en cuenta la disposición espacial de las diaclasas (ni rumbo ni dirección de las mismas tal y como ocurre en otras clasificaciones geomecánicas como la de Bieniawski), y que mediante el uso del Software ROCLAB, se obtienen los distintos parámetros geotécnicos esenciales, que se aplicarán en los Software de cálculos de estabilidad, basándonos en la observación directa de los resultados de las columnas de sondeos y de los ensayos de laboratorio.

Estos parámetros geotécnicos esenciales son los siguientes:

8.1.1. Determinación de Parámetros de Resistencia generalizados.

El programa calcula otros parámetros tales como la resistencia a tracción, la resistencia a la compresión uniaxial y el módulo de deformación del macizo rocoso global en base a la altura máxima del talud.

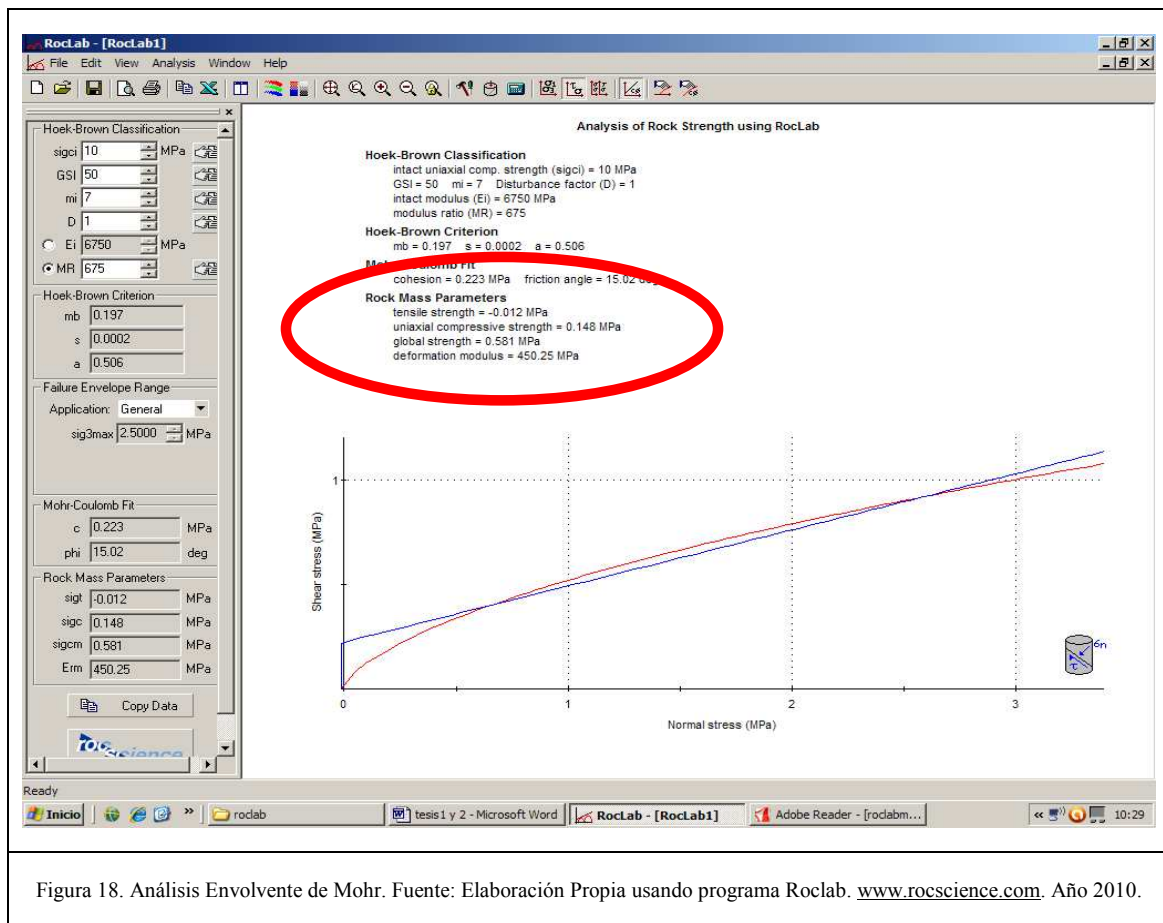


Figura 18. Análisis Envolverte de Mohr. Fuente: Elaboración Propia usando programa Roclab. www.rocscience.com. Año 2010.

8.1.2. Determinación de parámetros de resistencia equivalentes de Mohr-Coulomb.

Una vez obtenidos los Parámetros de Resistencia generalizados, con diversos tanteos obtendremos varios resultados de:

Angulo de rozamiento interno efectivo (Φ).

Cohesión efectiva (c).

de entre los cuales se escogerán los valores más desfavorables que se pueden obtener mediante su aplicación.

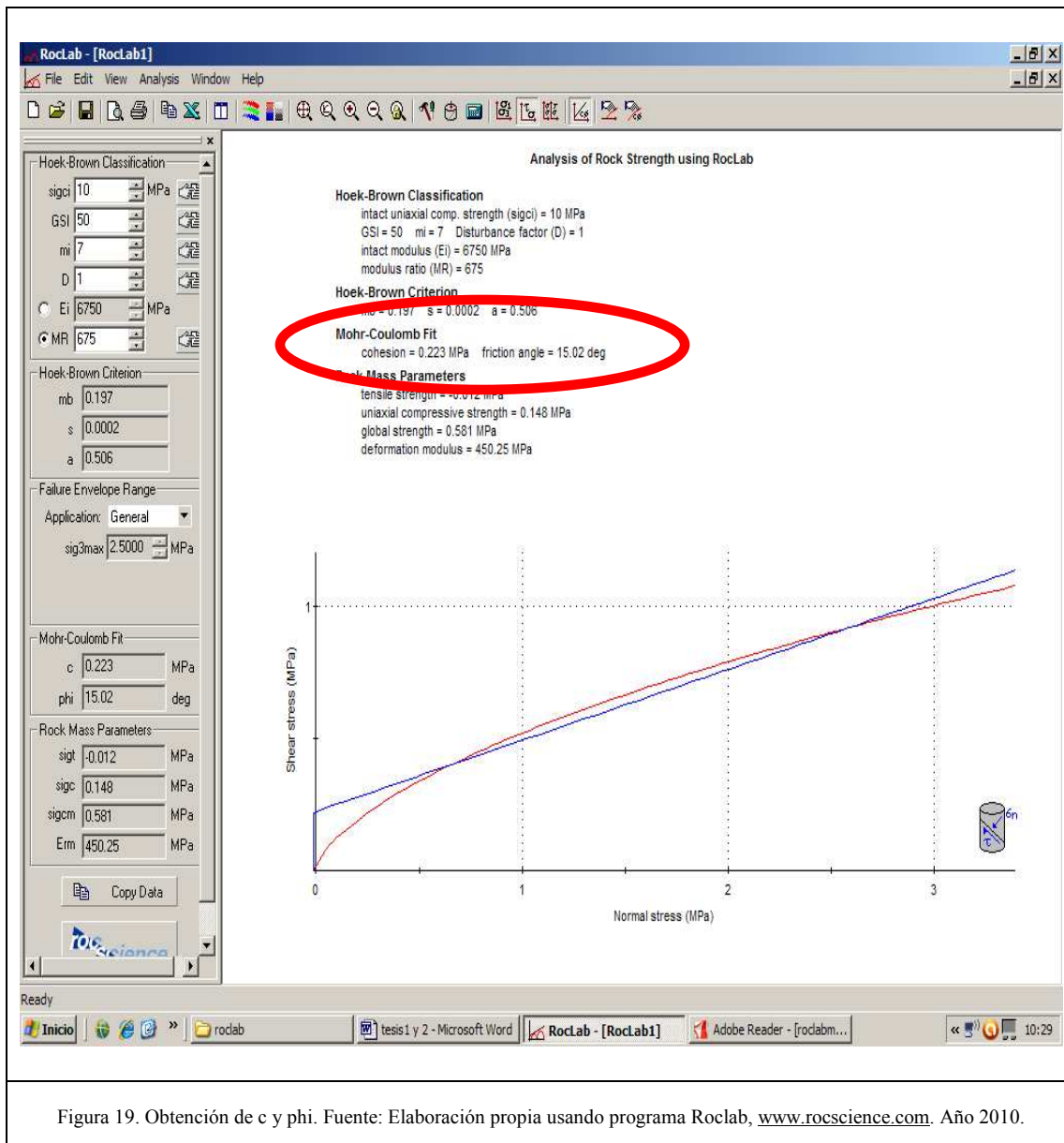


Figura 19. Obtención de c y phi. Fuente: Elaboración propia usando programa Roclab, www.rocsience.com. Año 2010.

8.2. Adaptaciones del criterio de rotura.

Estas adaptaciones hacen referencia a las observaciones de los datos de sondeos, calicatas o de la sísmica de refracción para la obtención de los siguientes parámetros:

8.2.1. Valores de GSI.

a) Obtención de los valores de GSI de todos los horizontes geotécnicos definidos en el sondeo o columna sísmica por estimación a través de tablas facilitadas en el software.

b) Aplicar el valor de GSI por horizonte geotécnico definido, y respecto de su longitud afectada, en porcentaje respecto del total de la longitud perforada del sondeo o longitud de columna sísmica.

c) Tener en cuenta en el caso de sondeos, el porcentaje de recuperación de testigo del tramo afectado y en el caso de tramos de sondeo con recuperaciones inferiores a 100 %, suponer que lo no recuperado posee un GSI igual a la del horizonte definido en el sondeo con el valor más bajo de dicho GSI.

d) Obtener el valor medio ponderado del GSI, para el conjunto del sondeo o columna sísmica, como media ponderada y por tanto para el macizo rocoso intacto.³²

8.2.2. Valores de resistencia a la compresión no confinada de la roca intacta Sigci.

a) Obtención de las resistencias a compresión de todos los horizontes geotécnicos definidos en el sondeo. (Bien sea mediante los oportunos ensayos o por estimación a través de las tablas del software).

b) Aplicar resistencias a compresión por horizonte geotécnico definido, y respecto de su longitud afectada, en porcentaje respecto del total de la longitud perforada del sondeo o longitud de columna sísmica.

c) Tener en cuenta el porcentaje de recuperación de testigo del tramo afectado y en el caso de tramos de sondeo con recuperaciones inferiores a 100 %, suponer que lo no recuperado posee una resistencia a compresión igual a la del horizonte definido en el sondeo con el valor más bajo de dicha resistencia.

d) Obtener el valor medio ponderado de la resistencia a compresión para el conjunto del sondeo o columna sísmica, como media ponderada y por tanto para el macizo rocoso intacto.³³

³² Estos cálculos se resuelven de forma inmediata utilizando el software de creación propia “programa informático de tratamiento de columnas geotécnicas”, creado para tal fin y que se presenta en esta tesis.

³³ Estos cálculos se resuelven de forma inmediata utilizando el software de creación propia “programa informático de tratamiento de columnas geotécnicas”, creado para tal fin y que se presenta en esta tesis.

8.2.3. Valor del Parámetro de la roca intacta, Índice Mi.

- a) Obtención de mi de todos los horizontes geotécnicos definidos en el sondeo o columna sísmica. (por estimación a través de tablas del software).
- b) Aplicar mi por horizonte geotécnico definido, y respecto de su longitud afectada, en porcentaje respecto del total de la longitud perforada del sondeo o longitud de columna sísmica.
- c) Tener en cuenta el porcentaje de recuperación de testigo del tramo afectado y en el caso de tramos de sondeo con recuperaciones inferiores a 100 %, suponer que lo no recuperado posee un mi igual a la del horizonte definido en el sondeo con el valor más bajo de dicho mi.
- d) Obtener el valor medio ponderado del mi para el conjunto del sondeo o columna sísmica, como media ponderada y por tanto para el macizo rocoso.³⁴

8.2.4. Valor para Factor de Perturbación D.

El criterio propuesto en la presente tesis, es asignar a este índice el del valor más bajo (por tanto el más desfavorable) de los casos.

8.2.5. Valor para MR. Módulo ratio roca intacta.

- a) Obtención de MR de todos los horizontes geotécnicos definidos en el sondeo o columna sísmica. (por estimación a través de tablas del software).
- b) Aplicar MR por horizonte geotécnico definido, y respecto de su longitud afectada, en porcentaje respecto del total de la longitud perforada del sondeo o longitud de columna sísmica.
- c) Tener en cuenta el porcentaje de recuperación de testigo del tramo afectado y en el caso de tramos de sondeo con recuperaciones inferiores a 100 %, suponer que lo no recuperado posee un MR igual a la del horizonte definido en el sondeo con el valor más bajo de dicho MR.

³⁴ Estos cálculos se resuelven de forma inmediata utilizando el software de creación propia “programa informático de tratamiento de columnas geotécnicas”, creado para tal fin y que se presenta en esta tesis.

d) Obtener el valor medio ponderado del mi para el conjunto del sondeo, como media ponderada y por tanto para el macizo rocoso o columna sísmica.³⁵

8.2.6. Valor del Módulo de deformación de la roca intacta E_i .

El criterio propuesto en la presente tesis, es asignar a este índice el obtenido mediante el producto del MR y S_{gci} , obtenidos mediante lo descrito en los apartados anteriores.

$$E_i = MR * s_{gci}.$$

El programa también admite la posibilidad de acudir a ensayos triaxiales con bandas extensométricas realizados en laboratorio, a fin de calcular de forma directa el valor de E_i .

En cuanto a este ensayo, decir que en España el tamaño máximo de la cédula comercial Hoek (tipo NX)³⁶, obliga a utilizar tamaños nominales de testigo inferiores a 54.74 mm, siendo la serie completa (BX-42.04 mm, 38.1 mm, AX-30.1 mm) con unas tolerancias de +/- 0.75 mm, y dado que los diámetros de los testigos en roca que se obtienen de los sondeos, con las técnicas actuales en nuestro país son los siguientes:

Φ Perforación (mm)	101	86	76	66	56	46
Φ Testigo (mm)	83	72	62	52	42	32

Tabla 14. Diámetros de testigo en Roca en España. Fuente elaboración Propia. Año 2010.

obliga a que los testigos extraídos en campo, con diámetros superiores a 76 mm, (práctica habitual en los sondeos geotécnicos en España) sean reperforados nuevamente en laboratorio y así readaptarlos a los de la serie de la cédula, con lo que es natural que

dichos testigos de roca se debiliten y quiebren, con lo que resulta la imposibilidad de utilizar estos para la realización del ensayo.

³⁵ Estos cálculos se resuelven de forma inmediata utilizando el software de creación propia "programa informático de tratamiento de columnas geotécnicas", creado para tal fin y que se presenta en esta tesis.

³⁶ Nomenclatura para sondeos a rotación con extracción de testigo tipo Wire-line.

8.2.7. Valor de Densidad: Unit Weigth MN/m³.

Para su cálculo se propone la siguiente metodología en la presente tesis en el caso de utilización de datos de sondeos o de la sísmica de refracción:

- a) Obtención de las densidades aparentes de todos los horizontes geotécnicos definidos en el sondeo o columna sísmica.. (mediante los oportunos ensayos).
- b) Aplicar densidades aparentes por horizonte geotécnico definido, y respecto de su longitud afectada, en porcentaje respecto del total de la longitud perforada del sondeo o longitud de columna sísmica.
- c) Tener en cuenta el porcentaje de recuperación de testigo del tramo afectado y en el caso de tramos de sondeo con recuperaciones inferiores a 100 %, suponer que lo no recuperado posee una densidad igual a la del horizonte definido en el sondeo con el valor más bajo de dicha densidad.
- d) Obtener el valor medio de la densidad aparente para el conjunto del sondeo y por tanto para el macizo rocoso o columna sísmica.³⁷

8.3. Justificación y creación de programa informático programa de tratamiento de columnas geotécnicas.

Las adaptaciones del criterio de rotura de Hoek&Brown a los trabajos de campo y ensayos de laboratorio justificados en apartados anteriores, llevan a unos cálculos previos a la utilización del Programa Roclab, que justifican la necesidad de la creación de un programa informático de proceso. Este programa de creación original para la presente tesis se ha llamado “Programa de tratamiento de columnas geotécnicas” y comprende la redacción de unas expresiones matemáticas del análisis, utilización de lenguaje de programación Visual Basic 6, introducción de datos y proceso de los mismos para la obtención de los parámetros previos a utilizar en Roclab.

³⁷ Estos cálculos se resuelven de forma inmediata utilizando el software de creación propia “programa informático de tratamiento de columnas geotécnicas”, creado para tal fin y que se presenta en esta tesis.

8.3.1. Expresiones matemáticas.

Todo lo expuesto en el apartado 8.2. y expresado de forma matemática se puede resumir en :

Variables iniciales:

$X_1 = \text{SIGCI}$

$X_2 = \text{GSI}$

$X_3 = \text{mi}$

$X_4 = \text{MR}$

$X_5 = \text{Densidad}$

Variables obtenidas:

$X_{1p} = \text{SIGCI}$ teniendo en cuenta la longitud del horizonte geotécnico (L, en m) y la recuperación testigo con respecto a horizonte geotécnico (R, en %).

$X_{2p} = \text{GSI}$ teniendo en cuenta la longitud del horizonte geotécnico (L, en m) y la recuperación testigo con respecto a horizonte geotécnico (R, en %).

$X_{3p} = \text{mi}$ teniendo en cuenta la longitud del horizonte geotécnico (L, en m) y la recuperación testigo con respecto a horizonte geotécnico (R, en %)

$X_{4p} = \text{MR}$ teniendo en cuenta la longitud del horizonte geotécnico (L, en m) y la recuperación testigo con respecto a horizonte geotécnico (R, en %).

X_{5p} = Densidad teniendo en cuenta la longitud del horizonte geotécnico (L, en m) y la recuperación testigo con respecto a horizonte geotécnico (R, en %).

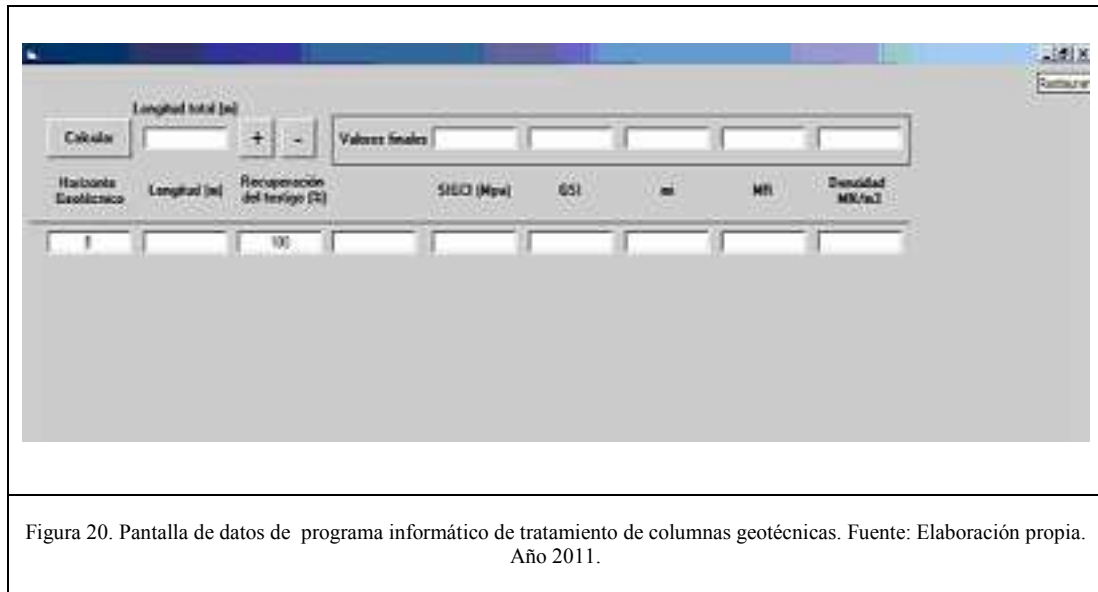
$$X_{jp} = \frac{\sum_{i/ri=100} p_i X_{ji} + \sum_{i/ri<100} (p_i' X_{ji} + p_i'' \min X_{ji})}{\sum_i p_i}, \text{ con } j=1, \dots, 5$$

Siendo

$$p_i = l_i; p_i' = l_i r_i / 100; p_i'' = l_i (1 - r_i / 100)$$

8.3.2. Programa de tratamiento de columnas geotécnicas.

Para el tratamiento de los datos a los que alude la expresión matemática anterior, se ha creado mediante el lenguaje de programación Visual Basic 6, un programa informático llamado *programa de tratamiento de columnas geotécnicas*, que resuelve de forma rápida el problema de cálculo, dando de forma inmediata los valores globales por secciones geotécnicas tratadas, necesarios, para su introducción posterior en ROCLAB.



9. CÁLCULOS DE ESTABILIDAD.

9.1. Premisas previas.

Estas premisas se pueden sintetizar en las siguientes:

- 1- En los macizos rocosos alterados y con recubrimiento de suelos no se puede realizar la observación directa del afloramiento, entendiéndose como tal, la roca al desnudo sobre la que se pueda realizar una observación visual para detallar las propiedades del mismo.
- 2- En desmontes de rocas alteradas las superficies de rotura pueden desarrollarse parcialmente a lo largo de juntas, pero normalmente las cruzan. Esta forma de rotura sólo puede ocurrir en macizos rocosos muy diaclasados, con un tamaño característico de bloque pequeño respecto al talud, o en rocas muy blandas o muy meteorizadas. Para el estudio de la estabilidad de estos desmontes, se ha de tomar el macizo como si de un suelo se tratase y por tanto aplicar métodos de análisis de rotura circular.
- 3- A igualdad de una sección tipo establecida en toda la longitud del desmonte proyectado y para el análisis de estabilidad se ha de considerar la sección transversal más desfavorable de todo el desmonte considerado, es decir el punto de mayor altura.

4- Dicha sección se analizará de forma que presente la peor condición geomecánica en cuanto a los materiales encontrados.

5- Se ha de analizar la posibilidad de rotura circular generalizada, empleando el método del equilibrio límite o estado último.

6- Los Métodos de análisis utilizados habrán de ser del tipo precisos o completos, es decir aquellos que cumplan todas las ecuaciones de la estática. Como por ejemplo Morgenstern-Price, Spencer y Bishop riguroso.

7- La simulación del nivel freático será tal que al realizarse la excavación prevista ofrezca su aspecto más perjudicial al desmonte ejecutado.

8- Se ha de conocer la geometría acotada del nivel freático, evidentemente este apartado será rápidamente controlado por la variación del nivel freático en el sondeo a lo largo del tiempo (en el que como ya se comentó se instalará tubería de PVC). Conviene que este dato a tomar sea el de la mínima altura respecto a boca de sondeo de todas las mediciones efectuadas, (y por tanto máximo nivel del freático) al ser las condiciones de este nivel de agua la más perjudicial a los efectos del cálculo del factor de seguridad del talud.

9- El resultado de los análisis es establecer el valor del Factor de Seguridad (F) que se define como el valor que cuantifica la relación entre las condiciones reales que presenta el talud, y las condiciones que llevan a su rotura. El factor de seguridad es el coeficiente mínimo de todos los coeficientes de seguridad asociados a todas las superficies de deslizamiento posibles, establecidas por el método de análisis.

10- Valores del factor de seguridad inferiores a 1, indican que el movimiento a lo largo de la superficie de deslizamiento es posible. Si se da el caso que para distintas superficies, el valor del factor de seguridad es menor que 1, el movimiento es posible a lo largo de todas ellas. Partiendo de $F = 1$, se calcula el ángulo máximo que puede tener un talud para ser estable, con tal de tener un margen de seguridad. El ángulo de un talud tendría que venir definido por valores del factor de seguridad superiores a la unidad.

11- Como resultado de superficie de deslizamiento se tomará aquella que por cálculo, dé factor de seguridad más bajo, en cualquier método de análisis completo.

12- En cuanto al orden de magnitud, todo el que ha tenido que tomar una decisión con un F, se plantea la misma cuestión, pues no hay una normativa específica (para taludes de obras lineales) en la que descargar responsabilidades. Y no puede haberla porque el nivel de confianza en un resultado depende de los sucesivos niveles de confianza asumidos a lo largo de todo el proceso de cálculo. Si la fase de investigación ha sido exhaustiva, y se tiene confianza en que la modelización se ha llevado a cabo de la forma correcta, no surge la más mínima duda a la hora de tomar una decisión, pero si han quedado vacíos en el proceso, el valor que se obtenga para F carece de importancia porque es ficticio.

Suponiendo que todas las fases se han cubierto tal y como se describe en la presente tesis, el valor que se tome para el F aceptable depende, en primer lugar, del nivel de riesgo y después de la magnitud de las actuaciones implicadas, ya que en la propia esencia de la ingeniería se encuentra el buscar un equilibrio entre los costos y los resultados. Por otra parte, valores de F altos no es siempre deseable, pues implica mayores costos.

Es de destacar el esfuerzo desarrollado por D. Fernando Puell Marín, en su tesis doctoral “Criterios de roturas no lineales a la estabilidad general de taludes en macizos rocosos”³⁸, y su propuesta del factor de seguridad para taludes entre 100 y 200 metros de altura, en función del GSI del terreno:

CALIDAD									
GSI	20	30	40	50	60	70	80	90	100
F GSI	2.00	1.60	1.35	1.30	1.25	1.20	1.20	1.15	1.15

Tabla 15. Factor de seguridad en función GSI. Fuente: D. Fernando Puell Marín. Tesis doctoral. Año: 2003.

Todo ello lleva a que actualmente exista en España muy poca reglamentación al respecto, y que dichos valores, para este tipo de obras no esté legislado. Así y como principio para establecer dicho rango, el *Reglamento General de Normas Básicas de Seguridad Minera ITC, MIE S.M.07.1.03 Trabajos a Cielo Abierto, Desarrollo de labores apto 1.2* en el que se indica que en :

³⁸ Fernando Puell Marín, Universidad Politécnica de Madrid, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos. Tesis doctoral: criterios de roturas no lineales a la estabilidad general de taludes en macizos rocosos.

- Explotaciones en las que el arranque se efectúa con explosivos y la carga es independiente del mismo.

La altura máxima del frente de trabajo será de 20 m. En casos especiales, la Autoridad Minera podrá aprobar alturas superiores, que nunca excederán de los 30 metros, siempre que se realice un estudio geotécnico en el que, al tener en cuenta las fuerzas resistentes y desestabilizadoras que actúan en el talud, resulte de la relación de ambas un coeficiente de seguridad de 1.2 o 1.1 en el caso de que se haya considerado el riesgo sísmico.

9.2. Empleo de Software específico de roturas circulares.

En la aplicación de los métodos de las dovelas o rebanadas para rotura circular y dado lo complejo del cálculo, es frecuente acudir a Software especializado en rotura de taludes, existiendo numerosos programas informáticos de distintas compañías comerciales.

En la presente tesis y para calcular la estabilidad de los taludes que se formarán en los desmontes, se empleará el programa Slope/W de GEOSLOPE³⁹, que aborda el estudio de la estabilidad de taludes desde la metodología del estado último o de equilibrio límite. La ventaja de este programa frente a otros, es la posibilidad de obtención de F, mediante métodos de análisis del tipo precisos o completos, que cumplen todas las ecuaciones de la estática. En concreto el método de Morgenstern-Price.

Para hacer funcionar el programa de cálculo (Slope/W) se deben introducir los siguientes parámetros:

La geometría acotada de la sección del talud. Normalmente se elige la que corresponde al punto más alto.

La geometría, también acotada del nivel freático.

Se definen los niveles del terreno, considerándolos según el modelo de Mohr-Coulomb, es decir mediante el ángulo de rozamiento interno, la cohesión y la densidad.

³⁹ Geo-slope International, <http://www.geo-slope.com/>.

Se definen finalmente las superficies de rotura posibles para que sean analizadas y determinado el factor de seguridad de cada una de ellas. Para definir estas superficies se parte del supuesto que presentarán forma circular y que pasarán por el pie del talud o cerca del mismo. Se dibuja la malla de centros de superficies de rotura (10 x 10) y una serie de líneas horizontales paralelas entre sí y próximas al pie del talud a las que serán tangentes los círculos que representan las superficies de rotura. De esta forma se definen más de 300 superficies posibles de rotura.

El programa analiza todas estas superficies de rotura y devuelve el valor del factor de seguridad menor a la vez que dibuja la superficie de rotura correspondiente.

En la malla de centros traza un mapa con curvas (como curvas de nivel) que marcan la variación del Factor de Seguridad. Si el Factor de Seguridad mínimo aparece rodeado de curvas tendremos la seguridad que hemos incluido en el análisis las superficies de rotura más desfavorables.

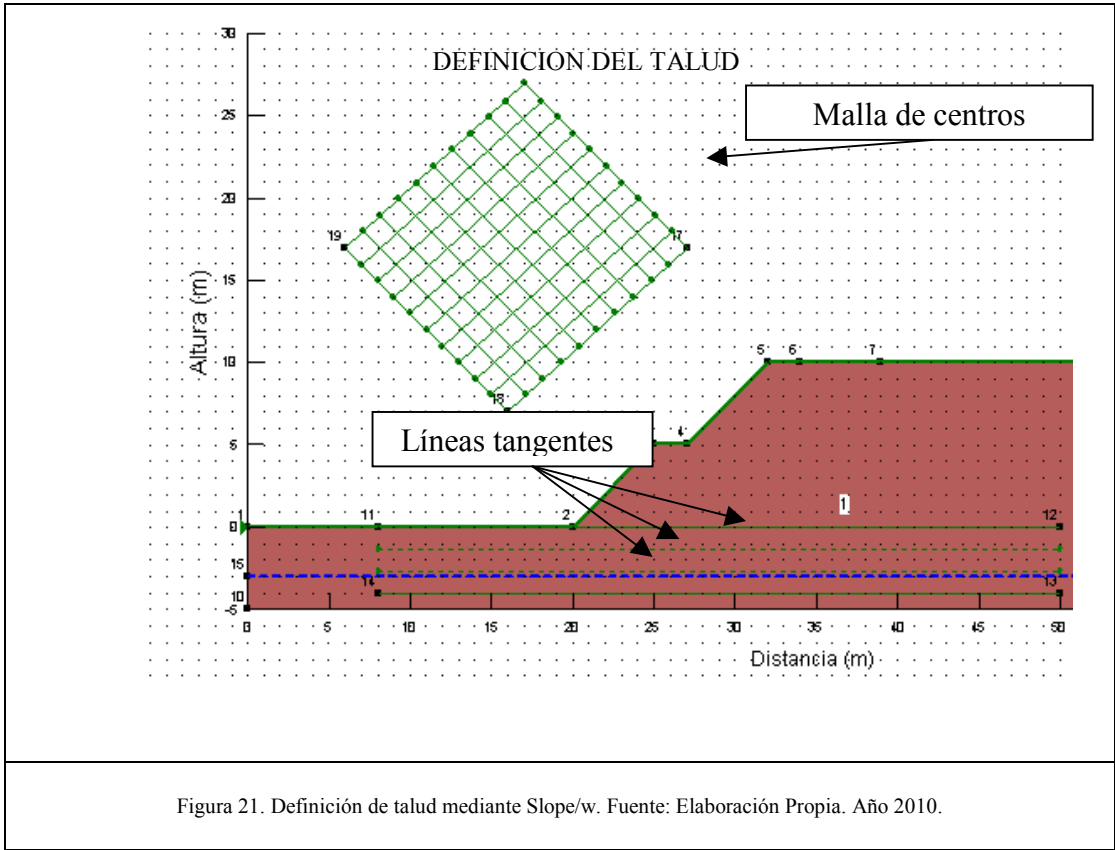


Figura 21. Definición de talud mediante Slope/w. Fuente: Elaboración Propia. Año 2010.

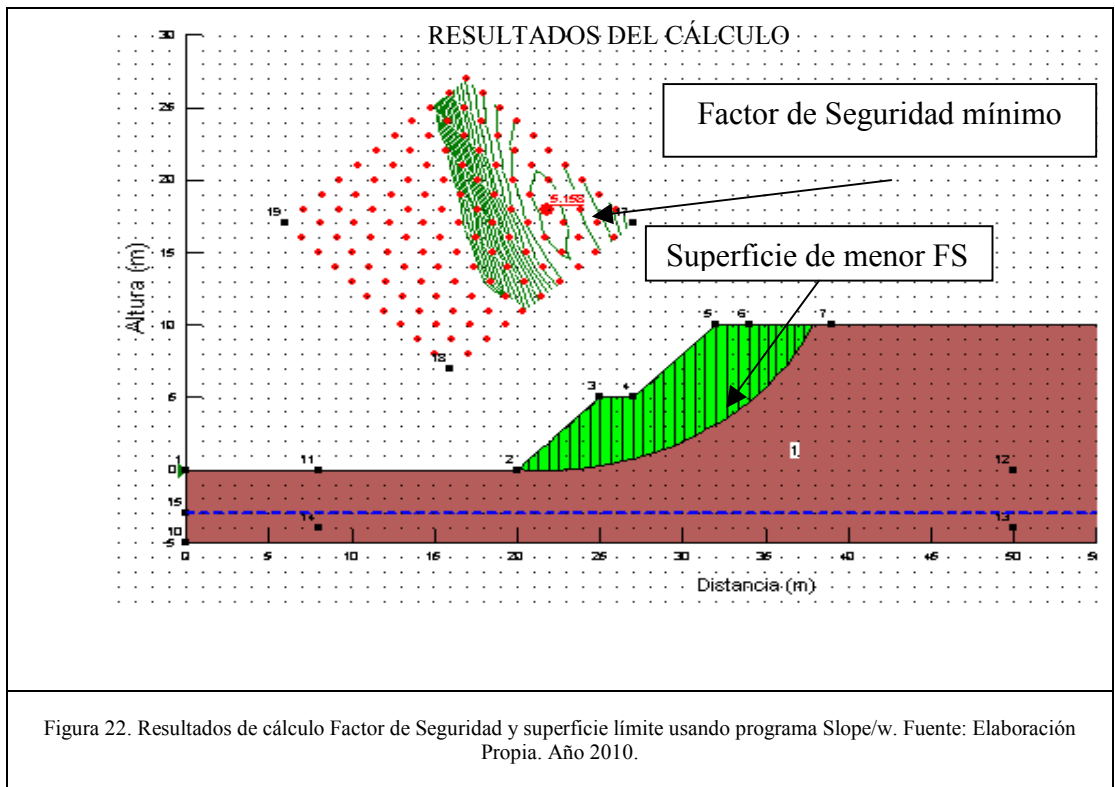


Figura 22. Resultados de cálculo Factor de Seguridad y superficie límite usando programa Slope/w. Fuente: Elaboración Propia. Año 2010.



**CAPÍTULO 4: APLICACIÓN A CASOS
REALES DE LA METODOLOGÍA
DESARROLLADA.**

ÍNDICE

APLICACIÓN A CASOS REALES DE LA METODOLOGÍA DESARROLLADA.

1. CASOS DE ANÁLISIS.

1.1.- Desmante P.K. 3+500 AL P.K. 4+300. Situación, fotografía aérea, planos de planta, perfil longitudinal, y sección transversal tipo sometida a análisis.

1.2.- Desmante P.K. 5+800 A P.K. 6+500. Situación, fotografía aérea, planos de planta, perfil longitudinal, y sección transversal tipo sometida a análisis.

2. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN GEOLÓGICA Y GEOTÉCNICA PREVIA.

2.1. Estudios Previos de Terreno desarrollados por el Servicio de Geotécnica de la Dirección General de Tecnología y Proyectos del MOPU.

2.2. Documentación *I. G. M. E (Publicaciones del Instituto Geológico y Minero de España)*.

2.3. Efectos sísmicos.

3. CAMPAÑA DE TRABAJOS DE CAMPO.

3.1. Sondeos mecánicos a rotación con extracción de testigo continuo.

3.1.1. Desmante P.K. 3+500 a P.K. 4+300.

3.1.2. Desmante P.K.5+800 a P.K. 6+500.

3.2. Calicatas realizadas mediante retroexcavadora.

3.2.1. Desmonte P.K. 3+500 a P.K. 4+300.

3.2.2. Desmonte P.K.5+800 a P.K. 6+500.

3.3. Campaña de prospección geofísica.

3.4. Estaciones geomecánicas.

4. CAMPAÑA DE TRABAJOS DE LABORATORIO.

4.1. Ensayos de identificación.

4.1.1. Desmonte P.K. 3+500 a P.K. 4+300.

4.1.2. Desmonte P.K.5+800 a P.K. 6+500.

4.2. Ensayos de resistencia.

4.2.1. Desmonte P.K. 3+500 a P.K. 4+300.

5. MODELIZACIÓN GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA EN PLANTA DEL TRAZADO DE LOS DESMONTES A ESCALA APROPIADA.

5.1. Desmonte P.K. 3+500 a P.K. 4+300.

5.2. Desmonte P.K.5+800 a P.K. 6+500.

6. MODELIZACIÓN GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA EN ALZADO Y CLASIFICACIÓN DE LOS MATERIALES ATENDIENDO A SU REUTILIZACIÓN COMO TERRAPLÉN.

6.1. Desmonte P.K. 3+500 a P.K. 4+300.

6.2. Desmonte P.K.5+800 a P.K. 6+500.

7. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE SECCIONES TRANSVERSALES PREVISTAS PARA LOS FUTUROS DESMONTES.

7.1. Aplicación del criterio de rotura de Hoek&Brown.

7.2. Aplicación del programa informático de tratamiento de columnas geotécnicas.

7.3. Aplicación del Programa Roclab, que se facilitad por la empresa ROCSCIENCE.

7.3.1. Desmante 3+500 a 4+300 Análisis por P.K. 3+900 (SD-4, Altura de desmante 25 m).

7.3.2. Desmante P.K. 5+800 a P.K. 6+500.

7.3.2.1. Tramo P.K. 5+800 a P.K. 6+100. Análisis por P.K. 5+800 (SD-3, Altura de desmante 19 m).

7.3.2.2. Tramo P.K. 6+100 a P.K. 6+500. Análisis por P.K. 6+260 (Sección Sísmica, Altura de desmante 25 m).

7.4. Empleo de Software específico de roturas circulares.

7.4.1. Desmante 3+500 a 4+300 Análisis por P.K. 3+900 (SD-4, Altura de desmante 25 m).

7.4.2. Desmante P.K. 5+800 a P.K. 6+500

7.4.2.1. Tramo P.K. 5+800 a P.K. 6+100. Análisis por P.K. 5+800 (SD-3, Altura de desmante 19 m).

7.4.2.2. Tramo P.K. 6+100 a P.K. 6+500. Análisis por P.K. 6+260 (Sección Sísmica, Altura de desmante 25 m).

1. CASOS DE ANÁLISIS.

En esta etapa se aplicará la metodología desarrollada a un caso práctico, a los futuros desmontes de la Autovía EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa.

Esta autovía actualmente en fase de licitación de la construcción, unirá las capitales de Cáceres y Badajoz, pertenecientes la Comunidad Autónoma de Extremadura. Esta autovía se construirá paralela a la carretera actual EX.-100, con separaciones de hasta 300 metros. A efectos de confección de proyecto está subdividida en varios tramos, correspondiendo éste al tramo Villar del Rey- Bótoa.

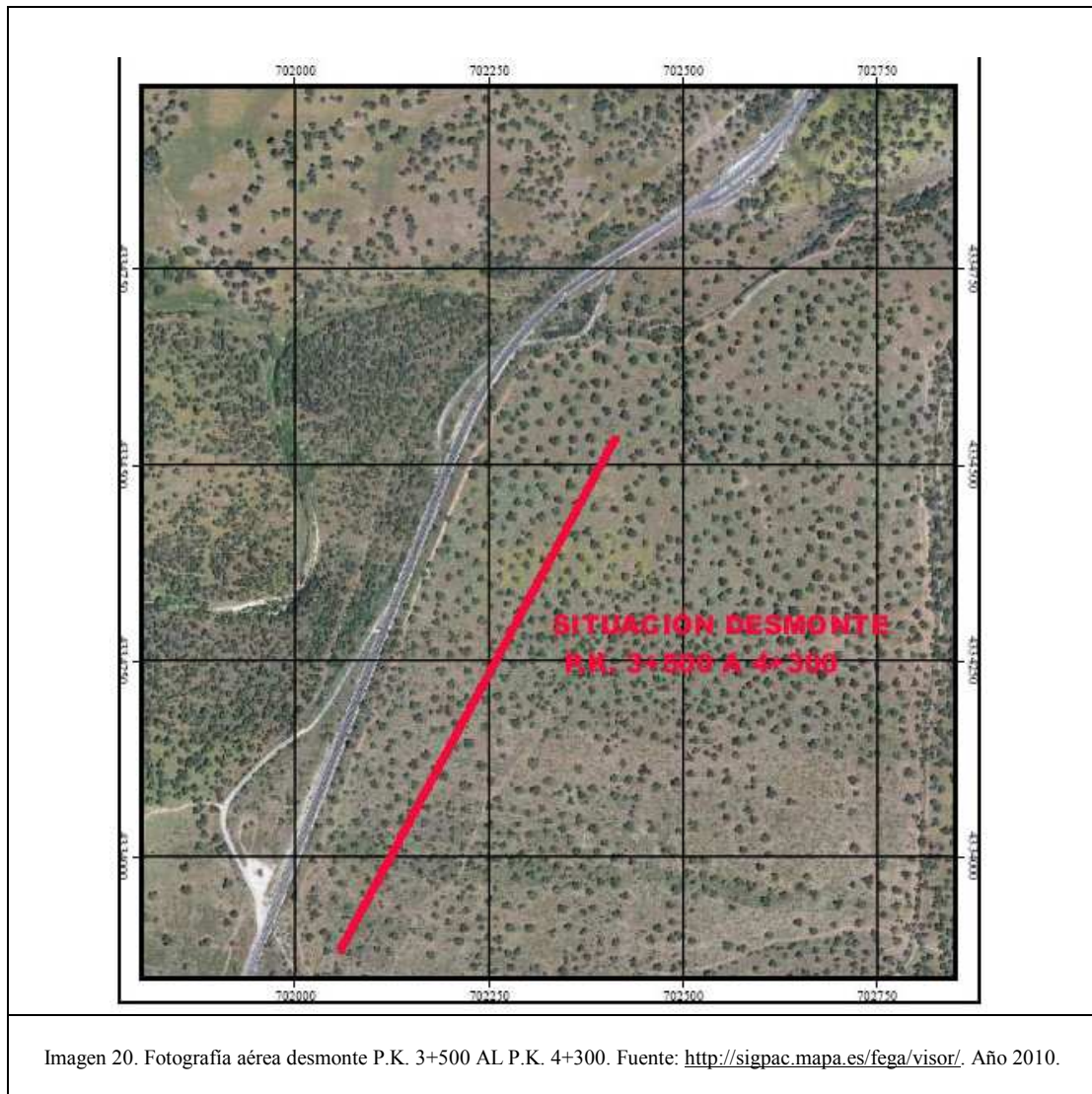
En el proyecto se contemplan desmontes en suelos más cercanos a la ciudad de Bótoa y desmontes en roca, más cercanos a la población de Villar del Rey.

Para la confección de la presente tesis, se han tomado los datos referidos a los dos desmontes en roca de mayor altura de toda la traza, situados cercanos a la ciudad de Villar del Rey.

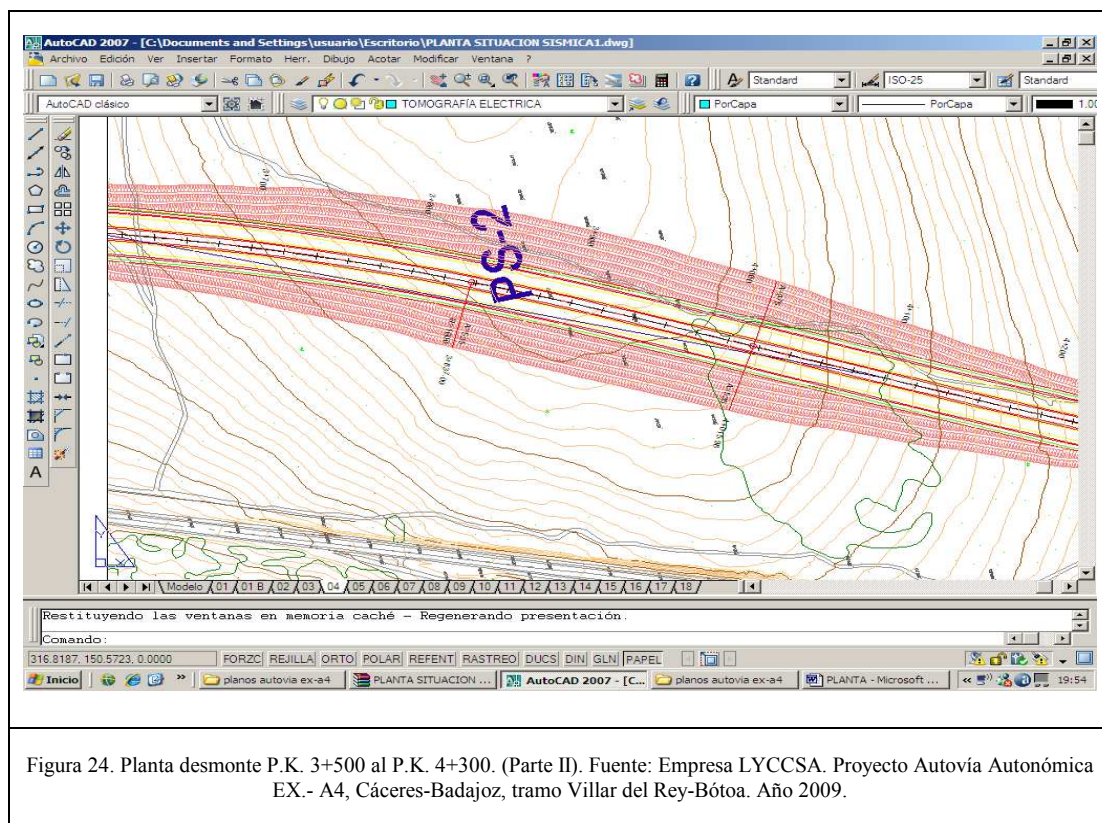
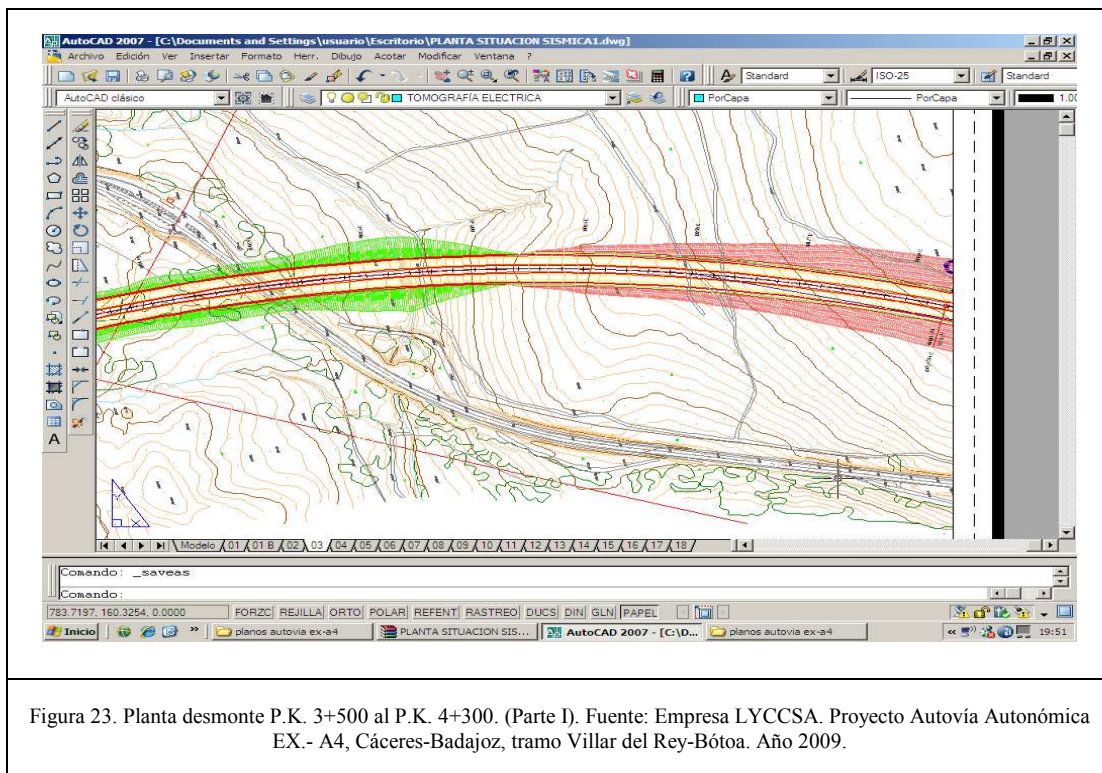
Estos desmontes de rocas alteradas, son los correspondientes al tramo entre los futuros P.K. 3+500 a 4+300 y al tramo entre P.K 5+800 a 6+500.

1.1. Desmonte P.K. 3+500 AL P.K. 4+300. Situación, fotografía aérea, planos de planta, perfil longitudinal, y sección transversal tipo sometida a análisis.

FOTOGRAFÍA AÉREA DESMONTE P.K. 3+500 AL P.K. 4+300.



PLANTA DESMONTE P.K. 3+500 AL P.K. 4+300.



PERFIL LONGITUDINAL P.K. 3+500 AL P.K. 4+300.

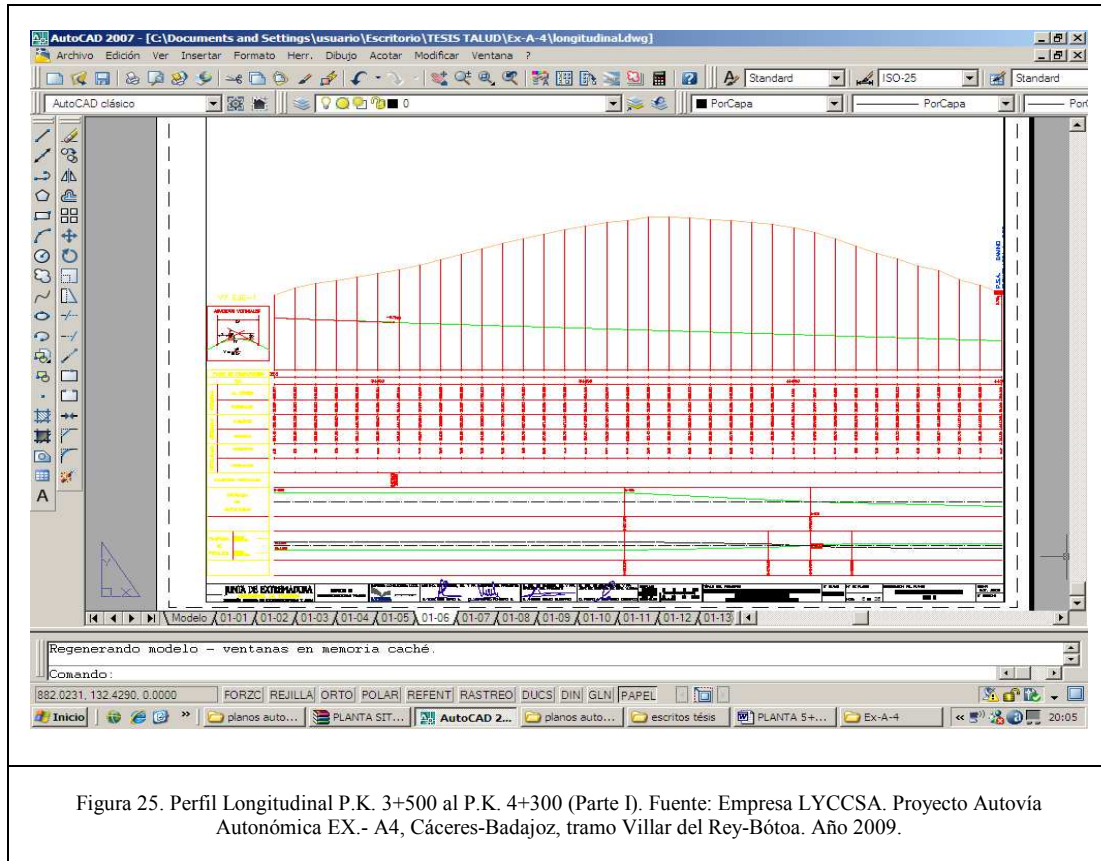
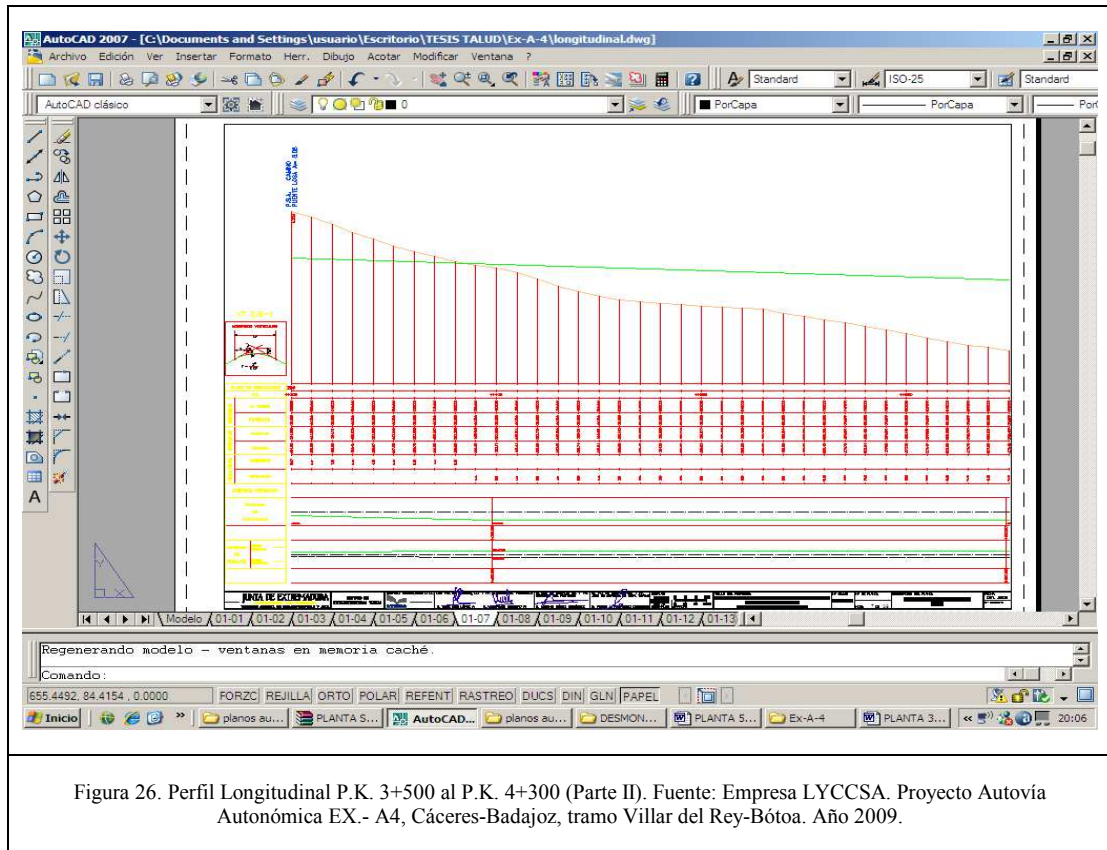
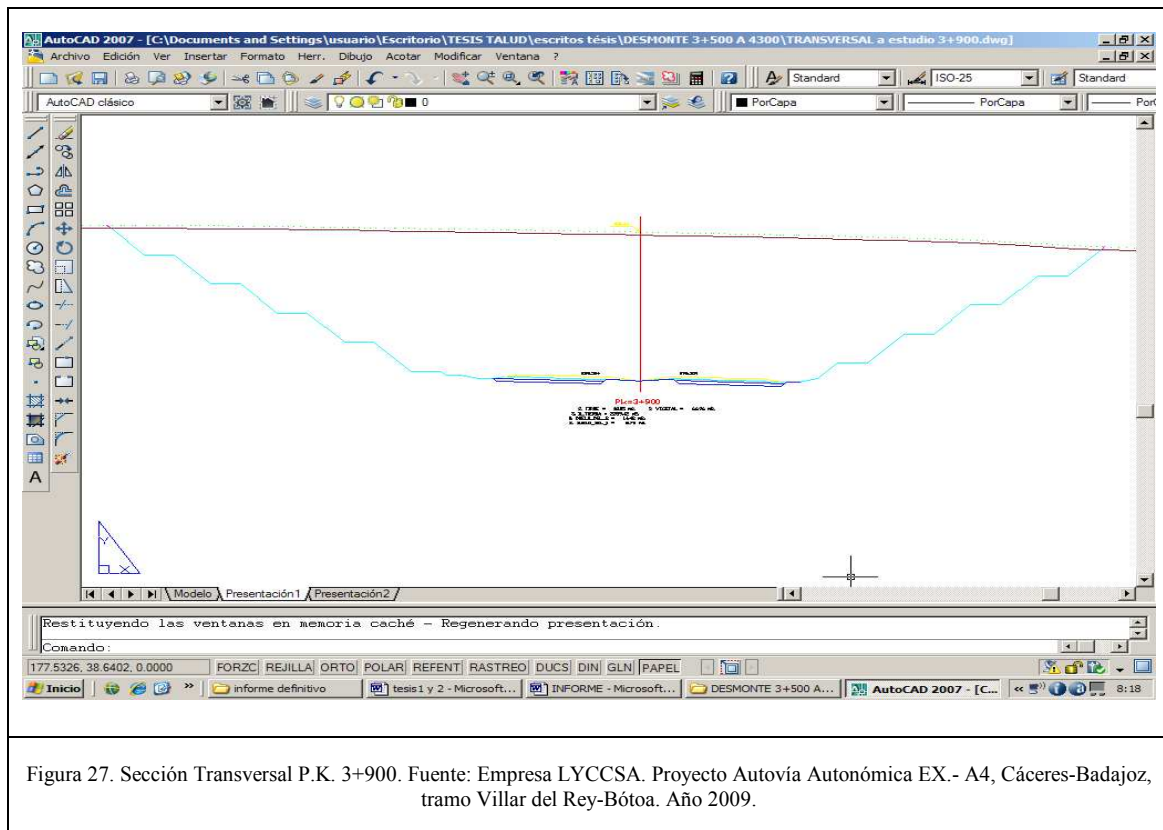


Figura 25. Perfil Longitudinal P.K. 3+500 al P.K. 4+300 (Parte I). Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.



SECCIÓN TRANSVERSAL P.K. 3+900.



1.2. Desmonte P.K. 5+800 A P.K. 6+500. Situación, fotografía aérea, planos de planta, perfil longitudinal, y sección transversal tipo sometida a análisis.

FOTOGRAFÍA AÉREA DESMONTE P.K. 5+800 A P.K. 6+500.

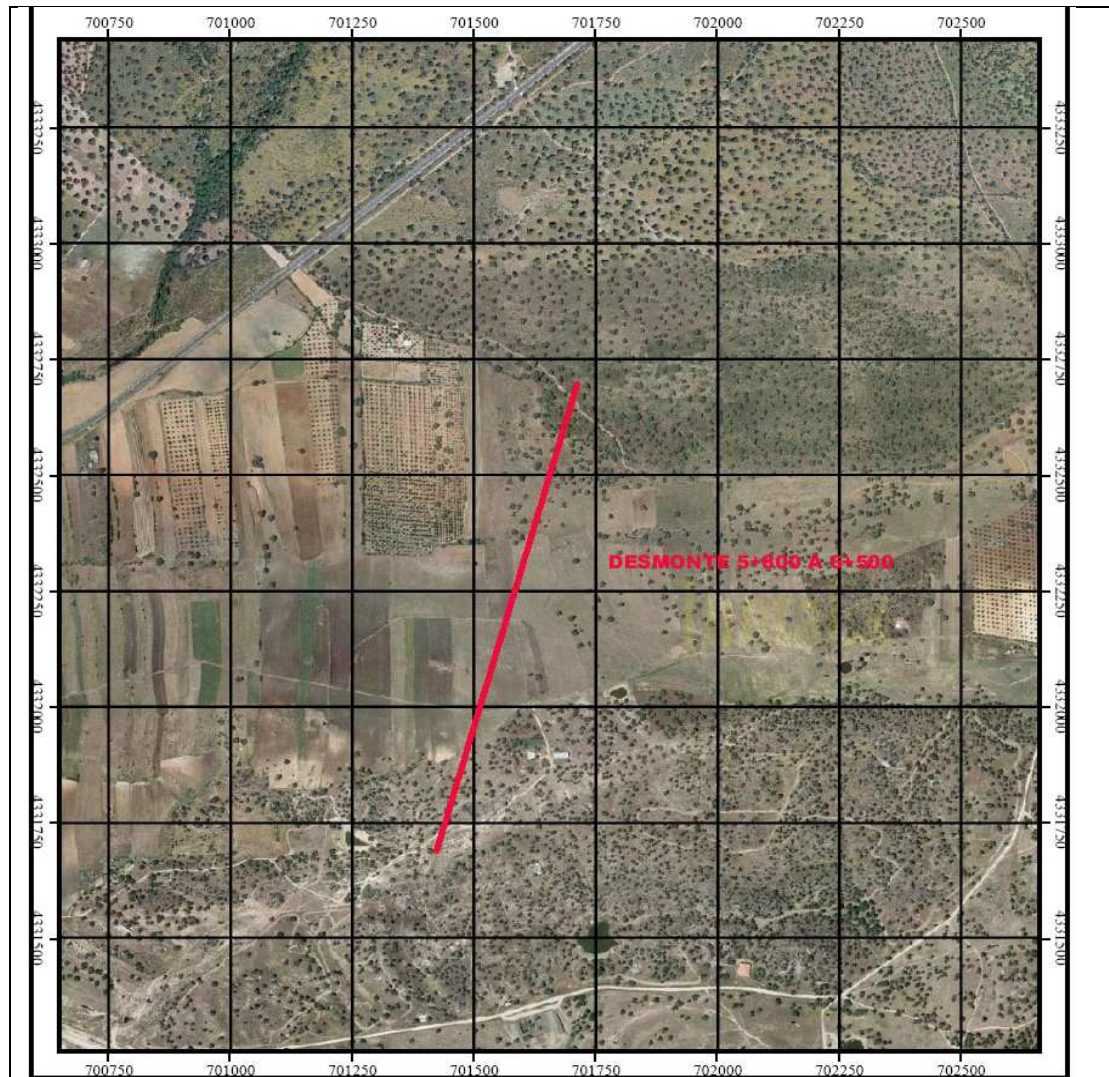


Imagen 21. Fotografía Aérea Desmonte P.K. 5+800 A P.K. 6+500. Fuente: <http://sigpac.mapa.es/feqa/visor/>. Año 2010.

PLANTA DESMONTE P.K. 5+800 A P.K. 6+500.

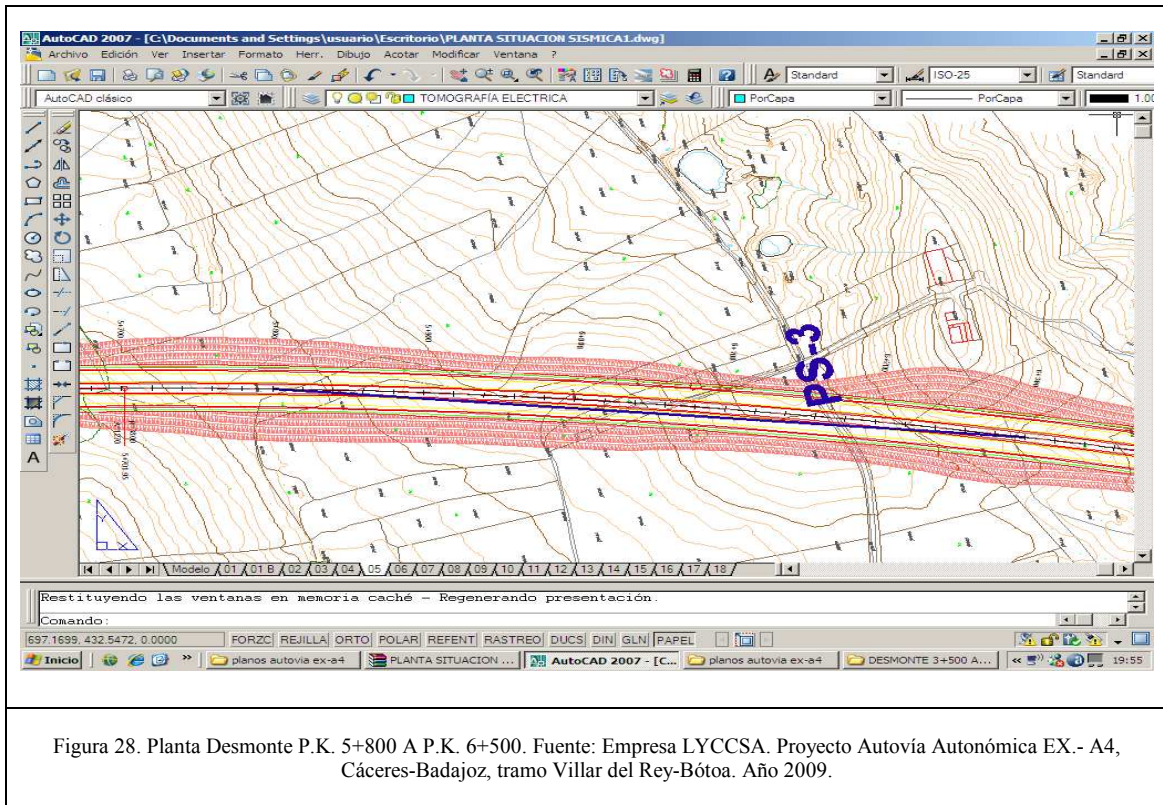


Figura 28. Planta Desmonte P.K. 5+800 A P.K. 6+500. Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.

PERFIL LONGITUDINAL P.K. 5+800 A P.K. 6+500

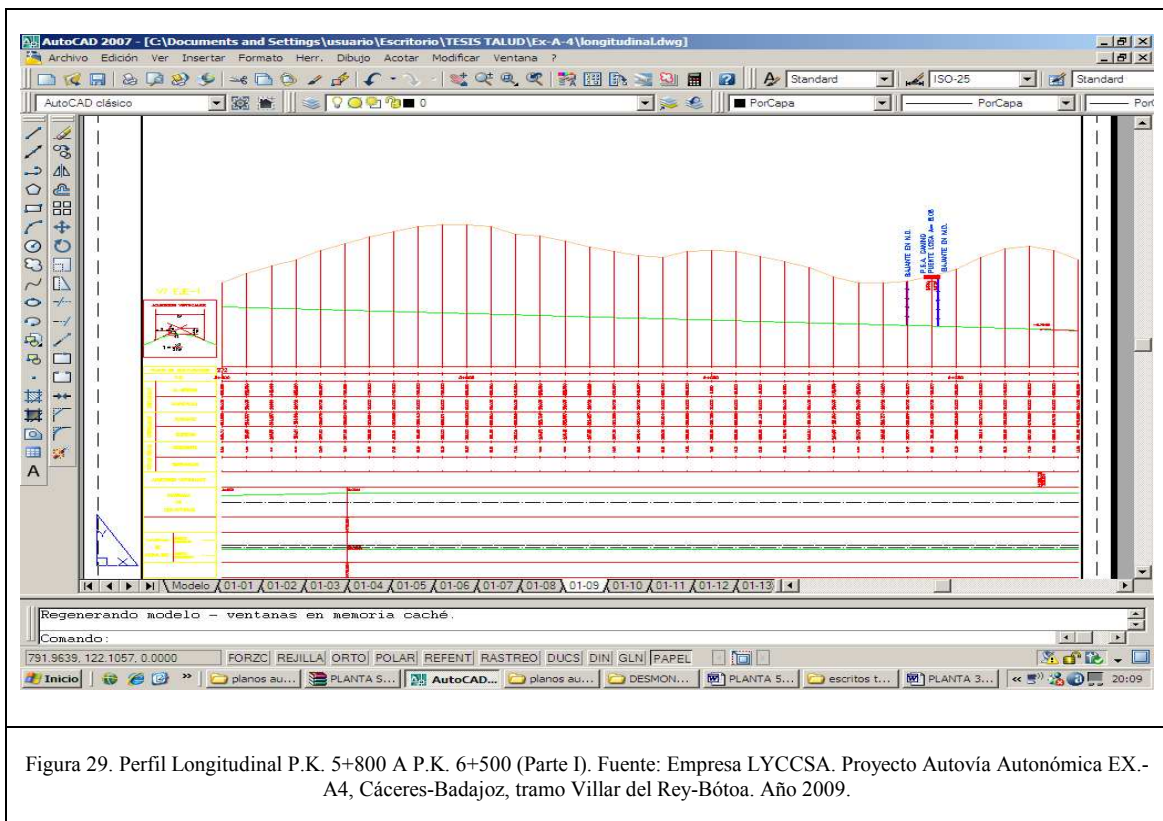


Figura 29. Perfil Longitudinal P.K. 5+800 A P.K. 6+500 (Parte I). Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.

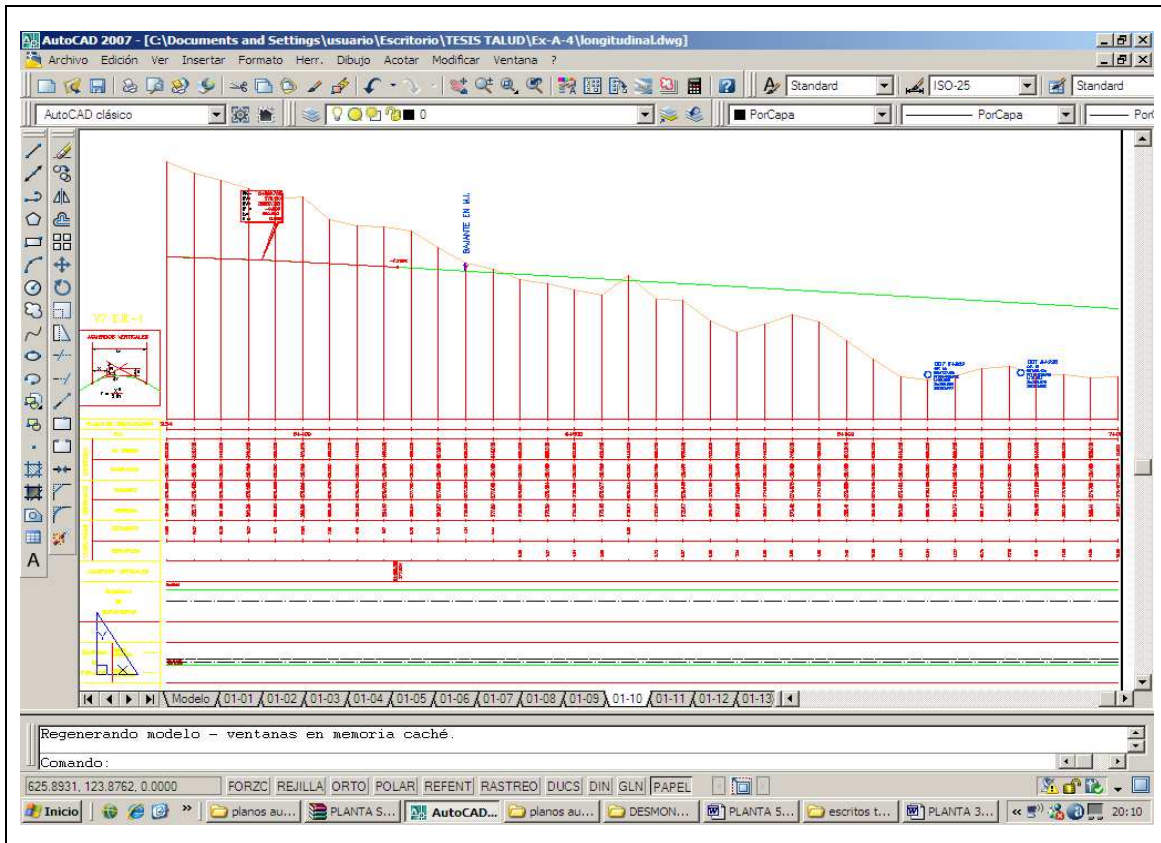


Figura 30. Perfil Longitudinal P.K. 5+800 A P.K. 6+500 (Parte II). Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.

SECCIÓN TRANSVERSAL P.K. 5+800.

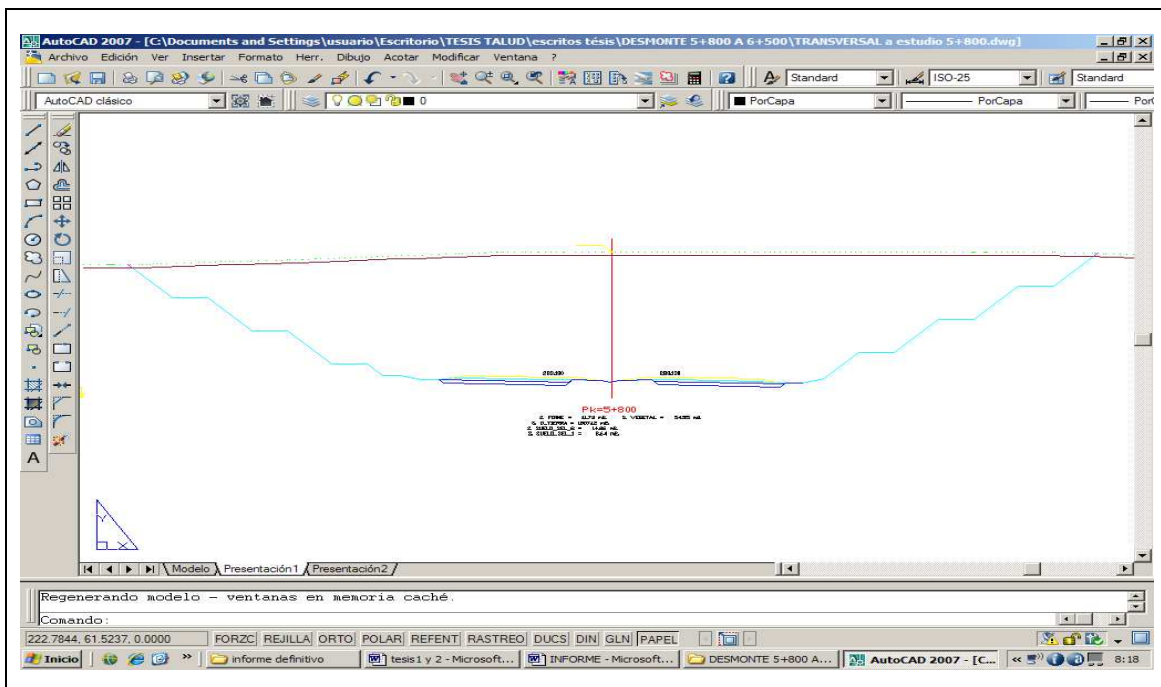


Figura 31. Sección Transversal 5+800. Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.

SECCIÓN TRANSVERSAL P.K. 6+260.

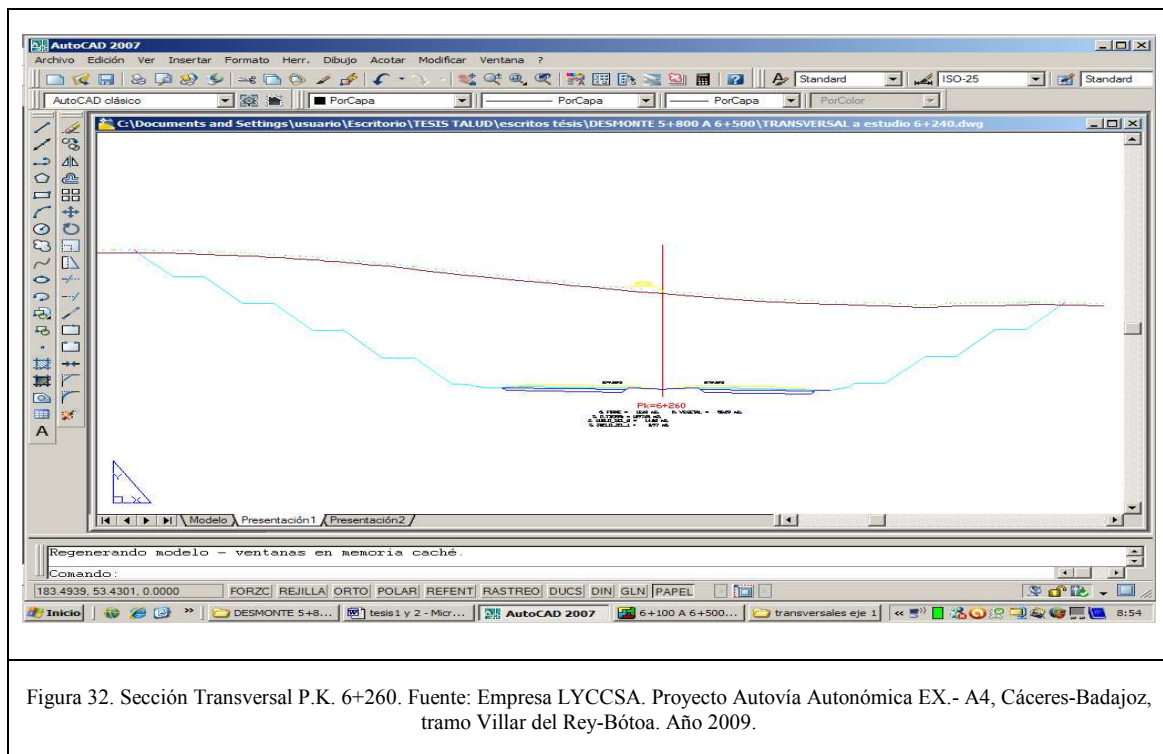


Figura 32. Sección Transversal P.K. 6+260. Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.

2. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN GEOLÓGICA Y GEOTÉCNICA PREVIA.

2.1. Estudios Previos de Terreno desarrollados por el Servicio de Geotecnia de la Dirección General de Tecnología y Proyectos del MOPU.

Para ello se ha tenido en cuenta el Estudio Informativo de la Nueva Autovía Autonómica EX-A4 entre Cáceres y Badajoz, en cuyos contenidos se especifican los estudios previos de terreno.

2.2. Documentación I. G. M. E (*Publicaciones del Instituto Geológico y Minero de España*).

Para la realización de este apartado se han consultado los documentos temáticos publicados y/o consultables relacionados a continuación y que, en mayor o menor medida, han suministrado datos para el presente trabajo.

I. G. M. E.

- Mapas Geológicos de España a escala 1/50000. Hojas nº.751 Villar del Rey
- Mapas de Síntesis Geológica a escala 1/200000. Hojas nº. 58 – 59 Villarreal - Badajoz
- Mapa Geotécnico General a escala 1/200000. Hojas nº. 58 – 59 Villarreal - Badajoz
- Mapa de Rocas Industriales a escala 1:200000. Hojas nº.58 – 59 Villarreal - Badajoz

ENCUADRE GEOLÓGICO.

Discurrirá la totalidad del trazado de este tramo de autovía en la provincia de Badajoz. Situándose sobre una franja alargada en la dirección NO/SE perteneciente a la zona de Osa-Morena (subdivisión de LOTZE y JULIVERT), pero muy próxima a su límite con la zona Centro-Ibérica al norte.

A grandes rasgos, desde el p. k. 0+000 al pk 9+500 afectará a los materiales rocosos (pizarrosos) precámbricos y paleozoicos de las unidades de Villar del Rey y de Sao Mamede-La Codosera-Puebla de Obando.

También están presentes rocas intrusivas graníticas y granodioríticas que llegan a aflorar en “manchas” de mayor o menor tamaño, entre las cuales cabe resaltar al granito de La Roca de la Sierra (pp. kk. 6+520 a 9+170), en contacto con las formaciones precámbricas y paleozoicas en la que llega a producir un metamorfismo de contacto.

ESTRATIGRAFIA.

Precámbrico y Paleozoico.

El conjunto Precámbrico-Paleozoico afecta a ambos desmontes.

Los únicos materiales de esta Unidad son una sucesión de esquistos y pizarras que intercala hacia la base niveles de cuarcitas negras y mármoles.

Los esquistos son de color gris o verde oscuro, satinados, y presentan en ocasiones laminación paralela de tendencia lenticular, marcada por la presencia de niveles más ricos en cuarzo.

Hacia el muro de la serie se encuentran intercalados niveles carbonatados que pueden dar afloramientos de relativo desarrollo, como los próximos a la Roca de la Sierra, donde presenta composición dolomítica, aspecto oqueroso, ligera orientación y tendencia esquistosa, así como presencia de óxidos de hierro. Son de color muy oscuro, destacando la existencia de bandeado de aspecto estromatolítico.

Asociados a los niveles carbonatados, aparecen otras de cuarcitas (lilitas) de tonos oscuros, casi negros, que llegan a adquirir gran desarrollo, con espesores de 10 a 30 cm y gran recorrido lateral. Presentan estructura homogénea y, en ocasiones, fractura concoidea y fisuración con cuarzo.

La estructura de esta unidad en su conjunto es muy simple y corresponde a una secuencia monoclinial en posición normal que cabalga hacia el norte a materiales más modernos.

La potencia de la formación no puede precisarse, al no aflorar en la zona ni el muro ni el techo de la misma, pero en base a la amplitud del afloramiento se le calcula una potencia aproximada de 600-800 m.

PETROGRAFIA.

Este apartado contempla los caracteres petrológicos de las rocas ígneas (filonianas) y metamórficas que se verán afectadas por el trazado de los desmontes o que se encuentran en su entono próximo.

Rocas filonianas.

Se presentan un tipo de manifestación filoniana de tipo básica que son diques de diabasas.

Intruyendo en la sucesión de pizarras y filitas con intercalaciones de calizas, aparecen estos diques de composición diabásica, que se disponen subparalelos a las superficies de referencia del encajante.

Se trata de rocas compactas de color oscuro; hacia el centro del dique son masivas y presentan disyunción en bolos, en los bordes adquieren una fábrica anisótropa groseramente esquistosa.

Al microscopio, las rocas presentan textura diabásica y están compuestas por plagioclasa (labradorita) y piroxeno (augita diopsídica), con importantes contenidos en opacos.

Metamorfismo.

En este apartado se abordan en un principio los temas referentes a metamorfismo regional, después se estudian los fenómenos de metamorfismo de contacto.

Metamorfismo regional.

Las paragénesis metamórficas reconocidas son:

En pizarras (Unidad de Villar del Rey):

- Cuarzo-moscovita-biotita.

En conjunto, todas las paragénesis de metamorfismo regional reconocidas son típicas del grado bajo y muy bajo. La isograda de la biotita se alcanza sólo en materiales

precámbricos (Unidad de Villar del Rey), sin que se pueda discernir si existe o no una fase tectonometamórfica de edad precámbrica.

Metamorfismo de contacto.

Todas las rocas ígneas aflorantes provocan metamorfismo de contacto en el encajante,

Rocas que producen metamorfismo de contacto en el encajante son los diques diabásicos que intruyen en la unidad devónica de pizarras y filitas. El efecto térmico está más desarrollado allí donde el haz de diques es más abundante y potente. En los puntos donde el metamorfismo térmico es menor, éste se manifiesta por la blástesis de agregados de pequeños cristales de clorita y/o biotita verdosa.

HIDROGEOLOGÍA.

Hidrología superficial.

La zona del estudio pertenece a la cuenca del Guadiana y se sitúa muy próxima al límite de esta cuenca con la del Tajo al norte.

Los riesgos hidrológicos en esta zona son bajos

Aguas subterráneas.

Debido a que los recursos de aguas superficiales en la zona, son suficientes para cubrir la demanda, prácticamente no existen captaciones de aguas, y éstas se limitan a algunos pozos domésticos y sondeos cortos.

Los afloramientos paleozoicos se consideran como impermeables debido a su propia naturaleza; únicamente las cuarcitas, por su fracturación, pueden dar lugar a alguna surgencia, generalmente de tipo estacional.

Drenaje.

Para los materiales precámbricos y paleozoicos, presentes exclusivamente en el tramo de los desmontes, el drenaje por infiltración es nulo y el drenaje por escorrentía es

deficiente. Se puede afirmar que constituyen un área con condiciones de drenaje muy deficientes e incluso nulas.

GEOMORFOLOGÍA.

Descripción morfológica.

La zona de influencia del trazado de los desmontes está caracterizada por presentar unas alineaciones montañosas pizarrosas.

La mayor erosividad de los materiales aflorantes ha hecho que la red fluvial desarrolle un sistema de incisión denso, de modo que en algunos sectores sólo se observan redes de barrancos y líneas divisorias alomadas que se adaptan más a la forma de red fluvial que a las directrices estructurales propias de la serie pizarrosa.

TECTÓNICA.

La estructuración más significativa es la de pliegues y cabalgamientos en la zona donde se localizan ambos desmontes, que están trastocados por una serie de estructuras tardías.

Deformación Hercínica.

Durante la Orogenia hercínica se produce la estructuración principal de los materiales de la zona, no existiendo evidencias, de procesos tectónicos metamórficos precámbricos.

FRACTURACIÓN.

En el área aparecen dos sistemas de desgarres muy claros y diferenciados, el primero de dirección NE-SO y juego sinistrorso, y el segundo de dirección NO-SE y movimiento dextrorso.

La deformación asociada a estos sistemas de fallas se produce en condiciones frágiles o semifrágiles, y provoca una brechificación en los materiales implicados.

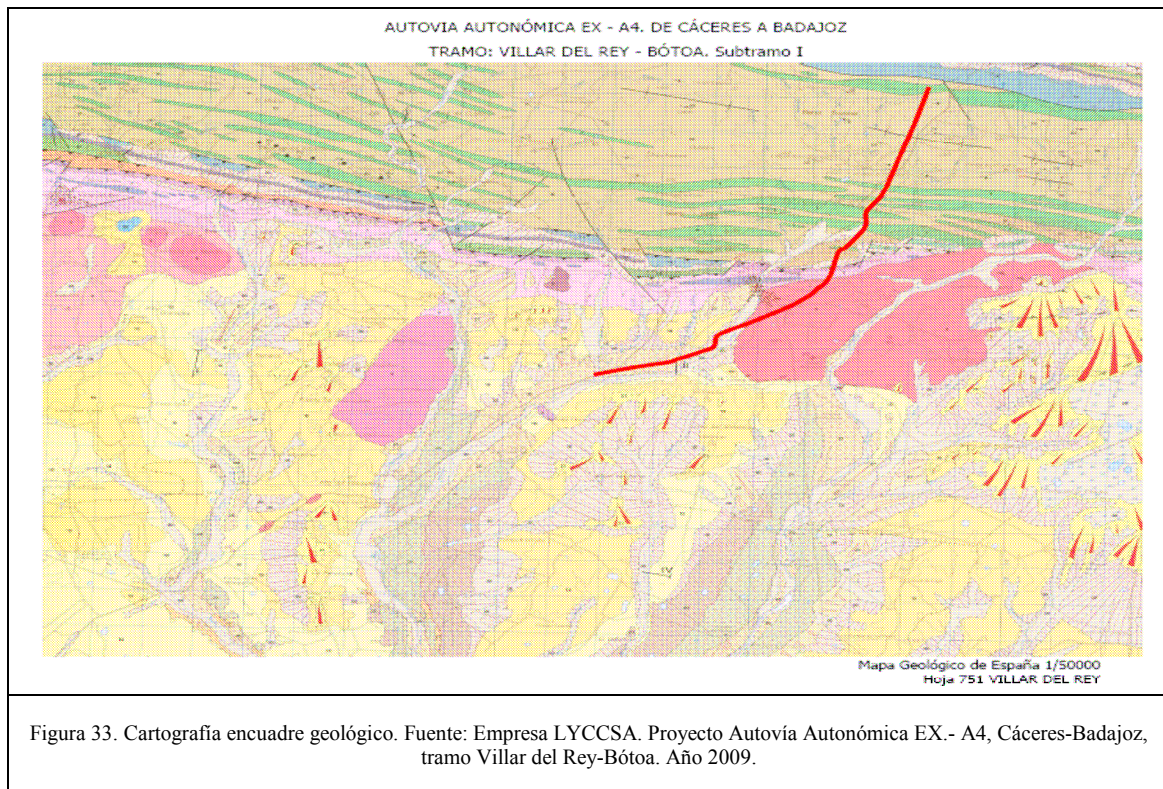
NEOTECTÓNICA.

Para el establecimiento del período neotectónico se ha seguido el criterio aplicado por el ITGE en la elaboración del Mapa Neotectónico Nacional, según el cual la evolución neotectónica comienza tras la última fase alpina, con la que quedó la configuración tectónica de la península prácticamente como se observa en la actualidad. Así pues, como periodo neotectónico se consideran los últimos doce metros.

Dentro del marco geodinámico peninsular, la zona de los desmontes se sitúa en la parte central del Macizo Hespérico, constituido por un zócalo rígido, recubierto parcialmente por los depósitos de las cuencas terciarias. Tectónicamente corresponde al núcleo más estable de la Península.

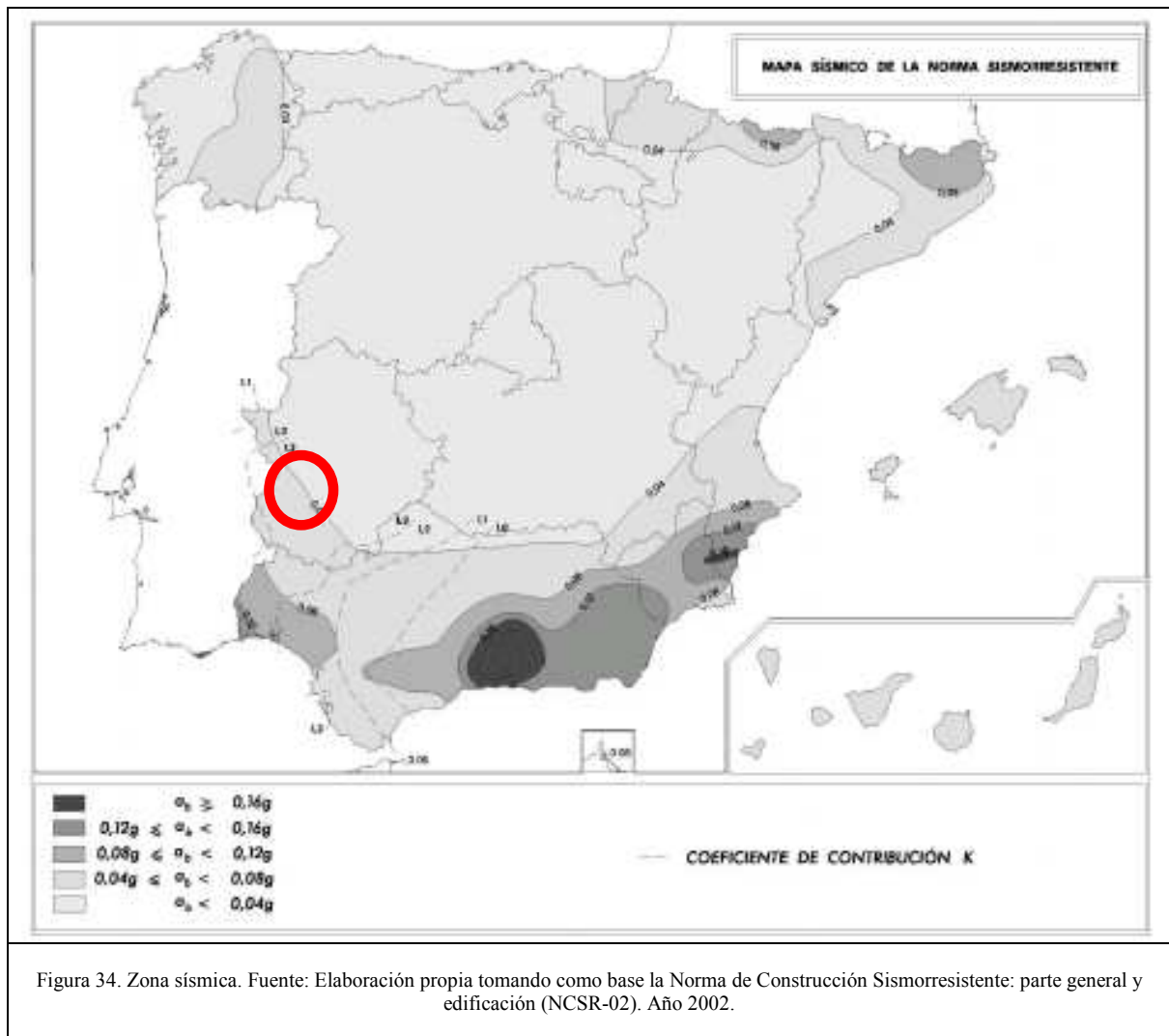
No se descarta la posibilidad de que los accidentes de tipo diaclasado o fallas constituyan rejugos de fallas más antiguas (alpinas o incluso hercínicas).

Como expresión gráfica del estudio realizado, se incluye a continuación la cartografía del encuadre geológico según la hoja MAGNA a escala 1:50.000 nº 751 de Villar del Rey, donde aparece reflejada la geología del corredor por el que discurre el trazado de los desmontes.



2.3. Efectos sísmicos.

El área afectada por el trazado, correspondiente al norte de la provincia de Badajoz, muy próxima al límite con la provincia de Cáceres. Está situada hacia el borde oeste de la zona de peligrosidad sísmica, que engloba la mayor parte de la Península Ibérica (ver mapa de peligrosidad sísmica).



Teniendo en cuenta los materiales existentes en la zona estudiada, y siguiendo la división establecida en el apartado de ESTRATIGRAFIA, se puede establecer la siguiente correlación con los tipos de Terrenos contemplados en la Norma Sismorresistente:

- Paleozoico y Precámbrico: Terreno I y Terreno II.

En el caso que nos ocupa, el área afectada por el trazado queda dentro de la zona con Aceleración básica $a_b < 0,05 g$ (municipios de La Roca de la Sierra), y no será de aplicación ni la norma NCSP-07 ni la NCSR-02, al no contemplarse en los tramos afectados la construcción de puentes ni edificación.

3. CAMPAÑA DE TRABAJOS DE CAMPO.

3.1. Sondeos mecánicos a rotación con extracción de testigo continuo.


Se ha realizado un sondeo por desmante a estudiar:

3.1.1. Desmante P.K. 3+500 a P.K.4+300.

El sondeo se ha realizado en el P.K. 3+900 junto al eje de replanteo de la futura autovía y se ha referenciado por SD-4. A grosso modo y teniendo en cuenta la geología regional, en la columna deberán aparecer pizarras y esquistos con diques de diabasas.

Para la perforación del sondeo se ha usado batería simple (tipo B) según se detalla en el apartado correspondiente, con dos diámetros de perforación 101 y 86 mm y con una profundidad de 24 m. A continuación se presenta el registro del mismo, para así alcanzar los niveles geotécnicos más profundos. Destacar que según lo redactado en el apartado 2 (Campaña de trabajos de campo) de la presente tesis, y como la sección en este P.K. posee una altura máxima de 25 m, este sondeo debería haber tenido una profundidad de 27 m dado el grado de alteración de la roca⁴⁰. Igualmente y dado que se plantea el cálculo del RQD se debería haber usado batería doble (tipo T), por lo que este valor aunque aparezca en los registros del sondeo queda invalidado a la hora de realizar los estudios de estabilidad.

⁴⁰ Ministerio de Fomento. Puertos del Estado (2.006). ROM 0.5-05 Recomendaciones geotécnicas para obras marítimas y portuarias. ISBN 84-88975-52-X. Madrid.

 <p>LYCCSA EMPRESA CONSEJERA DE INGENIERIA LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD</p>	Obra: AUTOVÍA EX-A4. TRAMO: VILLAR DEL REY-BÓTOA Peticionario: U.T.E. LYCCSA-ARISTOS	SONDEO SD-4
	Localización: P.K. 3+900	Nº de Registro: 09/5459 Fecha comienzo: 2-11-09 Fecha finalización: 3-11-09

Medida del Nivel Freático Durante el Sondeo Despues del sondeo

Diámetro . mm	N. Freático .	% Recup. RQD .	LITOLOGIA	DESCRIPCION	SPT	M. alterada	M. Inalterada	T. Parafinado	REF. MUESTRAS .
0				FIZARRA. De color gris oscuro con grado de meteorización III. Se mezcla con zonas de mayor grado de meteorización (IV). Aparece muy fracturada. Durante el proceso de perforación se produce un machaqueo y lavado de la fracción más fina.					
-1									
-2									
-3									
-4									
-5									
-6									
-7									
-8				DIABASA: De color gris. Se encuentra de moderadamente (Grado III) e intensamente fracturada. Se aprecian óxidos que confieren una tonalidad rojiza en algunas zonas. Los fragmentos rompen con 3 o 4 golpes de martillo.					
-9									
-10									
-11				DIABASA MUY METEORIZADA: Que produce unas gravas arcillosas de color marrón. Grado de meteorización IV.					
-12				DIABASA: De color gris oscuro moderadamente meteorizada (Grado III) y muy fracturada.					

Badajoz, a 21 de diciembre de 2009

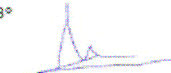
EL ENCARGADO DE AREA



Fdo.: Gonzalo Manso Vera

EL DIRECTOR DEL LABORATORIO

Vº. Bº




Fdo.: Carlos Ortega Polo

<http://www.lyccsa.com>

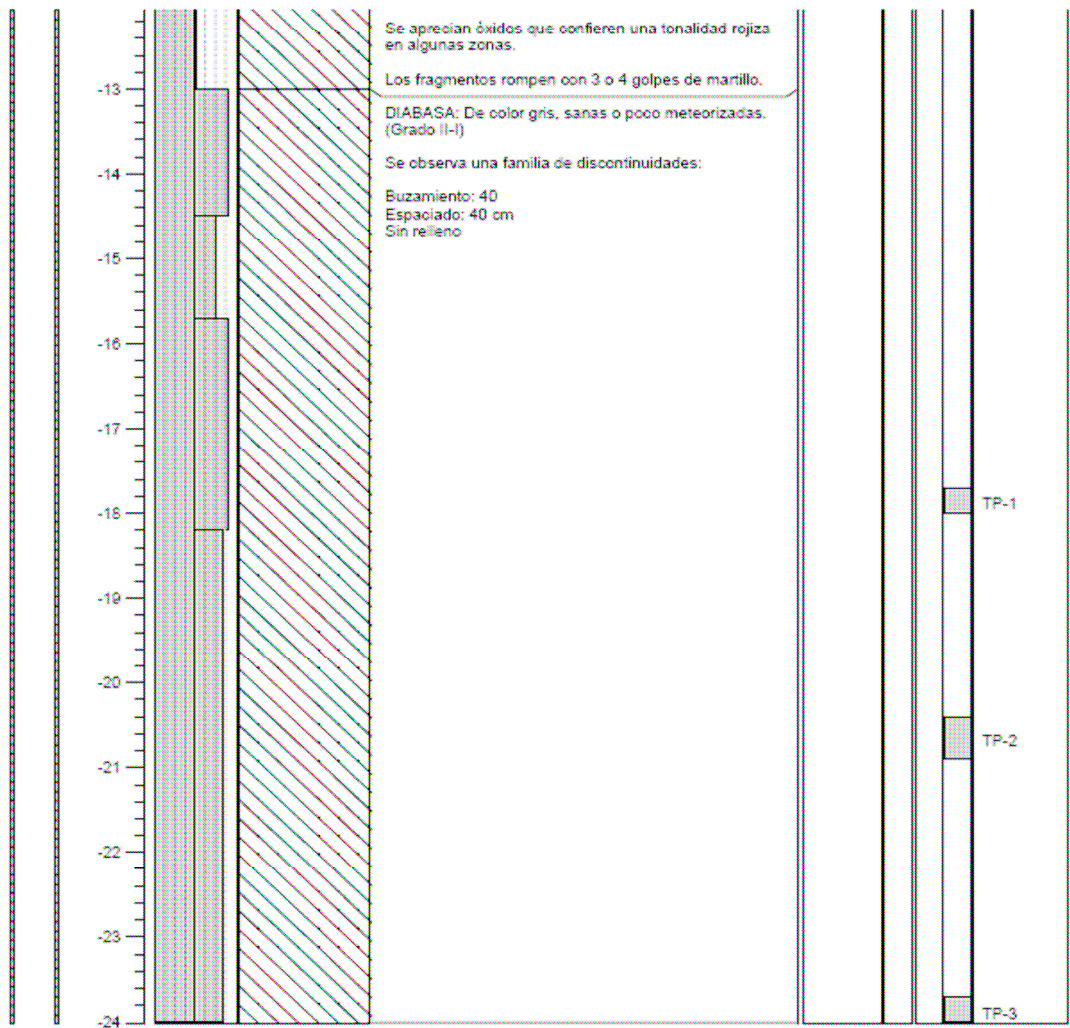
e-mail: laboratorio@lyccsa.com

Figura 35. Corte Gráfico Sondeo SD-4, P.K. 3+900 (Parte I). Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.

 <p>LYCCSA EMPRESA CONSEJERA DE INGENIEROS LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD</p>	Obra: AUTOVÍA EX-A4. TRAMO: VILLAR DEL REY-BÓTOA Peticionario: U.T.E. LYCCSA-ARISTOS	SONDEO SD-4
	Localización: P.K. 3+900	Nº de Registro: 09/5459 Fecha comienzo: 2-11-09 Fecha finalización: 3-11-09

Medida del Nivel Freático Durante el Sondeo Después del sondeo

Díámetro mm	N.º Freático	% Recup. RQD	LITOLOGIA	DESCRIPCION	SPT	M. alterada	M. inalterada	T. Parafinado	REF. MUESTRAS
----------------	--------------	-----------------	-----------	-------------	-----	-------------	---------------	---------------	------------------



Badajoz, a 21 de diciembre de 2009

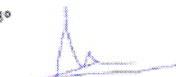
EL ENCARGADO DE AREA



Fdo.: Gonzalo Manso Vera

EL DIRECTOR DEL LABORATORIO

Vº. Bº



Fdo.: Carlos Ortega Polo

<http://www.lyccsa.com>

e-mail: laboratorio@lyccsa.com

Figura 36. Corte Gráfico Sondeo SD-4. P.K. 3+900 (Parte II). Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.

AUTOVÍA AUTONÓMICA EX-A4. TRAMO VILLAR DEL REY - BÓTOA. SD-4 PK 3+900



CAJA 1



CAJA 2



CAJA 3



CAJA 4



CAJA 5



CAJA 6

Imagen 22. Fotografías Cajas de Sondeo SD-4. Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autónoma EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.

AUTOVÍA AUTONÓMICA EX-A4. TRAMO VILLAR DEL REY - BÓTOA. SD-4 PK 3+900



CAJA 7



CAJA 8



CAJA 9



CAJA 10

Imagen 23. Fotografías Cajas de Sondeo SD-4. Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autónoma EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.

3.1.2. Desmonte P.K.5+800 a P.K. 6+500

El sondeo se ha realizado en el P.K. 5+800 junto al eje de replanteo de la futura autovía y se ha referenciado por SD-3. A grosso modo y teniendo en cuenta la geología regional, en la columna deberán aparecer pizarras y esquistos con diques de diabasas.

Para la perforación del sondeo se ha usado batería simple (tipo B) según se detalla en el apartado correspondiente, con dos diámetros de perforación 101 y 86 mm y con una profundidad de 18 m. A continuación se presenta el registro del mismo, para así alcanzar los niveles geotécnicos más profundos. Destacar que según lo redactado en el apartado 2 (Campaña de trabajos de campo) de la presente tesis, y como la sección en este P.K. posee una altura máxima de 19 m este sondeo debería haber tenido una profundidad de 25 m dado el grado de alteración de la roca⁴¹. Igualmente y dado que se plantea el cálculo del RQD se debería haber usado batería doble (tipo T), por lo que este valor aunque aparezca en los registros del sondeo queda invalidado y no se tendrá en cuenta como dato en los estudios de estabilidad.

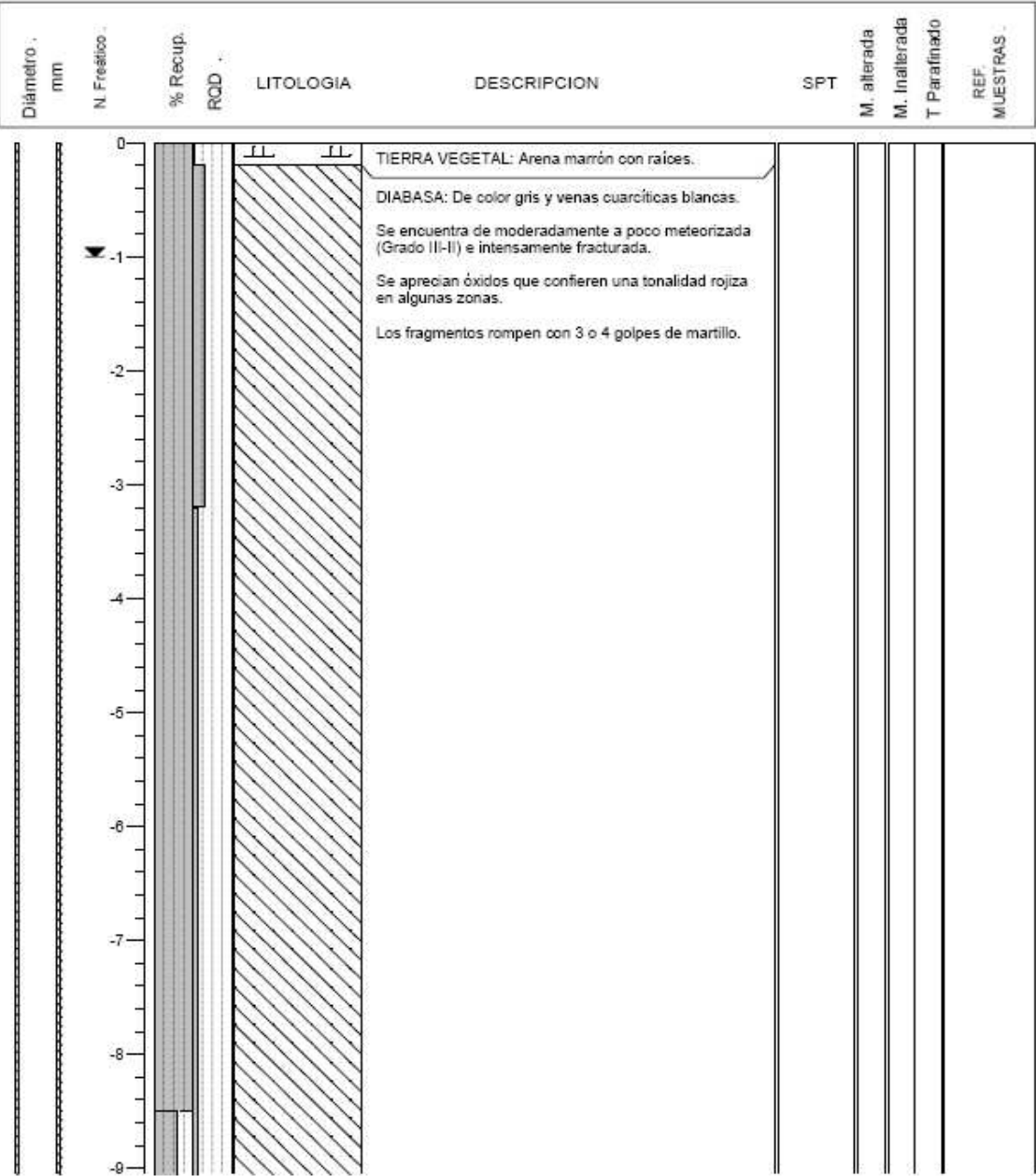
⁴¹ Ministerio de Fomento. Puertos del Estado (2.006). ROM 0.5-05 Recomendaciones geotécnicas para obras marítimas y portuarias. ISBN 84-88975-52-X. Madrid.



Obra: **AUTOVÍA EX-A4.** SONDEO
TRAMO: VILLAR DEL REY-BÓTOA
 Peticionario: **U.T.E. LYCCSA-ARISTOS** **SD-3**

Localización: **P.K. 5+800** Nº de Registro: **09/5458**
Fecha comienzo: **12-11-09**
Fecha finalización: **15-11-09**

Medida del Nivel Freático Durante el Sondeo Después del sondeo



Badajoz, a 20 de Noviembre de 2009


EL ENCARGADO DE AREA

Fdo.: Gonzalo Manso Vera

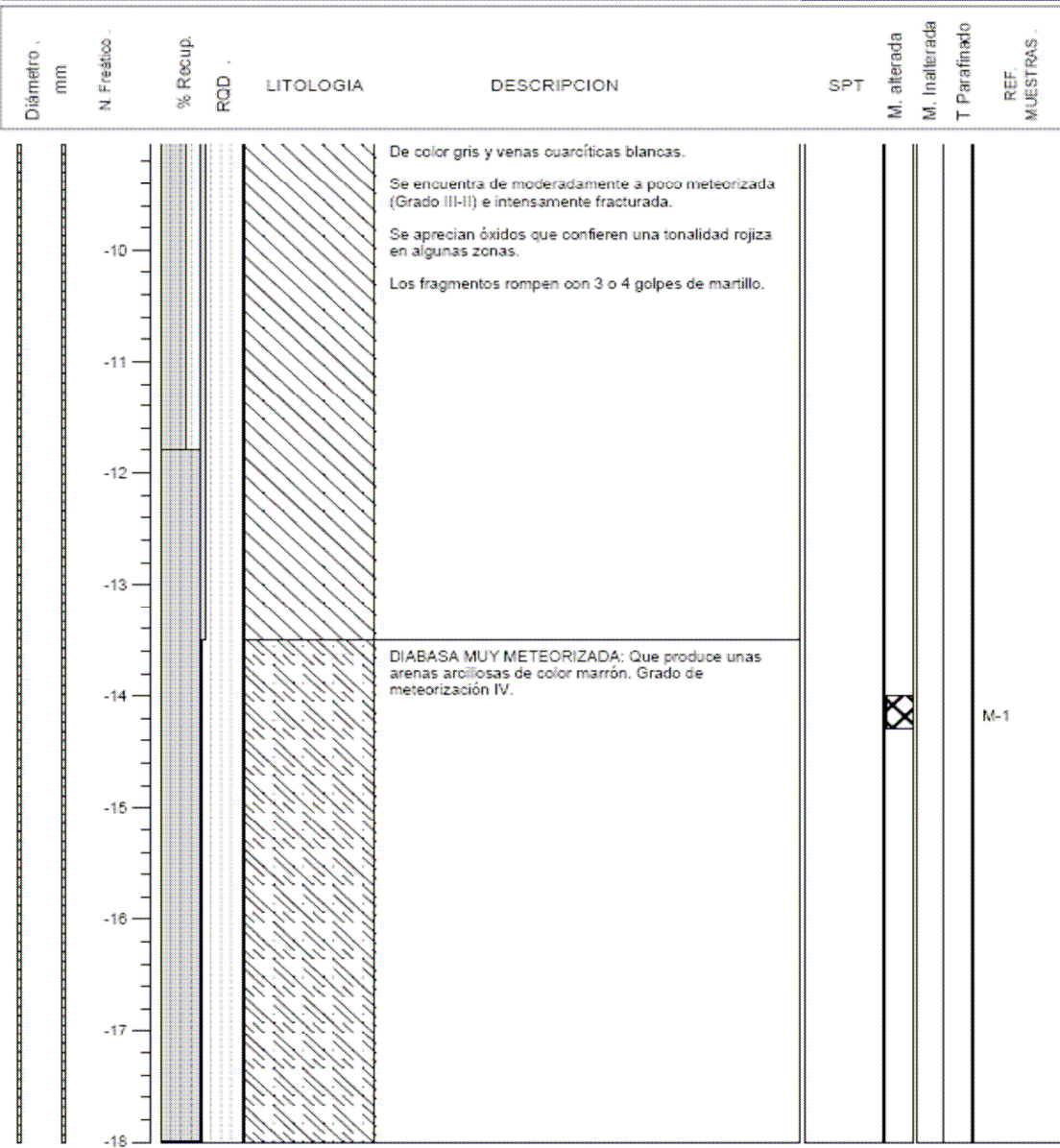
EL DIRECTOR DEL LABORATORIO

Vº. Bº
 Fdo.: Carlos Ortega Polo

Figura 37. Corte Gráfico Sondeo SD-3. P.K. 5+800 (Parte I). Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.

 <p>LYCCSA EMPRESA CONSULTORA DE INGENIERIA LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD</p>	Obra: AUTOVÍA EX-A4. TRAMO: VILLAR DEL REY-BÓTOA Peticionario: U.T.E. LYCCSA-ARISTOS	SONDEO SD-3
	Localización: P.K. 5+800	Nº de Registro: 09/5458 Fecha comienzo: 12-11-09 Fecha finalización: 15-11-09

Medida del Nivel Freático Durante el Sondeo Después del sondeo



Badajoz, a 20 de Noviembre de 2009

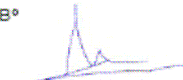
EL ENCARGADO DE AREA



Fdo.: Gonzalo Manso Vera

EL DIRECTOR DEL LABORATORIO

Vº. Bº



Fdo.: Carlos Ortega Polo

<http://www.lyccsa.com>

e-mail: laboratorio@lyccsa.com

Figura 38. Corte Gráfico Sondeo SD-3. P.K. 5+800 (Parte II). Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.

AUTOVÍA AUTONÓMICA EX-A4. TRAMO VILLAR DEL REY - BÓTOA. SD-3 PK 5+800



CAJA 1



CAJA 2



CAJA 3



CAJA 4



CAJA 5

Imagen 24. Fotografías Cajas de Sondeo SD-3. Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.

3.2. Calicatas realizadas mediante retroexcavadora.

Atendiendo a lo ya expuesto en el apartado metodología, se han realizado dos calicatas de tipo mecánico (retroexcavadora) por desmonte, y cuyas columnas se exponen a continuación:

3.2.1. Desmonte P.K. 3+500 a P.K. 4+300.

- Calicata 54 P.K. 4+140.

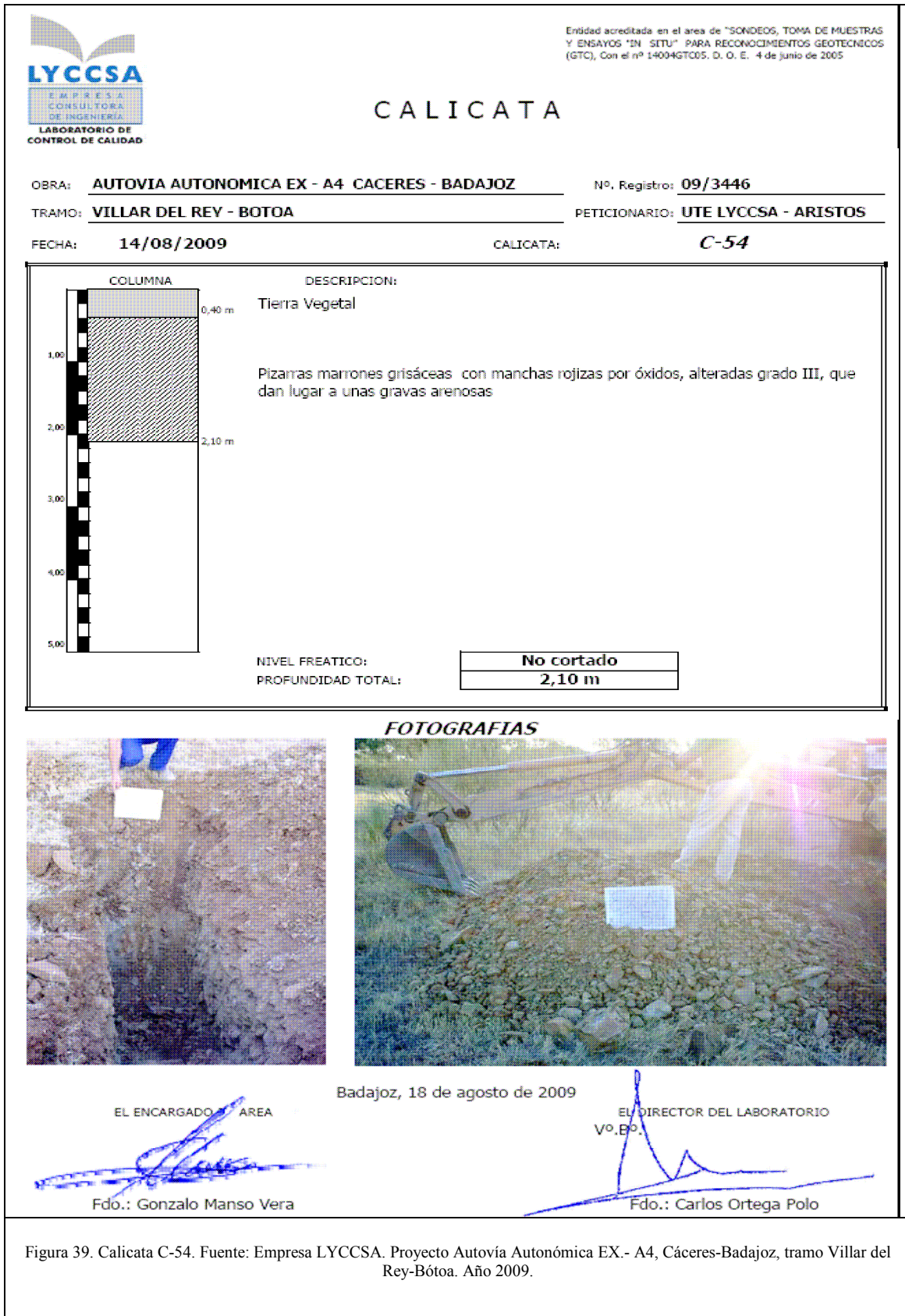
- Calicata 55 P.K. 3+840.

3.2.2. Desmonte P.K.5+800 a P.K. 6+500.

- Calicata 50 P.K. 5+980.

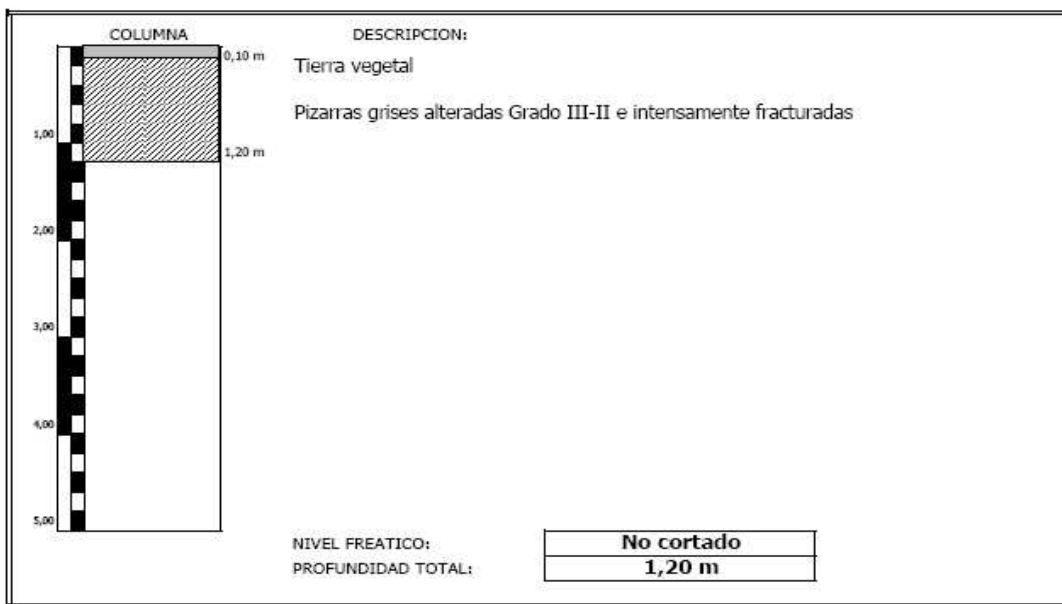
- Calicata 51 P.K. 5+820.

3.2.1. Desmante P.K. 3+500 a P.K. 4+300.



CALICATA

OBRA: AUTOVIA AUTONOMICA EX - A4 CACERES - BADAJOZ Nº. Registro: 09/3447
 TRAMO: VILLAR DEL REY - BOTOA PETICIONARIO: UTE LYCCSA - ARISTOS
 FECHA: 14/08/2009 CALICATA: C-55



FOTOGRAFIAS



Badajoz, 18 de agosto de 2009

EL ENCARGADO DEL AREA

Fdo.: Gonzalo Manso Vera

EL DIRECTOR DEL LABORATORIO
 Vº. Bº.

Fdo.: Carlos Ortega Polo

Figura 40. Calicata C-55. Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autónoma EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.

3.2.2. Desmante P.K.5+800 a P.K. 6+500.



CALICATA

OBRA: **AUTOVIA AUTONOMICA EX - A4 CACERES - BADAJOZ**

Nº. Registro: **09/3443**

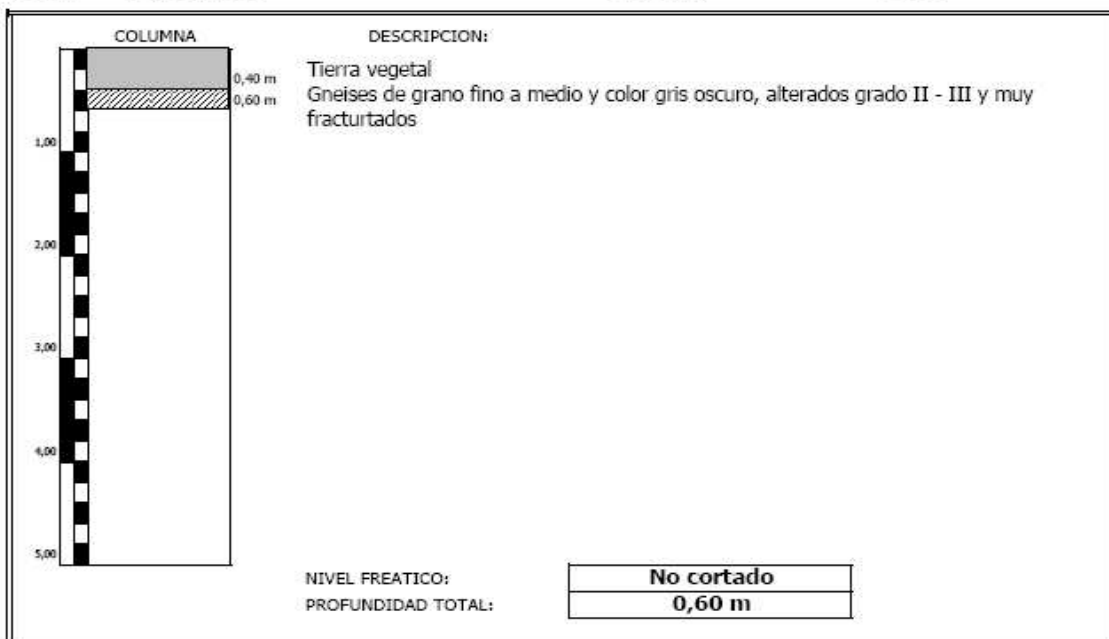
TRAMO: **VILLAR DEL REY - BOTOA**

PETICIONARIO: **UTE LYCCSA - ARISTOS**

FECHA: **13/08/2009**

CALICATA:

C-51



FOTOGRAFIAS



Badajoz, 18 de agosto de 2009

EL ENCARGADO DEL AREA

Fdo.: Gonzalo Manso Vera

EL DIRECTOR DEL LABORATORIO
 Vº. Bº.

Fdo.: Carlos Ortega Polo

Figura 42. Calicata C-51. Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autónoma EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.

3.3. Campaña de prospección geofísica.

Trabajos realizados.

Conforme a lo desarrollado en la metodología, el objetivo de esta investigación es determinar las posibles litologías de las formaciones del subsuelo, concretamente en los siguientes aspectos:

Diferenciación litológica de materiales con una valoración de espesores.

Determinación del grado de excavabilidad, ripabilidad etc.

La metodología de investigación geofísica utilizada ha sido la de sísmica de refracción aprovechando el contraste de velocidades en distintos materiales que se encuentran en la zona del estudio.

Los trabajos llevados a cabo han consistido en el estudio de dos Perfiles uno por desmonte, formados por varias líneas sísmicas, trazadas sobre el eje de replanteo de la futura autovía.

- Desmonte P.K. 3+600 a P.K. 4+140 Perfil de 540 ml, (situación y dirección, según Planos anexos, con nueve líneas sísmicas de 60 m).

- Desmonte P.K. 5+800 a P.K. 6+300 Perfil de 480 ml, (situación y dirección, según Planos anexos, con ocho líneas sísmicas de 60 m).

La zona de estudio, (según información obtenida de los trabajos de campo e información geológica) se localiza sobre materiales de tipo suelos, pizarras y diabasas.

Para dar las cotas a los geófonos se utilizó los datos topográficos correspondientes a los datos del terreno del eje de replanteo de la autovía.

El equipo utilizado es el fabricado por la empresa, P.A.S.I., modelo 16S12 que incorpora un ordenador en el propio equipo.

Cada línea sísmica abarca 60 ml y consta de 12 geófonos de recepción y tres puntos de disparo. La separación entre geófonos es de 5 m y los puntos de disparo están situados de la siguiente manera:

Disparo N° A. Situado a 2.5 metros del geófono 1.

Disparo N° B. Situado entre los geófonos 6 y 7.

Disparo N° C. Situado a 2.5 metros del geófono 12.

Resultados de la campaña de Investigación.

Los resultados de la prospección sísmica realizada de forma general muestran la presencia en profundidad de distintos horizontes geosísmicos en los perfiles, en base a los contrastes de velocidades sísmicas. A continuación se describirán los rasgos más destacables en los diferentes perfiles.

- Desmorte P.K. 3+600 a P.K. 4+140 Perfil de 540 ml.

- Unidad de terreno vegetal y/o pizarras muy alteradas con espesores que oscilan entre 0.0 m, y 3.8 m (línea 8), con velocidad sísmica de 0.39 a 0.41 Km/seg.
- Unidad de pizarras alteradas, con espesores que oscilan entre 1.3 m (zona central línea 5), y 6.6 m (zona central línea 3), con velocidad sísmica de 0.51 a 0.97 Km/seg.
- Unidad de pizarras algo alteradas en profundidad en todas las líneas salvo en línea 5 (zona central), donde posee un espesor de 0.8 m con velocidad sísmica de 1.4 a 1.7 Km/seg.
- Unidad de diabasas (en línea 3), en profundidad con velocidad de 2.0 Km/seg.

- Desmante P.K. 5+800 a P.K. 6+280 Perfil de 480 ml.

- Unidad de terreno vegetal y/o pizarras muy alteradas, con espesores que oscilan entre 0.4 m (zona central línea 5), y 4.8 m (zona central línea 4), con velocidad sísmica de 0.38 a 1.0 Km/seg.

- Unidad de pizarras algo alteradas, con espesores que oscilan entre 4 m (zona central línea 5), y desde línea 5 a línea 8 en profundidad, con velocidad sísmica de 1.4 a 1.7 Km/seg.

- Unidad de diabasas en líneas de la 1 a la 5, en profundidad con velocidad de 1.9 Km/seg.

DESMONTE P.K. 3+600 A P.K. 4+140

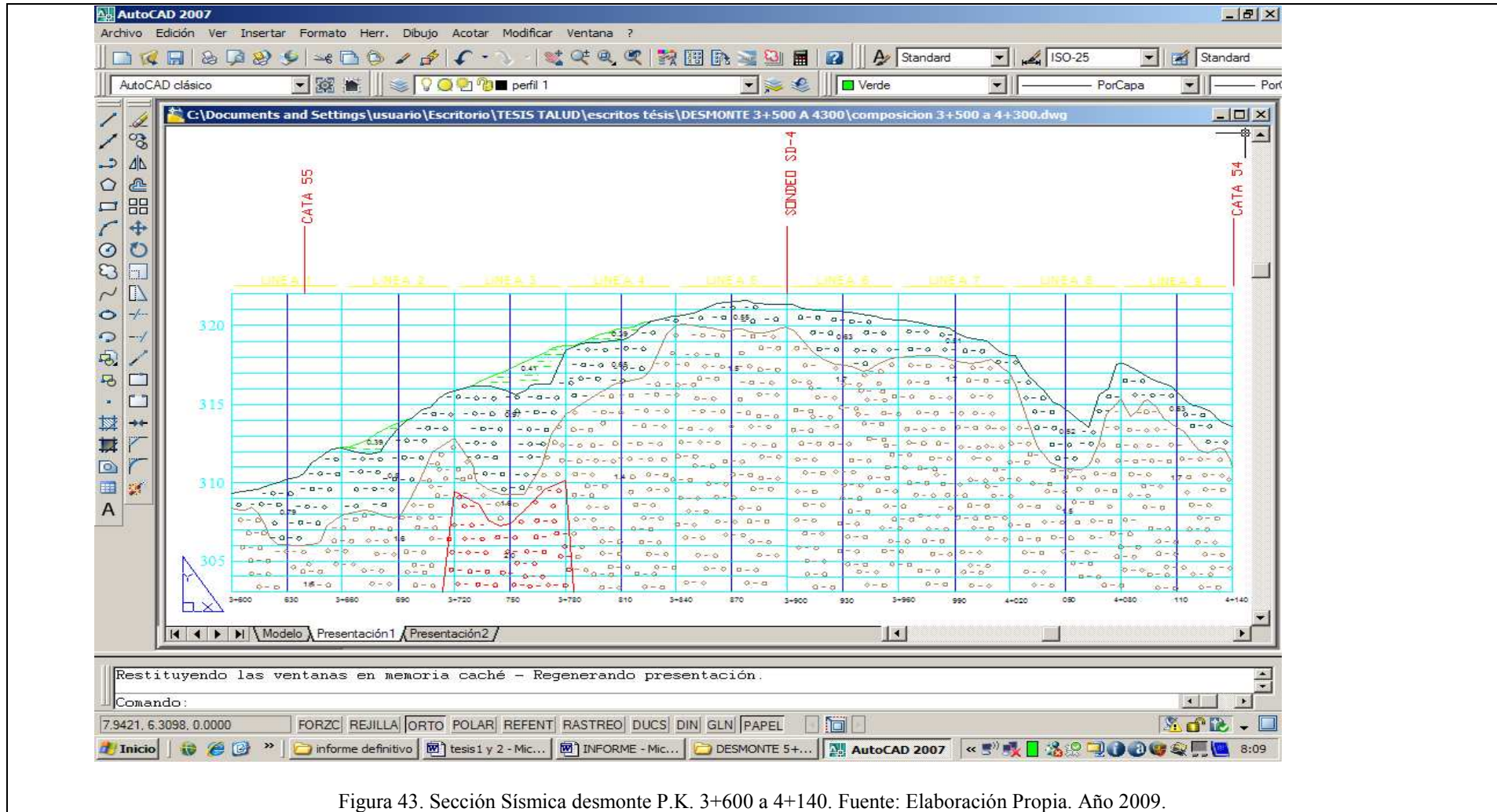


Figura 43. Sección Sísmica desmonte P.K. 3+600 a 4+140. Fuente: Elaboración Propia. Año 2009.

DESMONTE P.K. 5+800 a P.K. 6+280

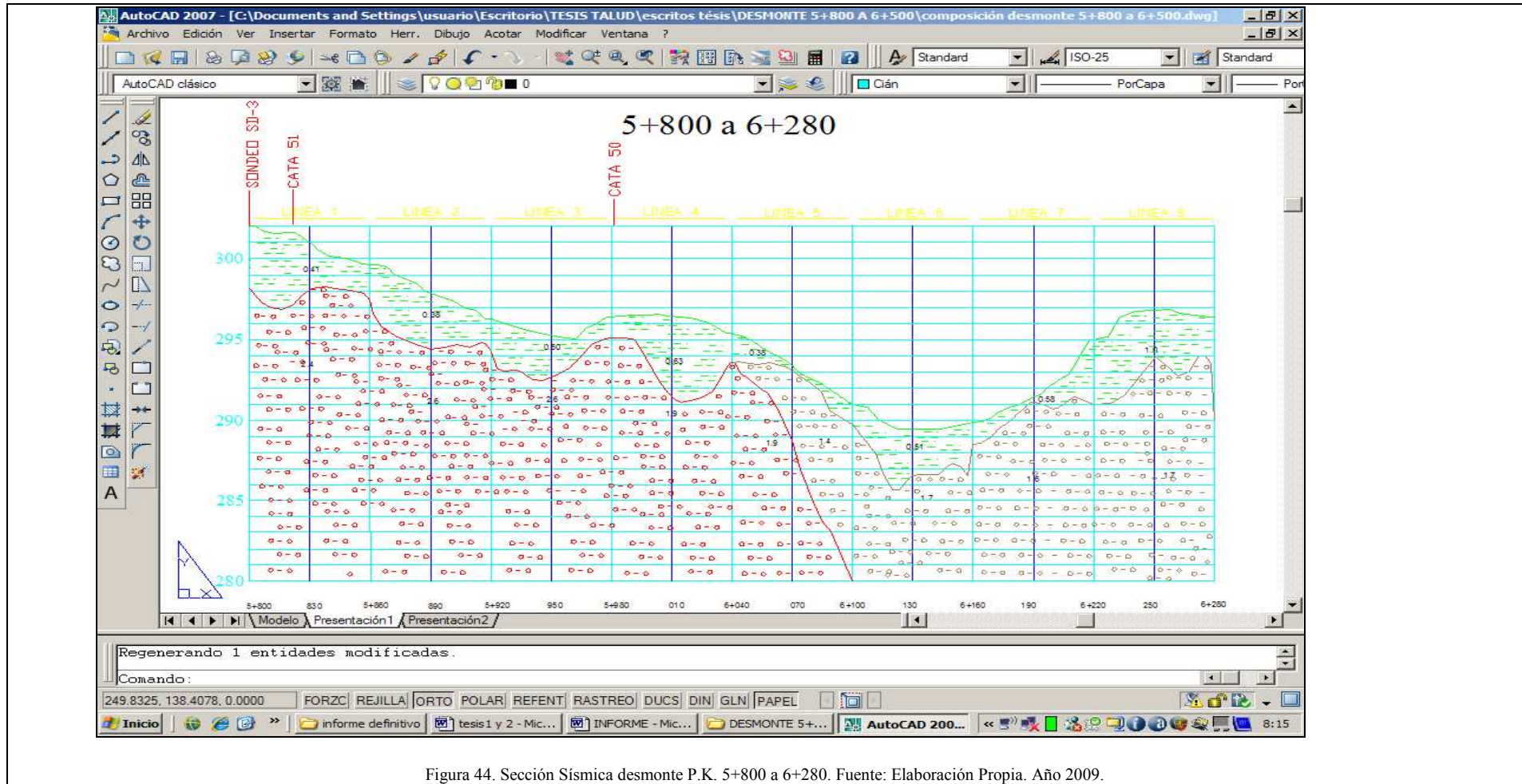


Figura 44. Sección Sísmica desmonte P.K. 5+800 a 6+280. Fuente: Elaboración Propia. Año 2009.

3.4. Estaciones geomecánicas.

Dado que los desmontes sometidos a estudio están cubiertos por suelos procedentes del macizo meteorizado, no se puede aplicar al estudio de los mismos, al no aparecer en la superficie afectada por las obras, afloramientos rocosos.

4. CAMPAÑA DE TRABAJOS DE LABORATORIO.

4.1. Ensayos de identificación.

A continuación se presentan los ensayos de identificación realizados sobre las muestras de las calicatas y/o sondeos, ordenados por ambos desmontes.

4.1.1. Desmonte P.K. 3+500 a P.K. 4+300.

Calicata 54 P.K. 4+140.

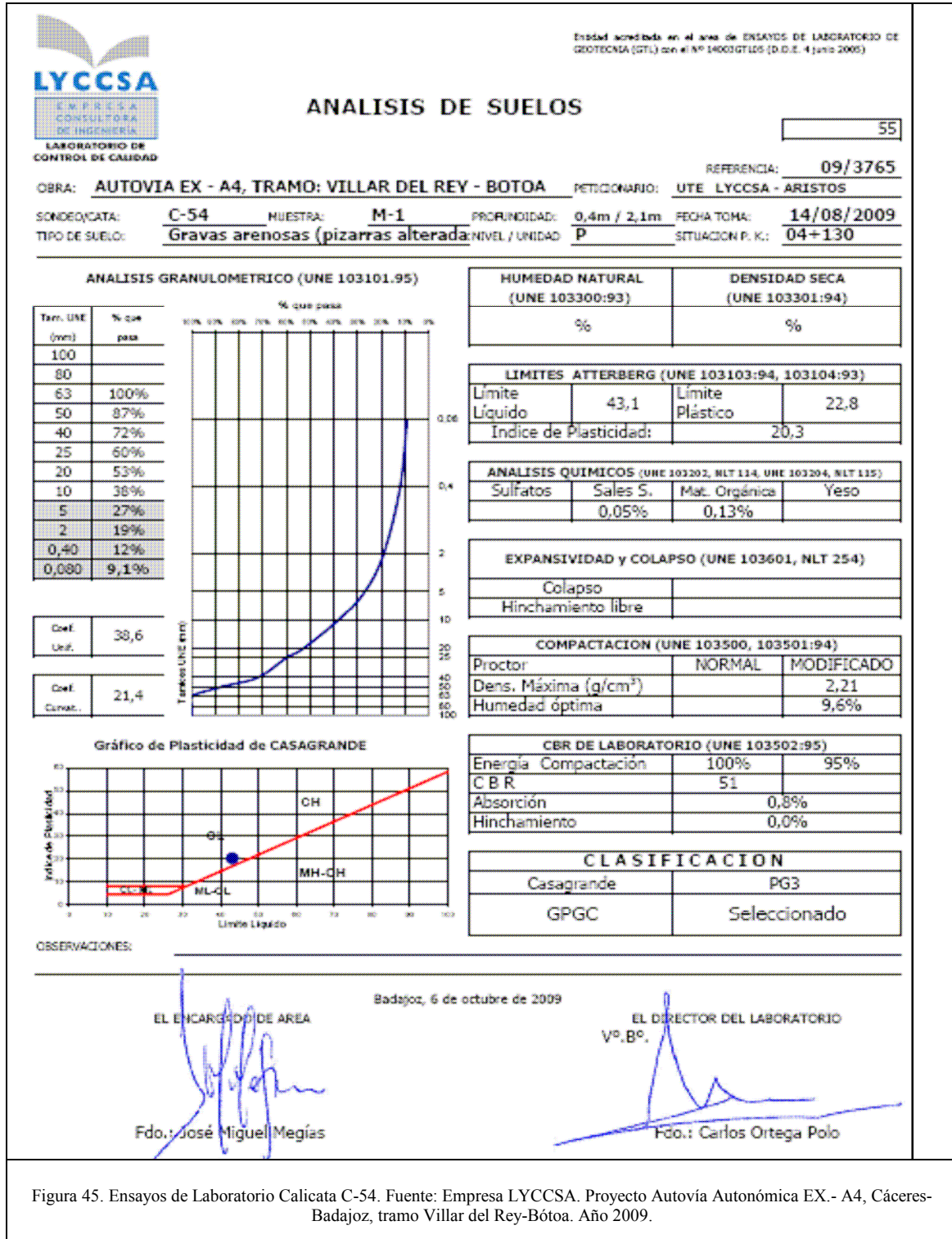
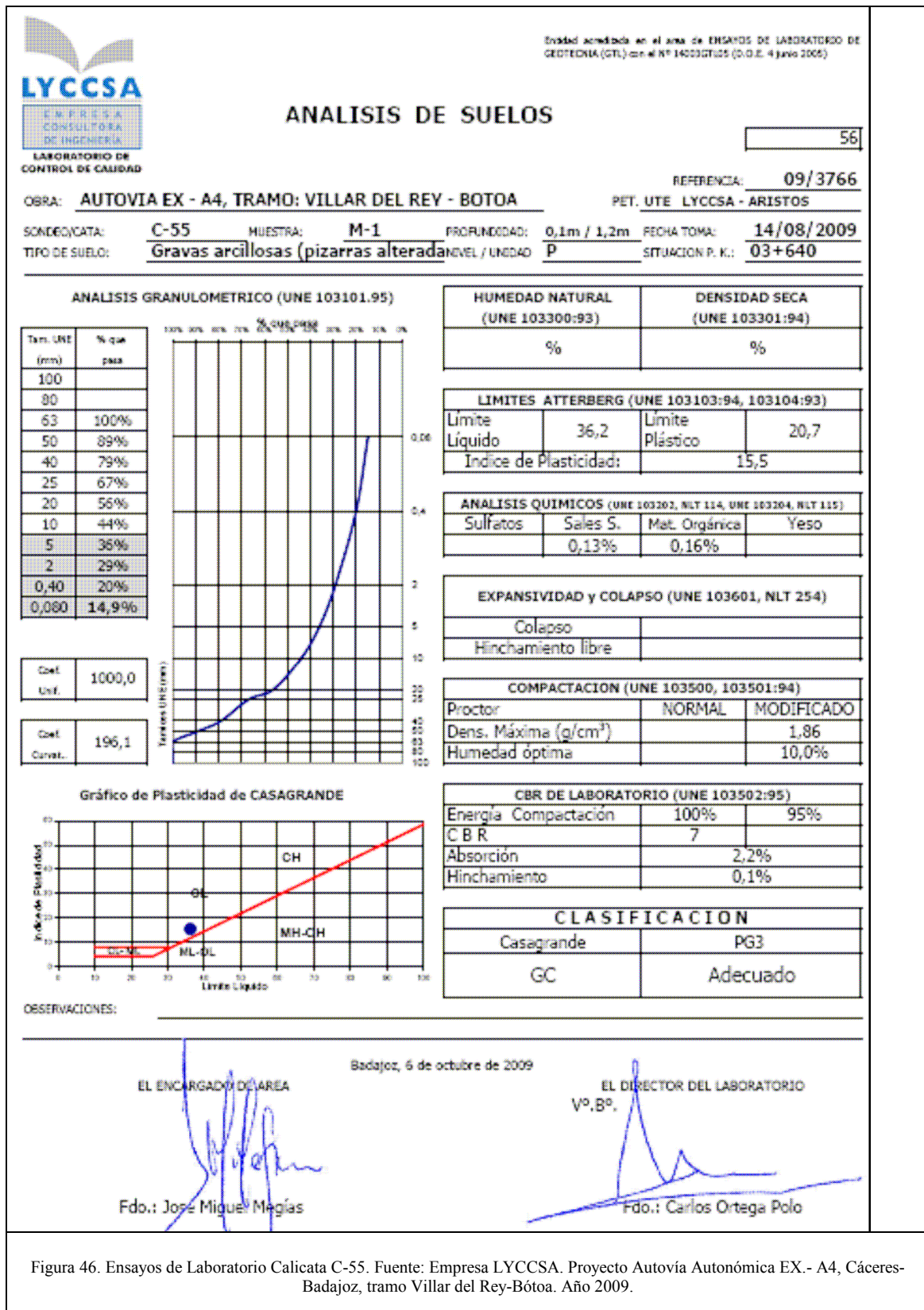


Figura 45. Ensayos de Laboratorio Calicata C-54. Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.



4.1.2. Desmonte P.K.5+800 a P.K. 6+500.

Calicata 50 P.K. 5+980

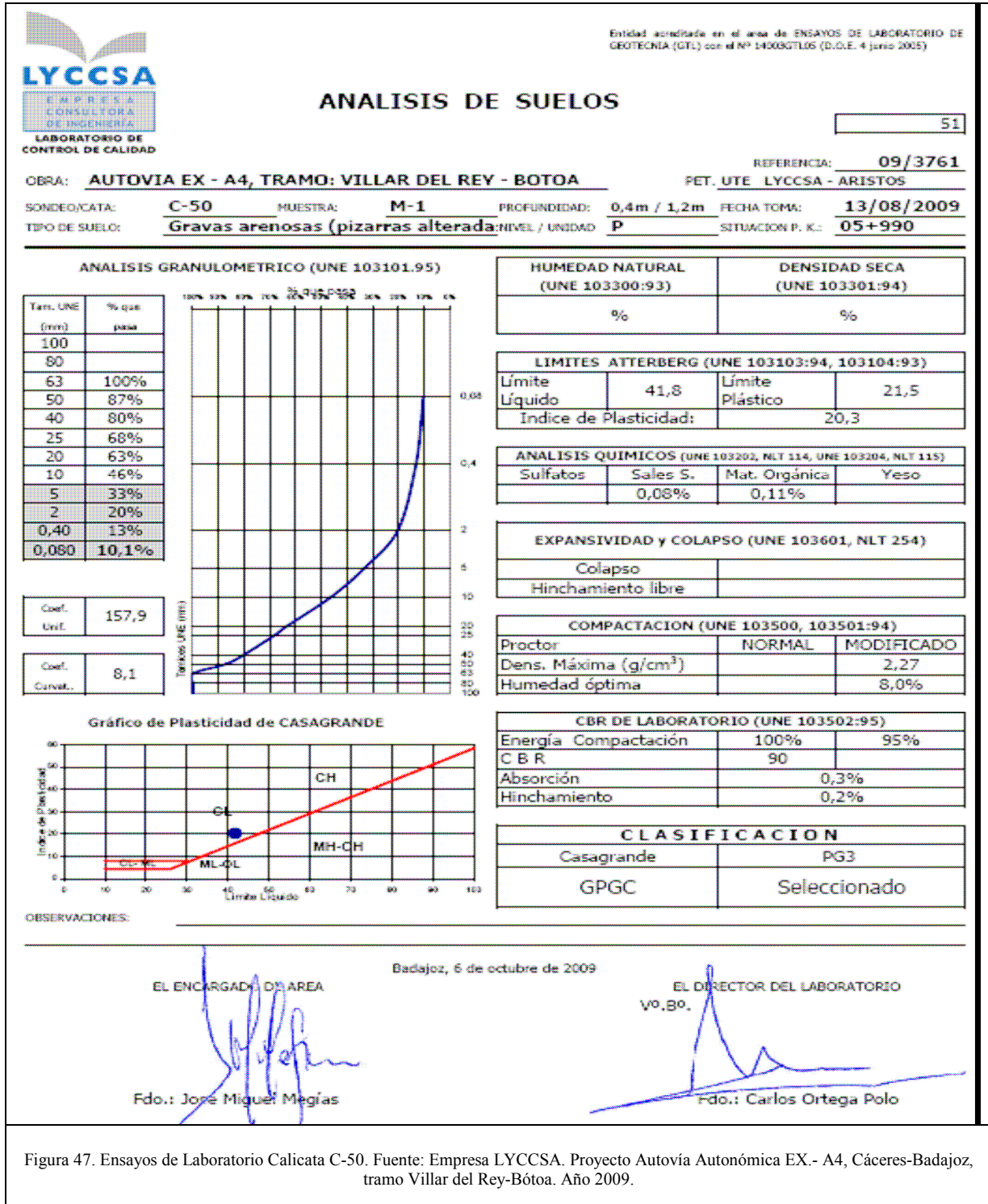



Figura 47. Ensayos de Laboratorio Calicata C-50. Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.



LYCCSA
EMPRESA CONSULTORA DE INGENIERIA
LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD

Entidad acreditada en el área de ENSAYOS DE LABORATORIO DE GEOTECNIA (STL) con el Nº 14300GT/05 (D.O.E. 4 junio 2005)

ANALISIS DE SUELOS

52

REFERENCIA: **09/3762**

OBRA: **AUTOVIA EX - A4, TRAMO: VILLAR DEL REY - BOTOA** PETICIONARIO: **UTE LYCCSA - ARISTOS**

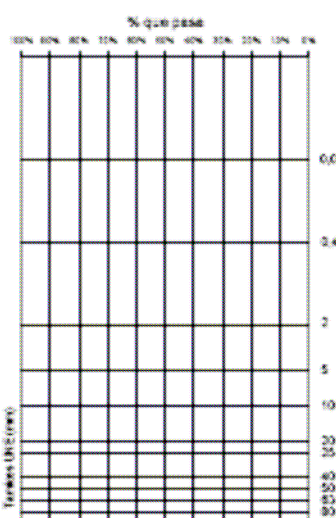
SONDEO/CATA: **C-51** MUESTRA: **M-1** PROFUNDIDAD: **m / m** FECHA TOMA: **13/08/2009**

TIPO DE SUELO: **NEISES (Roca)** NIVEL / UNIDAD: **-** SITUACION P. K.: **05+820**

ANALISIS GRANULOMETRICO (UNE 103101:95)

Tam. UNE (mm)	% que pasa
100	
80	
63	
50	
40	
25	
20	
10	
5	
2	
0,40	
0,080	

Coef. Unif.	-
Coef. Curac.	-



HUMEDAD NATURAL (UNE 103300:93)	DENSIDAD SECA (UNE 103301:94)
%	%

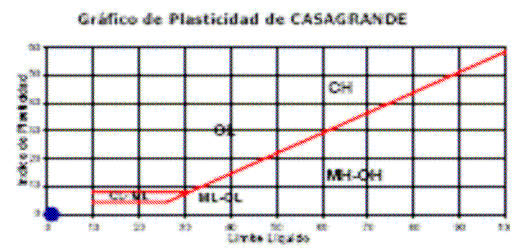
LIMITES ATTERBERG (UNE 103103:94, 103104:93)			
Limite Líquido		Limite Plástico	
Índice de Plasticidad:			

ANALISIS QUIMICOS (UNE 103202, NLT 114, UNE 103204, NLT 115)			
Sulfatos	Sales S.	Mat. Orgánica	Yeso

EXPANSIVIDAD y COLAPSO (UNE 103601, NLT 254)	
Colapso	
Hinchamiento libre	

COMPACTACION (UNE 103500, 103501:94)		
Proctor	NORMAL	MODIFICADO
Dens. Máxima (g/cm ³)		
Humedad óptima		

Gráfico de Plasticidad de CASAGRANDE




CBR DE LABORATORIO (UNE 103502:95)	
Energía Compactación	100% 95%
C B R	
Absorción	
Hinchamiento	

CLASIFICACION	
Casagrande	PG3
-	

OBSERVACIONES:

Badajoz, 6 de octubre de 2009

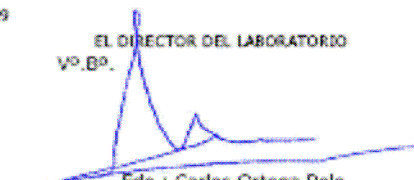
EL ENCARGADO DE AREA



Fdo.: José Miguel Megías

EL DIRECTOR DEL LABORATORIO

Vº. Bº.



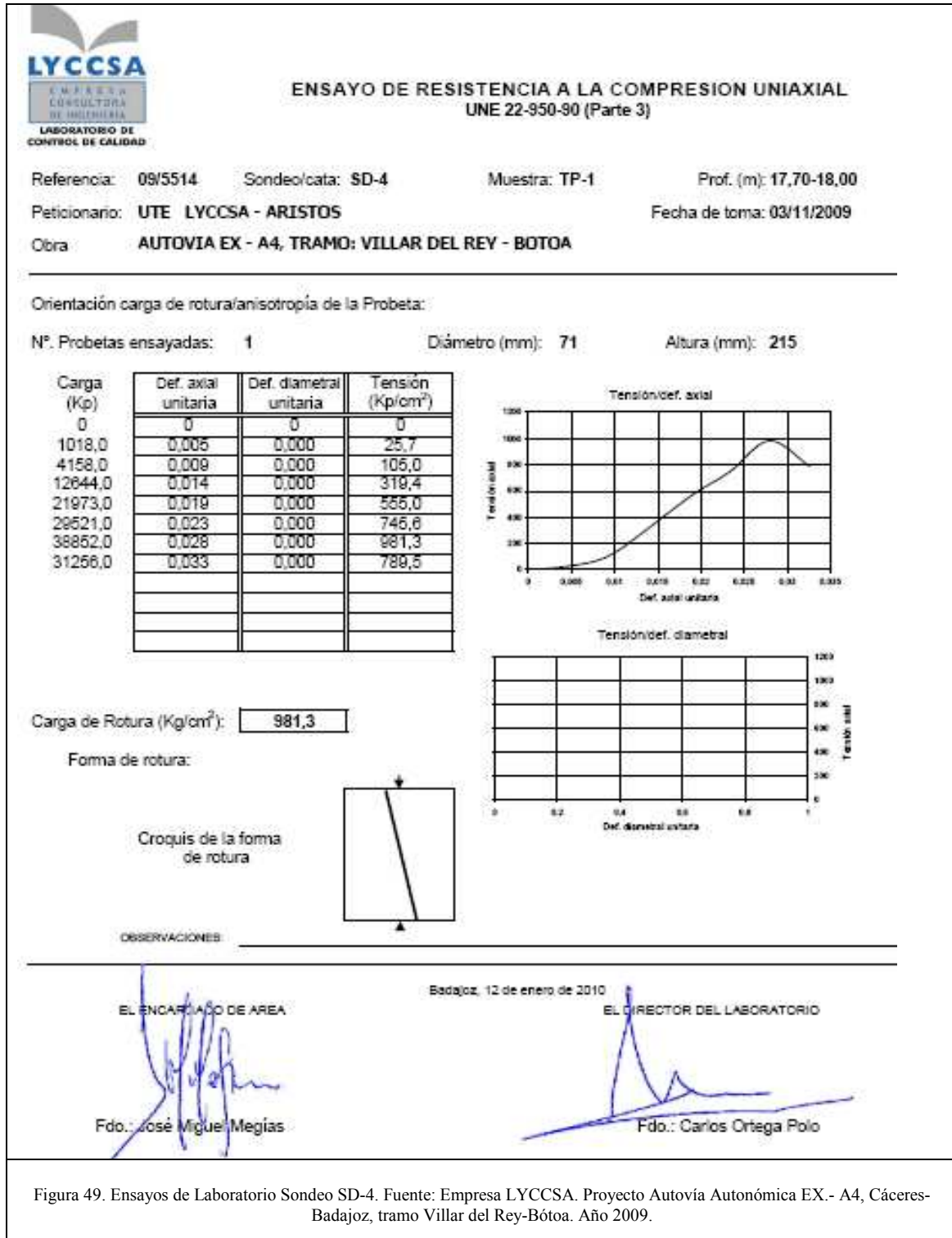
Fdo.: Carlos Ortega Polo

Figura 48. Ensayos de Laboratorio Calicata C-51 Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.

4.2. Ensayos de resistencia.

4.2.1. Desmorte P.K. 3+500 a P.K. 4+300.

Sondeo SD-4 P.K. 3+900.



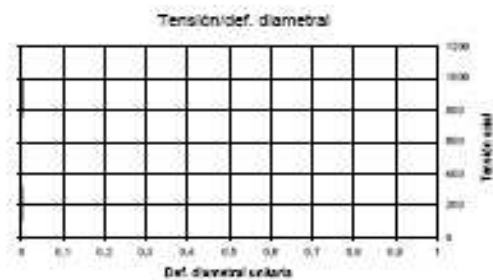
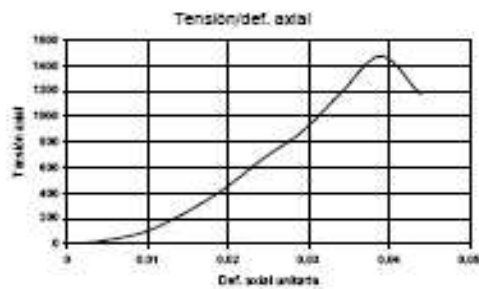
**ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION UNIAXIAL
 UNE 22-950-90 (Parte 3)**

Referencia: 09/5515 Sondeo/cata: SD-4 Muestra: TP-2 Prof. (m): 20,40-20,90
 Peticionario: UTE LYCCSA - ARISTOS Fecha de toma 03/11/2009
 Procedencia: AUTOVIA EX - A4, TRAMO: VILLAR DEL REY - BOTOA

Orientación carga de rotura/anisotropía de la Probeta:

Nº. Probetas ensayadas: 1 Diámetro (mm): 71 Altura (mm): 205

Carga (Kp)	Def. axial unitaria	Def. diametral unitaria	Tensión (Kp/cm ²)
0	0	0	0
1239,0	0,005	0,000	31,3
3860,0	0,010	0,000	98,0
9738,0	0,015	0,000	248,0
17216,0	0,020	0,000	434,8
26748,0	0,024	0,000	675,6
35014,0	0,029	0,000	884,4
47224,0	0,034	0,000	1192,8
58319,0	0,039	0,000	1473,0
48631,0	0,044	0,000	1177,8



Carga de Rotura (Kg/cm²): **1473,0**

Forma de rotura:

Croquis de la forma de rotura



OBSERVACIONES:

EL ENCARGADO DE AREA

Fdo.: José Miguel Megías

Badajoz, 12 de enero de 2010

EL DIRECTOR DEL LABORATORIO

Fdo.: Carlos Ortega Polo

Figura 50. Ensayos de Laboratorio Sondeo SD-4. Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.

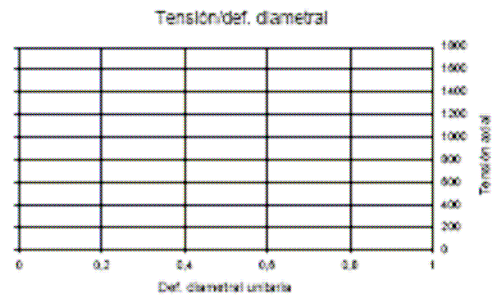
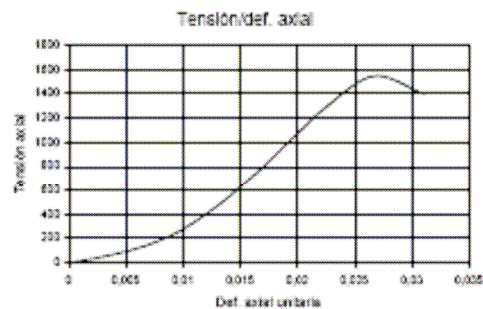
ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION UNIAIXIAL
 UNE 22-950-90 (Parte 3)

Referencia: 09/5516 Sondeo/cata: SD-4 Muestra: TP-3 Prof. (m): 23,70-24,0
 Peticionario: UTE LYCCSA - ARISTOS Fecha de toma: 03/11/2009
 Obra: AUTOVIA EX - A4, TRAMO: VILLAR DEL REY - BOTOA

Orientación carga de rotura/anisotropía de la Probeta:

Nº. Probetas ensayadas: 1 Diámetro (mm): 71 Altura (mm): 225

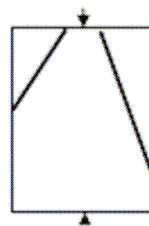
Carga (Kp)	Def. axial unitaria	Def. diametral unitaria	Tensión (Kp/cm ²)
0	0	0	0
3257,0	0,004	0,000	82,3
8853,0	0,009	0,000	223,8
19588,0	0,013	0,000	494,2
34388,0	0,018	0,000	868,1
50380,0	0,022	0,000	1272,0
61090,0	0,027	0,000	1543,0
55227,0	0,031	0,000	1394,9



Carga de Rotura (Kg/cm²): **1543,0**

Forma de rotura:

Croquis de la forma de rotura



OBSERVACIONES:

EL ENCARGADO DE AREA

Badajoz, 12 de enero de 2010

EL DIRECTOR DEL LABORATORIO

Fdo.: José Miguel Megías

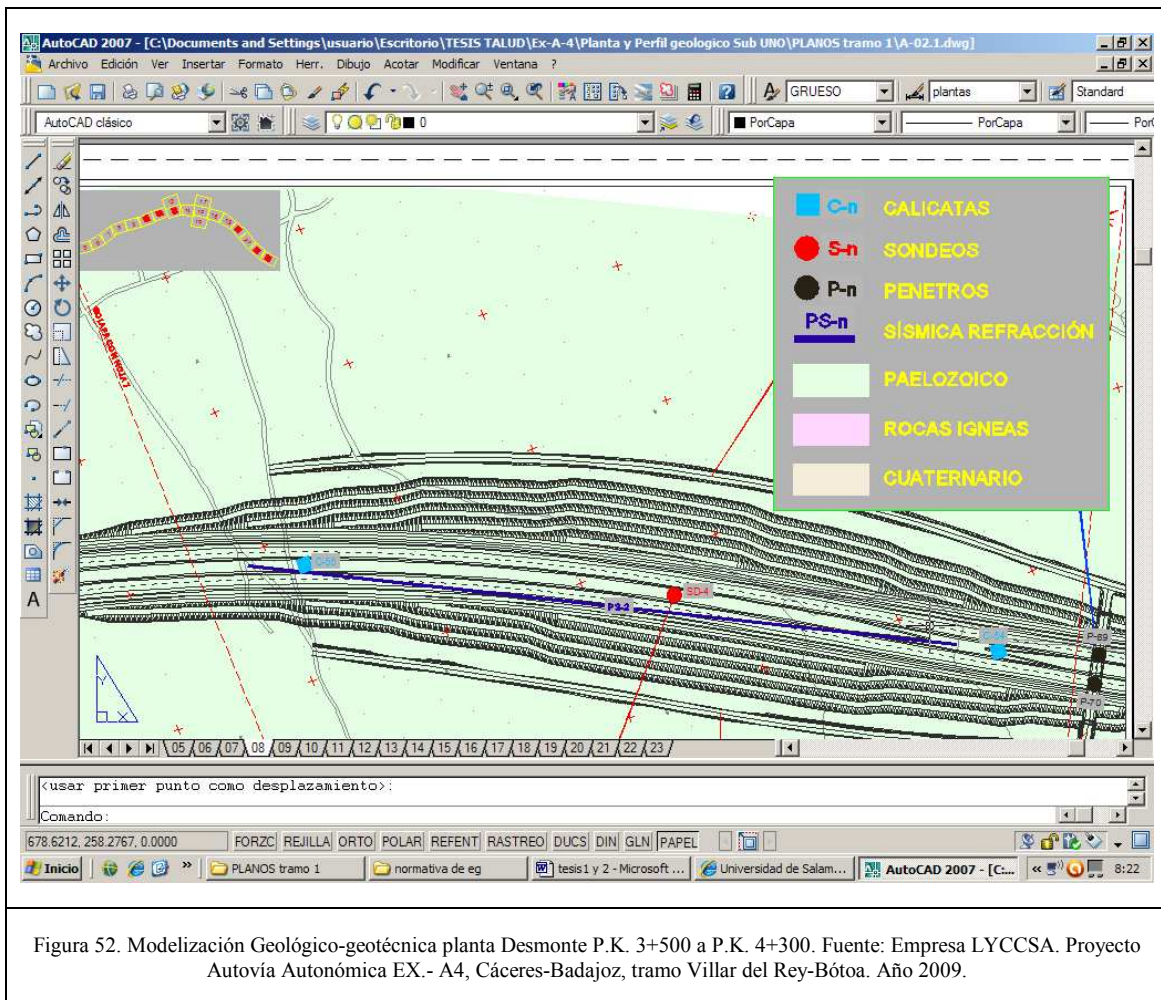
Fdo.: Carlos Ortega Polo

Figura 51. Ensayos de Laboratorio Sondeo SD-4. Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.

5. MODELIZACIÓN GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA EN PLANTA DEL TRAZADO DE LOS DESMONTES A ESCALA APROPIADA.

En base a los datos obtenidos en los apartados anteriores, a continuación se presentan los planos de planta E-1/1000 correspondientes a ambos desmontes.

5.1. Desmante P.K. 3+500 a P.K. 4+300.



5.2. Desmonte P.K.5+800 a P.K. 6+500.

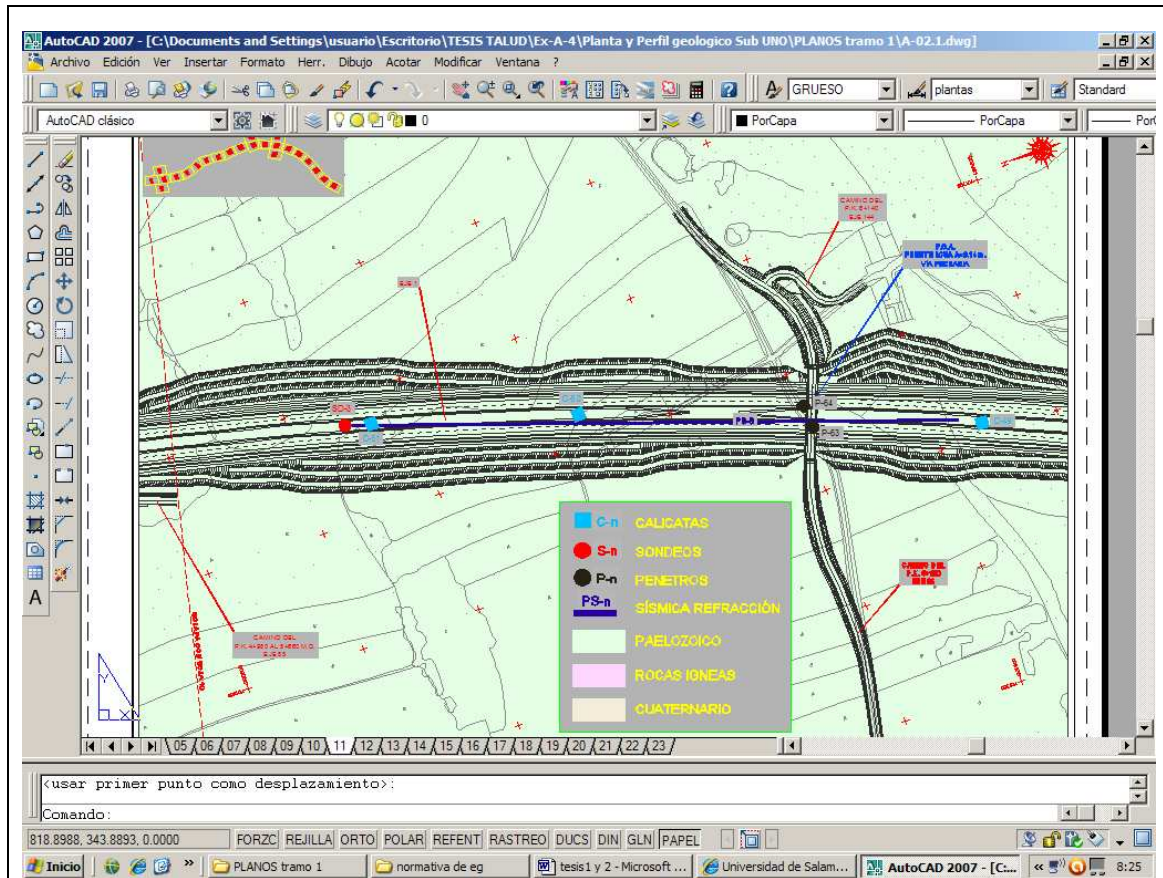


Figura 53. Modelización Geológica-geotécnica planta Desmonte P.K.5+800 a P.K. 6+500. Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.

6. MODELIZACIÓN GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA EN ALZADO Y CLASIFICACIÓN DE LOS MATERIALES ATENDIENDO A SU REUTILIZACIÓN COMO TERRAPLÉN.

En base a los datos obtenidos en los apartados anteriores, a continuación se presentan las secciones en profundidad a escala suficiente H-1/1000, V-1/200, en las que se indican las características geológicas-geotécnicas, correspondientes a ambos desmontes

6.1. Desmorte P.K. 3+500 a P.K. 4+300.

A la vista de los resultados de ensayos de laboratorio realizados sobre las muestras de calicatas los materiales excavados serán aptos para su empleo en terraplén y quedarán dentro de la clasificación de SELECCIONADOS y ADECUADOS según el PG3 en la mayoría de los casos.

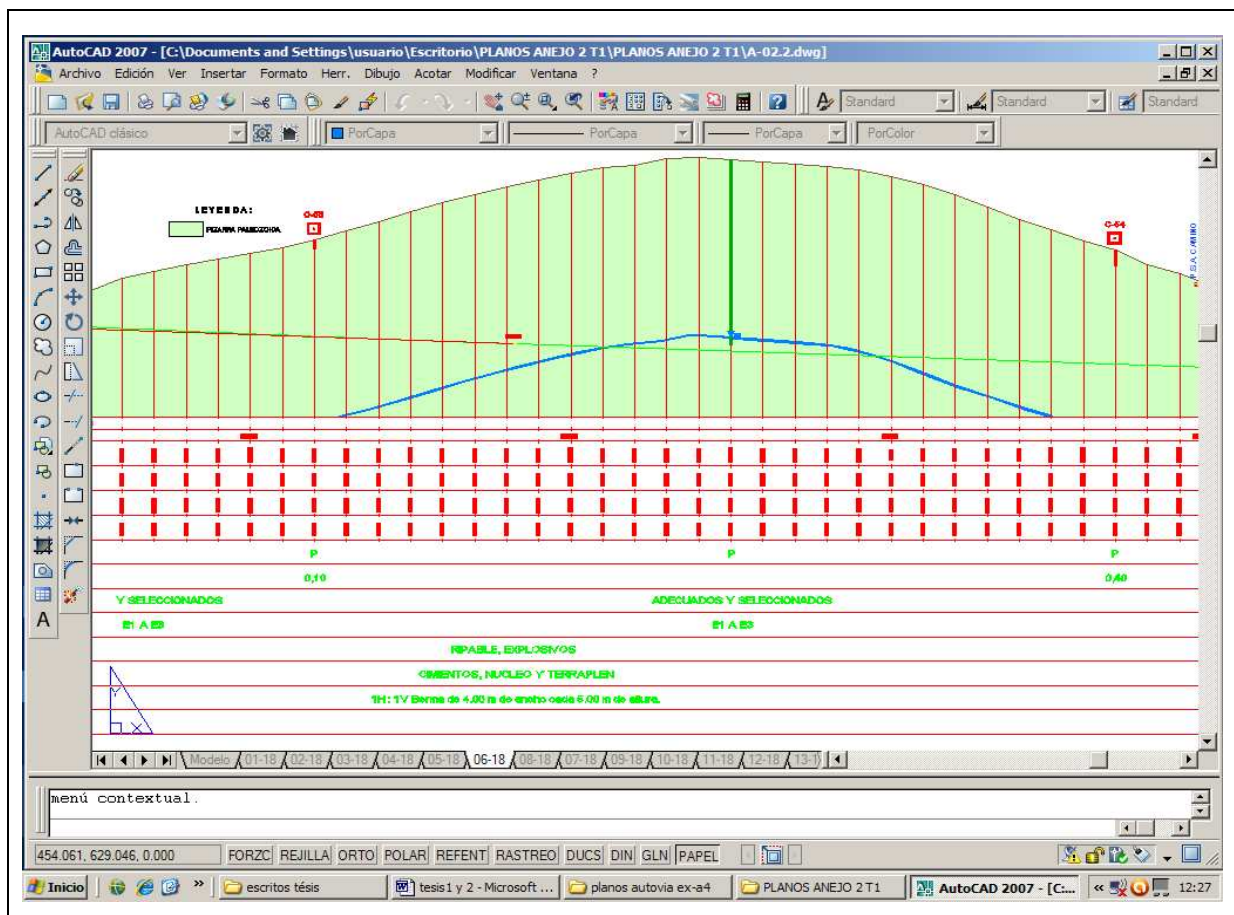


Figura 54. Modelización Geológica-geotécnica Alzado Desmorte P.K. 3+500 a P.K. 4+300 Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.

6.2. Desmante P.K.5+800 a P.K. 6+500.

Al conjunto se le puede considerar como formados por suelos SELECCIONADOS y ADECUADOS con índices CBR muy elevados según el PG3.

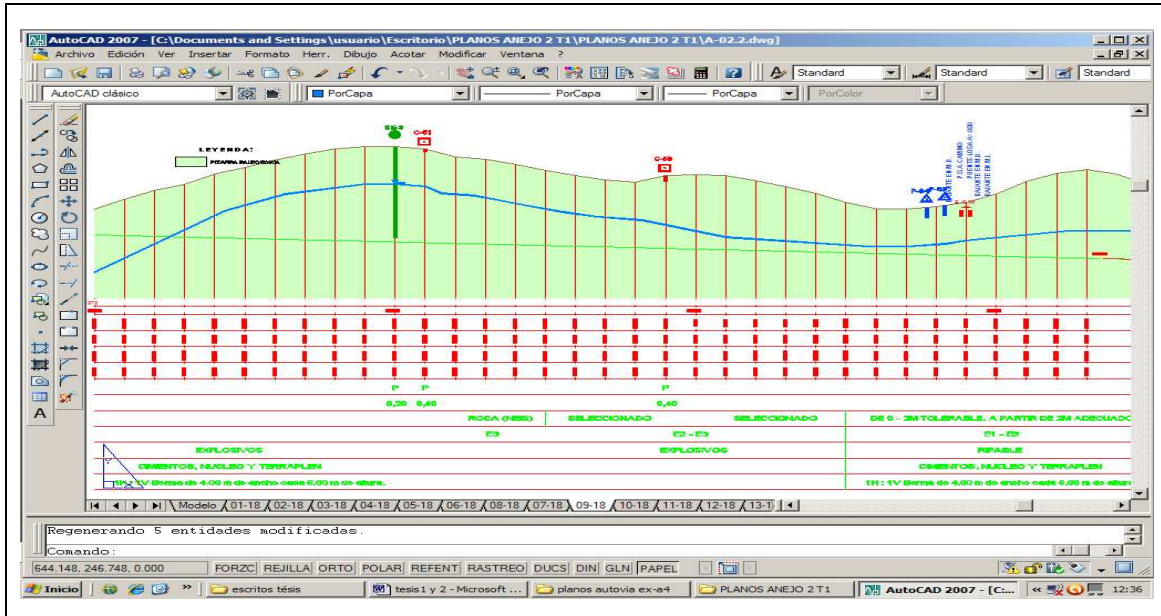


Figura 55. Modelización Geológica-geotécnica Alzado Desmante P.K. 5+800 a P.K. 6+500 (Parte I). Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.

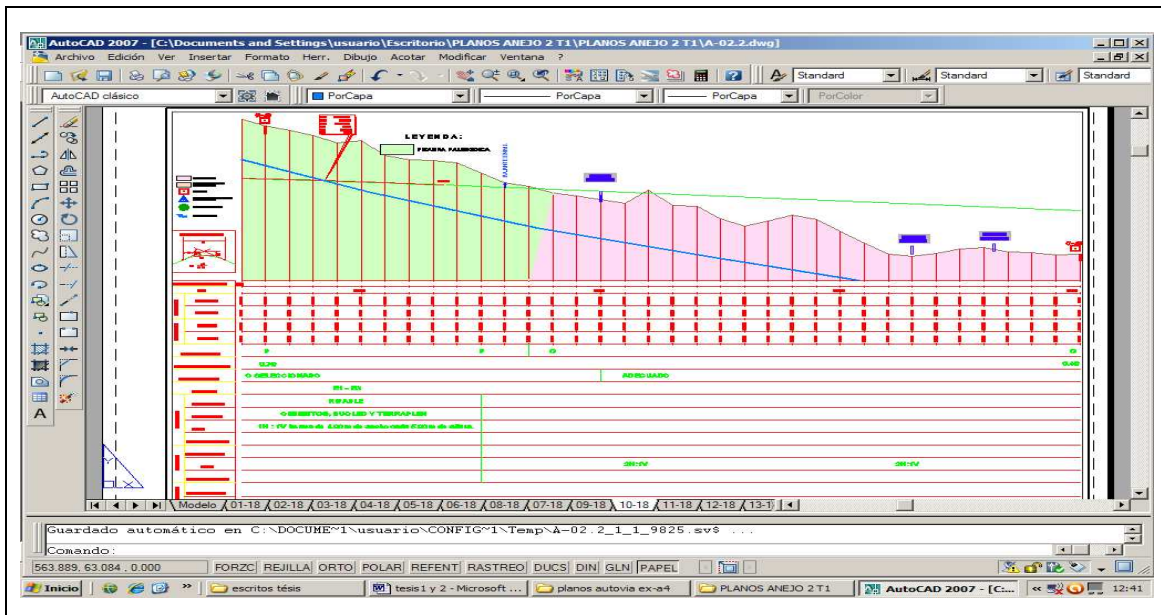


Figura 56. Modelización Geológica-geotécnica Alzado Desmante P.K. 5+800 a P.K. 6+500 (Parte II). Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.

7. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE SECCIONES TRANSVERSALES PREVISTAS PARA LOS FUTUROS DESMONTES.

7.1. Aplicación del criterio de rotura de Hoek&Brown.

Como se detalló en el apartado segundo de la presente tesis “Metodología” se ha seleccionado para la obtención de los parámetros geotécnicos del macizo rocoso necesarios para el cálculo de estabilidad de los desmontes, el criterio de rotura de Hoek&Brown, ya detallado en el Capítulo 3, Apartado 7.3.4. Los datos GSI, σ_{ci} , m_i , D , MR , E_i , y Unit Weigth, (Capítulo 3 Apartado 8.2.), se han tomado atendiendo a los valores más conservadores, y procurando de que estos valores queden del lado de la realidad más desfavorable, a los efectos de obtención del ángulo de rozamiento interno y de cohesión del macizo, en función lógicamente de los distintos horizontes geotécnicos detectados en los sondeos efectuados, en la sísmica de refracción y en los ensayos respectivos. Estos datos para los distintos desmontes estudiados y a modo tabla resumen se presentan a continuación.

DESMONTE 3+500 A 4+300 DATOS POR SD-4, P.K. 3+900

HORIZONTE GEOTÉCNICO	LONGITUD (m)	GRADO METEORIZACIÓN	FRACTURACIÓN	GOLPES DE MARTILLO PARA ROTURA	RECUPERACIÓN TESTIGO CON RESPECTO A HORIZONTE GEOTÉCNICO (%)	RECUPERACIÓN CON RESPECTO A LONGITUD TOTAL SONDEO (%)	SIGCI (Mpa)	GSI	mi	MR	Densidad MN/m ³
PIZARRAS	7.6	IV	MUY FRACTURADA		100	31.66	25	21	3	500	0.0242
DIABASA	2.9	III	INTENSAMENTE FRACTURADO	3 ó 4	100	12.08	98.1	28	10	350	0.026
GRAVAS ARCILLOSAS	1.0	IV	DESINTEGRADA	3 ó 4	100	4.16	6.7	7	5	250	0.017
DIABASA	1.5	III	MUY FRACTURADA	3 ó 4	100	6.25	98.1	38	10	330	0.026
DIABASA	11.0	II	INTACTA		100	45.83	147.3	78	10	300	0.029
PERDIDAS NO RECUPERADAS						0	-	-	-	-	-

Tabla 16. Datos Input basados en criterios del programa Roclab para SD-4. Fuente elaboración Propia. Año 2010.

DESMONTE 5+800 A 6+100 DATOS POR SD-3, P.K. 5+800

HORIZONTE GEOTÉCNICO	LONGITUD (m)	GRADO METEORIZACIÓN	FRACTURACIÓN	GOLPES DE MARTILLO PARA ROTURA	RECUPERACIÓN TESTIGO CON RESPECTO A HORIZONTE GEOTÉCNICO (%)	RECUPERACIÓN CON RESPECTO A LONGITUD TOTAL SONDEO (%)	SIGCI (Mpa)	GSI	mi	MR	Densidad MN/m3
TERRENO VEGETAL	0.3	VI	DESINTEGRADO		100	1.66	0.25	7	2	200	0.0145
DIABASA	8.20	III	INTENSAMENTE FRACTURADO	3 ó 4	60	27.33	100	46	10	325	0.026
DIABASA	3.3	III	INTENSAMENTE FRACTURADO	3 ó 4	100	18.33	100	46	10	325	0.026
DIABASA	1.7	II	INTENSAMENTE FRACTURADO	3 ó 4	100	9.44	100	46	10	325	0.026
ARENA ARCILLOSA	4.5	IV	DESINTEGRADO		100	25.0	1	6	4	250	0.0150
PERDIDAS NO RECUPERADAS						18.24	0.25	6	2	200	0.0145

Tabla 17. Datos Input basados en criterios del programa Roclab para SD-3. Fuente: elaboración Propia. Año 2010.

DESMONTE 6+100 A 6+500 DATOS POR SECCIÓN SÍSMICA, P.K. 6+260

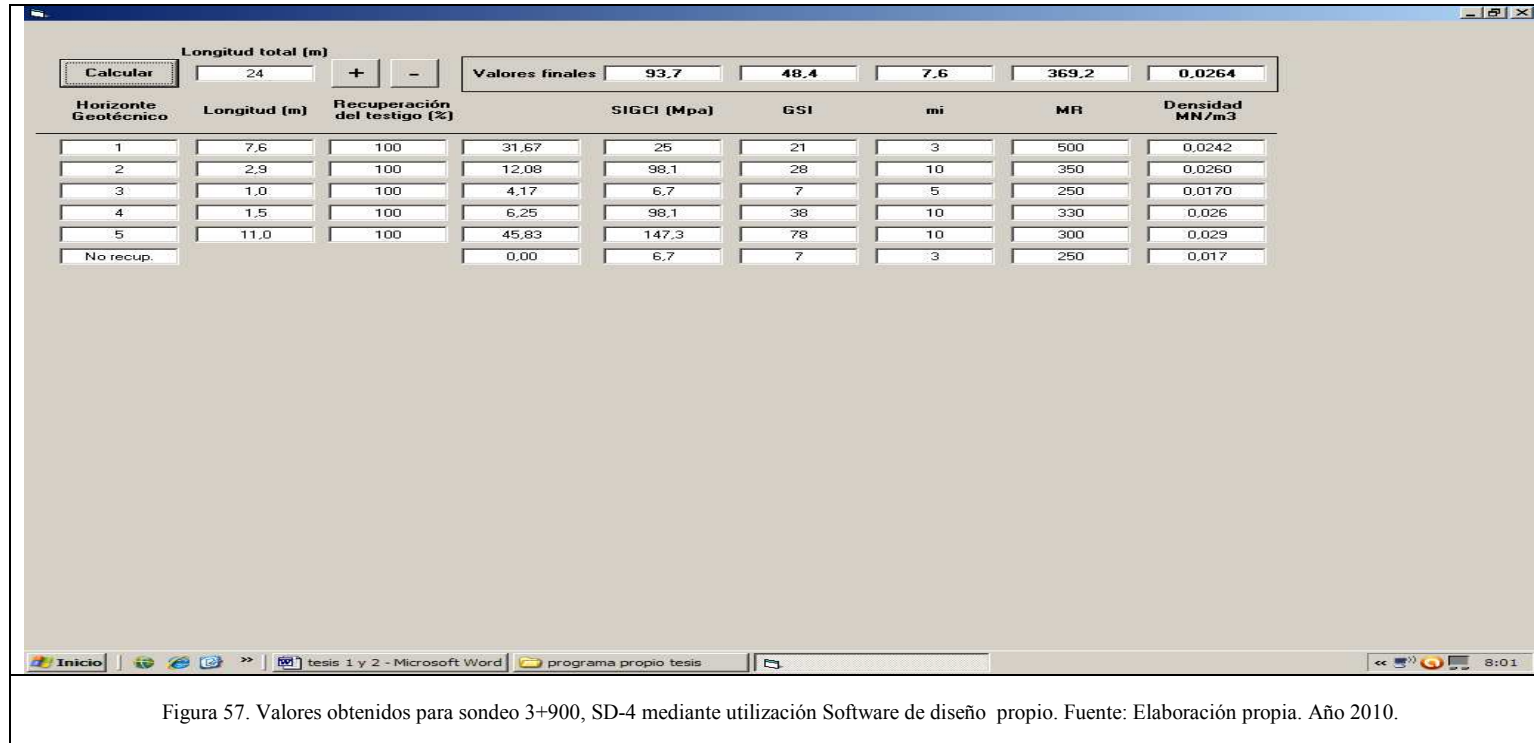
HORIZONTE GEOTÉCNICO	LONGITUD (m)	GRADO METEORIZACIÓN	FRACTURACIÓN	GOLPES DE MARTILLO PARA ROTURA	RECUPERACIÓN TESTIGO CON RESPECTO A HORIZONTE GEOTÉCNICO (%)	RECUPERACIÓN CON RESPECTO A PROFUNDIDAD TOTAL SECCIÓN (%)	SIGCI (Mpa)	GSI	mi	MR	Densidad MN/m3
PIZARRAS MUY ALTERADAS	3	-	-	-	-	12	25	7	2	400	0.019
PIZARRAS ALGO ALTERADAS	25	-	-	-	-	88	25	34	10	500	0.022

Tabla 18. Datos Input basados en criterios del programa Roclab para Sección Sísmica PK 6+260. Fuente elaboración Propia. Año 2010.

7.2. Aplicación del programa informático de tratamiento de columnas geotécnicas.

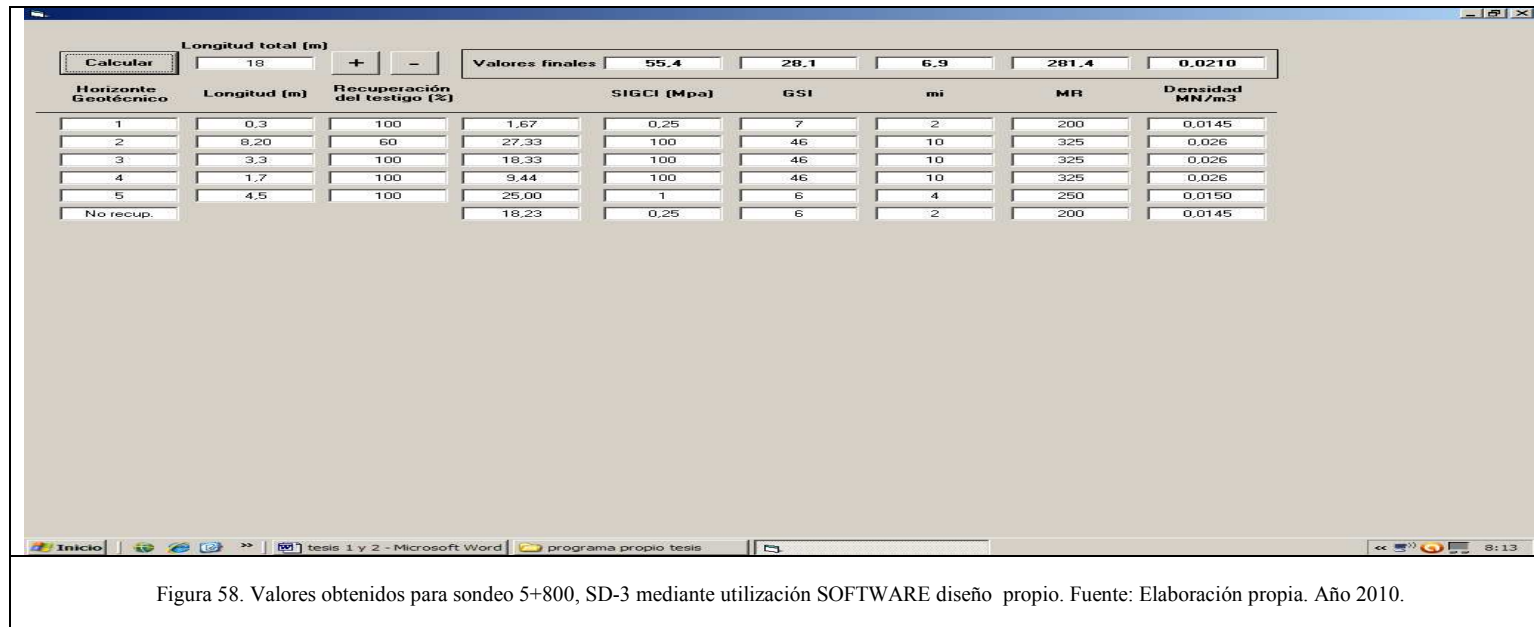
Los datos anteriormente tabulados, se han procesado mediante el Software creado a tal fin y presentado en la presente tesis, obteniéndose para los mismos los siguientes resultados:

VALORES OBTENIDOS SEGÚN METODOLOGÍA DESCRITA (Y UTILIZANDO EL SOFTWARE DE TRATAMIENTO DE COLUMNAS GEOTÉCNICAS) Y A APLICAR EN ROCLAB:



SIGCI (Mpa): 94
GSI : 48
Mi: 8
MR: 369
D: 1
Ei (MR* SIGCI):34680
Densidad MN/m3: 0.026

VALORES OBTENIDOS SEGÚN METODOLOGÍA DESCRITA (Y UTILIZANDO EL SOFTWARE DE TRATAMIENTO DE COLUMNAS GEOTÉCNICAS) Y A APLICAR EN ROCLAB



SIGCI (Mpa): 55

GSI : 28

Mi: 7

MR: 281

D: 1

Ei (MR* SIGCI):15455

Densidad MN/m3: 0.0208

VALORES OBTENIDOS SEGÚN METODOLOGÍA DESCRITA (Y UTILIZANDO EL SOFTWARE DE TRATAMIENTO DE COLUMNAS GEOTÉCNICAS) Y A APLICAR EN ROCLAB

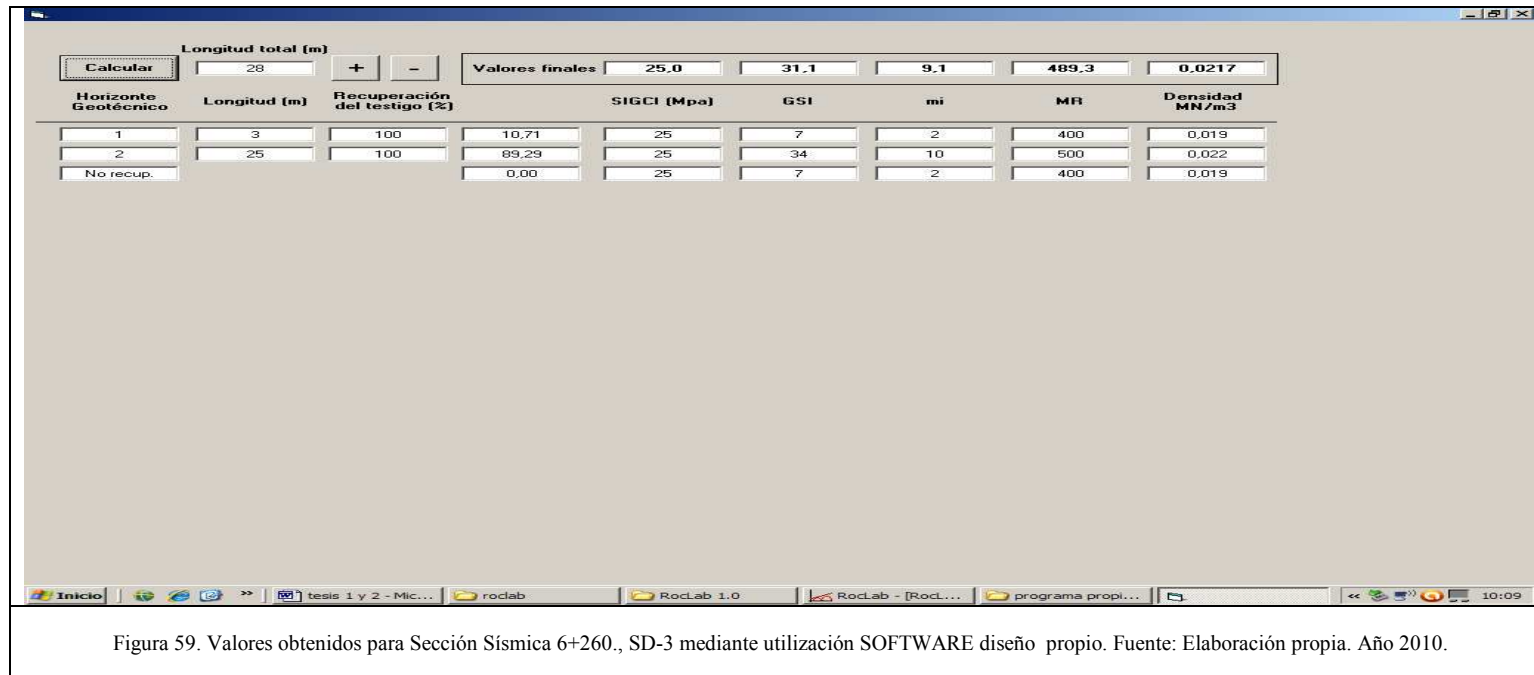


Figura 59. Valores obtenidos para Sección Sísmica 6+260., SD-3 mediante utilización SOFTWARE diseño propio. Fuente: Elaboración propia. Año 2010.

SIGCI (Mpa): 25

GSI : 31

Mi: 9

MR: 489

D: 1

Ei (MR* SIGCI):12225

Densidad MN/m3: 0.022

7.3. Aplicación del Programa Roclab, que se facilita por la empresa ROCSCIENCE.

Los resultados obtenidos en el apartado anterior, servirán como datos INPUT, a introducir en el Programa Roclab obteniéndose los valores de c y Φ del criterio de Mohr-Coulomb, mediante el criterio de rotura de Hoek&Brown.

Estos valores por desmorte se presentan a continuación.

7.3.1. Desmorte 3+500 a 4+300 Análisis por P.K. 3+900 (SD-4, Altura de desmorte 25 m).

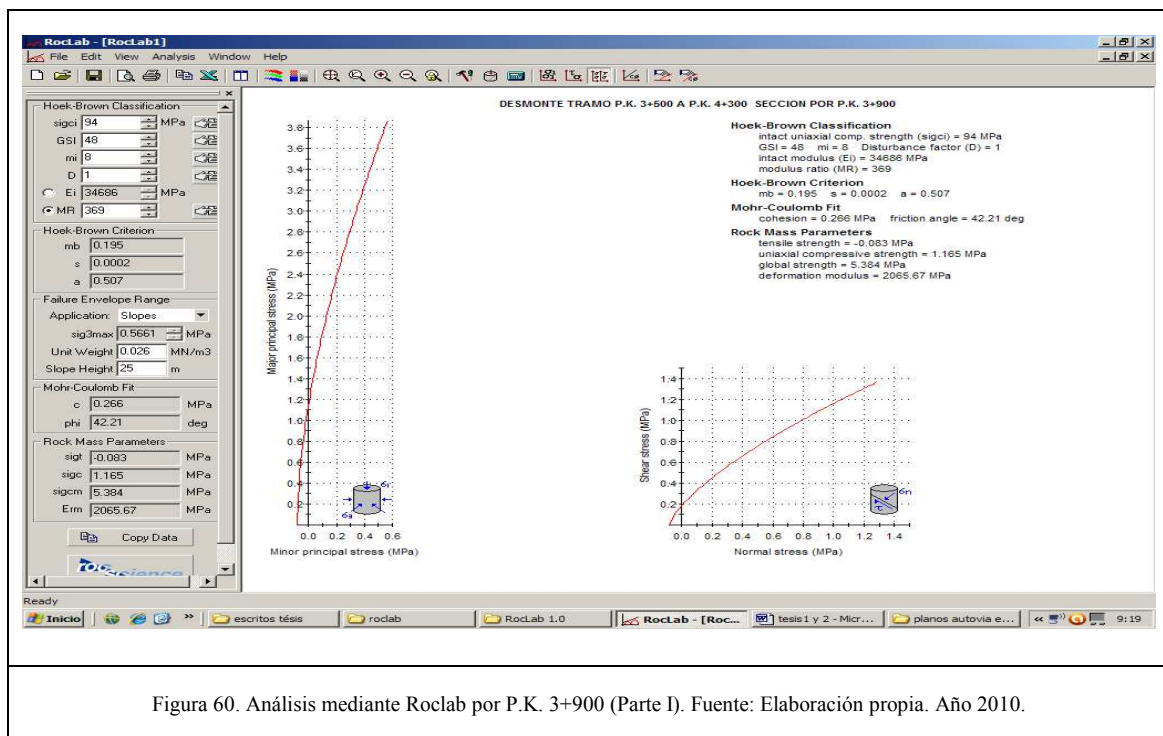


Figura 60. Análisis mediante Roclab por P.K. 3+900 (Parte I). Fuente: Elaboración propia. Año 2010.

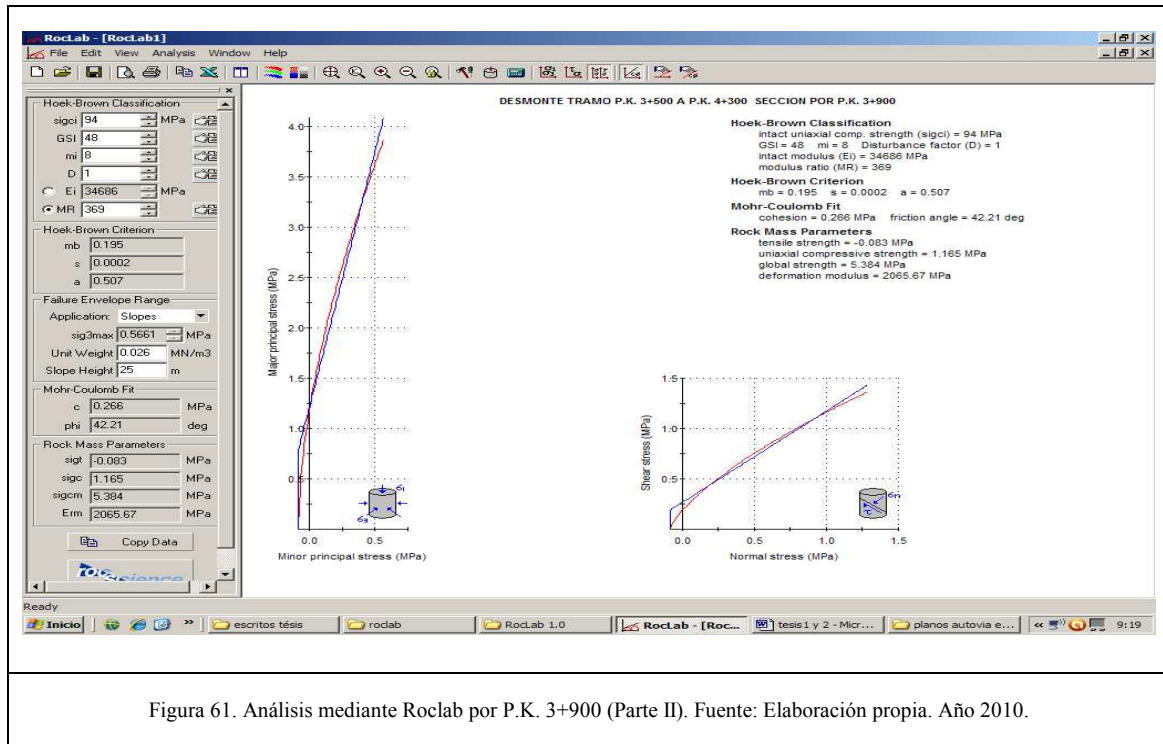


Figura 61. Análisis mediante Roclab por P.K. 3+900 (Parte II). Fuente: Elaboración propia. Año 2010.

Tras aplicar el Software, al macizo rocoso se le pueden atribuir los siguientes parámetros: cohesión = 0.0266 Mpa y ángulo de rozamiento interno = 42.21 deg.

7.3.2. Desmante P.K. 5+800 a P.K. 6+500.

A efectos de cumplir lo documentado en el Capítulo 3, apartado 9. CÁLCULOS DE ESTABILIDAD, Apartado 9.1. Premisas previas, puntos 3 y 4 de la presente tesis:

3- A igualdad de una sección tipo establecida en toda la longitud del desmante proyectado y para el análisis de estabilidad se ha de considerar la sección transversal más desfavorable de todo el desmante considerado, es decir el punto de mayor altura.

4- Dicha sección se analizará de forma que presente la peor condición geomecánica en cuanto a los materiales encontrados.

Y dados los resultados de la variación geotécnica presente en el desmante y a fin de poder calcular la estabilidad, éste se ha subdividido en dos tramos:

7.3.2.1. Tramo P.K. 5+800 a P.K. 6+100. Análisis por P.K. 5+800 (SD-3, Altura de desmonte 19 m).

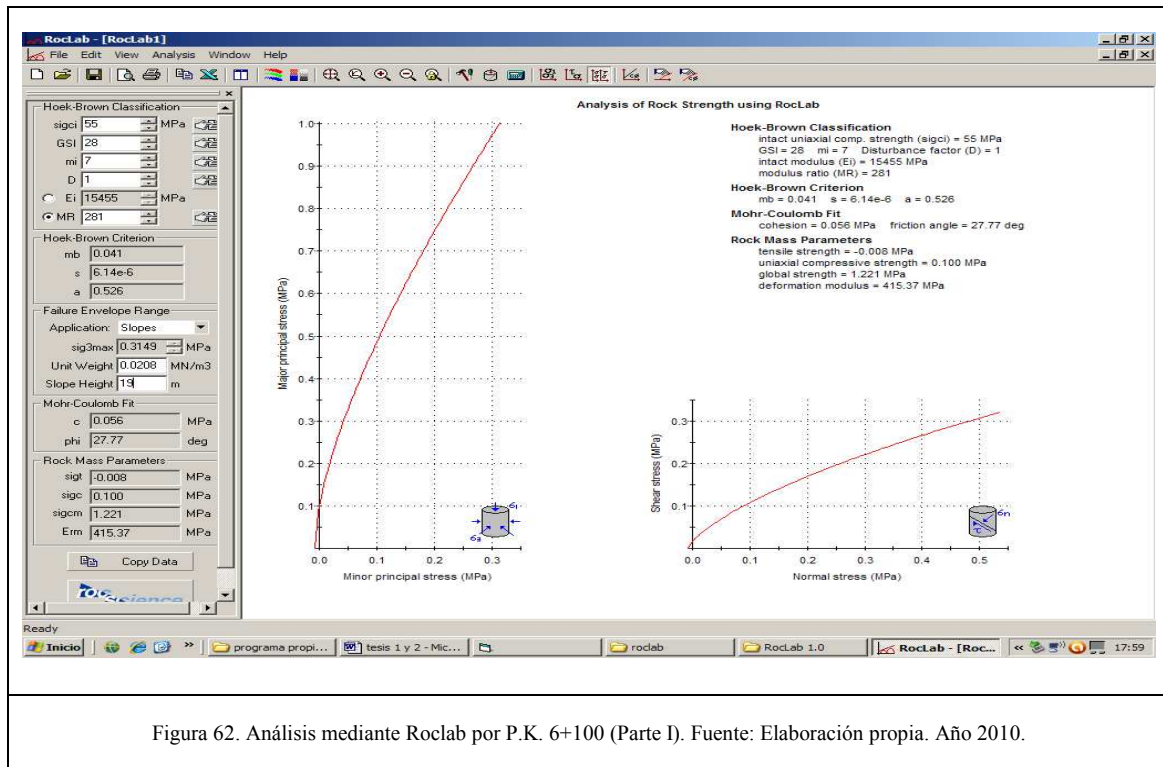


Figura 62. Análisis mediante Roclab por P.K. 6+100 (Parte I). Fuente: Elaboración propia. Año 2010.

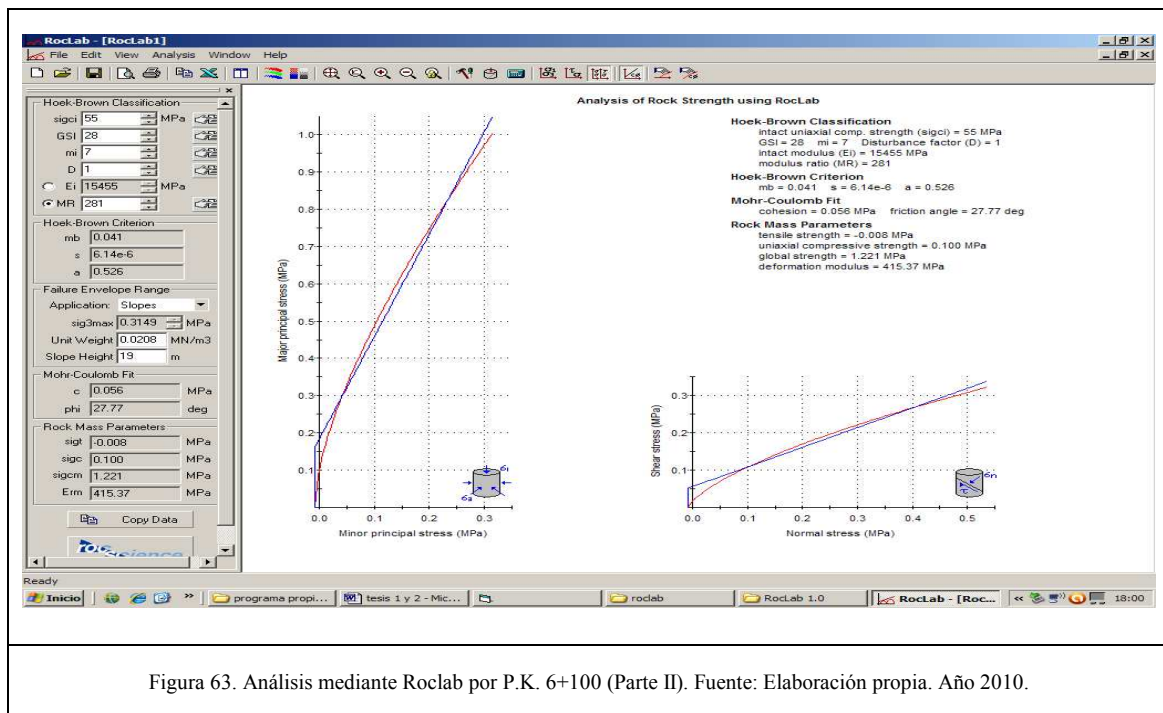


Figura 63. Análisis mediante Roclab por P.K. 6+100 (Parte II). Fuente: Elaboración propia. Año 2010.

Tras aplicar el Software, al macizo rocoso se le pueden atribuir los siguientes parámetros: cohesión = 0.056 Mpa y ángulo de rozamiento interno = 27.77 deg.

7.3.2.2. Tramo P.K. 6+100 a P.K. 6+500. Análisis por P.K. 6+260 (Sección Sísmica, Altura de desmorte 25 m).

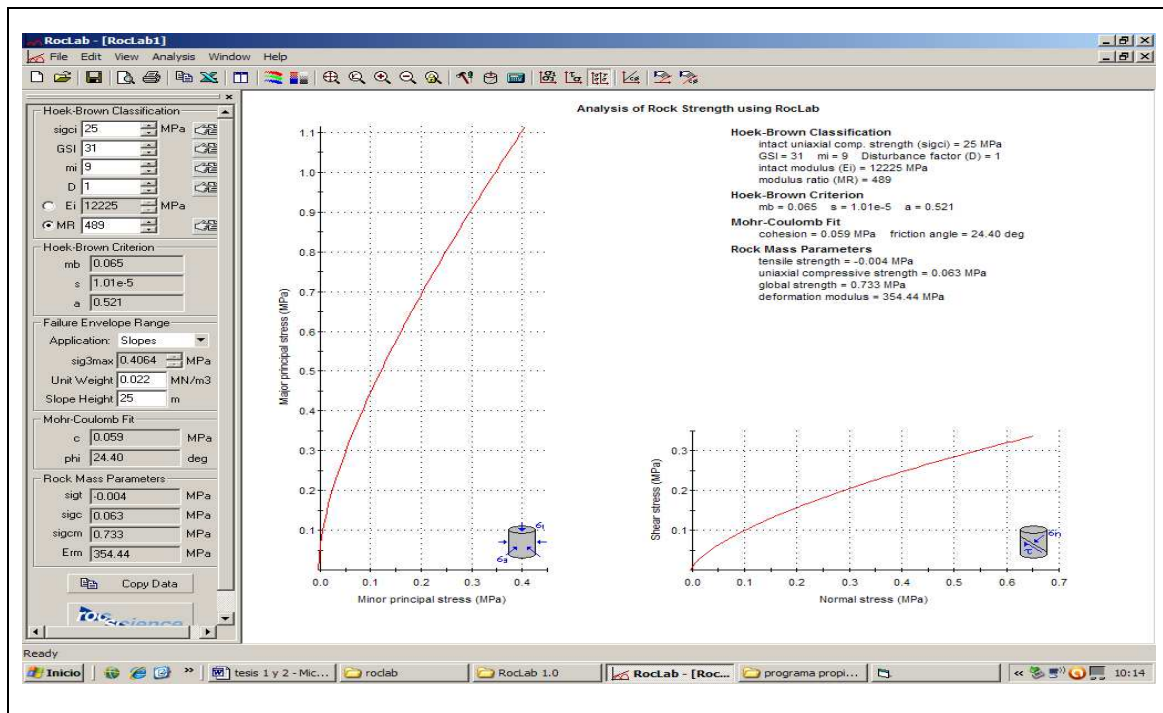


Figura 64. Análisis mediante Roclab por P.K. 6+260 (Parte I). Fuente: Elaboración propia. Año 2010.

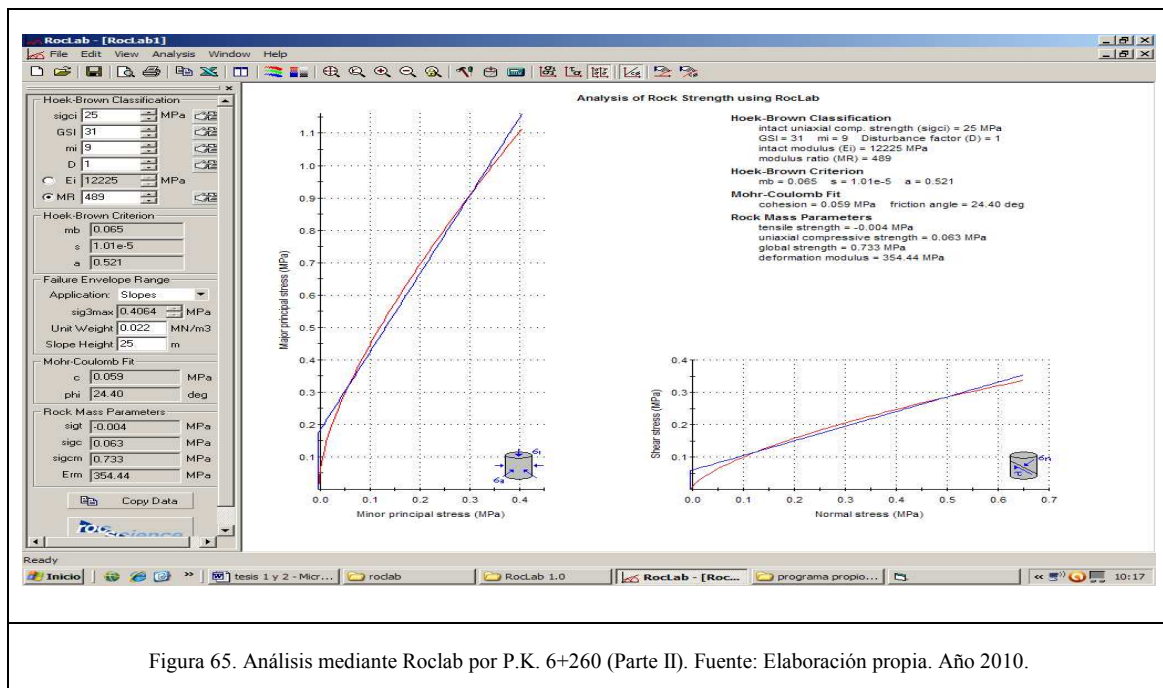


Figura 65. Análisis mediante Roclab por P.K. 6+260 (Parte II). Fuente: Elaboración propia. Año 2010.

Tras aplicar el Software, al macizo rocoso se le pueden atribuir los siguientes parámetros: cohesión = 0.059 Mpa y ángulo de rozamiento interno = 24 deg.

7.4. Empleo de Software específico de roturas circulares.

- En la presente tesis y para calcular la estabilidad de los taludes que se formarán en los desmontes, se empleará el programa Slope/w de GEOSLOPE, que aborda el estudio de la estabilidad de taludes desde la metodología del estado último o de equilibrio límite.

- El Método de análisis utilizado habrá de ser del tipo preciso o completo. Como este programa informático ofrece la posibilidad mediante varios métodos (ordinario de Bishop, Janbu, Morgenstern-Price, y Bishop riguroso), se tomará como resultado el ofrecido por la teoría de Morgenstern-Price⁴².

Como datos INPUT, se tomarán los valores de cohesión y de ángulo de rozamiento interno de cada uno de los desmontes y tramos, facilitados por ROCLAB, tras la aplicación del programa informático de tratamiento de columnas geotécnicas original de esta tesis y teniendo en cuenta los parámetros determinados en campo del nivel freático y con las secciones obtenidas por ISTRAM.

Los resultados obtenidos son los siguientes:

7.4.1. Desmorte 3+500 a 4+300 Análisis por P.K. 3+900 (SD-4, Altura de desmorte 25 m).

La sección geométrica del desmorte presenta una altura máxima de talud de 25 m, con pendiente 1:1, y bermas de 5 metros de altura con 4 metros de ancho por berma.

⁴² Por los motivos expuestos en el Apartado 9.2. Empleo de Software específico de roturas circulares, de la presente tesis.

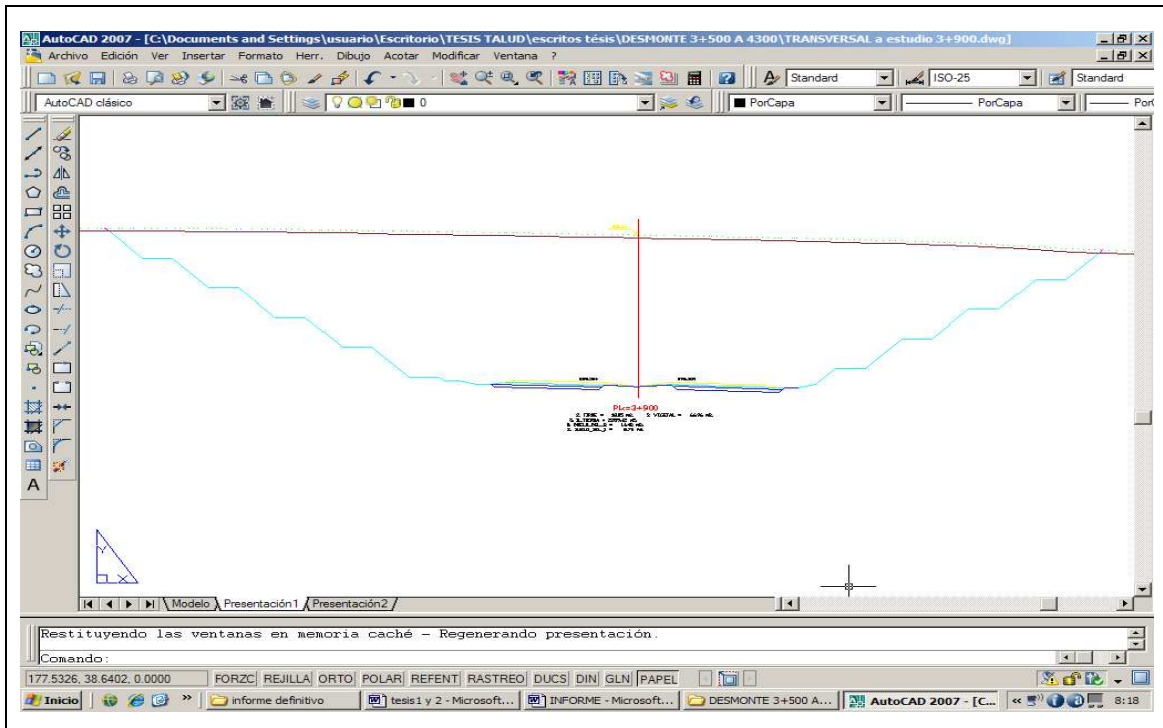


Figura 66. Sección geométrica desmonte P.K. 3+900. Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.

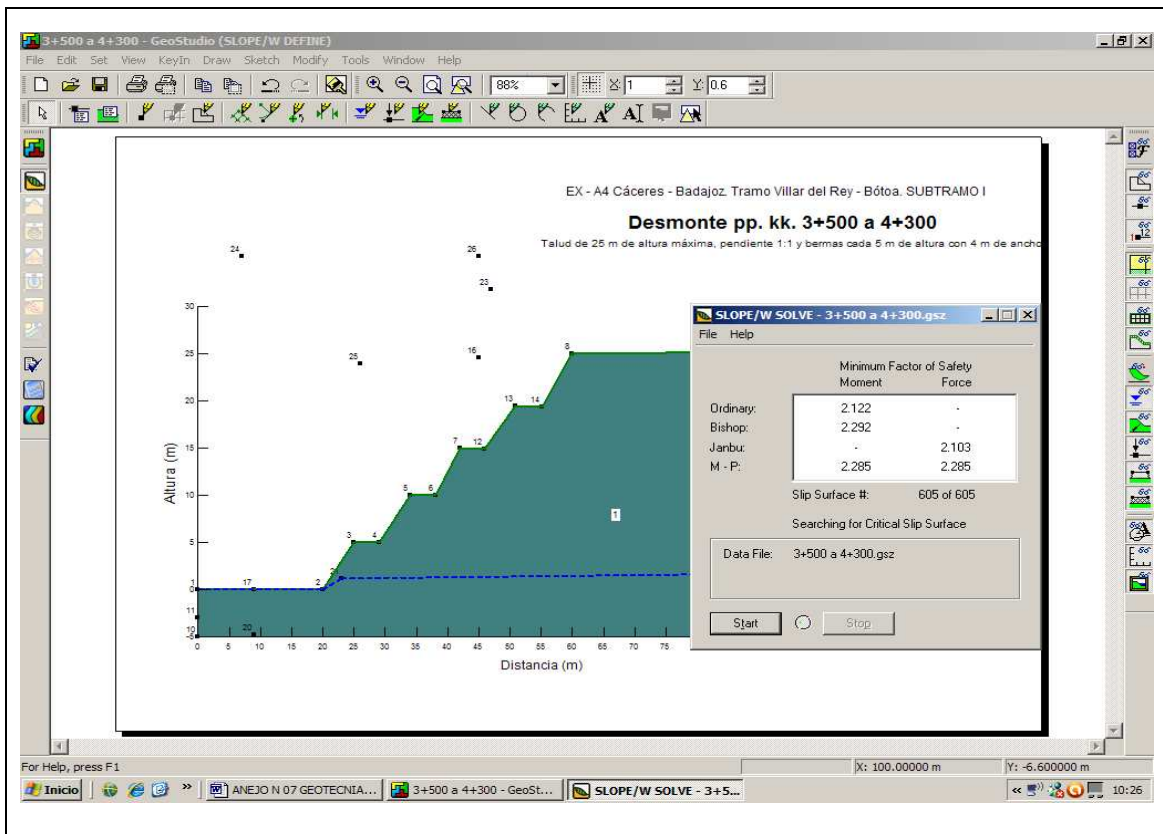


Figura 67. Análisis con Slope/w Sección P.K. 3+900 (Parte I). Fuente: Elaboración propia Año 2010.

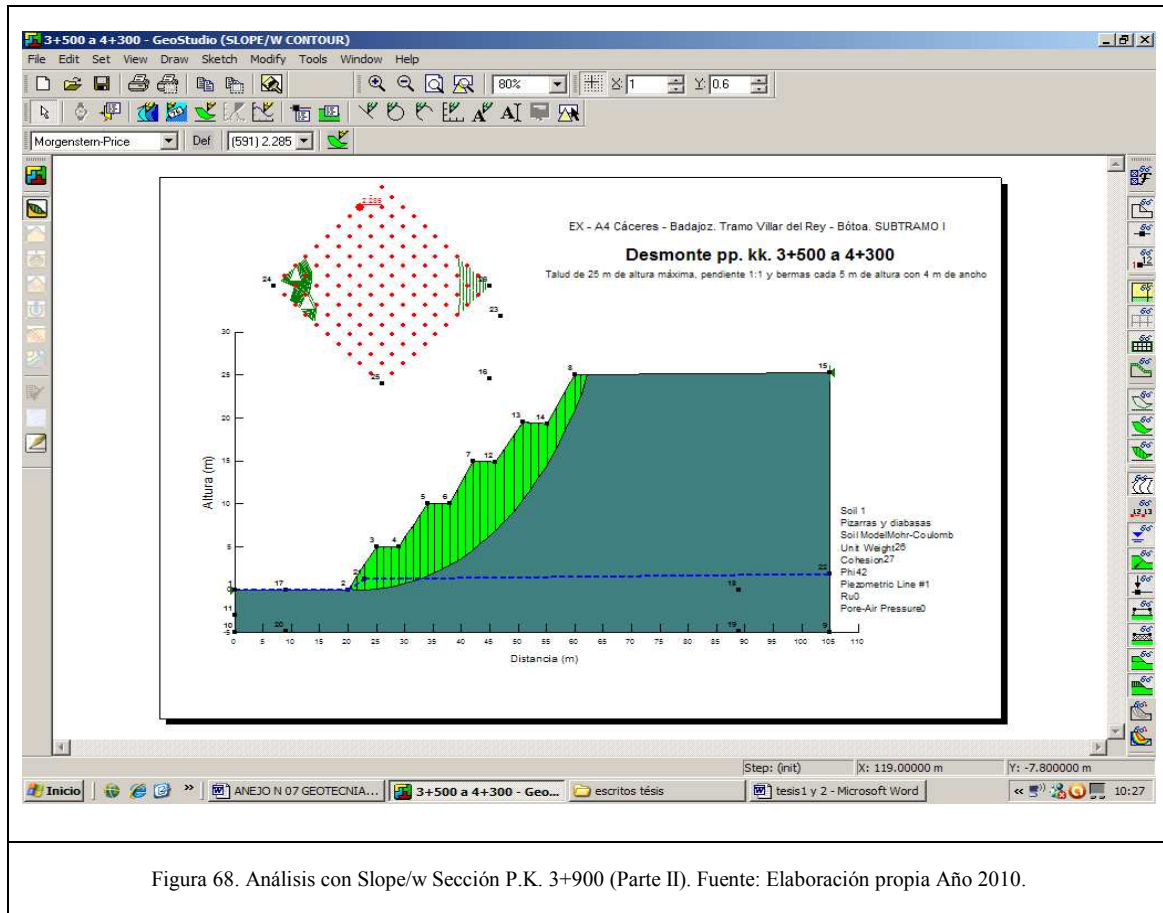


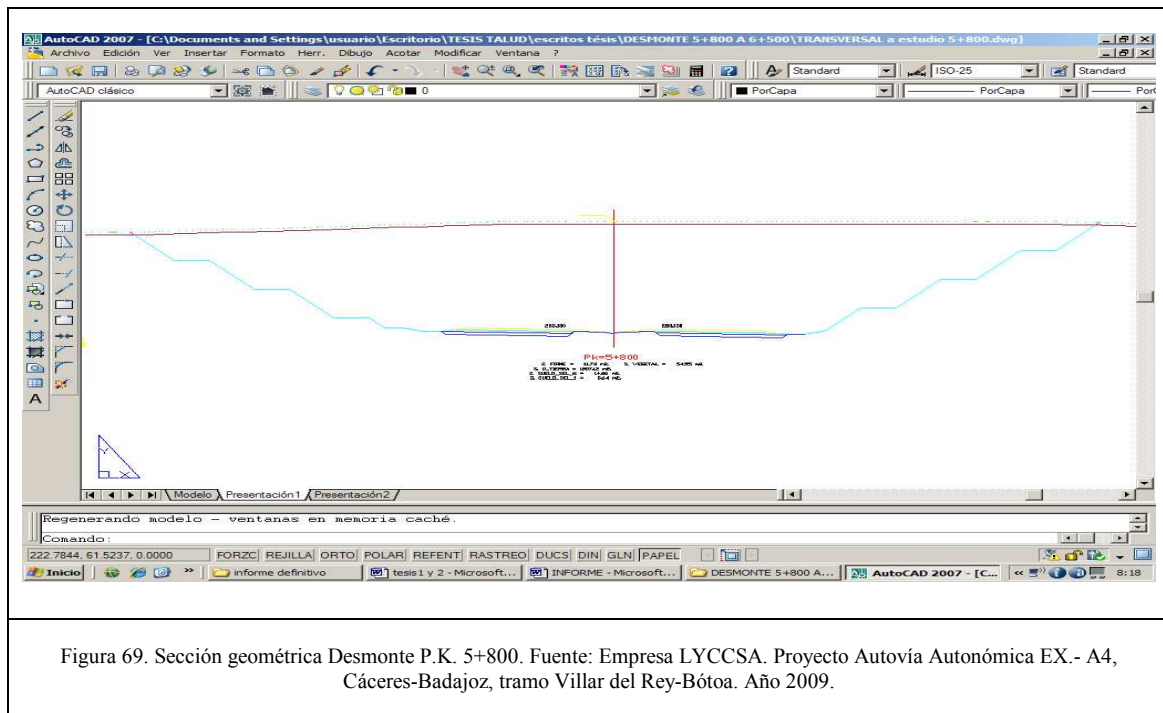
Figura 68. Análisis con Slope/w Sección P.K. 3+900 (Parte II). Fuente: Elaboración propia Año 2010.

Tras el empleo del Software y el método de Morgenstern-Price en la sección anterior, éste arroja un valor para el factor de seguridad de 2.285.

7.4.2. Desmante P.K. 5+800 a P.K. 6+500

7.4.2.1. Tramo P.K. 5+800 a P.K. 6+100. Análisis por P.K. 5+800 (SD-3, Altura de desmante 19 m).

La sección geométrica del desmante presenta una altura máxima de talud de 19 m, con pendiente 1:1, y bermas de 5 metros de altura con 4 metros de ancho por berma.



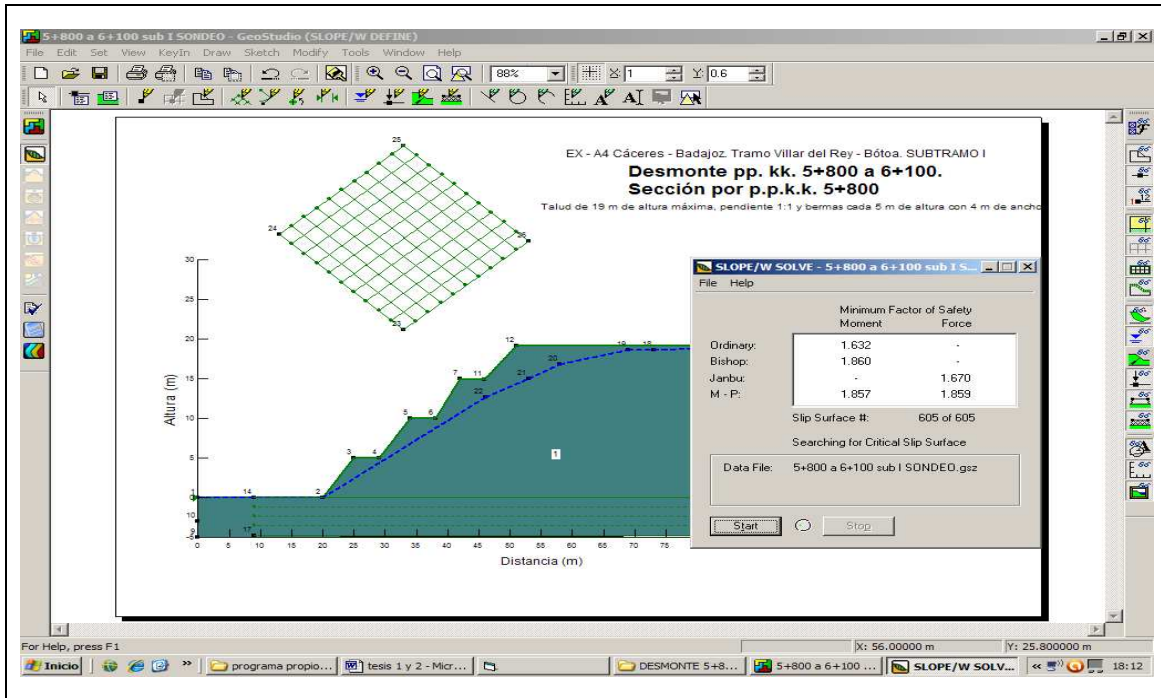


Figura 70. Análisis con Slope/w Sección P.K. 5+800 (Parte I). Fuente: Elaboración propia. Año 2010.

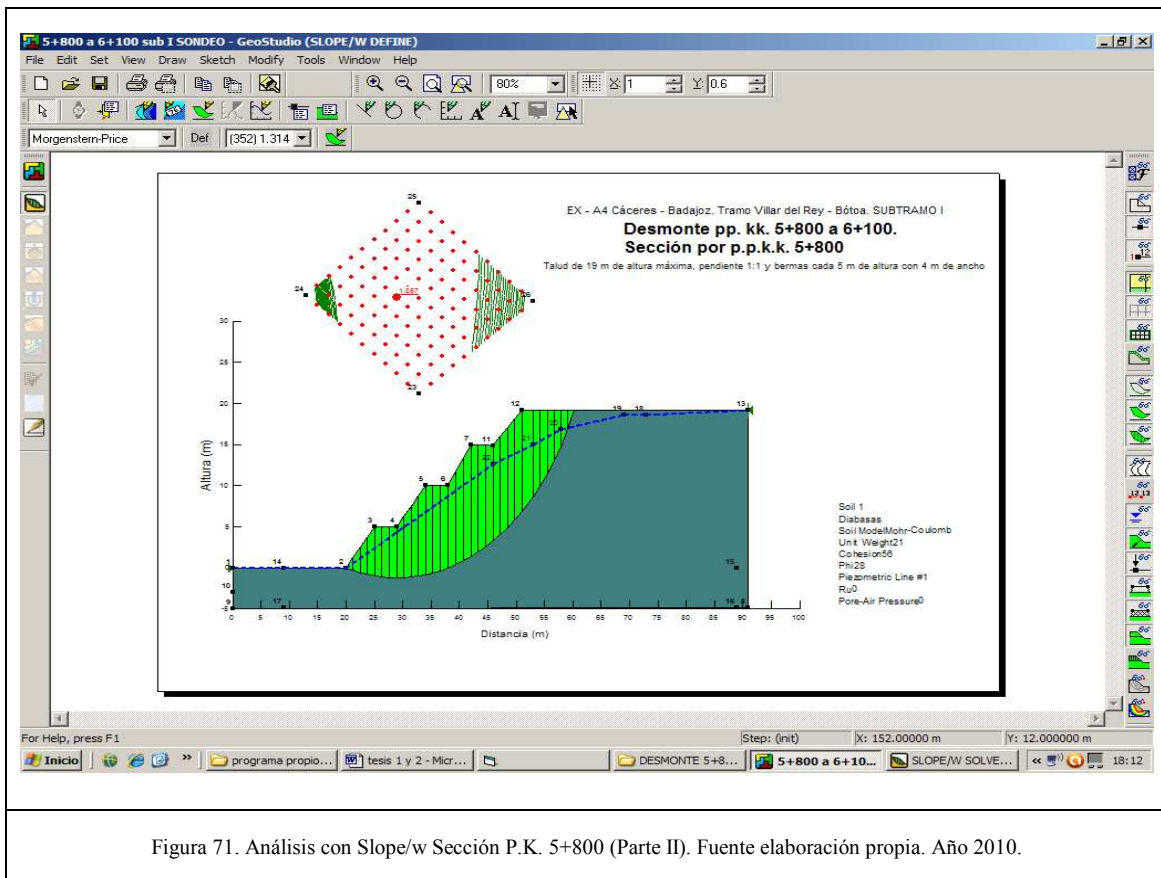


Figura 71. Análisis con Slope/w Sección P.K. 5+800 (Parte II). Fuente: elaboración propia. Año 2010.

Tras el empleo del Software y el método de Morgenstern-Price en la sección anterior, éste arroja un valor para el factor de seguridad de 1.857.

7.4.2.2. Tramo P.K. 6+100 a P.K. 6+500. Análisis por P.K. 6+260 (Sección Sísmica, Altura de desmonte 25 m).

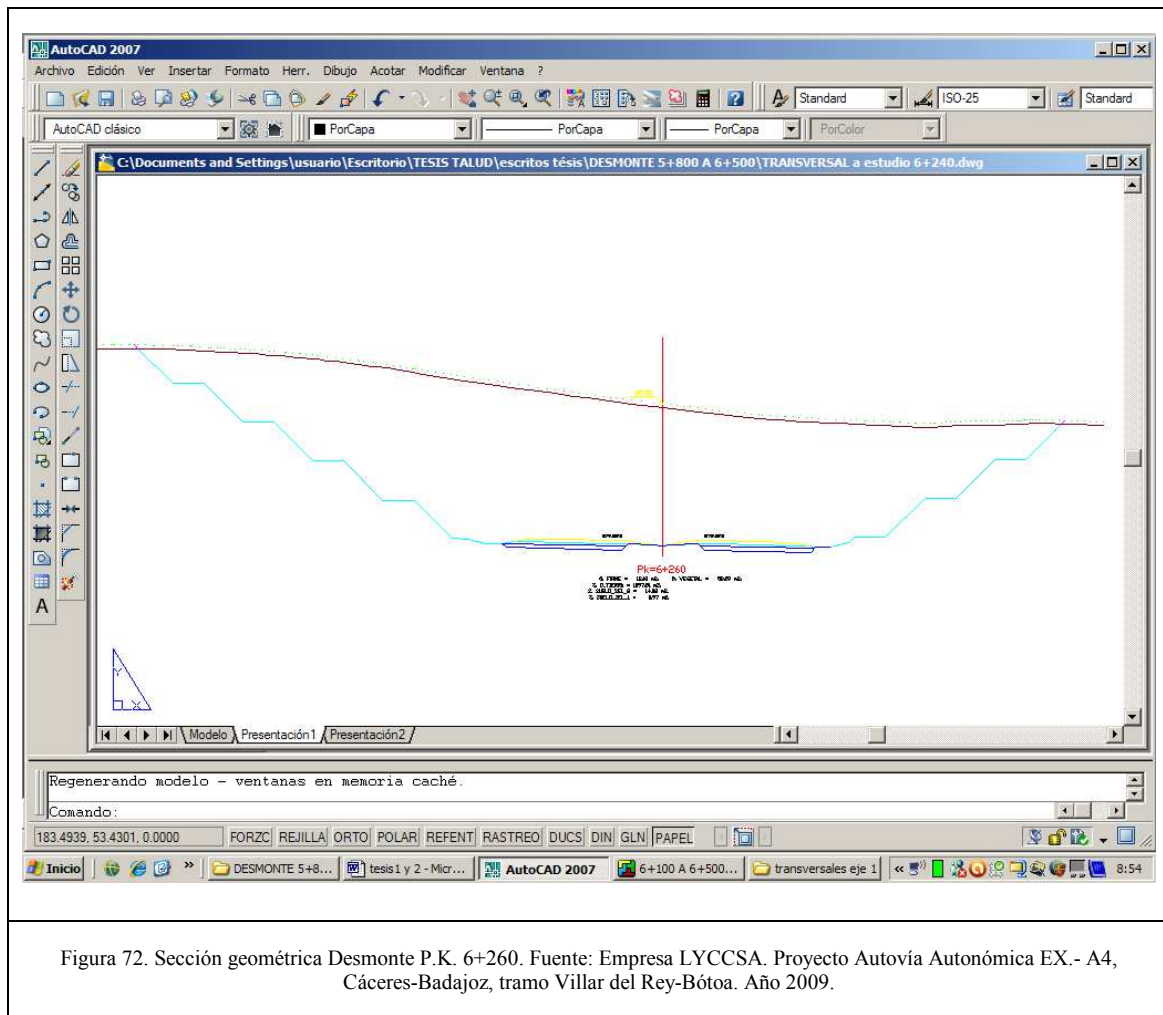


Figura 72. Sección geométrica Desmonte P.K. 6+260. Fuente: Empresa LYCCSA. Proyecto Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa. Año 2009.

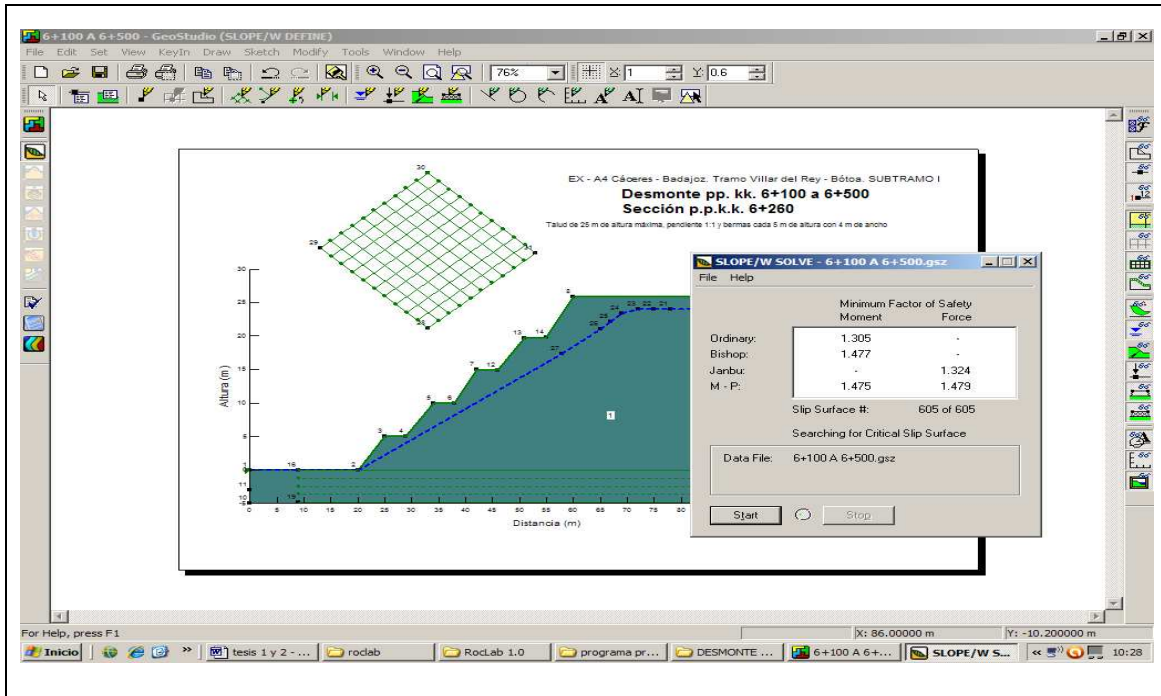


Figura 73. Análisis con Slope/w Sección P.K. 6+260 (Parte I). Fuente: Elaboración propia. Año 2010.

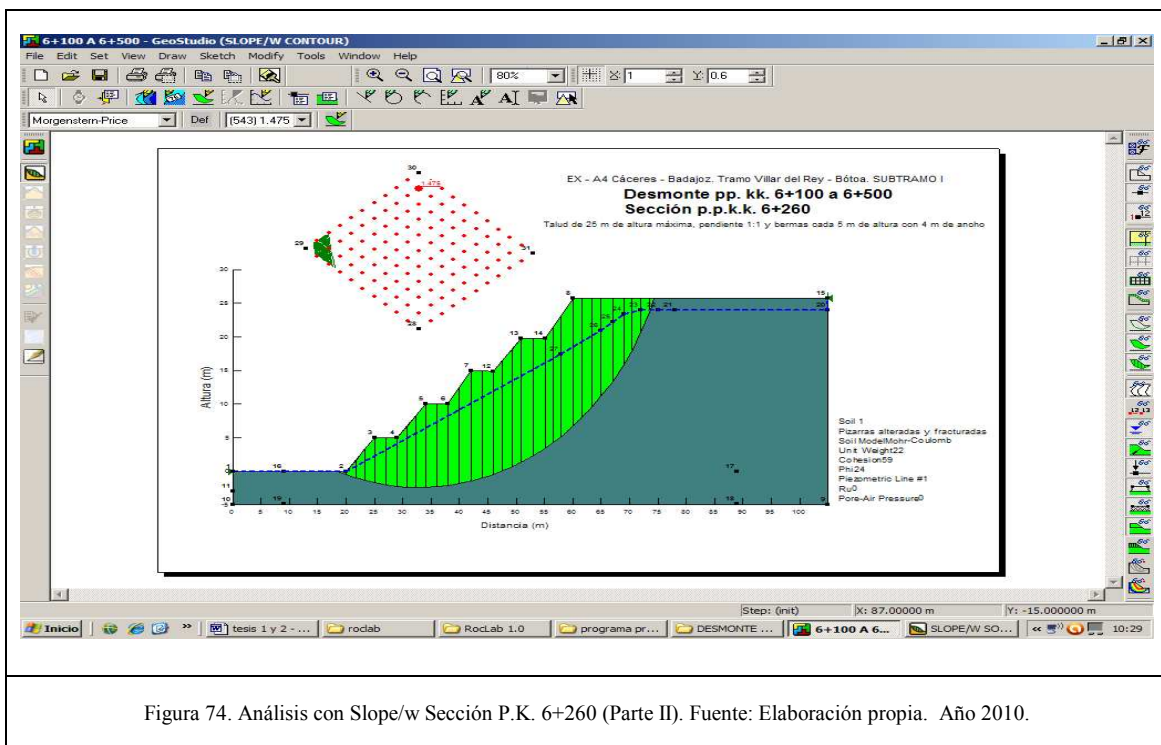
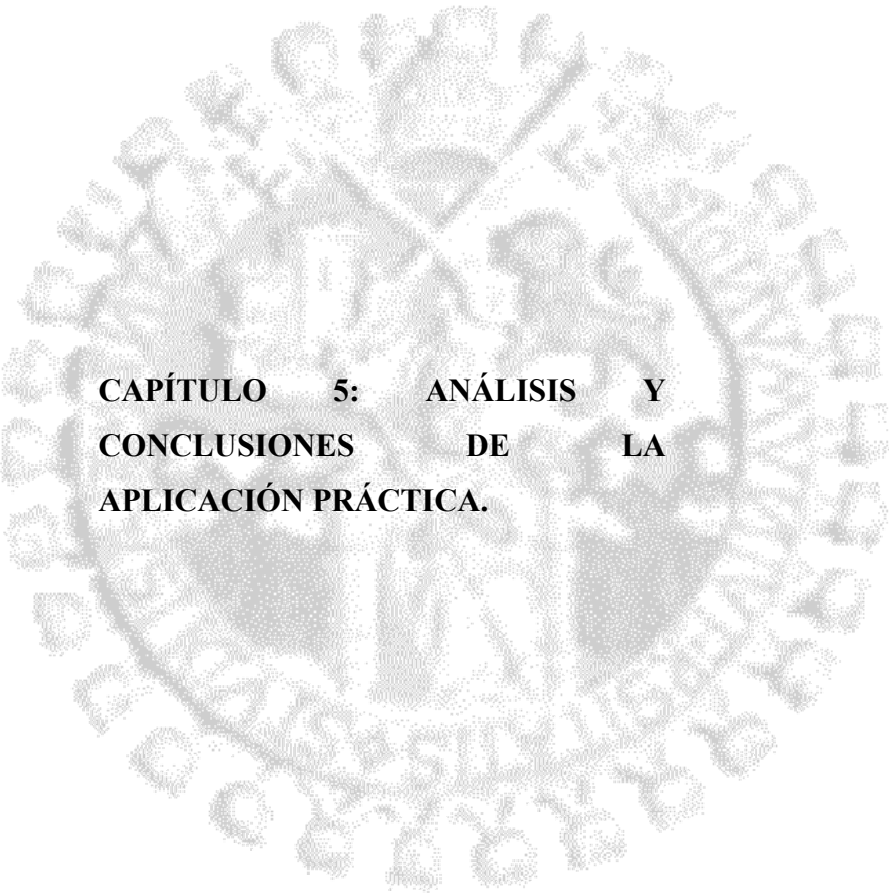


Figura 74. Análisis con Slope/w Sección P.K. 6+260 (Parte II). Fuente: Elaboración propia. Año 2010.

Tras el empleo del Software y el método de Morgenstern-Price en la sección anterior, éste arroja un valor para el factor de seguridad de 1.475.



**CAPÍTULO 5: ANÁLISIS Y
CONCLUSIONES DE LA
APLICACIÓN PRÁCTICA.**

ÍNDICE

ANÁLISIS Y CONCLUSIONES DE LA APLICACIÓN PRÁCTICA.

1. Desmante en P. K. 3+500 a 4+300

2. Desmante en P. K. 5+600 a 6+500

2.1. Tramo P.K. 5+800 a P.K. 6+100.

2.2. Tramo P.K. 6+100 a P.K. 6+500.

1. Desmonte en P. K. 3+500 a 4+300.

Constituye el desmonte de mayor envergadura de los dos investigados, tanto en longitud como en volumen, con una altura máxima de 25 m aproximadamente a la altura del p. k. 3+900, hacia el margen izquierdo del trazado, donde se encuentran las mayores elevaciones del terreno, próximo a la culminación de un cerro.

Se verán afectados materiales que pertenecen exclusivamente a pizarras y esquistos paleozoicos y precámbricos en la que aparecen intercalados diques de diabasas, que como se verá seguidamente están presentes en este tramo a desmontar.

A través de la prospección geofísica realizada en la zona mediante Sísmica de Refracción contrastada con la información y datos obtenidos a través de las calicatas y el sondeo SD-4, llevados a cabo, puede establecerse el siguiente perfil representativo:

Aparecerá en superficie un nivel de suelo formado por la capa de tierra vegetal de reducido espesor (de 0,10 m a 0,40 m) y el tramo más alterado de las pizarras y esquistos. Este conjunto presenta un espesor muy variable, prácticamente inexistente en algunas zonas hasta cerca de los 4 m puntualmente. Las velocidades máximas de propagación de las ondas sísmicas son de 0.41 Km/s. Se trata pues de un nivel fácilmente EXCAVABLE por medios ordinarios (palas retroexcavadoras).

Por debajo aparecerá un nivel de roca alterada, en el que, dependiendo de la zona, puede incluir pizarras y esquistos y también diabasas. Este nivel presenta espesores que van desde los 1.60 m a los 6.60 m y velocidades de propagación de las ondas sísmicas comprendidas entre 0.51 y 0.97 Km/s, que representan a un material EXCAVABLE por medios ordinarios (palas retroexcavadoras).

A partir de este nivel aparecen unas pizarras ligeramente alteradas o sanas, pero se trata de una roca blanda que se rompe con relativa facilidad. La velocidad de propagación de las ondas sísmicas oscilan entre 1.4 y 1.7 Km/s, lo que indica un nivel claramente RIPABLE, por lo que podrá ser desmontado con tractores escarificadores o rippers tipo D-9.

Se han encontrado finalmente en esta zona de desmonte las diabasas correspondientes a los numerosos diques (sills) verticales o subverticales que se encuentran intercalados en las pizarras de la formación de Sao Mamede-La Codosera-Puebla de Obando. Aparecen en el sondeo SD-4 a partir de una profundidad próxima a los 8 m, y en los perfiles sísmicos se muestran como un dique con un espesor en de unos 40 m que se encontraría en torno al P. K. 3+750, a partir de la profundidad de 9 m. Se trata de una roca sana, de elevada dureza, con una resistencia a compresión superior a los 1000 kp/cm² y una velocidad de propagación de las ondas sísmicas de 2 km/s o superior. Se trata pues de un material NO RIPABLE que deberá ser retirado mediante voladura.

A la hora de establecer la excavabilidad general para este desmonte, se considerará al terreno como formado completamente por pizarras, incluyendo tanto la parte más alterada como la que presenta una ligera alteración, ya que las diabasas sanas y claramente diferenciables solo representan una pequeña fracción del mismo. De esta forma puede considerarse al terreno como RIPABLE en su mayor extensión, pudiendo ser desmontado mediante el empleo de tractores escarificadores o rippers tipo D-9. Sin olvidar aquellas zonas donde puntualmente aparezcan las diabasas en las que será necesario recurrir al empleo de explosivos.

En lo referente a determinar la calidad de los materiales excavados cabe hacer la misma simplificación y no tener en cuenta los diques de diabasas. Así puede afirmarse que estos materiales excavados serán aptos para su empleo en terraplén y quedarán dentro de la clasificación de SELECCIONADOS y ADECUADOS según el PG3 en la mayoría de los casos, ya que desde la superficie, directamente bajo la capa de tierra vegetal y donde la roca está más alterada aparecen suelos con esta clasificación (Calicatas C-53 y C-54).

Aunque en el tramo a desmontar existen zonas de roca sana, estas representan solo una pequeña parte, por lo que consideraremos al conjunto, a la hora reestablecer la densidad natural del material a extraer, como roca alterada y fracturada, asignándole un valor de 2,60 g/cm³.

Para el análisis de estabilidad de los taludes a formar se ha considerado el caso más desfavorable, es decir el punto de mayor altura (25 m en el p. k. 3+900). Debido a su baja dureza (se rompe con facilidad) y su elevada fracturación, se ha analizado la posibilidad de rotura circular generalizada, empleando el método del equilibrio límite, según Morgenstern-Price y mediante el uso del programa informático SLOPE/W de Geoslope, con los siguientes parámetros, obtenidos mediante el programa ROCLAB a partir de las observaciones realizadas en campo, en los ensayos de laboratorio y en el registro de los sondeos:

Angulo de rozamiento interno efectivo: 42.21°

Cohesión efectiva: 0,27 Kg/cm²

Densidad: 2,60 g/cm³

Si se tiene en cuenta que el nivel freático se encuentra a -23.1 m de profundidad (medido el día 14 de enero de 2010 en época de intensas lluvias), se obtiene que el talud a formar es perfectamente estable y presenta un elevado factores de seguridad F: 2.285.

No obstante, la intensa fracturación del macizo puede provocar un continuo chineo o desprendimiento de fragmentos lajosos de las paredes de los taludes, pero estos fragmentos no alcanzarán la base del talud debido a la reducida pendiente y a la existencia de bermas.

Será necesario reducir el acceso del agua al talud mediante un drenaje adecuado, pero en este caso también es necesario disponer de una cuneta impermeabilizada a pie de talud, que impida la acumulación de agua y su acceso al tramo inferior del talud, para impedir así una disminución de la resistencia al corte de las juntas.

2. Desmonte en P. K. 5+800 a 6+500.

Se trata de un desmonte de grandes dimensiones, que afecta exclusivamente a materiales tipo pizarras y esquistos precámbricos y paleozoicos con diques de diabasas.

Este desmonte, tanto geométrica como litológicamente puede dividirse en dos partes bien diferenciadas, quedando la separación entre ambas en torno al p. k. 6+100 que coincide con la parte donde el desmonte es de menor altura. El primer tramo presenta una geometría aproximadamente simétrica con respecto al eje de la autovía, mientras que el segundo tramo es claramente asimétrico, con mayor altura hacia la margen derecha, presentando el máximo de altura en torno al p. k. 6+240 con un valor de 25 m aproximadamente.

Como ya se ha apuntado, litológicamente también existe una clara diferencia. Así el primer tramo afecta a un dique de diabasa muy fracturado, que presenta una longitud en planta superior a los 300 m, mientras que el segundo afecta totalmente a pizarras.

El perfil típico para este desmonte sería:

Desde la superficie hasta una profundidad que oscila entre 0,4 m y 4,8 m aparece un nivel de suelo, formado por la capa de tierra vegetal (de 0,40 m a 0,70 m en calicatas, pero no diferenciable en la prospección geofísica) y el tramo superior alterado de las diabasas o las pizarra según la zona. Con una velocidad de propagación de las ondas sísmicas que llega a alcanzar el valor de 1 Km/s, se considera a este nivel como EXCAVABLE y fácilmente desmontable mediante palas retroexcavadoras.

Por debajo de éste nivel, desde el principio del desmonte hasta aproximadamente el p. k. 6+100 aparecen unas diabasas ligeramente alteradas, claramente diferenciables en los perfiles sísmicos y que también han sido cortadas en el Sondeo SD-3 realizado en el p. k. 5+800. Presentan una velocidad de transmisión de las ondas sísmicas que puede alcanzar hasta los 2,6 Km/s lo que indica que se trata claramente de materiales NO RIPABLES, que deben ser retirados mediante voladura.

En el segundo tramo del desmonte, debajo del nivel de suelo, han sido cortadas unas pizarras fracturadas y ligeramente alteradas, donde las ondas sísmicas se propagan con velocidades que oscilan entre 1,4 y 1,7 Km/s, reflejo de un material RIPABLE, es decir que puede ser excavado mediante rippers o tractores escarificadores tipo D-9.

En lo que se refiere a Excavabilidad general para este desmonte, puede estimarse, a grosso modo, que bajo la capa superficial de suelo, de unos 3 m de espesor medio, el 70 % los materiales serán NO RIPABLES y deberá ser retirado mediante el empleo de explosivos, mientras que el resto el claramente RIPABLE.

En cuanto a la calidad de los materiales a extraer, todos ellos serán aptos para el empleo en rellenos tipo terraplén, y aunque en superficie puedan encontrarse suelos Tolerables coincidiendo con el tramo más alterado, al conjunto se le puede considerar como formados por suelos SELECCIONADOS y ADECUADOS con índices CBR muy elevados.

Es necesario resaltar que las diabasas constituyen un material de “calidad” y que por tanto puede ser empleado como zahorra artificial, grava-cemento, suelo-cemento, incluso como árido para aglomerado, en función del grado de alteración que presenten, sin olvidar que puede suponer cerca del 70 % del material a extraer del desmonte por debajo de los 3 m.

A pesar de todo lo expuesto hay que tener muy en cuenta que pueden existir tramos donde la diabasa aparezca intensamente alterada, como el detectado en el sondeo SD-3 a partir de los 13.50 m, donde la alteración ha dado lugar a unas arenas arcillosas que dan lugar a suelos tolerables. No obstante cabe esperar que estas zonas presenten poco desarrollo habida cuenta que no han sido detectadas en la prospección geofísica.

Para el análisis de estabilidad de los taludes a formar se han considerado, los dos tramos en los que se puede subdividir el desmonte:

2.1. Tramo P.K. 5+800 a P.K. 6+100.

Se ha analizado una vez más el caso más desfavorable, es decir el punto de mayor altura (19 m en el p. k. 5+800 m. d.), donde el desmonte afecta exclusivamente a diabasas muy fracturadas y en profundidad altamente meteorizadas, que han sido tomadas a estos

efectos como hasta ahora se ha hecho como si de un suelo se tratase, debido a su baja dureza (se rompe con facilidad) y su elevada fracturación. Por ello se ha analizado la posibilidad de rotura circular generalizada, empleando el método del equilibrio límite, según Morgenstern-Price y mediante el uso del programa informático SLOPE/W de Geoslope, con los siguientes parámetros, obtenidos mediante el programa ROCLAB a partir de las observaciones realizadas en campo, en los ensayos de laboratorio y en el registro del sondeo SD-3, con la utilización previa del software propio de tratamiento de columnas geotécnicas y que coinciden con los del tramo de desmonte anterior y que son los valores más desfavorables que se pueden obtener:

Angulo de rozamiento interno efectivo: 28°

Cohesión efectiva: 0.056 Kg/cm^2

Densidad: $2,10 \text{ g/cm}^3$

El nivel freático tomado en cuenta en los cálculos, (se ha medido el día 14 de enero de 2010, en época de intensas y continuadas lluvias), se encuentra a tan solo -1 m de profundidad.

Aplicando los cálculos de estabilidad, se puede afirmar que los taludes a formar en el tramo son estables con valores del factor de seguridad de $F= 1.857$, se obtiene que los taludes a formar son perfectamente estables y presentan elevados factores de seguridad.

Si se quisiera aumentar el factor de seguridad, se debería de replantear el estudio del tramo variando la forma geométrica del talud, y a definir pues, una nueva sección tipo de diseño para el talud en el tramo considerado (modificando pendientes o bermas).

2.2. Tramo P.K. 6+100 a P.K. 6+500.

Se ha analizado una vez más el caso más desfavorable, es decir el punto de mayor altura (25 m en el P.K. 6+260 m. i.), donde el desmonte afecta exclusivamente a pizarras, que han sido tomadas a estos efectos como hasta ahora se ha hecho como si de un suelo se tratase, debido a su baja dureza (se rompe con facilidad) y su elevada fracturación (RQD = 0). Por ello se ha analizado la posibilidad de rotura circular generalizada, empleando el método del equilibrio límite, según Morgenstern-Price y mediante el uso del programa informático SLOPE/W de Geoslope, con los siguientes parámetros, obtenidos mediante el programa ROCLAB a partir de las observaciones realizadas en campo, en los ensayos de laboratorio, en el registro de la sección sísmica, con la utilización previa del software propio de tratamiento de columnas geotécnicas y que coinciden con los del desmonte anterior y que son los valores más desfavorables que se pueden obtener:

Angulo de rozamiento interno efectivo: 24

Cohesión efectiva: 0.059 Kg/cm²

Densidad: 2,20 g/cm³

El nivel freático tomado en cuenta en los cálculos, (se ha medido el día 14 de enero de 2010, en época de intensas y continuadas lluvias), se encuentra a tan solo -1 m de profundidad.

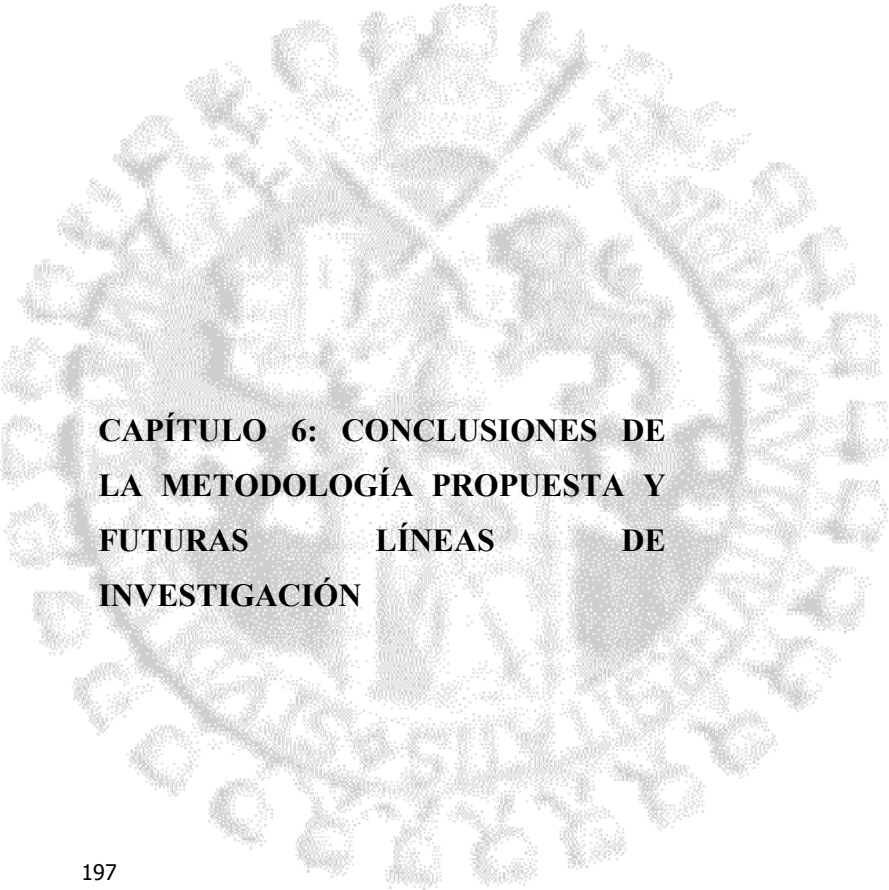
Aplicando los cálculos de estabilidad, se puede afirmar que los taludes a formar en el tramo son estables con valores del factor de seguridad de $F= 1.475$.

Si se quisiera aumentar el factor de seguridad, se debería de replantear el estudio del tramo con un sondeo con toma física de muestras (para dar validez a los datos tomados para el análisis de estabilidad) o bien variar la forma geométrica del talud, y a definir pues, una nueva sección tipo de diseño para el talud en el tramo considerado (modificando pendientes o bermas).

CUADRO RESUMEN DE PROPIEDADES DE LOS DESMONTES

DESMONTE. P.K.	ALTURA (m).	CAPAS.	CLASIFICACIÓN RIPABILIDAD ATENDIENDO A CRITERIOS DESARROLLADOS EN TESIS.	CLASIFICACIÓN MATERIALES SEGÚN PG3 PARA REUTILIZACIÓN EN DESMONTES.	ÁNGULO DE ROZAMIENTO UTILIZADO EN CÁLCULOS DE ESTABILIDAD EN GRADOS.(Φ).	COHESIÓN EN UTILIZADA EN CÁLCULOS DE ESTABILIDAD EN KG/CM ² . (C).	FACTOR DE SEGURIDAD.(F).
3+500 a 4+300	25	TIERRA VEGETAL (HASTA 0.40 m)	EXCAVABLE		42.21	0.27	2.285
		ROCA ALTERADA, PIZARRAS (HASTA 6.60 m)	EXCAVABLE	SUELOS SELECCIONADOS Y ADECUADOS			
		PIZARRAS SANAS O LIGERAMENTE ALTERADAS (EN PROFUNDIDAD)	RIPABLE	SUELOS SELECCIONADOS Y ADECUADOS			
		DIQUES VERTICALES DE DIABASAS	NO RIPABLE	SUELOS SELECCIONADOS Y ADECUADOS			
5+800 a 6+500							
5+800 A 6+100	19	TIERRA VEGETAL (HASTA 0.70 m)	EXCAVABLE		28	0.056	1.857
		ROCA ALTERADA (HASTA 4.80 m)	EXCAVABLE	SUELOS SELECCIONADOS Y ADECUADOS			
		DIABASAS ALTERADAS (EN PROFUNDIDAD)	NO RIPABLES	SUELOS SELECCIONADOS Y ADECUADOS			
6+100 a 6+500	25	TIERRA VEGETAL (HASTA 0.70 m)	EXCAVABLE	SUELOS SELECCIONADOS Y ADECUADOS	24	0.059	1.475
		ROCA ALTERADA (HASTA 4.80 m)	EXCAVABLE	SUELOS SELECCIONADOS Y ADECUADOS			
		PIZARRAS FRACTURADAS Y LIGERAMENTE ALTERADAS (EN PROFUNDIDAD)	RIPABLE	SUELOS SELECCIONADOS Y ADECUADOS			

Tabla 19. Cuadro Resumen propiedades de los desmontes. Fuente: Elaboración Propia. Año 2011.



**CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES DE
LA METODOLOGÍA PROPUESTA Y
FUTURAS LÍNEAS DE
INVESTIGACIÓN**

ÍNDICE

CONCLUSIONES DE LA METODOLOGÍA PROPUESTA Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.

1. CONCLUSIONES.

2. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.

1. CONCLUSIONES.

En la presente tesis doctoral se estudia una metodología para el estudio geotécnico en fase de proyecto de grandes desmontes en roca alterada de obras lineales, centrándose en una validación teórico práctica para el estudio de tales obras. Para ello se ha revisado y analizado la información disponible sobre leyes, reglamentos y documentación técnica sobre esta temática en Europa y en nuestro país, y en base a ello se ha establecido una metodología para abordar su estudio. Para la validación de la metodología propuesta, mediante trabajos de campo, realizados en los desmontes de la Autovía Autonómica EX.-A4, se han obtenido muestras y datos geotécnicos que complementados con la campaña de ensayos de laboratorio sobre las muestras obtenidas y el estudio de las secciones tipo del proyecto para dichos desmontes, han servido para caracterizar los dos grandes desmontes en roca alterada de dicha obra. Estos trabajos junto a otros de aplicación de criterios empíricos de mecánica de rocas, han permitido establecer las características geotécnicas de los materiales de dichos desmontes, así como el establecimiento de modelos geológicos y geomecánicos de los posibles deslizamientos. Tras el análisis de toda la información se ha puesto de manifiesto la validez de la metodología planteada.

Entre las aportaciones originales de esta tesis caben destacar:

- Recopilación y estudio de la documentación y reglamentación existente en Europa y nuestro país para la aplicación de geotecnologías al estudio en fase de proyecto, de grandes desmontes de roca alterada de obras lineales.
- Planteamiento de la forma de obtención de la información geológica geotécnica previa, al estudio de campo de grandes desmontes de roca alterada.
- Definición particular de los trabajos de campo a realizar, con el desarrollo específico de la tecnología más adecuada en cada uno de ellos, tanto en forma como en número de los mismos.

- Definición y particularidades de la campaña de ensayos de laboratorio, sobre las muestras obtenidas.
- Método para la consecución de la modelización geológica geotécnica de los desmontes, en base a su posterior uso y aprovechamiento de materiales excavados en la obra lineal.
- Creación de Software propio original, para el tratamiento de datos de secciones geotécnicas. (Programa informático de tratamiento de columnas geotécnicas).
- Determinación del método más idóneo según el estado actual de la técnica, para el estudio de estabilidad de las secciones planteadas en proyecto, de los desmontes de roca alterada.
- Definición de criterios de aceptación o rechazo de las secciones tipo planteadas en proyecto, en base a la aplicación de reglamentación existente en España.
- Caracterización geológico-geotécnica y comprobación de las secciones planteadas de los grandes desmontes del proyecto de la Autovía Autonómica Autovía EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa, en base a la metodología desarrollada.

A continuación se exponen las principales conclusiones con respecto a dichas aportaciones:

- Documentación y reglamentación existente: Aunque exista información respecto a la temática desarrollada en esta tesis en Europa y España, los distintos documentos sometidos a estudio poseen grandes lagunas, con indefinición en cuanto a forma y aplicación de la tecnología actual para la temática planteada.
- Forma de obtención de la información geológica geotécnica previa: Los distintos documentos de uso (Mapas IGME, Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes (NCSP-07) de 18 de mayo de 2007), son útiles para un estudio previo y general de la zona concreta de estudio.

- Definición particular de los trabajos de campo a realizar: Los trabajos de campo más idóneos son: calicatas realizadas mediante retroexcavadora, sondeos a rotación con extracción de testigo continuo y sísmica de refracción, cada uno de ellos con las particularidades definidas en los apartados correspondientes de la presente tesis y relacionados entre sí.
- Se presenta la campaña de ensayos de laboratorio óptima sobre suelos y rocas, tanto para la clasificación de los materiales en base a su posterior uso en otras zonas de la obra, como para la obtención de parámetros geotécnicos que permitan aceptar o rechazar las hipótesis de secciones tipo de los desmontes planteadas en proyecto, validándose para estudios posteriores, en los que se puedan plantear dichos ensayos de laboratorio. Estos ensayos, son los especificados en los apartados correspondientes de la presente tesis.
- Se valida la modelización geotécnica de los desmontes con características acordes a los del título de tesis, tanto en planta como alzado, en base a los distintos trabajos de campo y ensayos de laboratorio, obteniéndose la clasificación del macizo rocoso en cuanto a su ripabilidad, muestras tomadas y analizadas, e interpretación según el estado actual de la técnica.
- Se presenta una modelización original en los alzados, sobre la base del tratamiento informático de imágenes (digitalización y tratamiento de las obtenidas por el software SEISREFA, a través de AUTOCAD), con la definición de horizontes geotécnicos en profundidad, asignación de parámetros geotécnicos por horizonte y clasificación de los materiales sobre la base de su geotecnia y posible aprovechamiento posterior en otras zonas de obra.
- Se justifica la metodología más idónea para los análisis de estabilidad de los grandes desmontes en roca alterada, analizando la forma de obtención de parámetros previos, clasificación geomecánica, y método más conveniente para los cálculos de estabilidad de las secciones tipo de los desmontes, planteadas previamente como solución de proyecto. Análisis mediante las teorías de modelos de rotura de Hoek&Brown, con análisis e INPUT de datos propuestos en la presente tesis (Asignación de características geotécnicas a los distintos horizontes obtenidos de los

sondeos y sísmica de refracción) y teorías de estabilidad Morgenstern-Price, todo ello a fin de presentar en este tipo de estudio, la correcta utilización decisión de uso de programas informáticos de cálculo ROCLAB, GEOSLOPE Y PROGRAMA INFORMÁTICO DE TRATAMIENTO DE COLUMNAS GEOTÉCNICAS ⁴³.

- Se decide la aceptación o rechazo de la sección previa tipo planteada en proyecto sobre la base del Reglamento General de Normas Básicas de Seguridad Minera, único reglamento de carácter obligatorio existente, en cuanto a la temática y vigente en nuestro país aprobado por Real Decreto 863/1985, de 2 de abril.

- Tras la justificación teórico-práctica del caso planteado, se presenta como ejemplo de toda la metodología desarrollada, el estudio de los desmontes de la futura Autovía Autonómica EX.- A4, Cáceres-Badajoz, tramo Villar del Rey-Bótoa, definiéndose:

- Las distintas unidades litológicas en profundidad que forman dichos desmontes.
- Proposición de los modelos geológicos y geomecánicos de los macizos rocosos estudiados.
- Posibilidades posteriores de uso de los materiales excavados.
- Análisis con criterios de aceptación o rechazo de las secciones tipo de proyecto planteadas en base a su factor de seguridad, aceptándose todas las secciones planteadas de los distintos casos por cumplimiento de la legislación vigente en nuestro país.

⁴³ Programa desarrollado y creado de forma original para la presente tesis y programado en lenguaje Visual-Basic 6.

2. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.

Tras el desarrollo de la metodología en fase de proyecto, habría que esperar a la fase de construcción y durante ella, se establecerían varias líneas de investigación:

1) Realizar un seguimiento dimensional a fin de verificar de que lo proyectado se corresponde con la realidad. Los taludes finales se han de corresponder geoméricamente en su totalidad a las hipótesis de partida, a saber, ángulo de talud, ancho de bermas, alturas máximas etc, etc...

Evidentemente variaciones de los parámetros geoméricos previstos, significaría un cambio a los cálculos realizados y por supuesto en los valores estimados del factor de seguridad. Por ello tras la construcción se debería hacer un control geométrico exhaustivo de las distintas fases de excavación del talud, que lleve hasta la construcción definitiva del mismo. Evidentemente esto conlleva los inconvenientes propios de la inaccesibilidad de los taludes excavados, para afrontar dicho problema se propone la utilización de un aparato topográfico de última generación, este instrumento es el denominado Láser escáner terrestre, o en inglés Terrestrial Laser Scanner.

Un Láser escáner terrestre es un dispositivo que analiza un objeto o el ambiente físico para reunir los datos de su geometría y, con menor importancia, valores de reflectancia para longitudes de onda particulares (entre ellos ocasionalmente el color visible). Los datos completos entonces se pueden usar para construir modelos digitales tridimensionales que se usan en una amplia variedad de aplicaciones.

El rayo láser es usado para medir la distancia al primer objeto de la escena que encuentre en su trayectoria, según el tiempo que tarda en recorrer dicha distancia o la diferencia de fase de la onda recibida y la emitida, según el modelo de equipo. Mediante el movimiento del emisor láser según ángulos acimutales y cenitales es posible realizar un barrido de la escena. El propósito de un Láser escáner terrestre es, generalmente, el de crear una nube de puntos a partir conformadas por las muestras geométricas tomadas sobre la superficie del objeto. Estos puntos se pueden usar entonces para extrapolar la forma del

objeto (un proceso llamado modelado o reconstrucción). La radiometría de la superficie del objeto se puede determinar también si se disponen de valores de reflectancia asociados a cada punto tridimensional.

Para la mayoría de las situaciones, un solo escaneo no producirá un modelo completo del objeto, sobre todo si este es complejo. Generalmente se requieren múltiples escaneos, incluso centenares, desde muchas direcciones diferentes para obtener información de todos los lados del objeto, para evitar las sombras u oclusiones. Estos escaneos tienen que ser unificados a un sistema de coordenadas de referencia común, en un proceso que se llama generalmente alineación o registro, y entonces son unidos para crear un modelo completo. Mediante los pasos expuestos se ha pasado del mapeo de la distancia al modelo Tridimensional final del objeto.

Con ello se pretende obtener un modelo en tres dimensiones, de los frentes de taludes, a partir del escaneado de alta resolución.

Una imagen de estos aparatos se presenta a continuación:



Imagen 25. Escáner Laser Leica HDS3000. Fuente: http://es.wikipedia.org/wiki/Esc%C3%A1ner_3D. Año: 2011.

Con los datos obtenidos con esta tecnología observaremos si los taludes finales excavados corresponden con los previstos en proyecto. Evidentemente si no correspondieran habría que recalcular y obtener los nuevos datos de F (factor de seguridad), aplicando nuevamente la metodología prevista en la presente tesis, en lo relativo a utilización del método de Morgenstern-Price y el software de cálculo de estabilidad Slope/W.

2) Pudiera suceder que durante la excavación de los taludes, apareciera puntualmente y en zonas de talud localizadas, materiales distintos a los previstos, por la presencia de fallas, mayor degradación del talud etc, etc. Por ello se propone examinar el riesgo de chineo o caída de rocas. Este problema se puede afrontar desde un punto de vista de definir las zonas con mayor riesgo y de ahí establecer las prioridades de actuación proponiendo las medidas correctoras.

Para ello es sumamente interesante el método “Rockfall Hazard Rating System (RHRS)” desarrollado por Pierson et al. (1990) para the Oregon State High-way División. Este método ofrece una clasificación sencilla y rápida para determinar el grado de urgencia de consolidación de un talud respecto a las caídas de rocas en obras de tipo carreteras mediante el índice RHRS, y en base a los diez puntos siguientes: altura de talud, eficacia de la cuneta, riesgo medio por vehículo, distancia de visibilidad, ancho de carretera, características geológicas del talud, (estado de juntas y fricción entre ellas, diferencia de erosión, tamaño de bloques), volumen de deslizamiento de bloques por evento, climatología y presencia de agua en el talud, e historial de caída de rocas.

A cada uno de estos items se le asigna un índice de menor a mayor variable entre 3 y 81, la suma de todos ellos es el índice RHRS.

A continuación se anexa una tabla sumario de los diferentes valores:

	Category	Rating criteria by score				
		Points 3	Points 9	Points 27	Points 81	
Geologic characteristics	Case 1	Slope height	7.5 m	15 m	22.5 m	> 30 m
		Ditch effectiveness	Good catchment	Moderate catchment	Limited catchment	No catchment
		Average vehicle risk (% of time)	25%	50%	75%	100%
		Decision sight distance (% of design value)	Adequate (100%)	Moderate (80%)	Limited (60%)	Very limited (40%)
		Roadway width (including paved shoulders)	13.20 m	10.80 m	8.40 m	6 m
	Case 2	Structural condition	Discontinuous joints, favorable orientation	Discontinuous joints, random orientation	Discontinuous joints, adverse orientation	Continuous joints, adverse orientation
		Friction	Rough, irregular	Undulating	Planar	Clay infilling or slickensided
		Structural condition	Few differential erosion features	Occasional erosion features	Many erosion features	Major erosion features
		Difference in erosion rates	Small	Moderate	Large	Extreme
		Block size	0.3 cm	0.6 m	0.9 m	1.20 m
	Volume of rockfall per event	2.3 m ³	4.6 m ³	6.9 m ³	9.2 m ³	
	Climate and presence of water on slope	Low to moderate precipitation; no freezing periods; no water on slope	Moderate precipitation or short freezing periods or intermittent water on slope	High precipitation or long freezing periods or continual water on slope and long freezing periods	High precipitation and long freezing periods or continual	
	Rockfall history	Few falls	Occasional falls	Many falls	Constant falls	

Tabla 20. Resumen valores para obtención del RHRS. Fuente: Pierson et Al. Natural Hazards and Earth System Sciences. Año: 1990.

A la hora de evaluar las características geológicas del talud, Romana 1991⁴⁴, ha asociado el índice $SMR = RMR - (F1 * F2 * F3) * F4$, siendo F1 a F3, parámetros que dependen de la posición espacial de los planos de juntas, plano de talud y buzamientos y F4 hace referencia a la influencia del método de excavación del talud en la estabilidad del talud.

⁴⁴ SMR Classification, Slope Mass Rating, autor Romana, 1985,1988,1991

De una forma simplificada, se han establecido diversas funciones matemáticas para cada uno de los parámetros anteriores, siendo un cuadro resumen de las mismas el siguiente:

Category	Equation
Slope height (H)	$y=3^{H/7.5}$
Average vehicle risk (AVR)	$y=3^{AVR/25}$
Decision sight distance ($\%D_a$)	$y=3^{(120-\%D_a)/20}$
Roadway width (L_c)	$y=3^{(27.5-L_c)/6}$
Slope mass rating (SMR)	$y=3^{80/SMR}$
Block size (D_b)	$y=3^{D_b/0.3}$
Volume of rockfall per event (V_{fall})	$y=3^{V_{fall}/2.3}$
Annual rainfall (h)	$y=3^{h/300}$
Rockfall frequency (f)	$y=3^{1+(0.334 \cdot f)}$

Tabla 21. Funciones matemáticas para los items desarrollados en RHRS. Fuente: Natural Hazards and Earth System Sciences. Año: 1990.

En el método original las puntuaciones para RHRS por debajo de 300 definen trabajos de reparación con urgencia baja, mientras que valores de RHRS por encima de 500 indican la necesidad de estabilización del talud de forma inmediata.

Como complemento a este método se puede emplear determinado software para el análisis del fenómeno del chineo o caída de rocas, usando programas como el RocFall V.4.⁴⁵ Es un programa de análisis estadístico diseñado para ayudar con la evaluación de las pendientes con riesgo de desprendimientos de rocas. La energía, la velocidad y "rebote altura" para toda la ladera se determinan por el programa, así como la

⁴⁵ Statitiscal Analysis of Rockfalls. <http://www.roscience.com>.

ubicación de los puntos finales de caída. La distribución de la energía, la velocidad, y la altura de rebote también se calculan a lo largo del perfil del talud. Las distribuciones pueden ser de tipo gráfico y las estadísticas completas se calculan automáticamente.

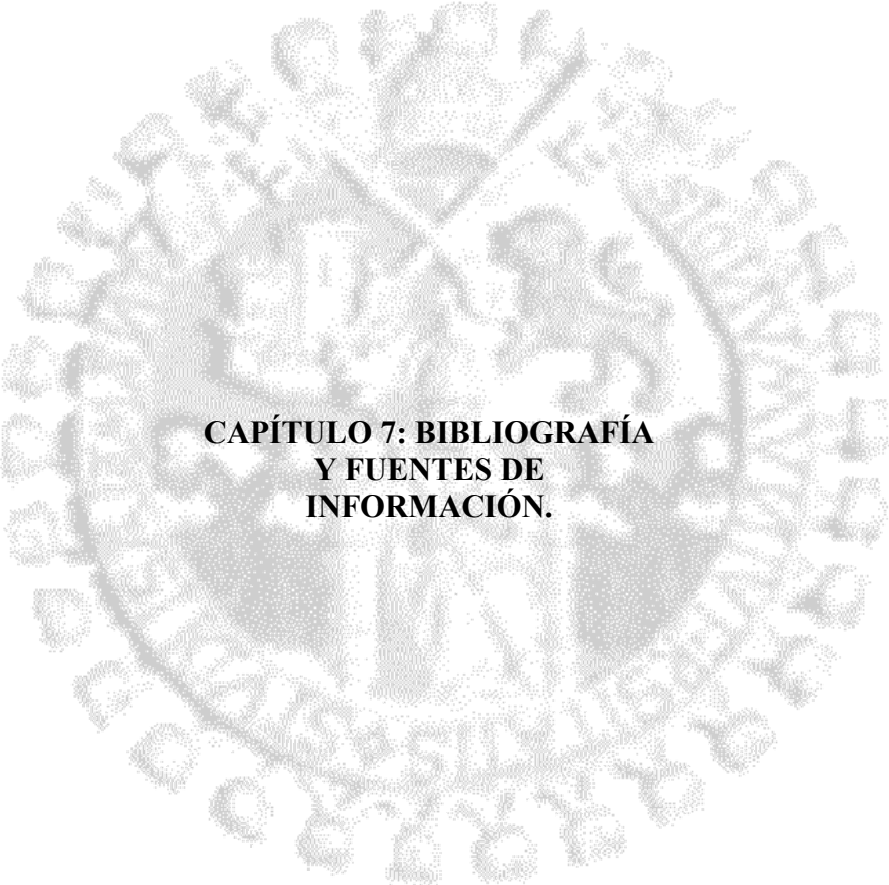
3) Por último, dejar abierta una línea de investigación con el empleo de Programas de modelización por el método de elementos finitos:

Este método se puede emplear en muchos problemas de estabilidad de macizos rocosos, especialmente cuando tienen complejidades especiales, como la anisotropía del material, bien por el comportamiento no lineal del mismo, o bien por el estado tensional del macizo y además por la presencia de agua o por efecto de los sismos.

Pocos programas informáticos implementan el criterio de rotura de Hoek&Brown. Entre éstos se encuentra el Phase 8⁴⁶, este Programa no admite grandes deformaciones, pero sí establece el inicio del desarrollo de la inestabilidad. Para estudiar el comportamiento a rotura sería preciso admitir grandes deformaciones del continuo, la posibilidad de desarrollar grietas y fisuras, y conocer el comportamiento post-pico de los materiales.

Sería sumamente interesante aplicar por tanto este programa de mallado de elementos finitos a los taludes estudiados en la presente tesis (superiores a los 15 m de altura) y analizar su comportamiento bajo la posibilidad de desarrollar grietas y fisuras.

⁴⁶ Finite Elements Analysis for excavation and Slopes Rocscience Inc. . <http://www.roscience.com>.



**CAPÍTULO 7: BIBLIOGRAFÍA
Y FUENTES DE
INFORMACIÓN.**

ÍNDICE

BIBLIOGRAFÍA Y FUENTES DE INFORMACIÓN.

BIBLIOGRAFÍA.

ARTÍCULOS CIENTÍFICOS.

LEYES, REGLAMENTOS Y NORMAS.

OTRAS FUENTES DE INFORMACIÓN.

PÁGINAS WEB.

BIBLIOGRAFÍA.

AYALA CARCEDO, FRANCISCO JAVIER (1.986): “Manual de Taludes.” Instituto Geológico y Minero de España (IGME). Madrid.

AYALA CARCEDO, FRANCISCO JAVIER (1.991): “Manual de Ingeniería de Taludes.” ISBN: 84-784-090-7. Instituto Tecnológico GeoMinero de España (ITGE). Madrid.

BALLESTER FRANCISCO, C. ALVAREZ ORTEGA, M. (1.997): “Tipología de muros de carreteras.” Ed. Ministerio de Fomento. ISBN: 84-498-0333-0. Madrid.

BIENIAWSKI Z.T. (1.989): “Engineering rock mass classifications”. Ed. John Wiley. ISBN: 0-471-60172. Canada.

CATERPILLAR INC. (1.999): “Caterpillar Performance Handbook.” Ed. Caterpillar Inc. Peoria, Illinois, USA.

DEPARTAMENT OF THE ARMY. US ARMY CORPS OF ENGINEERS (1.994): Manual n° 1110-1-2908. Engineering and design Rock foundations. Washington, DC 20314-1000.

FERRER MERCEDES. GONZÁLEZ DE VALLEJO, LUIS. (1.999). “Manual de campo para la descripción y caracterización de macizos rocosos en afloramientos.” ISBN: 84-7840-387-6. Instituto Tecnológico Geominero de España (ITGE). Madrid.

GONZÁLEZ IGLESIAS, M. (2.002): “El contrato administrativo de consultoría y asistencia.” Ed. Marcial Pons, Ediciones Jurídicas y Sociales, S.A. Madrid.

GONZALEZ DE VALLEJO, LUIS (2.002): “Ingeniería Geológica.” Ed: Pearson Alhambra. ISBN: 9788420531045. Madrid.

KALENOV, E.N. (1.987): “Interpretación de curvas de sondeos eléctricos verticales.” Ed. Mopu. ISBN: 8474335132. Madrid.

MUELAS RODRÍGUEZ, ANGEL (2.010) : “Manual del Suelo y cimentaciones.”
Ed: UNED. <http://www.uned.es>.

PANIUKOV, P. (1.981): “Geología aplicada a la Ingeniería.” Ed: Mir Moscú. URSS.

PÉREZ DE AGREDA, ALONSO Y OTROS (2.002): “Laderas y Taludes Inestables.”
Ediciones Universidad de Salamanca. I.S.B.N.: 84-7800-742-3. Salamanca. España.

PUELL MARIN, FERNANDO (2.003): “Tesis doctoral: criterios de roturas no lineales a la estabilidad general de taludes en macizos rocosos.” Universidad Politécnica de Madrid, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos. http://oa.upm.es/view/thesis_type/phd.html.

SOCIEDAD NACIONAL DE MINERÍA, PETROLEO E INGENIERÍA (2.004):
“Manual de Geomecánica aplicada a la prevención de accidentes por caída de rocas en minería subterránea”. <http://www.snmpe.org.pe/portal>. Perú.

SUAREZ DÍAZ, JAIME (1.986): “Deslizamientos y Estabilidad de taludes en zonas tropicales.” Ed: Publicaciones UIS.

ARTÍCULOS CIENTÍFICOS.

ARLANDI RODRÍGUEZ, MANUEL. (2.007): “Geofísica aplicada a la Ingeniería civil. Método Geoeléctrico y sísmica de refracción. Casos prácticos.” Ed. Geoconsult. <http://www.geoconsult.es>.

BIENIAWSKI Z.T. (1.974): “Clasificación geomecánica de macizos rocosos y su aplicación en un túnel.” Int Tercera. Congreso de Mecánica de Rocas ISRM,,pp 27-32 Denver.

BIENIAWSKI Z.T., (1976). “Rock mass classifications in rock engineering.” Proceedings Symposium on Exploration for Rock Engineering; ed. Z.T. Bieniawski A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 97-106.

DEERE DU. (1.964): “Technical description of rock cores for engineering purposes. Rock mechanics and Engineering Geology” Vol 1, N°1, pp 17-22.

FARFÁN MARTÍN ARTURO (2.000): “Estudios Geotécnicos para Cimentaciones de Construcciones Mineras.” Revista: *Minería y Siderurgia*. N°-25. ISSN: 021106467.

FARFÁN MARTÍN ARTURO (2.001): Sondeos Geotécnicos para Construcciones Mineras. Revista: *Minería y Siderurgia*. ISSN: 021106467.

FARFÁN MARTÍN ARTURO (2.001): “Estudios Geotécnicos para Cimentaciones.” Revista: *Canteras y Explotaciones*

HOEK E., CARRANZA-TORRES, C. CORKUM, B. (2.002): “Hoek-Brown failure criterion–2002.” Edition.Proc. North American Rock Mechanics Society. Narms-Tac Conference, p. 267-273. Toronto. www.rocscience.com.

HOEK E, BRAY, J.W. (2.007): “Practical rock Engineering.” ISBN 0-419-16010-8. Fuente: www.rocscience.com.

INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS (1.981): “Rock characterization of rocks and rock masses.” *Int.J. Rock mech. Min. Abstr.* 18, pp. 85-110.

LUENGO RODRÍGUEZ, FRANCISCO JAVIER. (2.002): “Ponencia Definición Racional de ripabilidad o volabilidad de los macizos rocosos. Factores económicos y técnicos.”, Revista *Minería y Siderurgia* N° 28. . Ed: Consejo General de los Colegios de la Ingeniería Técnica Minera. Madrid.

LUENGO RODRÍGUEZ, D. FRANCISCO JAVIER (2.004): “Definición Racional de ripabilidad o volabilidad de los macizos rocosos. Factores económicos y técnicos.” Oviedo.

MEYERHOF, G.G. (1.956): “Penetration Test and Bearing Capacity of cohesionless soil”. *Jour Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol. 91, smi*.

MORGENSTERN N. R., PRICE V. E. (1.965): “The analysis of the stability of general slip surfaces geotechnique.” Fuente: *Géotechnique, Volume 15, Issue 1, pages 79–93* , ISSN: 0016-8505, E-ISSN: 1751-7656.

RODRÍGUEZ SOTO A. (2.005): “Campaña Geotécnica para el Proyecto de Chillida en la montaña Tindaya, Fuerteventura. In situ Testing, S.L.” Ed: Carlos López Jimeno, 2007 ISBN: 84-96140-23-3; DL M. 3.821-2007. Madrid

RODRÍGUEZ JUAN M, MONGE LEANDRO A. (2.006): “Índice de evaluación del riesgo de accidentes por desprendimiento en canteras de roca.” Revista del Instituto de Investigaciones FIGMMG Vol. 9, N° 17, 9-18. ISSN: 1561-0888.

ROMANA M. (1.991): “SMR Classification.” 7th ISRM Congress, September 16- 20, 1991 , Aachen, Germany. Copyright: A.A. Balkema. Permission to Distribute - International Society for Rock Mechanics.

ROMANA M. (1.985): “New adjustment rating for application of the Bieniawski classification to slopes.” Proc. Int. Symp rock mechanics mining civil.works, ISRM Zaratecas, Méjico pp.59-63.

PALMER D.J. STUART J.G. (1.957): “Some observations on the Estándar Penetration test and a correlation of the test with a new penetrometer.” 4th Int.Conf. Soil Mech, Found. Eng., Londra.

PIERSON ET A (1990): “Rockfall Hazard Rating System (RHRS)” The Oregon State High-way División. Ed: Natural Hazards and Earth System Sciences.

URQUIDI, JOSE A. (1.967): “Sistema wire-line de la empresa Longyear.” Comunicación Primera Jornada Internacional Minero-Metalúrgica. Gijón.

VILLARROEL, R., (1.994): “Medidas de buzamiento en testigos de sondeos. Fuente: Metodología para el Levantamiento Geotécnico de Sondajes en Fotografías”, CODELCO, Gerencia de Exploraciones, Inédito GL-NI-134/94, 40 p. Calama, CHILE.

LEYES, REGLAMENTOS Y NORMAS.

DIARIO OFICIAL DE LA UNIÓN EUROPEA. (2.003): “Recomendación de la comisión de 11 de Noviembre de 2.003, referida a la aplicación y uso de los Eurocódigos para obras de construcción y productos estructurales.” Notificada con el número C-2003 4639.2003/887/CE. http://publications.europa.eu/official/index_es.htm.

LEY 13/1995. (19-05-1.995): “Ley de 18 de Mayo, de Contratos de Administraciones Públicas.” BOE 119/1995.

ORDEN MINISTERIAL (06-02-1.976): “Pliego general de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes. MOPU.” B.O.E. 7-7-1.976.

ORDEN de (12-02-1.998): “Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP).” BOE. N° 54. 04- 03-1998.

ORDEN FOM/2060/2002, (02-08-2.002): “Disposiciones reguladoras de las áreas de acreditación de Laboratorios de Ensayos para el Control de Calidad de la Edificación.” BOE. N° 193. 13-08-2002.

ORDEN FOM/1523/2010, (10-11-2.010): “Modelos de Pliegos de Cláusulas Administrativas Particulares que han de regir en la contratación administrativa de la Consejería de Fomento”. BOCYL. N° 217.

R.D. 863/1985, (02-04-1.985): “Reglamento General de Normas Básicas de Seguridad Minera ITC, MIE M.07.1.03 Trabajos a Cielo Abierto.” BOE. N°. 140. 12-06-1985.

R.D. 997/2002, (27-09-2.002): “Norma de Construcción Sismorresistente: parte general y edificación (NCSR-02).” BOE. N°. 244. 11-10-2002.

R.D. 637/2007, (02-06-2.007): “Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes (NCSP-07).” BOE. N°. 132. 02-06-2007.

R.D. 1247/2008, (18-07-2.008): “Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08.” BOE. N°.203. 22-08-2008.

UNE-103800/92: “Geotécnia. Ensayos “in situ”. Ensayo de penetración Estándar. S.P.T.” <http://www.aenor.es/aenor/inicio/home/home.asp>.

UNE-EN 1997-1: (2.010): “Eurocódigo 7: Proyecto Geotécnico. Parte 1. Reglas generales.” Ed. AENOR. <http://www.aenor.es/aenor/inicio/home/home.asp>.

UNE-ENV 1997-2: (2.001): “Eurocódigo 7: Proyecto Geotécnico. Parte 2: Proyecto asistido por ensayos de Laboratorio.” Ed. AENOR. <http://www.aenor.es/aenor/inicio/home/home.asp>.

UNE-ENV 1997-3: (2.002): “Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico. Parte 3. Proyecto asistido por ensayos de campo.” <http://www.aenor.es/aenor/inicio/home/home.asp>.

OTRAS FUENTES DE INFORMACIÓN.

CONSEJERÍA DE OBRAS PÚBLICAS Y TRANSPORTES. (2.006): “Recomendaciones técnicas para el diseño y ejecución de sistemas viarios en medios sensibles.” Ed. Consejería de Obras públicas y transportes. Junta de Andalucía.

CONSEJERÍA DE FOMENTO. JUNTA DE CASTILLA Y LEÓN. (1.996): “Recomendaciones técnicas para la realización de estudios geológico-geotécnicos previos de la red nacional de carreteras. Junta de Castilla León.” Ed. Junta de Castilla León. Consejería de Fomento. Secretaría General. ISBN: 84-7846-561-8. Madrid.

DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS (1.996): “Protección contra desprendimientos de rocas. Pantallas dinámicas.” Ed. Ministerio de Obras Públicas. ISBN: 978-84-498-0253-9. Madrid.

DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS (2.001): “Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera.” Ed. Ministerio de Fomento. ISBN: 9788449806674. Madrid.

DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS (2.002): “Instrucciones para el diseño de firmes 6.1- IC, 6.2-IC, y orden circular 10/2002” : Ed. Ministerio de Fomento. Madrid.

MINISTERIO DE FOMENTO (1.983): “Recomendaciones para a redacción de estudios de carreteras.” Ed. Ministerio de Fomento. 01/01/1983. ISBN: 9788474335026. Madrid.

MINISTERIO DE FOMENTO (2.006): “Guía para el Proyecto y la ejecución de muros de escollera en obras de Carretera.” Ed. Ministerio de Fomento. Madrid.

MINISTERIO DE FOMENTO. PUERTOS DEL ESTADO (2.006): “ROM 0.5-05 Recomendaciones geotécnicas para obras marítimas y portuarias.” ISBN 84-88975-52-X. Madrid.

MINISTERIO DE LA VIVIENDA. DIRECCIÓN GENERAL DE ARQUITECTURA Y TECNOLOGÍA DE LA EDIFICACIÓN (1.975): “Normas tecnológicas de la edificación. Cimentaciones. Contenciones. Taludes.” BOE 20 Y 27 Diciembre 1.975.

MINISTERIO DE LA VIVIENDA. DIRECCIÓN GENERAL DE ARQUITECTURA Y TECNOLOGÍA DE LA EDIFICACIÓN (1.975-1.983): “Acondicionamiento del terreno. Desmontes. Explanaciones.” BOE 1.975 a 1.983.

MOPU. DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS. (1.990): “Circular nº 314/90 T y P. Normalización de los estudios geológicos geotécnicos a incluir en anteproyectos y Proyectos.” Ed. Ministerio de Obras Públicas. Madrid.

PÁGINAS WEB.

URL 1: Página de Geo-slope International: <http://www.geo-slope.com/>.

URL 2: Página de Imágenes aéreas: <http://sigpac.mapa.es/fega/visor/>

URL 3: Página de Rocscience, Software tools for rock and soil: www.rocscience.com/

URL 4: Página de Autocad: <http://www.autodesk.es>

URL 5: Página de Istram-Ispol, Software para Ingeniería Civil: <http://www.istram.net/>

URL 6: Página de Visual-Basic 6: <http://www.microsoft.com>

URL 7: Página de Comersond-Ser S.L. Materiales para sondeos:
<http://www.comersond.com/>

URL 8: Página de International Society for rocks mechanics:
<http://www.isrm.net/gca/?id=51>

URL 9: Página de Sociedad española de mecánica de rocas: <http://www.semr.es/>

URL 10: Página de Instituto Geológico y Minero de España: <http://www.igme.es/>

ANEJOS.

REPORTAJE FOTOGRÁFICO.



Fotografía 1. Vista general de desmonte P.K. 3+500 a P.K. 4+500 con dispositivo adoptado para realización de línea sísmica. Noviembre de 2.009.



Fotografía 2. Vista general de desmonte P.K. 3+500 a P.K. 4+500 con dispositivo adoptado para realización de línea sísmica. Noviembre de 2.009.



Fotografía 3. Vista general de desmonte P.K. 3+500 a P.K. 4+500 con dispositivo adoptado para realización de línea sísmica. Noviembre de 2.009.



Fotografía 4. Vista general de desmonte P.K. 3+500 a P.K. 4+500 con dispositivo adoptado para realización de línea sísmica. Noviembre de 2.009.



Fotografía 5. Vista general de desmonte P.K. 3+500 a P.K. 4+500 con dispositivo adoptado para realización de línea sísmica. Noviembre de 2.009.



Fotografía 6. Vista general de desmonte P.K. 3+500 a P.K. 4+500 con dispositivo adoptado para realización de línea sísmica. Noviembre de 2.009.



Fotografía 7. Vista general de desmonte P.K. 5+800 a P.K. 6+500 con dispositivo adoptado para realización de línea sísmica. Noviembre de 2.009.



Fotografía 8. Vista general de desmonte P.K. 5+800 a P.K. 6+500 con dispositivo adoptado para realización de línea sísmica. Noviembre de 2.009.



Fotografía 9. Vista general de desmonte P.K. 5+800 a P.K. 6+500 con dispositivo adoptado para realización de línea sísmica. Noviembre de 2.009.



Fotografía 10. Vista general de desmonte P.K. 5+800 a P.K. 6+500 con dispositivo adoptado para realización de línea sísmica. Noviembre de 2.009.



Fotografía 11. Vista general de desmonte, talud izquierdo cercano al desmonte proyectado P.K. 5+800 a P.K. 6+500 excavado en dirección perpendicular al mismo en la EX.-214. La Roca de la Sierra-La Nava de Santiago. Marzo 2.010.



Fotografía 12. Vista general de desmonte, talud derecho, cercano al desmonte proyectado P.K. 5+800 a P.K. 6+500 excavado en dirección perpendicular al mismo en la EX.-214. La Roca de la Sierra-La Nava de Santiago. Marzo 2.010.



Fotografía 13. Vista particular de estructura tipo Sill, en el talud izquierdo excavado en la EX.-214. La Roca de la Sierra-La Nava de Santiago. Marzo 2.010.



Fotografía 14. Vista particular de estructura tipo Sill, en el talud derecho excavado en la EX.-214. La Roca de la Sierra-La Nava de Santiago. Marzo 2.010.

**ORDENES DE PROGRAMACIÓN DEL PROGRAMA TRATAMIENTO
INFORMÁTICO DE COLUMNAS GEOTÉCNICAS.**

```

Option Explicit

Private Sub CmdCalcular_Click()
Dim i As Byte
Dim indice As Byte

'Control si solo hay un horizonte
If TxtHorizonte.UBound = 0 Then MsgBox ("añadir horizontes"): Exit Sub

'Eliminar fila para horizontes no recuperados, si esta presente
If TxtHorizonte(TxtHorizonte.UBound).Text = "No recup." Then
CmdMenos_Click

'Control de errores en la introducción de datos
For i = TxtHorizonte.lBound To TxtHorizonte.UBound - 1
    If IsNumeric(TxtSIGCI(i).Text) = False Then Call MsgBox("Error en
los datos de entrada", vbCritical, "Aviso"): Exit Sub
    If IsNumeric(TxtGSI(i).Text) = False Then Call MsgBox("Error en
los datos de entrada", vbCritical, "Aviso"): Exit Sub
    If IsNumeric(Txtmi(i).Text) = False Then Call MsgBox("Error en los
datos de entrada", vbCritical, "Aviso"): Exit Sub
    If IsNumeric(TxtMR(i).Text) = False Then Call MsgBox("Error en los
datos de entrada", vbCritical, "Aviso"): Exit Sub
    If IsNumeric(TxtDensidad(i).Text) = False Then Call MsgBox("Error
en los datos de entrada", vbCritical, "Aviso"): Exit Sub
Next i

'Variable 'indice'
indice = TxtHorizonte.UBound + 1

'Añadir horizonte - No recuperado
CmdMas_Click

'Preparar las columnas de la última fila
TxtHorizonte(indice).Text = "No recup."
TxtTestigo(indice).Text = 100: TxtTestigo(indice).Visible = False:
TxtLongitud(indice).Visible = False

'Calcular el % de recuperación respecto al total del testigo
For i = TxtHorizonte.lBound To TxtHorizonte.UBound - 1
    TxtRecuperado(i).Text = Format(((TxtLongitud(i).Text /
TxtLongitudTotal.Text) * TxtTestigo(i).Text), "0.00")
Next i

'busqueda de minimos
Dim MinSIGCI As Double
Dim MinGSI As Double
Dim Minmi As Double
Dim MinMR As Double
Dim MinDensidad As Double
Dim Suma As Double
MinSIGCI = 9999
MinGSI = 9999
Minmi = 9999
MinMR = 9999
MinDensidad = 9999
Suma = 0

```

```

For i = TxtHorizonte.lBound To TxtHorizonte.UBound - 1
    If TxtSIGCI(i).Text < MinSIGCI Then MinSIGCI = TxtSIGCI(i).Text
    If TxtGSI(i).Text < MinGSI Then MinGSI = TxtGSI(i).Text
    If Txtmi(i).Text < Minmi Then Minmi = Txtmi(i).Text
    If TxtMR(i).Text < MinMR Then MinMR = TxtMR(i).Text
    If TxtDensidad(i).Text < MinDensidad Then MinDensidad =
TxtDensidad(i).Text
    Suma = Suma + TxtRecuperado(i).Text
Next i

'Presentar valores minimos
TxtSIGCI(indice).Text = MinSIGCI
TxtGSI(indice).Text = MinGSI
Txtmi(indice).Text = Minmi
TxtMR(indice).Text = MinMR
TxtDensidad(indice).Text = MinDensidad
TxtRecuperado(indice).Text = Format(100 - Suma, "0.00")

'Calculo de la Ponderación
Dim SumSIGCI As Double
Dim SumGSI As Double
Dim Summi As Double
Dim SumMR As Double
Dim SumDensidad As Double
SumSIGCI = 0
SumGSI = 0
Summi = 0
SumMR = 0
SumDensidad = 0

For i = TxtHorizonte.lBound To TxtHorizonte.UBound
    SumSIGCI = SumSIGCI + (TxtSIGCI(i).Text * (TxtRecuperado(i).Text /
100))
    SumGSI = SumGSI + (TxtGSI(i).Text * (TxtRecuperado(i).Text / 100))
    Summi = Summi + (Txtmi(i).Text * (TxtRecuperado(i).Text / 100))
    SumMR = SumMR + (TxtMR(i).Text * (TxtRecuperado(i).Text / 100))
    SumDensidad = SumDensidad + (TxtDensidad(i).Text *
(TxtRecuperado(i).Text / 100))
Next i

'Presentar los resultados finales
TxtSIGCI_F.Text = Format(SumSIGCI, "0.0")
TxtGSI_F.Text = Format(SumGSI, "0.0")
Txtmi_F.Text = Format(Summi, "0.0")
TxtMR_F.Text = Format(SumMR, "0.0")
TxtDensidad_F.Text = Format(SumDensidad, "0.0000")

End Sub

Private Sub CmdMas_Click()
Dim indice As Byte
Dim espacio As Byte

indice = TxtHorizonte.UBound + 1
espacio = 25

'Crear un nuevo array
Load TxtHorizonte(indice)
With TxtHorizonte(indice)
    .Top = TxtHorizonte(indice - 1).Top + espacio
    .Visible = True

```

```

        .Text = TxtHorizonte(indice - 1).Text + 1
    End With

    Load TxtLongitud(indice)
    With TxtLongitud(indice)
        .Top = TxtLongitud(indice - 1).Top + espacio
        .Visible = True
        .Text = ""
    End With

    Load TxtTestigo(indice)
    With TxtTestigo(indice)
        .Top = TxtTestigo(indice - 1).Top + espacio
        .Visible = True
        .Text = 100
    End With

    Load TxtSIGCI(indice)
    With TxtSIGCI(indice)
        .Top = TxtSIGCI(indice - 1).Top + espacio
        .Visible = True
        .Text = ""
    End With

    Load TxtGSI(indice)
    With TxtGSI(indice)
        .Top = TxtGSI(indice - 1).Top + espacio
        .Visible = True
        .Text = ""
    End With

    Load Txtmi(indice)
    With Txtmi(indice)
        .Top = Txtmi(indice - 1).Top + espacio
        .Visible = True
        .Text = ""
    End With

    Load TxtMR(indice)
    With TxtMR(indice)
        .Top = TxtMR(indice - 1).Top + espacio
        .Visible = True
        .Text = ""
    End With

    Load TxtDensidad(indice)
    With TxtDensidad(indice)
        .Top = TxtDensidad(indice - 1).Top + espacio
        .Visible = True
        .Text = ""
    End With

    Load TxtRecuperado(indice)
    With TxtRecuperado(indice)
        .Top = TxtRecuperado(indice - 1).Top + espacio
        .Visible = True
        .Text = ""
    End With

```



```

'Redimension de la ventana
Form1.Height = (TxtHorizonte(TxtHorizonte.UBound).Top +
TxtHorizonte(0).Height + 30) * 16

End Sub

Private Sub CmdMenos_Click()
Dim indice As Byte

'ultimo array
indice = TxtHorizonte.UBound + 1

If indice = 1 Then Exit Sub Else: indice = indice - 1

Unload TxtHorizonte(indice)
Unload TxtLongitud(indice)
Unload TxtTestigo(indice)
Unload TxtSIGCI(indice)
Unload TxtGSI(indice)
Unload Txtmi(indice)
Unload TxtMR(indice)
Unload TxtDensidad(indice)
Unload TxtRecuperado(indice)

Form1.Height = (TxtHorizonte(TxtHorizonte.UBound).Top +
TxtHorizonte(0).Height + 30) * 16
End Sub

Private Sub TxtDensidad_Validate(Index As Integer, Cancel As Boolean)
If Not IsNumeric(TxtDensidad(Index).Text) Then
    TxtDensidad(Index).Text = ""
End If
End Sub

Private Sub TxtGSI_Validate(Index As Integer, Cancel As Boolean)
If Not IsNumeric(TxtGSI(Index).Text) Then
    TxtGSI(Index).Text = ""
End If
End Sub

Private Sub TxtLongitud_Validate(Index As Integer, Cancel As Boolean)
If Not IsNumeric(TxtLongitud(Index).Text) Then
    TxtLongitud(Index).Text = ""
End If
End Sub

Private Sub Txtmi_Validate(Index As Integer, Cancel As Boolean)
If Not IsNumeric(Txtmi(Index).Text) Then
    Txtmi(Index).Text = ""
End If
End Sub

Private Sub TxtMR_Validate(Index As Integer, Cancel As Boolean)
If Not IsNumeric(TxtMR(Index).Text) Then
    TxtMR(Index).Text = ""
End If
End Sub

Private Sub TxtSIGCI_Validate(Index As Integer, Cancel As Boolean)

```

```
If Not IsNumeric(TxtSIGCI(Index).Text) Then
    TxtSIGCI(Index).Text = ""
End If
End Sub
```

```
Private Sub TxtTestigo_Validate(Index As Integer, Cancel As Boolean)
If Not IsNumeric(TxtTestigo(Index).Text) Then
    TxtTestigo(Index).Text = ""
End If
End Sub
```