



UNIVERSIDAD DE CANTABRIA

E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos



TESIS DOCTORAL

**CARACTERIZACIÓN Y EMPLEO DE CENIZAS DE FONDO
PROCEDENTES DE CENTRAL TÉRMICA EN LA
ESTABILIZACIÓN Y CONSTRUCCIÓN DE TERRAPLENES
Y FIRMES DE CARRETERAS**

Autor

ESTEBAN LÓPEZ LÓPEZ

Directores

ÁNGEL VEGA ZAMANILLO

MIGUEL ÁNGEL CALZADA PÉREZ

Santander, 2013

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a la empresa de Contratas Iglesias la financiación para desarrollar el trabajo de investigación y a la Universidad de Cantabria por darme la oportunidad de desarrollar la tesis doctoral.

A Ángel Vega Zamanillo y a Miguel Ángel Calzada Pérez, desde el año 2008 que se cruzaron nuestras vidas, solo puedo daros las gracias por TODO, os estaré eternamente agradecido por la oportunidad que me habéis brindado.

A Miguel Gomez Beares, tu inestimable apoyo y tu carácter trabajador han sido una grandísima ayuda durante estos años. Muchas gracias Miguel.

A mis compañeros Alberto Hernández Sanz y Manuel Ángel Taborga Sedano, dos grandes ingenieros y sobretodo dos grandes amigos. Muchas gracias por vuestra ayuda.

A todos mis compañeros del grupo GITECO, Elsa, María, Luis, Elena, Pablo, Jose, Andrés, Alejandro, Jose Ángel, Valerio, Roque, Jaime gracias por los momentos vividos.

Agradecerles a mis hermanos, Paula, Rubén y Leticia, su ánimo y apoyo incluso en los peores momentos.

He querido dejar para el final el agradecimiento a las dos personas gracias a las cuales he llegado hasta aquí, mis padres, Antonio López Cobo y Azucena López Palazuelos, sin los esfuerzos que han realizado durante toda su vida y el apoyo que siempre me han dado, no me hubiera sido posible culminar mi educación de esta manera. MUCHAS GRACIAS.

RESUMEN

En esta tesis doctoral se estudia el posible empleo de las cenizas de fondo de las centrales térmicas de Aboño y Soto de Ribera en la construcción de carreteras.

En el trabajo de investigación se caracterizan ambas cenizas y se evalúa su uso en construcción de obras de tierra, mostrando que es posible su empleo en cimiento, núcleo y coronación.

Debido a que se trata de un material arenoso, sin plasticidad, y con carácter puzolánico, también sirve para mejorar suelos plásticos con baja o nula capacidad portante. El empleo de ambas cenizas mejora su clasificación según la normativa española, siendo posible incluso su colocación en coronación de explanadas de categoría E3.

La composición de tipo sílico-aluminosa, y el menor tamaño de partículas de la ceniza de Soto de Ribera, hace posible su activación con cal, obteniéndose mayor capacidad portante. El uso conjunto de ambos productos permite estabilizar suelos de pobre calidad pudiéndolos utilizar en las capas inferiores del firme.

La mezcla de ceniza y cal es capaz de aportar cierta cohesión a materiales granulares, permitiendo su uso en capas de subbase de la estructura del firme.

El trabajo de investigación concluye recomendando el empleo de las cenizas de fondo de central térmica en la construcción de carreteras, permitiendo así reducir los costes económicos y ambientales de su envío a vertedero. Además, permiten la mejora y estabilización de suelos de mala calidad procedentes de la propia traza, hasta ahora despreciados en obra por el elevado coste de su estabilización.

ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS	i
RESUMEN	iii
ÍNDICE.....	I
ÍNDICE DE TABLAS	IV
ÍNDICE DE FIGURAS	VIII
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.....	1-1
1.1 PROBLEMÁTICA.....	1-3
1.2 OBJETIVOS.....	1-4
1.3 CONTENIDOS.....	1-5
CAPÍTULO 2. ESTADO DEL ARTE.....	1
2.1 ASPECTOS GENERALES DE RESIDUOS EMPLEADOS EN CARRETERAS... ..	2-3
2.1.1 INTRODUCCIÓN	2-3
2.1.2 LEGISLACION ACTUAL DE RESIDUOS.....	2-6
2.1.3 NORMATIVA DE SUELOS EN CARRETERAS	2-10
2.2 TIPOLOGÍA DE RESIDUOS EN CARRETERAS.....	2-17
2.2.1 RESIDUOS SÓLIDOS URBANOS	2-21
2.2.2 RESIDUOS DEL SECTOR DE LA CONSTRUCCIÓN Y EL TRANSPORTE.....	2-28
2.2.3 RESIDUOS DE LA INDUSTRIA SIDERÚRGICA.....	2-43
2.3 EMPLEO DE RESIDUOS DEL CARBÓN EN CARRETERAS	2-55
2.3.1 ESTÉRILES DEL CARBÓN.....	2-57
2.3.2 CENIZAS VOLANTES.....	2-60
CAPÍTULO 3. MATERIALES Y METODOLOGÍA.....	3-1
3.1 MATERIALES.....	3-3
3.1.1 SUELOS BASE DEL ESTUDIO.....	3-3
3.1.2 ÁRIDO.....	3-8
3.1.3 CAL.....	3-9
3.1.4 CENIZAS DE FONDO.....	3-10

3.2	METODOLOGÍA	3-29
3.2.1	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO	3-30
3.2.2	ESTUDIO DE COMPACTABILIDAD	3-30
3.2.3	ESTUDIO DE CAPACIDAD PORTANTE: ÍNDICE CBR	3-31
3.2.4	ESTUDIO DE PARÁMETROS PLÁSTICOS	3-32
3.2.5	ESTUDIO DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE (RCS).	3-32
3.2.6	ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO A SOLICITACIONES DINÁMICAS.....	3-33
CAPÍTULO 4. EMPLEO DE CENIZAS DE FONDO EN CONSTRUCCIÓN DE EXPLANADAS DE CARRETERA		4-1
4.1	EMPLEO DE CENIZAS DE FONDO EN LA CONSTRUCCION DE EXPLANADAS DE CARRETERA	4-3
4.2	ESTUDIO DE COMPACTABILIDAD	4-3
4.3	EFECTO DE LA COMPACTACIÓN EN LA GRANULOMETRÍA.....	4-6
4.4	ESTUDIO DE CAPACIDAD PORTANTE: ÍNDICE CBR.....	4-8
4.4.1	ÍNDICE CBR COMPACTADO CON MARTILLO VIBRANTE.....	4-8
4.4.2	ÍNDICE CBR CON HUMEDAD DE SATURACIÓN	4-22
4.5	CLASIFICACIÓN DE LAS CENIZAS DE FONDO	4-29
4.5.1	CLASIFICACIÓN ASTM	4-29
4.5.2	CLASIFICACIÓN AASHTO	4-29
4.5.3	CLASIFICACIÓN ESPAÑOLA (PG3).....	4-30
CAPÍTULO 5. MEJORA Y ESTABILIZACIÓN DE SUELOS Y GRAVAS CON CENIZAS DE FONDO		5-1
5.1	SUELOS MEJORADOS CON CENIZAS DE FONDO	5-3
5.1.1	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO	5-5
5.1.2	ESTUDIO DE COMPACTABILIDAD	5-9
5.1.3	ESTUDIO DE CAPACIDAD PORTANTE	5-16
5.1.4	PLASTICIDAD DE LAS MEZCLAS	5-32
5.1.5	CLASIFICACIÓN	5-36
5.2	SUELOS ESTABILIZADOS CON CENIZAS DE FONDO Y CAL.....	5-41
5.2.1	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO	5-44
5.2.2	ESTUDIO DE COMPACTABILIDAD	5-48
5.2.3	ESTUDIO DE CAPACIDAD PORTANTE	5-56

5.2.4	ESTUDIO DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE (RCS)	5-67
5.2.5	PLASTICIDAD DE LAS MEZCLAS	5-74
5.2.6	CLASIFICACIÓN	5-81
5.3	GRAVAS TRATADAS CON CENIZAS DE FONDO Y CAL	5-85
5.3.1	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO	5-86
5.3.2	ESTUDIO DE COMPACTABILIDAD	5-88
5.3.3	ESTUDIO DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE	5-91
5.3.4	ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO A SOLICITACIONES DINÁMICAS.....	5-98
CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.....		6-1
6.1	CONCLUSIONES GENERALES	6-3
6.2	CONCLUSIONES PARTICULARES	6-3
6.2.1	EMPLEO DE CENIZAS DE FONDO EN CONSTRUCCIÓN DE EXPLANADAS DE CARRETERA.....	6-3
6.2.2	SUELOS MEJORADOS CON CENIZAS DE FONDO.....	6-4
6.2.3	SUELOS ESTABILIZADOS CON CENIZA DE FONDO Y CAL.....	6-4
6.2.4	GRAVAS TRATADAS CON CENIZA DE FONDO Y CAL	6-5
6.3	FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.....	6-6
CAPÍTULO 7. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		7-1
ANEXO. RESULTADOS.....		A-1

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2-1.	Lista Europea de Residuos, Códigos LER.	2-8
Tabla 2-2.	Producción de RSU en España, año 2006. (MARM).....	2-22
Tabla 2-3.	Tratamiento y eliminación de RSU año 2006. (MARM).....	2-22
Tabla 2-4.	Muestras de vidrio reciclado. Fuente: M.M. Disfani, et al (2011).	2-24
Tabla 2-5.	Generación de residuos de construcción y demolición.	2-31
Tabla 2-6.	Generación de residuos de construcción y demolición (2007-2009)	2-31
Tabla 2-7.	Gestión de RCD entre los años 2002 y 2005 (t).....	2-31
Tabla 2-8.	Tasas de reciclaje en diferentes países europeos. Fuente: EAPA (2009).....	2-37
Tabla 2-9.	Tratamiento de los NFU en España y la UE de los 15 (CEDEX).	2-41
Tabla 2-10.	Producción de escorias de horno alto (UNESID).....	2-46
Tabla 2-11.	Aplicaciones de las escorias de alto horno.....	2-46
Tabla 2-12.	Producción anual de escorias de acería (UNESID).....	2-50
Tabla 2-13.	Producción bruta de carbón en España y Europa (EURACOAL).....	2-58
Tabla 2-14.	Datos de producción y valorización de cenizas volantes en España y Europa .	2-63
Tabla 2-15.	Aplicaciones de cenizas a nivel europeo (UNESA).....	2-64
Tabla 3-1.	Tabla de clasificación PG-3 del suelo seleccionado.	3-5
Tabla 3-2.	Parámetros granulométricos.....	3-5
Tabla 3-3.	Relación densidad seca- CBR suelo seleccionado.	3-6
Tabla 3-4.	Límites de Atterberg de la arcilla.....	3-7
Tabla 3-5.	Clasificación PG-3 del suelo limo-arcilloso.	3-8
Tabla 3-6.	Proporción mínima (% en masa) de partículas trituradas del árido grueso.....	3-8
Tabla 3-7.	Valor máximo del índice de lajas.....	3-8
Tabla 3-8.	Valor máximo del coeficiente de Los Ángeles.	3-9
Tabla 3-9.	Husos granulométricos.....	3-9
Tabla 3-10.	Resultados del ensayo químico de las cenizas.	3-13
Tabla 3-11.	Comparativa Ensayos I y II de la ceniza de Soto de Ribera.	3-14

Tabla 3-12.	Ejemplos de composición química de cenizas tipo F y C	3-16
Tabla 3-13.	Ión hidroxilo OH, e ión calcio CaO de las cenizas	3-19
Tabla 3-14.	Parámetros de gradación de la ceniza de Soto de Ribera	3-22
Tabla 3-15.	Parámetros de gradación de la ceniza de Aboño.....	3-22
Tabla 3-16.	Resultados ensayo de limpieza, % de partículas adheridas al árido grueso.	3-24
Tabla 3-17.	Parámetros del ensayo próctor de referencia.....	3-25
Tabla 3-18.	Humedad higroscópica de las cenizas previo al remoldeo de las probetas.	3-25
Tabla 3-19.	Resultados del ensayo de hinchamiento libre en %	3-26
Tabla 3-20.	Resultados del ensayo de colapso	3-26
Tabla 3-21.	Densidades y absorción de las cenizas fracción 4-31,5 mm	3-27
Tabla 3-22.	Densidades y absorción de las cenizas fracción 4-0,063 mm	3-27
Tabla 3-23.	Peso específico de partículas sólidas de las cenizas.....	3-27
Tabla 3-24.	Densidades aparentes de las cenizas	3-28
Tabla 3-25.	Porcentaje de huecos o porosidad de las cenizas	3-28
Tabla 3-26.	Índice de poros de las cenizas	3-28
Tabla 4-1.	Condiciones de ensayos CBR.	4-8
Tabla 4-2.	Resultados ensayo CBR de la ceniza SR	4-9
Tabla 4-3.	Resultados ensayo CBR de la ceniza AB.....	4-14
Tabla 4-4.	Resultados con humedad de saturación.....	4-22
Tabla 5-1.	Parámetros plásticos y clasificación de los suelos de partida.	5-3
Tabla 5-2.	Principales índices CBR de los suelos de partida seleccionados.	5-3
Tabla 5-3.	Mezclas de suelo-ceniza, porcentajes de ceniza AB y SR añadidos.	5-5
Tabla 5-4.	Humedades óptimas, densidades secas máximas y del 95 % del ensayo PN....	5-15
Tabla 5-5.	Resultados ensayo CBR de las mezclas tipo S1-Y-Z.....	5-16
Tabla 5-6.	Resultados ensayo CBR de los suelos tipo S2-AB-Z.....	5-21
Tabla 5-7.	Resultados ensayo CBR de los suelos tipo S2-SR-Z.	5-22
Tabla 5-8.	Resultados ensayo CBR de los suelos tipo S3-AB-Z.....	5-27
Tabla 5-9.	Resultados ensayo CBR de los suelos tipo S3-SR-Z.	5-28

Tabla 5-10.	Porcentaje de ceniza que pasa por el tamiz de luz 0,4mm.	5-33
Tabla 5-11.	Límites de Atterberg de los suelos con ceniza.	5-34
Tabla 5-15.	Límites granulométricos para estabilizar suelos (PG3).....	5-41
Tabla 5-16.	Límites granulométricos para estabilizar suelos (PG3).....	5-42
Tabla 5-17.	Límites líquidos e índices de plasticidad de suelos estabilizados (PG3)	5-42
Tabla 5-18.	Parámetros plásticos y clasificación de los suelos de partida.	5-43
Tabla 5-19.	CBR y RCS de los suelos de partida.	5-43
Tabla 5-20.	Porcentajes de cal y ceniza a añadir a los suelos de partida.....	5-44
Tabla 5-21.	Humedades óptimas, densidades secas máximas del ensayo proctor PM.....	5-55
Tabla 5-22.	Especificaciones ensayo CBR según PG3.	5-56
Tabla 5-23.	Resultados ensayo CBR de los suelos tipo S1-YYZ.....	5-58
Tabla 5-24.	Resultados ensayo CBR de los suelos tipo S2-YYZ.....	5-62
Tabla 5-25.	Resultados ensayo CBR de los suelos tipo S3-YYZ.....	5-65
Tabla 5-26.	Especificaciones ensayo RCS de los suelos.....	5-67
Tabla 5-27.	Resultados ensayo RCS (MPa) de los suelos tipo S1-YYZ.....	5-68
Tabla 5-28.	Resultados ensayo RCS (MPa) de los suelos tipo S2-YYZ.....	5-70
Tabla 5-29.	Resultados ensayo RCS de los suelos tipo S3-YYZ.	5-72
Tabla 5-30.	Plasticidades de suelos S1-YYZ.	5-80
Tabla 5-31.	Plasticidades de suelos S2-YYZ.	5-80
Tabla 5-32.	Plasticidades de suelos S3-YYZ.	5-80
Tabla 5-33.	Clasificación de suelos ASTM.....	5-81
Tabla 5-34.	Clasificación de suelos AASHTO.....	5-81
Tabla 5-35.	Clasificación de suelos PG3.....	5-82
Tabla 5-36.	Clasificación de suelo estabilizado y explanada (S1-YYZ).....	5-83
Tabla 5-37.	Clasificación de suelo estabilizado y explanada (S2-YYZ).....	5-83
Tabla 5-38.	Clasificación de suelo estabilizado y explanada (S3-YYZ).....	5-84
Tabla 5-39.	Porcentajes de cal y ceniza añadida a la grava.....	5-85
Tabla 5-40.	Denominación de las gravas tratadas	5-86

Tabla 5-41.	Especificaciones RCS (Artículo 513 PG3)	5-91
Tabla 5-42.	Resultados de ensayos de resistencia a compresión simple.	5-91
Tabla 5-43.	Evolución de resistencias en hormigones	5-98
Tabla 5-44.	Resultados ensayo de flexión.	5-100
Tabla A-1.	Resultados ensayos de compactación Soto de Ribera.....	A-3
Tabla A-2.	Resultados ensayos de compactación Aboño.....	A-3
Tabla A-3.	Ensayo dinámico grava-cemento Q = 11,5 kN.	A-19

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1.	Clasificación ASTM	2-12
Figura 2-2.	Clasificación AASHTO	2-12
Figura 2-3.	Tipología de explanadas de carretera.....	2-14
Figura 2-4.	Tipología de paquetes de firmes	2-16
Figura 2-5.	Vertedero de residuos sólidos urbanos.....	2-17
Figura 2-6.	Residuos industriales: escorias de carbón (izq.) y RCD (dcha.)	2-18
Figura 2-7.	Residuos forestales.....	2-18
Figura 2-8.	Residuos médicos y de laboratorio	2-19
Figura 2-9.	Esquema Gestión de RSU	2-21
Figura 2-10.	Diferentes tamaños de partículas de vidrio.	2-24
Figura 2-11.	Pavimento de vidrio reciclado.....	2-25
Figura 2-12.	Incineración de residuos sólidos urbanos.....	2-26
Figura 2-13.	Cenizas volantes de incineración de RSU.....	2-26
Figura 2-14.	Ensayo próctor y RCD simple de cenizas volantes de RSU.	2-28
Figura 2-15.	Proceso de demolición y RCD en origen	2-29
Figura 2-16.	Composición de RCD. Fuente CEDEX (2010).....	2-30
Figura 2-17.	Evolución de densidad seca y humedad con el contenido de ladrillo triturado.	2-32
Figura 2-18.	Granulometría y módulo resiliente de RCD pre y post compactación.....	2-33
Figura 2-19.	Tramos de prueba y secciones analizadas. Rosario Herrador et al. (2012).....	2-34
Figura 2-20.	Reciclado de pavimentos Asfálticos	2-36
Figura 2-21.	Demolición de pavimento de hormigón.....	2-38
Figura 2-22.	Acopio de NFU	2-40
Figura 2-23.	Imágenes de microscopio electrónico de diferentes mezclas.	2-42
Figura 2-24.	Industria siderúrgica. Fuente: www.webaero.net.....	2-44
Figura 2-25.	Acopio de Escoria vitrificada.....	2-48
Figura 2-26.	Escorias negras.....	2-50

Figura 2-27. Imagen escorias Blancas	2-52
Figura 2-28. Escorias de acería LD	2-53
Figura 2-29. Tipos de carbón.....	2-55
Figura 2-30. Estériles del carbón de lavadero.....	2-57
Figura 2-31. Central térmica convencional de carbón. [www.unesa.es]	2-61
Figura 2-32. Esquema de producción de residuos en central térmica de carbón	2-62
Figura 2-33. Distribución en España de las centrales térmicas.....	2-63
Figura 2-34. Resistencias a compresión simple de diferentes mezclas.....	2-65
Figura 2-35. Variación del índice CBR con % de ceniza. Aykut Senol et al (2005).....	2-66
Figura 2-36. Variación del hinchamiento con los porcentajes de ceniza y cal añadidos.	2-67
Figura 3-1. Huso granulométrico obtenido para el material granular.....	3-4
Figura 3-2. Curva CBR del suelo seleccionado.....	3-6
Figura 3-3. Curva granulométrica del suelo limo-arcilloso.....	3-7
Figura 3-4. Plano de situación de centrales térmicas.....	3-11
Figura 3-5. Partículas de Aboño con altos contenidos de óxido férrico.....	3-13
Figura 3-6. Composición porcentual de las cenizas estudiadas	3-14
Figura 3-7. Composición química comparativa ensayos I y II Soto de Ribera	3-15
Figura 3-8. Difractograma ceniza de Aboño.....	3-17
Figura 3-9. Difractograma ceniza de Soto de Ribera.....	3-18
Figura 3-10. Curva de saturación (UNE-EN 196-5).....	3-19
Figura 3-11. Curvas granulométricas de las cenizas de Soto de Ribera y Aboño	3-21
Figura 3-12. Equivalente de arena de ambas cenizas.....	3-23
Figura 3-13. Edómetro y sistema de cargas, Muestras colocadas en edómetro.....	3-25
Figura 3-14. Compactación mediante martillo vibrante (NLT-310).....	3-31
Figura 3-15. Ensayo de resistencia a compresión simple.....	3-32
Figura 3-16. Compactación de probeta.....	3-34
Figura 3-17. Ensayo de flexión.....	3-35
Figura 3-18. Esquema ensayo dinámico.....	3-36
Figura 3-19. Prefisura de 28 mm de profundidad	3-36
Figura 3-20. Comparador LVDT empleado.....	3-37
Figura 4-1. Resultados ensayos de compactación ceniza SR.....	4-4

Figura 4-2.	Resultados ensayos de compactación ceniza AB	4-4
Figura 4-3.	Granulometrías conjuntas comparativas de Soto de Ribera	4-6
Figura 4-4.	Granulometrías conjuntas comparativas de Aboño	4-7
Figura 4-5.	Densidad seca -CBR Soto de Ribera con H = 20 %	4-10
Figura 4-6.	Índice CBR – Humedad, ceniza SR sin compactar	4-10
Figura 4-7.	Densidad Seca – tiempo de compactación. Ceniza de Soto de Ribera.....	4-11
Figura 4-8.	Índice CBR – tiempo de compactación. Ceniza de Soto de Ribera	4-12
Figura 4-9.	Densidad Seca – CBR. Ceniza de Soto de Ribera.....	4-13
Figura 4-10.	Densidad seca -CBR de Aboño con H = 15 %	4-15
Figura 4-11.	Índice CBR – Humedad, ceniza AB sin compactar.	4-15
Figura 4-12.	Densidad Seca – tiempo de compactación. Ceniza de Aboño.....	4-16
Figura 4-13.	Índice CBR – tiempo de compactación. Ceniza de Aboño	4-17
Figura 4-14.	Densidad Seca – CBR. Ceniza de Aboño.....	4-18
Figura 4-15.	Humedad-CBR sin compactar	4-19
Figura 4-16.	Comparativa Densidad seca-CBR	4-20
Figura 4-17.	Comparativa tiempo de compactación-CBR	4-21
Figura 4-18.	Índice CBR-Tiempo de compactación probetas saturadas	4-23
Figura 4-19.	Densidad seca-CBR de la ceniza de SR para cada % de humedad.	4-24
Figura 4-20.	Índice CBR – Tiempo de compactación ceniza de SR.....	4-24
Figura 4-21.	Densidad seca-CBR de la ceniza de AB para cada % de humedad.....	4-25
Figura 4-22.	Índice CBR – Tiempo de compactación ceniza de Aboño	4-26
Figura 4-23.	Absorción de la ceniza de Soto de Ribera	4-28
Figura 4-24.	Absorción de la ceniza de Aboño.....	4-28
Figura 5-1.	Detalle del proceso de fabricación de las mezclas con ceniza.	5-4
Figura 5-2.	Curvas granulométricas de las mezclas del suelo S1-AB-Z.....	5-5
Figura 5-3.	Curvas granulométricas de las mezclas del suelo S1-SR-Z.	5-6
Figura 5-4.	Curvas granulométricas de las mezclas del suelo S2-AB-Z.....	5-6
Figura 5-5.	Curvas granulométricas de las mezclas del suelo S2-SR-Z.	5-7
Figura 5-6.	Curvas granulométricas de las mezclas del suelo S3-AB-Z.....	5-7
Figura 5-7.	Curvas granulométricas de las mezclas del suelo S3-SR-Z.	5-8
Figura 5-8.	Curvas Proctor de los suelos mezcla S1-AB-Z.	5-10
Figura 5-9.	Curva Proctor del suelo mezcla S1-SR-Z.....	5-10
Figura 5-10.	Curvas proctor de los suelos mezcla S2-AB-Z.....	5-12

Figura 5-11.	Curvas proctor de los suelos mezcla S2-SR-Z.	5-12
Figura 5-12.	Curvas proctor de los suelos mezcla S3-AB-Z.....	5-13
Figura 5-13.	Curvas proctor de los suelos mezcla S3-SR-Z.	5-14
Figura 5-14.	Variación de las densidades seca máximas con el porcentaje de ceniza. .	5-14
Figura 5-15.	Densidad seca- Número de golpes S1-Y-Z.....	5-17
Figura 5-16.	Índice CBR – Número de golpes S1-Y-Z	5-17
Figura 5-17.	Grado de compactación PN – CBR de suelos tipo S1.....	5-18
Figura 5-18.	CBR de los suelos S1 para la densidad del 95 % PN.	5-19
Figura 5-19.	CBR de los suelos tipo S1 para la densidad del 100 % PN.....	5-20
Figura 5-20.	Densidad seca- Número de golpes S2-AB-Z.....	5-21
Figura 5-21.	Índice CBR - Número de golpes S2-AB-Z.....	5-22
Figura 5-22.	Densidad seca- Número de golpes S2-SR-Z	5-23
Figura 5-23.	Índice CBR - Número de golpes S2-SR-Z	5-23
Figura 5-24.	Grado de compactación PN – CBR de suelos tipo S2.....	5-24
Figura 5-25.	CBR de los suelos S2 para densidad del 95 % PN.	5-25
Figura 5-26.	CBR de los suelos tipo S2 para densidad del 100 % PN.....	5-26
Figura 5-27.	Densidad seca- Número de golpes S3-AB-Z.....	5-27
Figura 5-28.	Índice CBR - Número de golpes S3-AB-Z.....	5-28
Figura 5-29.	Densidad seca- Número de golpes S3-SR-Z.....	5-29
Figura 5-30.	Índice CBR - Número de golpes S3-SR-Z	5-29
Figura 5-31.	Grado de compactación PN – CBR de suelos tipo S3.....	5-30
Figura 5-32.	CBR de los suelos tipo S3 para la densidad del 95 % PN.	5-31
Figura 5-34.	Muestras de 1.000g tamizadas por la el tamiz de luz 0,4 mm.	5-33
Figura 5-35.	Muestras para ensayos de plasticidad.....	5-33
Figura 5-36.	Límites de Atterberg de los suelos (Gráfico de Casagrande).	5-35
Figura 5-37.	Límite líquido en función del porcentaje de ceniza AB y SR.	5-36
Figura 5-38.	Índice de plasticidad en función del porcentaje de ceniza AB y SR.	5-37
Figura 5-39.	Curvas granulométricas de los suelos tipo S1-YY0.	5-45
Figura 5-40.	Curvas granulométricas de los suelos tipo S1-YY3.	5-45
Figura 5-41.	Curvas granulométricas de los suelos tipo S2-YY0.	5-46
Figura 5-42.	Curvas granulométricas de los suelos tipo S2-YY3.	5-46
Figura 5-43.	Curvas granulométricas de los suelos tipo S3-YY0.	5-47
Figura 5-44.	Curvas granulométricas de los suelos tipo S3-YY3.	5-47

Figura 5-45.	Curvas proctor de los suelos tipo S1-YY0.	5-49
Figura 5-46.	Curvas proctor de los suelos tipo S1-YY1.	5-49
Figura 5-47.	Curvas proctor de los suelos tipo S1-YY2.	5-50
Figura 5-48.	Curvas proctor de los suelos tipo S1-YY3.	5-50
Figura 5-49.	Curvas proctor de los suelos tipo S2-YY0.	5-51
Figura 5-50.	Curvas proctor de los suelos tipo S2-YY1.	5-52
Figura 5-51.	Curvas proctor de los suelos tipo S2-YY2.	5-52
Figura 5-52.	Curvas proctor de los suelos tipo S2-YY3.	5-53
Figura 5-53.	Curvas proctor de los suelos tipo S3-YY0.	5-53
Figura 5-54.	Curvas proctor de los suelos tipo S3-YY2.	5-54
Figura 5-55.	Curvas proctor de los suelos tipo S3-YY3.	5-54
Figura 5-56.	Variación humedad optima con contenido de cal.....	5-56
Figura 5-57.	Tiempo de compactación - % de densidad del proctor Modificado.	5-57
Figura 5-58.	Grado de compactación PM – CBR de los suelos tipo S1-YY0	5-59
Figura 5-59.	Grado de compactación PM – CBR de los suelos tipo S1-YY1	5-59
Figura 5-60.	Grado de compactación PM – CBR de los suelos tipo S1-YY2	5-60
Figura 5-61.	CBR (180 segundos) en función del porcentaje de ceniza y de cal.....	5-61
Figura 5-62.	Variación del hinchamiento de los suelos tipo S1-YYZ (180 seg)	5-62
Figura 5-63.	Grado de compactación PM – CBR de los suelos tipo S2-YY0	5-63
Figura 5-64.	Grado de compactación PM – CBR de los suelos tipo S2-YY1	5-63
Figura 5-65.	CBR (180 segundos) en función del porcentaje de ceniza y de cal.....	5-64
Figura 5-66.	Variación del hinchamiento de los suelos tipo S2-YYZ (180 seg)	5-65
Figura 5-67.	Grado de compactación PM – CBR de los suelos tipo S3-YY0	5-66
Figura 5-68.	Variación del hinchamiento de los suelos tipo S3-YY0.....	5-66
Figura 5-69.	Variación de la RCS de los suelos tipo S1-YYZ (7 días).....	5-69
Figura 5-70.	RCS de los suelos tipo S1-YYZ.....	5-70
Figura 5-71.	Variación de la RCS de los suelos tipo S2-YYZ.....	5-71
Figura 5-72.	RCS de los suelos tipo S2-YYZ.....	5-72
Figura 5-73.	Curvas de variación de la RCS de los suelos tipo S3-YYZ.	5-73
Figura 5-74.	RCS de los suelos tipo S3-YYZ.....	5-73
Figura 5-75.	Variación del límite liquido de los suelos S1-YYZ.....	5-74
Figura 5-76.	Variación del índice de plasticidad de los suelos S1-YYZ.	5-75
Figura 5-77.	Variación del límite liquido de los suelos S2-YYZ.....	5-76

Figura 5-78.	Variación del índice de plasticidad de los suelos S2-YYZ.	5-76
Figura 5-79.	Variación del límite líquido de los suelos S3-YYZ.....	5-77
Figura 5-80.	Variación del índice de plasticidad de los suelos S3-YYZ.	5-78
Figura 5-81.	Gráfico de Casagrande de suelos Sx-00Z.....	5-78
Figura 5-82.	Gráfico de Casagrande de suelos Sx-20Z.....	5-79
Figura 5-83.	Curvas granulométricas de las mezclas G-YY0.....	5-86
Figura 5-84.	Curvas granulométricas de las mezclas G-YY2.....	5-87
Figura 5-85.	Curvas granulométricas de las mezclas G-YY3.....	5-87
Figura 5-86.	Curvas proctor de las mezclas G-YY0.....	5-88
Figura 5-87.	Curvas proctor de las mezclas G-YY2.....	5-89
Figura 5-88.	Curvas proctor de las mezclas G-YY3.....	5-89
Figura 5-89.	Variación de la densidad máxima con la ceniza.....	5-90
Figura 5-90.	Variación de la humedad óptima con la ceniza.....	5-90
Figura 5-91.	Resistencia a compresión simple.....	5-92
Figura 5-92.	Variación de RCS en el tiempo de curado de las mezclas G-YY0.....	5-92
Figura 5-93.	Variación de RCS en el tiempo de curado de las mezclas G-YY2.....	5-93
Figura 5-94.	Variación de RCS en el tiempo de curado de las mezclas G-YY3.....	5-94
Figura 5-95.	Resultados de ensayos de resistencia a compresión simple 7 Días.	5-94
Figura 5-96.	Resultados de ensayos de resistencia a compresión simple 28 Días.	5-95
Figura 5-97.	Resultados de ensayos de resistencia a compresión simple 90 Días.	5-95
Figura 5-98.	Variación del módulo elástico a compresión con el tiempo.....	5-97
Figura 5-99.	Variación del módulo elástico a compresión con el tiempo.....	5-97
Figura 5-100.	Evolución de resistencias en hormigones.....	5-98
Figura 5-101.	Grava G-150 (90 días).....	5-99
Figura 5-102.	Grava G-152 (28 días).....	5-100
Figura 5-103.	Resultados ensayo de flexión.	5-101
Figura 5-104.	Esquema ensayo dinámico.	5-102
Figura 5-105.	Curva tiempo – carga de gravacemento.	5-103
Figura 5-106.	Apertura de fisura de la grava-cemento.....	5-103
Figura 5-107.	Sección de rotura ensayo dinámico gravacemento. Normal y negativo.	5-104
Figura 5-108.	Curva tiempo – carga de G-152.	5-105
Figura 5-109.	Apertura de fisura G-152.....	5-106
Figura 5-110.	Amplitud de fisura G-152.....	5-106

Figura 5-111.	Sección de rotura ensayo dinámico G-152. Imagen normal y negativo.	5-107
Figura 5-112.	Detalle de rotura ensayo dinámico G-152.	5-108
Figura 5-113.	Apertura de fisura G-153.	5-108
Figura 5-114.	Amplitud de fisura G-153.	5-109
Figura 5-115.	Ensayo dinámico Q = 3,5 kN G-153.	5-109
Figura 5-116.	Sección de rotura ensayo dinámico G-153. Imagen normal y negativo.	5-110
Figura 5-117.	Detalle de rotura ensayo dinámico G-153.	5-110
Figura 5-118.	Comparativa ensayo dinámico.	5-111
Figura A-1.	Densidad Seca - CBR Soto de Ribera con H = 0%	A-4
Figura A-2.	Densidad seca-CBR Soto de Ribera con H = 5%	A-4
Figura A-3.	Densidad seca -CBR Soto de Ribera con H = 10%	A-5
Figura A-4.	Densidad seca -CBR Soto de Ribera con H = 15%	A-5
Figura A-5.	Densidad seca -CBR Soto de Ribera con H = 20%	A-6
Figura A-6.	Densidad seca -CBR de Aboño con H = 0%	A-6
Figura A-7.	Gráfica Densidad seca -CBR de Aboño con H = 5%	A-7
Figura A-8.	Densidad seca -CBR de Aboño con H = 10%	A-7
Figura A-9.	Densidad seca -CBR de Aboño con H = 15%	A-8
Figura A-10.	Densidad seca -CBR de Aboño con H = 20%	A-8
Figura A-11.	CBR de los suelos S1-AB-Z.	A-9
Figura A-12.	CBR del suelo S1-SR-50.	A-9
Figura A-13.	CBR de los suelos tipo S2-AB-Z.	A-10
Figura A-14.	CBR de los suelos tipo S2-SR-Z.	A-10
Figura A-15.	CBR de los suelos tipo S3-AB-Z.	A-11
Figura A-16.	CBR de los suelos tipo S3-SR-Z.	A-11
Figura A-18.	Curvas granulométricas de los suelos tipo S1-YY1.	A-12
Figura A-19.	Curvas granulométricas de los suelos tipo S1-YY2.	A-13
Figura A-20.	Curvas granulométricas de los suelos tipo S1-YY3.	A-13
Figura A-21.	Curvas granulométricas de los suelos tipo S2-YY0.	A-14
Figura A-22.	Curvas granulométricas de los suelos tipo S2-YY1.	A-14
Figura A-23.	Curvas granulométricas de los suelos tipo S2-YY2.	A-15
Figura A-24.	Curvas granulométricas de los suelos tipo S2-YY3.	A-15
Figura A-25.	Curvas granulométricas de los suelos tipo S3-YY0.	A-16
Figura A-26.	Curvas granulométricas de los suelos tipo S3-YY1.	A-16

Figura A-27.	Curvas granulométricas de los suelos tipo S3-YY2.	A-17
Figura A-28.	Curvas granulométricas de los suelos tipo S3-YY3.	A-17
Figura A-29.	Curva carga-flecha ensayo flexotracción gravacemento.	A-18
Figura A-30.	Curva carga-flecha ensayo flexotracción G-152.	A-18
Figura A-31.	Curva carga-flecha G-153.	A-19

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1 PROBLEMÁTICA

La construcción de infraestructuras viarias está condicionada por numerosos requerimientos ambientales que tienen consecuencias económicas de ninguna manera despreciables. Así, mientras el necesario respeto por el paisaje conduce a un interés por evitar la apertura de nuevas canteras, supone una disminución de la oferta que encarece las materias primas tradicionales. Por ello, todo aprovechamiento de residuos en la construcción resulta positivo tanto económico como medioambiental.

Los residuos se pueden emplear solos, o como aditivo de otros materiales, y así cumplir las especificaciones para su uso en construcción. De esta forma se puede evitar el envío a vertedero de ambos. Esto además supone una reducción de los transportes de materias primas, reduciendo los consumos energéticos y las emisiones, aportando beneficios económicos, y medioambientales.

En esta línea se desarrolla esta tesis doctoral, para emplear residuos generados por la industria termoeléctrica del carbón como material de relleno en terraplén, incluso como elemento estabilizador de materiales de baja calidad.

Actualmente, la producción mundial de residuos de central termoeléctrica es de 800 millones de toneladas al año (CSIC), siendo llevados en su mayoría a vertederos controlados.

Dentro del concepto de “cenizas de central térmica”, se engloban dos tipos: por un lado las cenizas volantes (fly ash), que representan el 80 % y, por otro lado, las cenizas de fondo (bottom ash) con un 20 %, aproximadamente. El empleo de cenizas provenientes de central térmica se ha venido realizando casi en exclusiva con cenizas volantes (fly ash). Mientras que éstas han sido objeto de numerosos trabajos de investigación, que han mostrado que es posible su empleo en múltiples usos, con las cenizas de fondo se dispone de mucha menos información sobre sus posibles aplicaciones.

1.2 OBJETIVOS

El principal objetivo de esta tesis doctoral es analizar el posible empleo de las cenizas de fondo de centrales térmicas en la construcción de terraplenes y estructuras de firme de carreteras.

Estas cenizas serán empleadas por si solas, como aditivo de otros materiales, y combinadas con cal. Por ello se plantean los siguientes objetivos parciales:

- Empleo de las cenizas solas para la construcción de terraplenes.
- Empleo de las cenizas como elemento de mejora de suelos de baja calidad y diferentes plasticidades.
- Empleo de cenizas y un aditivo (cal) como elemento estabilizador de suelos de baja calidad y diferentes plasticidades.
- Empleo de grava, cenizas y cal como capas tratadas de base en firmes de carreteras.

Además de los objetivos parciales, se buscará optimizar la dosificación de las diferentes propuestas planteadas de ceniza de fondo y/o cal, de tal forma que se cumplan las especificaciones de la normativa vigente para la construcción de carreteras (Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes) en las diferentes zonas del terraplén y de la estructura del firme.

De esta forma se analiza todo el abanico de posibilidades de empleo de las cenizas de fondo en la construcción de la estructura de la carretera.

1.3 CONTENIDOS

Los contenidos de esta tesis doctoral se estructuran en base a los objetivos iniciales planteados:

Capítulo 1. Introducción: Este capítulo incluye la problemática que trata de resolver esta tesis doctoral y los objetivos que se plantean.

Capítulo 2. Estado del arte: Se recopila información sobre el empleo de residuos en la construcción de carreteras.

Capítulo 3. Materiales y metodología. Se muestran los resultados de la caracterización los materiales empleados (Suelos base, Cal, Grava, y Cenizas), y se describen la metodología de ensayos empleada en la tesis doctoral.

Capítulo 4. Empleo de cenizas de fondo en construcción de explanadas de carretera. Se analiza el posible empleo de las cenizas de fondo como material de relleno en explanadas de la carretera.

Capítulo 5. Mejora y estabilización de suelos y gravas con cenizas de fondo. En este capítulo se estudia la mejora que produce las cenizas de fondo en suelos y gravas. Para ello se analizan las mezclas de suelo y grava con ceniza y/o cal y se evalúan sus posibles usos en la construcción de carreteras.

Capítulo 6. Conclusiones y Futuras líneas de investigación. Se presentan las conclusiones de la tesis doctoral y las futuras líneas de investigación.

Capítulo 7. Referencias bibliográficas. Compendio de las referencias empleadas a lo largo de la tesis doctoral.

Anexo. Resultados complementarios de diferentes apartados de la tesis doctoral.

CAPÍTULO 2. ESTADO DEL ARTE

2.1 ASPECTOS GENERALES DE RESIDUOS EMPLEADOS EN CARRETERAS

En este capítulo se expone el estado del arte de la problemática concerniente a los residuos, de forma general y particularizando su evolución desde la aparición de éstos hasta nuestros días, analizando el marco legislativo en referencia a la gestión y aplicaciones de los residuos.

En la segunda parte del capítulo, se citan las diferentes tipologías de residuos existentes en la actualidad, estudiando sus posibles usos y aplicaciones en construcción de carreteras.

Como parte final del estudio del estado del arte, se analizan los diferentes residuos procedentes de la industria del carbón en la construcción de carreteras.

2.1.1 INTRODUCCIÓN

Desde los tiempos más remotos, el ser humano se ha esforzado por desarrollar actividades que le han permitido subsistir y evolucionar. En un principio, dichas actividades se limitaban a consumir directamente los recursos que el medio ofrecía, sin producir alteración alguna en la naturaleza ya que los residuos generados eran principalmente orgánicos.

Los avances tecnológicos desarrollados en la edad antigua dieron lugar a la aparición de las primeras grandes civilizaciones e imperios (Egipto, Grecia y Roma), pero también de nuevos tipos y mayores cantidades de residuos (metales como el hierro o el cobre, aunque en su mayoría seguían siendo de tipo orgánico). La acumulación de basuras en las ciudades se convirtió en un serio problema, provocando focos de epidemias y por tanto surge la nueva necesidad de establecer medidas innovadoras en la gestión de residuos. Puede destacarse la labor de los romanos en este campo puesto que fueron los primeros en encontrar soluciones como la construcción de redes de alcantarillado urbano o de vertederos a las afueras de las ciudades.

La evolución sufrida en el tratamiento de los residuos, entra en retroceso con la irrupción de las civilizaciones germánicas. Durante toda la edad media y hasta el

S.XVIII, la importancia dada a la administración de los desechos producidos fue prácticamente nula.

Con la llegada de la revolución industrial a finales del siglo XVIII y principios del XIX, los problemas con los residuos se multiplicaron, debido principalmente al importante incremento de la población (y por tanto de los residuos) y a la diversificación de las actividades realizadas (aparecen un gran número de nuevas industrias y con ellas de nuevos residuos). Este hecho trajo consigo la necesidad de establecer mejoras en su gestión y el empleo de nuevas tecnologías para optimizar su tratamiento. En la segunda mitad del S.XIX aparecen las primeras incineradoras, planes de gestión de residuos y tratamiento de aguas (Hispanavista.com).

Con la aparición de la sociedad de consumo, la cantidad y variedad de residuos generados creció exponencialmente, alcanzándose las mayores cotas en la segunda mitad del S.XX. Debido a las mejoras producidas en la sanidad y alimentación de la población, el tamaño de las ciudades se multiplicó. Además, la tendencia al consumo motivó que se pasara del concepto de producir “para toda la vida”, al mercado donde los objetos y aparatos utilizados se quedarán obsoletos en poco tiempo, incrementando así la producción de residuos. Aparecen nuevos tipos de residuos y surgen nuevas necesidades, tratamientos especiales, nuevos modelos de gestión, empieza a tomarse conciencia de la necesidad de minimizar su impacto. La mejora en la gestión y el empleo de nuevas tecnologías para optimizar su tratamiento, supusieron el inicio de un movimiento social e institucional cada vez más amplio. Este movimiento generó la creación de textos legislativos más serios y la aparición de nuevos conceptos y principios como “sostenibilidad”, “quien contamina paga” o el principio de las “3 erres” (Reducir, Reciclar y Reutilizar), los cuales han contribuido a dar el giro definitivo para reducir la producción y acumulación de residuos.

En efecto, desde la aparición de esta nueva conciencia social, algunas políticas desarrolladas por los gobiernos e instituciones de los diferentes países han ido encaminadas hacia la inculcación de una gestión eficiente de los recursos naturales que el medio aporta, fomentando el desarrollo de técnicas que permitan reutilizar los residuos generados en nuestra sociedad. El objetivo actual es la búsqueda del “residuo cero”, es decir, intentar en la medida de lo posible que las actividades llevadas a cabo por el ser humano no produzca ningún tipo de residuo. (Kucharz, Tom. 2005).

Actualmente, la gran mayoría de los países se encuentran muy lejos de este objetivo “residuo cero”. Según datos estimados por la OECD (Organisation for Economic Cooperational and Development), en el mundo se generan más de 10.000 millones de toneladas de residuos cada año. Solo en la Unión Europea, se generan casi 2.000 millones de toneladas, colaborando España con más de 60 millones de toneladas de residuos al año. Las directrices seguidas por dicha gestión han ido evolucionando a lo largo de los años, pasando del empleo de acciones paliativas, cuya finalidad es tratar de disminuir los efectos provocados por los residuos, al de preventivas, las cuales se esfuerzan por evitar que dichos residuos aparezcan. En base a esto, actuaciones como el almacenamiento o la destrucción (tradicionalmente utilizadas como actuaciones de gestión de residuos), han dejado de ser eficientes desde el punto de vista medio ambiental, viéndose sustituidas por nuevas actuaciones cuyo objetivo principal es la reinserción del residuo en el ciclo de producción mediante el reciclado de sus componentes. El producto no solo ha de servir para satisfacer las necesidades para las que ha sido creado, sino que además en su concepción se deben integrar los aspectos necesarios que faciliten su destino después de su vida útil. (OECD; UE; INE, 2009)

La política de gestión basada en los principios de acción preventiva, consiste básicamente en evitar la producción de residuos y reducir el contenido de materiales peligrosos de los mismos. Esta estrategia supone la integración de los problemas relacionados con los residuos desde la fase de diseño y concepción del producto. El objeto de estos principios es abarcar todo el ciclo del producto, desde la producción hasta la transformación en residuo, pasando por toda su vida útil.

A pesar de ello, estos principios de prevención aún no son del todo aplicables en la gestión de residuos. Ésta ha de conservar un carácter flexible y aplicarse no solo teniendo en cuenta la solución menos perjudicial para el medio ambiente, sino también la más favorable económica y socialmente. Para que dichos factores no primen siempre sobre los ambientales, desde los distintos organismos gubernamentales se está llevando a cabo el establecimiento de medidas que permitan asegurar la gestión adecuada de los residuos. Además de fomentar y favorecer la reutilización y el reciclado (reduciendo así la necesidad de producir nuevos productos y, por tanto, nuevos residuos), se incrementan los costes de eliminación de residuos y explotación de recursos naturales, obligando a los productores a llevar a cabo la reutilización de los residuos disponibles. (Belmonte Sánchez, A.F., 2009).

En esta línea, se han desarrollado herramientas para el análisis de los impactos en el medio ambiente que generan las actividades ligadas al desarrollo humano. El análisis del ciclo de vida (ACV) es una herramienta que se usa para evaluar el impacto potencial sobre el ambiente de un producto, proceso o actividad a lo largo de todo su ciclo de vida mediante la cuantificación del uso de recursos ("entradas" como energía, materias primas, agua) y emisiones ambientales ("salidas" al aire, agua y suelo) asociados con el sistema que se está evaluando.

2.1.2 LEGISLACION ACTUAL DE RESIDUOS

Debido a este cambio de la conciencia social en materia de residuos, se han generado una serie de mecanismos legislativos, que permiten el control de las diferentes acciones en las que aparecen involucrados los residuos. Se presenta a continuación un resumen de la legislación vigente en materia de residuos. El análisis de esta legislación requiere de un trato diferencial en función de la escala geográfica. Así, se presenta a continuación la normativa europea y española en esta materia:

2.1.2.1 NORMATIVA EUROPEA

En la Comunicación de la Comisión de 21 de diciembre de 2005 se define la estrategia comunitaria sobre prevención y reciclado de residuos. Esta estrategia establece las orientaciones para la actuación de la Unión Europea y describe los medios que permiten mejorar el tratamiento de los residuos. Su objetivo se adapta a la tendencia seguida por la política general de gestión de residuos, es decir, reducir los impactos ambientales generados por los residuos, desde su producción hasta su eliminación, pasando por su reciclado.

Considerando la estrategia definida por la Comisión Europea en diciembre de 2005, y teniendo en cuenta las anteriores directivas en la materia (75/439/CEE, 91/689/CEE y 2006/12/CE), el Parlamento Europeo y el Consejo, aprueban a fecha 19 de Noviembre de 2008 la directiva 2008/98/CE sobre residuos, que deroga todas las anteriores en materia de residuos. Esta Directiva establece un marco jurídico para el tratamiento de los residuos en la Unión Europea. Su objetivo es proteger el medio ambiente y la salud humana mediante la prevención de los efectos nocivos que suponen la producción y la gestión de residuos.

Se excluyen del ámbito de aplicación de la Directiva los siguientes residuos:

- Efluentes gaseosos.
- Residuos radiactivos.
- Explosivos desclasificados.
- Materias fecales.
- Aguas residuales.
- Subproductos animales.
- Cadáveres de animales que hayan muerto de forma diferente al sacrificio.
- Residuos procedentes de recursos minerales.

Con el fin de proteger mejor el medio ambiente, los Estados miembros deberán adoptar medidas para tratar los residuos de conformidad con la siguiente jerarquía de prioridades:

- Prevención.
- Preparación para la reutilización.
- Reciclado.
- Otro tipo de valorización, por ejemplo, la valorización energética.
- Eliminación.

Los Estados miembros podrán poner en marcha medidas legislativas destinadas a reforzar esta jerarquía en el tratamiento de los residuos. En todo caso, deberán garantizar que la gestión de los residuos no ponga en peligro la salud humana ni perjudique el medio ambiente.

Los objetivos de la legislación comunitaria anteriores a la adopción de esta estrategia siguen siendo válidos: limitar los residuos, fomentar su reutilización, reciclado y recuperación. Pero además, se prevé “animar al sector del reciclado” para que reintroduzca los residuos en el ciclo económico, en forma de productos de calidad, y estableciendo unos objetivos cuantitativos de reciclado.

La necesidad de “disminuir las cantidades de residuos enviadas a vertederos”, recuperar más compost y energía a partir de éstos y mejorar el reciclado (cuantitativa y cualitativamente), pasan por las nuevas posibilidades de gestión que esta estrategia pretende crear. Los beneficios ofrecidos por ésta han de ser una mayor eficacia y una mejor relación calidad precio, una disminución de los costes y de los obstáculos a las actividades de reciclado y una reducción de la contaminación provocada por los residuos.

La normativa de residuos, a nivel europeo, contempla la clasificación de los residuos mediante una serie de códigos, definiendo objetivamente las características de cada residuo. Así, la comisión europea, en el año 2000, aprueba el catálogo de residuos denominado Lista Europea de Residuos (LER), mediante el cual se clasifican los residuos en la UE. El primer nivel de la lista consta de los siguientes grupos (Tabla 2-1):

1	Residuos de la prospección, extracción de minas y canteras y tratamientos físicos y químicos de minerales
2	Residuos de la agricultura, horticultura, acuicultura, silvicultura, caza y pesca; residuos de la preparación y elaboración de alimentos
3	Residuos de la transformación de la madera y de la producción de tableros y muebles, pasta de papel, papel y cartón
4	Residuos de las industrias del cuero, de la piel y textil
5	Residuos del refinado de petróleo, purificación del gas natural y tratamiento pirolítico del carbón
6	Residuos de procesos químicos inorgánicos
7	Residuos de procesos químicos orgánicos
8	Residuos de la fabricación, formulación, distribución y utilización (FFDU) de revestimientos (pinturas, barnices y esmaltes vítreos), adhesivos, sellantes y tintas de impresión
9	Residuos de la industria fotográfica
10	Residuos de procesos térmicos
11	Residuos del tratamiento químico de superficie y del recubrimiento de metales y otros materiales; residuos de la hidrometalurgia no férrea
12	Residuos del moldeado y del tratamiento físico y mecánico de superficie de metales y plásticos
13	Residuos de aceites y de combustibles líquidos (excepto los aceites comestibles y los de los capítulos 05, 12 y 19)
14	Residuos de disolventes, refrigerantes y propelentes orgánicos (excepto los capítulos 07 y 08)
15	Residuos de envases; absorbentes, trapos de limpieza, materiales de filtración y ropas de protección no especificados en otra categoría
16	Residuos no especificados en otro capítulo de la lista
17	Residuos de la construcción y demolición (incluida la tierra excavada de zonas contaminadas)
18	Residuos de servicios médicos o veterinarios o de investigación asociada (salvo los residuos de cocina y de restaurante no procedentes directamente de la prestación de cuidados sanitarios)
19	Residuos de las instalaciones para el tratamiento de residuos, de las plantas externas de tratamiento de aguas residuales y de la preparación de agua para consumo humano y de agua para uso industrial
20	Residuos municipales (residuos domésticos y residuos asimilables procedentes de los comercios, industrias e instituciones)

Tabla 2-1. Lista Europea de Residuos, Códigos LER.

Dentro de cada uno de los grupos, existen diferentes subgrupos que permiten la clasificación e identificación de los residuos.

2.1.2.2 NORMATIVA ESPAÑOLA

A partir de mediados de los años setenta es cuando empiezan a aparecer los primeros textos normativos importantes en relación a la gestión de residuos en nuestro país. Así, ven la luz la ley 42/1975 sobre residuos sólidos urbanos (RSU), la orden del 20 de febrero de 1979 sobre el control de los residuos de productos fitosanitarios en, o sobre, productos vegetales, convirtiéndose en los primeros instrumentos legales que impulsaron una mejora en relación a la gestión de residuos. Con la adhesión de España a la Unión Europea en 1985, se produjeron grandes avances normativos.

Debido a ello, las diferentes figuras existentes hasta la fecha en nuestro país, tuvieron que adaptarse al derecho comunitario. Así ocurrió con la Ley 42/1975 que se adaptó mediante el Real Decreto Legislativo 1163/1986, o con la aparición de la Ley 20/1986 básica de Residuos Tóxicos y Peligrosos que incorporaba a su ordenamiento interno la Directiva 78/319/CEE.

En base a estas exigencias establecidas por la política comunitaria, se promulgan leyes como la Ley 11/97 de Envases y Residuos de Envases, o la Ley 10/1998, de 21 de abril, de Residuos. En el año 2002 aparece la modificación introducida por la Ley 16/2002, de Prevención y Control Integrados de la Contaminación. En esta Ley introduce todas las estrategias desarrolladas por la política de gestión de residuos, como la reducción de los residuos en el origen o la de dar prioridad la reutilización, al reciclado y a la valorización.

Desde el año 2011, y en base a la Directiva Marco 2008/98/CE sobre los residuos, aparece la Ley 22/2011, de 28 de julio de 2011, de residuos y suelos contaminados. Esta ley tiene por objeto regular la gestión de los residuos impulsando medidas que prevengan su generación y mitiguen los impactos adversos sobre la salud humana y el medio ambiente asociados a su generación y gestión, mejorando la eficiencia en el uso de los recursos. Tiene asimismo como objeto regular el régimen jurídico de los suelos contaminados.

Además de los mecanismos legislativos, actualmente en España está en vigor el Plan Nacional Integrado de Residuos (PNIR) para el período 2008-2015.

Este Plan Nacional Integrado de Residuos (PNIR) incluye los residuos domésticos y similares, los residuos con legislación específica, los suelos contaminados, además de algunos residuos agrarios e industriales no peligrosos que aunque no disponen de regulación específica, son relevantes por su cuantía y su incidencia sobre el entorno. Este Plan incluye además la Estrategia de Reducción de Vertido de Residuos Biodegradables, que cumpliendo con una obligación legal, contribuye a alargar la vida de los vertederos, a disminuir su impacto sobre el entorno y de forma especial a la reducción de GEI (Gases de Efecto Invernadero).

La política en materia de residuos debe basarse en la aplicación de un conjunto de principios que en la práctica supone:

- Promover la correcta gestión del conjunto de los residuos, disminuir su generación e impulsar las prácticas más adecuadas para su gestión.
- Establecer prioridades en las opciones de gestión desde la prevención, reutilización, reciclaje, valorización energética y por último la eliminación.
- Que todos los agentes implicados desde las administraciones públicas a los agentes económicos y sociales, pasando por los consumidores y usuarios asuman su cuota de responsabilidad en relación con los residuos.
- Disponer de infraestructuras suficientes para garantizar que los residuos se gestionan correctamente y en lo posible cerca de su lugar de generación.

2.1.3 NORMATIVA DE SUELOS EN CARRETERAS

Puesto que el objetivo de esta tesis es utilizar las cenizas en la construcción de carreteras es conveniente hacer referencia a la normativa que pueda ser aplicada a este tipo de material. Por ello se tienen en cuenta las especificaciones de la normativa recogidas en el Pliego de Prescripciones Técnicas Generales (PG3), y la instrucción de carreteras, concretamente la norma 6.1 IC Secciones de Firme, indica la forma y tipo de clasificación de los materiales para su empleo en la construcción de carreteras, y define

diferentes estructuras tanto de explanada como del paquete de firme donde es posible su uso. También es importante considerar otras normativas de clasificación de suelos como son la ASTM y la AASHTO.

2.1.3.1 CLASIFICACION DE SUELOS

La clasificación de suelos resulta de gran utilidad a la hora de evaluar las propiedades que presenta un determinado material y tratar de definir las similitudes con otros tipos de suelos estudiados con anterioridad.

Existen varios tipos de clasificaciones de suelos dependiendo del uso que se quiera dar al material (clasificaciones agronómicas, geológicas, mineras...). Todas ellas están basadas en la evaluación de las propiedades intrínsecas de los suelos por medio de ensayos sencillos y representativos de los materiales.

Las clasificaciones más utilizadas en ingeniería civil se basan principalmente en la determinación de la granulometría y la plasticidad de suelos, y en general en propiedades relacionadas con la resistencia, deformabilidad, compactabilidad, permeabilidad, etc. (Bañon Blázquez, Luis y Beviá García, José F.).

Una vez que el suelo se ha clasificado, se tiene una noción de las propiedades que este presentará como infraestructura de carreteras. En el caso de las cenizas procedentes de centrales térmicas, la clasificación de éstas, está orientada a asemejar sus propiedades a las de los suelos normalmente utilizados y definir un rango de utilización de las mismas.

Las clasificaciones más utilizadas para suelos en ingeniería civil son básicamente tres:

Clasificación **ASTM**, (USCS Unified Soil Classification System); Basada en la granulometría para los suelos tipo grava o arena y la plasticidad para los finos (Figura 2-1).

Clasificación **AASHTO**, (American Association of State Highway and Transportation Officials). Basada en los mismos parámetros que la clasificación ASTM (Figura 2-2).

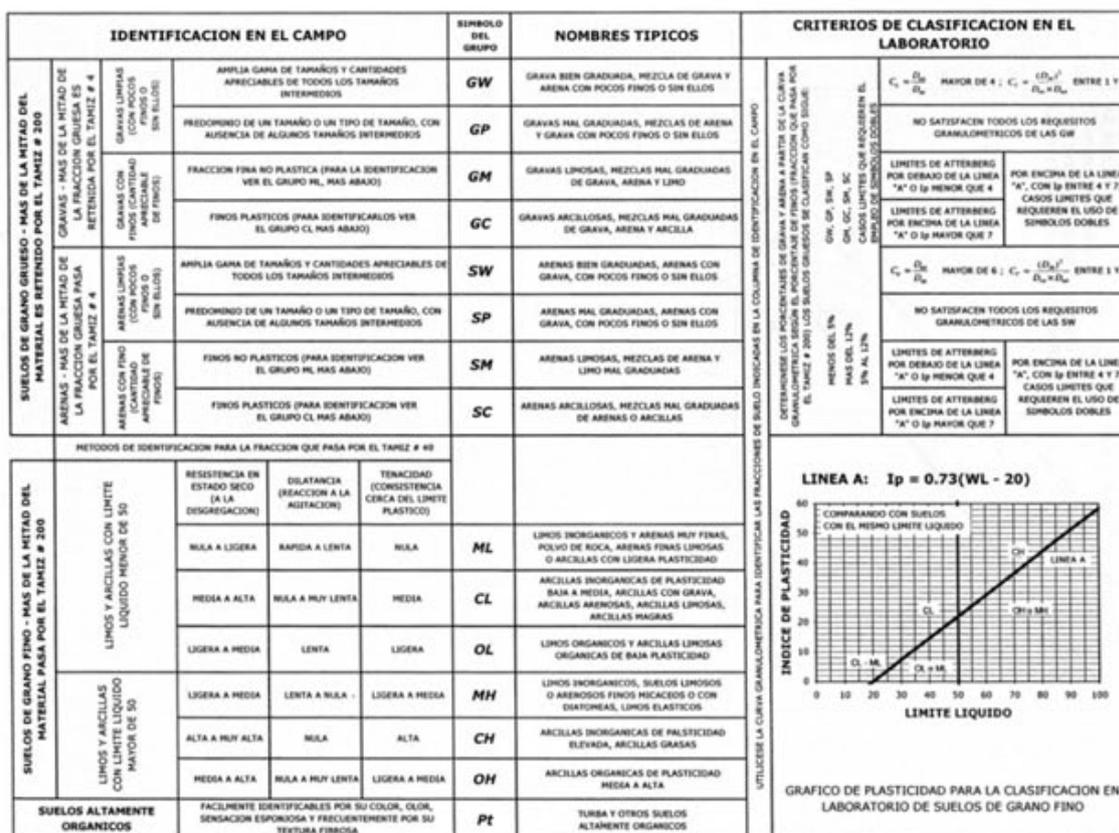


Figura 2-1. Clasificación ASTM

Clasificación general	Materiales granulares (menos del 36 por 100 pasa por el tamiz n.º 200)							Materiales limo-arcillosos (más del 35 por 100 pasa por el tamiz n.º 200)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Grupo	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				
Subgrupo											A-7-5 A-7-6
Análisis granulométrico. Porcentaje que pasa por el tamiz:											
N.º 10 (2,0 mm)	50 máx.		51 máx.								
N.º 40 (0,426 mm)	30 máx.	50 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
N.º 200 (0,075 mm)	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Características de la fracción que pasa por el tamiz n.º 40											
Límite líquido	6 máx.		N.P.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice plasticidad				10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín. (1)
Tipo de los materiales preponderantes	Fragmentos de piedra, grava y arena		Arena fina	Grava y arena limosa o arcillosa				Suelos limosos		Suelos arcillosos	
Valor general como explanada	Excelente a bueno							Regular a malo			

(1) El índice de plasticidad del subgrupo A-7-5 es igual o menor que el límite líquido menos 30. El índice de plasticidad del subgrupo A-7-6 es mayor que el índice líquido menos 30.

Figura 2-2. Clasificación AASHTO

Clasificación española **PG-3**, (Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carretera y Puentes) basada en la experiencia española en la construcción de carreteras. Por medio de esta clasificación, se establece si las propiedades del material clasificado permiten utilizarlo en la construcción de rellenos compactados, y las zonas que puede ocupar dentro de un terraplén. Para ello se utilizan los resultados de los ensayos de caracterización como: granulometría, límites de Atterberg, hinchamiento y colapso, etc.

La clasificación de mayor a menor calidad del suelo es:

- Suelo Seleccionado
- Suelo Adecuado
- Suelo Tolerable
- Suelo Marginal
- Suelo Inadecuado

2.1.3.2 EXPLANADAS Y FIRMES

El empleo de residuos en la construcción de carreteras está enfocado a su uso en los dos principales conjuntos que componen la sección de la carretera:

- Explanada
- Firmes

En cuanto a la construcción de explanadas, las principales aplicaciones de los residuos son las siguientes (CEDEX, 2011):

- Emplear el residuo como sustituto de materiales naturales, siempre y cuando el residuo cumpla las especificaciones, según instrucción de carreteras (I.C 6.1), siendo clasificado, dentro de las tipologías, para su empleo en las diferentes estructuras de explanada permitidas.

- Si el residuo posee características aglomerantes, hidráulicas o puzolánicas, existirá la posibilidad de emplearlo como material para la mejora o estabilización de suelos. Este caso engloba la tipología de suelos estabilizados con cal y cemento, pudiendo sustituir este tipo de aglomerante por el residuo en cuestión, siempre y cuando se cumplan las especificaciones asociadas a su empleo.

A continuación se presentan la tipología de secciones de explanadas existentes en la normativa española (Figura 2-3):

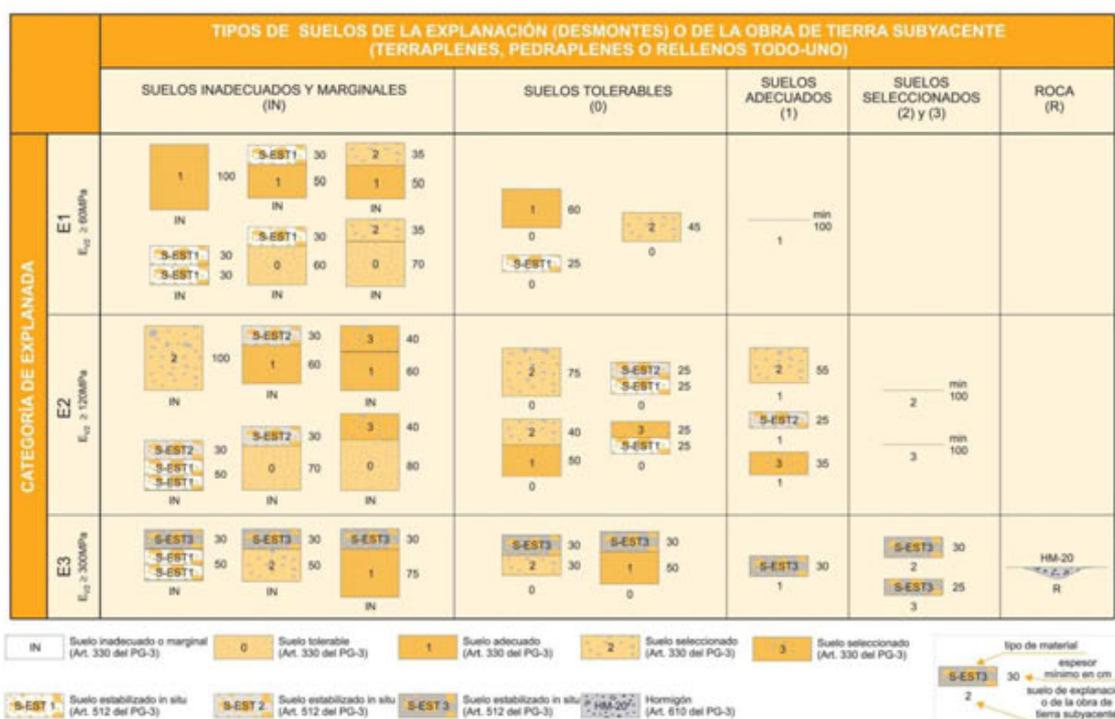


Figura 2-3. Tipología de explanadas de carretera.

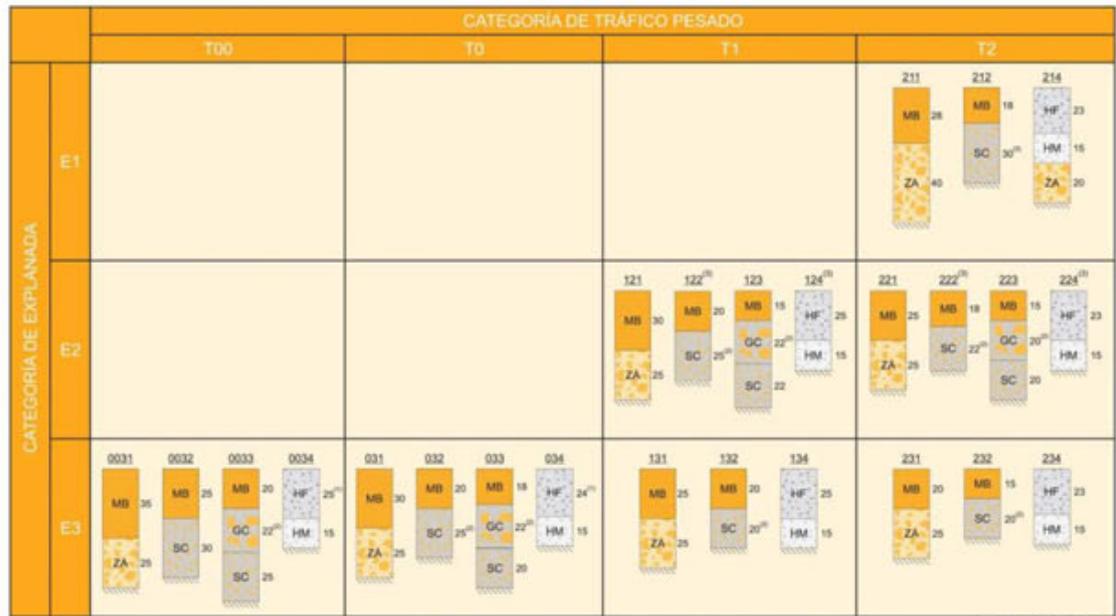
En lo que acontece a la construcción de las capas de firme de carreteras, el empleo de residuos requiere del cumplimiento de exigencias más elevadas que en el caso de explanaciones:

- Empleo como zahorra artificial: es posible la aplicación de los residuos, siempre y cuando se cumplan las especificaciones asociadas (Artículo 510 del PG3).
- Empleo como suelo cemento o grava cemento: la aplicación de residuos en la fabricación de suelos y gravas con cementos requiere un elevado poder aglomerante del residuo, o en su caso una combinación con cal o cemento, de tal

forma que se incremente la capacidad estructural de la mezcla obtenida, reduciendo así los costes directos que genera el uso de materiales hidráulicos como el cemento.

- La construcción de firmes rígidos, al igual que la construcción de materiales con cemento, requiere de poder aglomerantes del residuo. El empleo como áridos para la fabricación de hormigones de firme implica unas características mecánicas óptimas de los áridos del residuo.
- El empleo en la fabricación de mezclas bituminosas depende del tipo de residuo, si posee afinidad con el betún asfáltico, y proporciona un mástic bituminoso con características aceptables, se debe emplear como fíller de sustitución. En el caso de que los áridos del residuo posean unas características mecánicas, macrotextura, microtextura, afinidad con el ligante, etc..., será posible su empleo como árido en la fabricación de mezclas bituminosas.

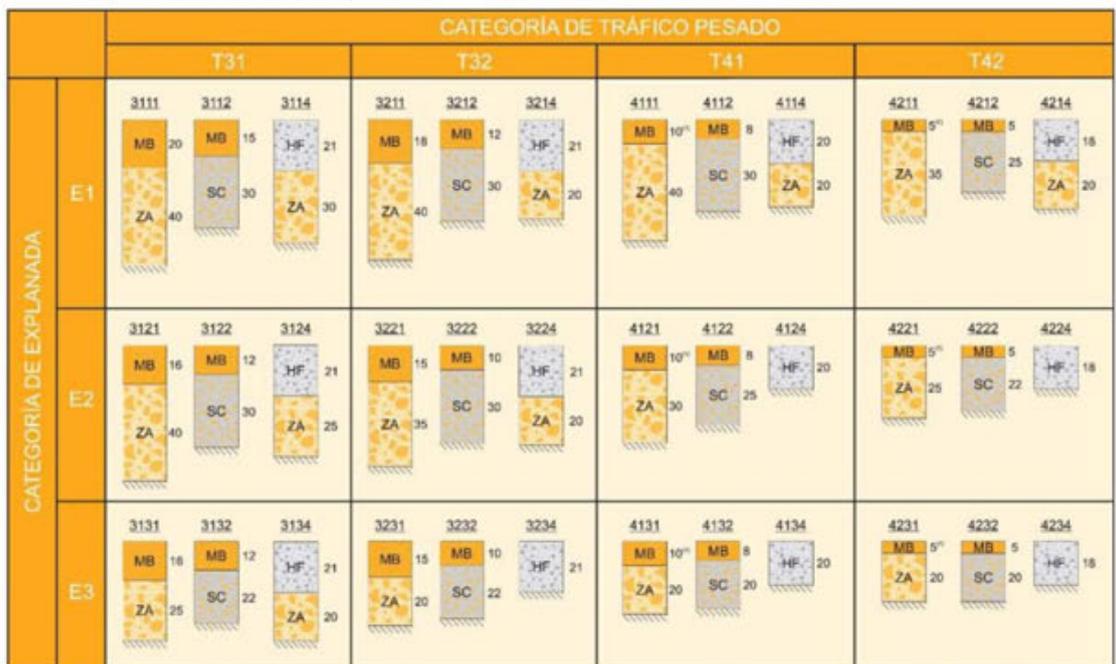
A continuación se presenta las diferentes estructuras de firme según la instrucción de carreteras, y las posibles zonas de aplicación de los residuos (Figura 2-4).



MB Mezclas bituminosas HF Hormigón de firme HM Hormigón magro vibrado GC Gravacemento SC Suelocemento ZA Zahorra artificial

Espesores mínimos en cm

- (1) Para las categorías de tráfico pesado T00 y T0 se emplearán únicamente pavimentos continuos de hormigón armado con los espesores indicados.
- (2) Capas tratadas con cemento que deberán prefisurarse con espaciamentos de 3 a 4 m, de acuerdo con el artículo 513 del Pliego de Prescripciones Técnicas Generales (PG-3).
- (3) Para poder proyectar esta solución será preceptivo que la capa superior de la explanada E2 esté estabilizada con cemento.



MB Mezclas bituminosas HF Hormigón de firme SC Suelocemento ZA Zahorra artificial

Espesores mínimos en cm

- (1) Estas capas bituminosas podrán ser proyectadas con mezclas bituminosas en caliente muy flexibles, gravaemulsión sellada con un tratamiento superficial o mezcla bituminosa abierta en frío sellada con un tratamiento superficial.

Nota 1: Para las categorías de tráfico pesado T3 (T31 y T32) las capas tratadas con cemento deberán prefisurarse con espaciamentos de 3 a 4 m, de acuerdo con el artículo 513 del Pliego de Prescripciones Técnicas Generales (PG-3).

Nota 2: En la categoría de tráfico pesado T42 con tráficos de intensidad reducida (menor que 100 vehículos/carril/día) podrá disponerse un riego con gravilla bicapa como sustitución de los 5 cm de mezcla bituminosa.

Figura 2-4. Tipología de paquetes de firmes

2.2 TIPOLOGÍA DE RESIDUOS EN CARRETERAS

En este apartado se presenta una clasificación general de los residuos, para posteriormente describir las aplicaciones de diferentes residuos en la construcción de carreteras.

De forma general, los residuos se pueden clasificar en función de la actividad que los generaron, obteniéndose la siguiente clasificación en función del origen (Echarri Prim, Luis. Libro electrónico):

- I. Residuos sólidos urbanos: son aquellos que se generan en las actividades desarrolladas en los núcleos urbanos o en sus zonas de influencia (Figura 2-5).



Figura 2-5. Vertedero de residuos sólidos urbanos

- II. Residuos industriales: los procedentes de la industria, es conveniente diferenciar entre:
 - Inertes: son escombros y materiales similares, en general, no peligrosos para el medio ambiente, aunque algunos procedentes de la minería pueden contener elementos tóxicos (Figura 2-6).



Figura 2-6. Residuos industriales: escorias de carbón (izq.) y RCD (dcha.).

- Similares a residuos sólidos urbanos: restos de comedores, oficinas, etc.
 - Residuos peligrosos: por su composición química u otras características requieren tratamiento especial
- III. Residuos agrarios, ganaderos y forestales: son los que proceden de la agricultura, la ganadería, la pesca, las explotaciones forestales o la industria alimenticia (Figura 2-7).



Figura 2-7. Residuos forestales

- IV. Residuos médicos y de laboratorios: restos del trabajo clínico o de investigación (Figura 2-8).



Figura 2-8. Residuos médicos y de laboratorio

- V. Residuos radiactivos: materiales que emiten radiactividad. todo material que contiene o esté contaminado con nucleídos radiactivos en concentraciones o niveles superiores a los establecidos por las autoridades competentes y para los que no se prevé ningún uso.

El empleo de residuos en la construcción de carreteras, como cualquier otra técnica, debe realizarse considerando toda una serie de aspectos que aseguren su correcta aplicación. Así, en primer lugar, debe buscarse siempre la máxima valorización posible, de tal forma que un residuo que pueda emplearse en una capa de firme, no debe desperdiciarse en otras zonas de menor valor añadido.

En segundo lugar, debe asegurarse que se emplea un residuo inerte, entendiéndose por tal, aquel residuo no peligroso que no experimenta transformaciones físicas, químicas o biológicas significativas, no es soluble ni combustible, ni reacciona física ni químicamente ni de ninguna otra manera, no es biodegradable, no afecta negativamente a otras materias con las cuales entra en contacto de forma que pueda dar lugar a contaminación del medio ambiente o perjudicar a la salud humana.

Los lixiviados, el contenido de contaminantes del residuo y la ecotoxicidad deberán ser insignificantes, y en particular no deberán suponer un riesgo para la calidad de las aguas superficiales o subterráneas.

Además, desde este enfoque, también es importante determinar su ubicación, por ejemplo se pueden reducir los riesgos si se emplea con los adecuados sistemas de drenaje.

En tercer lugar, se debe estudiar el origen y producción de los residuos, pues pueden presentarse problemas para su empleo que pueden tener solución si se controlan en origen.

El empleo de residuos en la construcción de una infraestructura tiene claras ventajas desde el punto de vista de la sostenibilidad en sus tres componentes: social, económica y ambiental.

Para evaluar realmente estas ventajas, se dispone de metodologías como el Análisis de Ciclo de Vida (ACV) o la Huella de Carbono, de amplia aplicación (Sampedro Rodríguez, 2013).

A continuación se presenta una selección de los residuos susceptibles de ser empleados en la construcción de carreteras, describiendo el residuo y diferentes estudios recientes que ratifican su aplicación.

2.2.1 RESIDUOS SÓLIDOS URBANOS

Los residuos sólidos urbanos son aquellos que se generan en las actividades desarrolladas en los núcleos urbanos o en sus zonas de influencia, como son los domicilios particulares, los comercios, las oficinas y los servicios. También son catalogados como residuos urbanos los que son identificados como no peligrosos y que por su naturaleza o composición puedan asimilarse a los producidos en los anteriores lugares o actividades.

En la gestión de los residuos sólidos urbanos debe diferenciarse claramente dos etapas: la recogida y el tratamiento posterior y/o eliminación. En función de cómo se realice la primera, selectiva (una o varias fracciones) o mezclada, y de su eficiencia, se condiciona la siguiente etapa.

Este tipo de residuo se emplea en la construcción de carreteras tras la aplicación de una serie de tratamientos. Se presenta a continuación las diferentes alternativas de gestión de los RSU, de las cuales se obtienen los productos empleables en la construcción de carreteras (Figura 2-9).

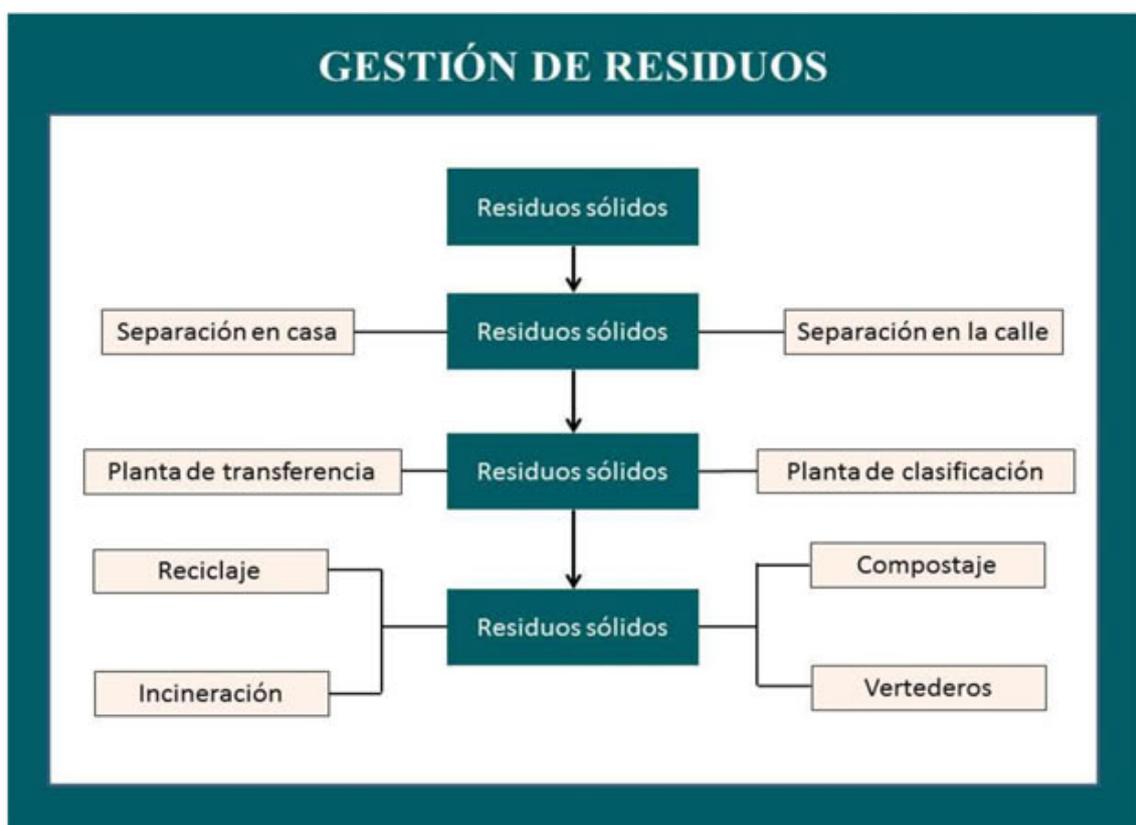


Figura 2-9. Esquema Gestión de RSU

Teniendo en cuenta el origen de los residuos sólidos urbanos, el Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente (MARM), presenta en función del tipo de recogida, las cantidades totales de los diferentes residuos (Tabla 2-2).

Modalidad de recogida		Toneladas	%
Residuos recogidos selectivamente	Papel/cartón	934.062	4
	Vidrio	562.000	2
	Envases ligeros (EELL)	606.200	3
	F. Orgánica	417.078	4
	Depositados en puntos limpios	697.432	3
Residuos Mezclados		20.431.260	86

Tabla 2-2. Producción de RSU en España, año 2006. (MARM).

Además de las cantidades en origen, se presentan las producciones de los diferentes tratamientos a nivel nacional (Tabla 2-3).

Instalaciones	Nº centros	Entrada (t/año) 2006
Instalaciones de clasificación de envases	90	606.200
Instalaciones de compostaje de F. orgánica recogida selectivamente	18	160.017
Instalaciones de triaje y compostaje	59	6.991.541
Instalaciones de triaje, biometanización y compostaje	13	1.168.565
Instalaciones de incineración	10	2.024.586
Vertederos	183	16.007.098

Tabla 2-3. Tratamiento y eliminación de RSU año 2006. (MARM).

Las referencias actuales consideran el empleo de dos tipos de residuos para su uso en la construcción de carreteras:

- Vidrio reciclado: procedentes de una recogida selectiva y/o un tratamiento de reciclado.
- Cenizas y escorias: procedentes de la incineración de los RSU.

Las producciones anuales susceptibles de ser empleadas en la construcción de carreteras son:

- Vidrio reciclado: 606.200 t/año.
- Cenizas y escorias: 2.024.586 t/año.

2.2.1.1 APLICACIONES DE VIDRIO RECICLADO EN CARRETERAS

El vidrio reciclado es el resultado del proceso mediante el cual se convierten desechos de vidrio en algunos productos que se pueden volver a usar, ya sea mediante un procedimiento de lavado del desecho, clasificación y su posterior reutilización o volviendo a fundir el producto. Para ello, los desechos de vidrio deben ser separados según composición química y entonces, según el uso que se le vaya a dar o las posibilidades de procesamiento en las instalaciones locales, puede ser separado también según colores para su procesado.

Existen estudios relacionados con su empleo en la construcción de carreteras en diferentes capas, desde material de relleno en terraplén, hasta su empleo en capas superiores del firme.

Varios investigadores han estudiado el empleo del vidrio triturado, solo o combinado con suelos, en la construcción de carreteras. Dames & Moore (1993) analizaron el efecto del contenido de vidrio en las propiedades de las mezclas de vidrio triturado-suelo. El vidrio empleado en el estudio procede de un proceso de trituración, con granulometrías de 6 y 20 mm. El cristal es mezclado con dos áridos, una grava de tamaño máximo 25 mm, y una roca triturada de tamaño máximo 32 mm. Se realizaron ensayos sobre los suelos originales, el vidrio reciclado y las mezclas de suelo con vidrio reciclado con porcentajes comprendidos entre el 15-50 %. Los resultados indicaron que con un vidrio de peso específico $2,5 \text{ g/cm}^3$ se obtuvieron unas densidades máximas próctor normal y modificado de 16 y 18 kN/m^3 respectivamente. El ensayo de los Ángeles, presentó unas pérdidas comprendidas entre 30-42 % y los resultados del ensayo de corte directo, un valor del ángulo de rozamiento interno de 51 grados. Dames & Moore (1993) concluyeron que, en general, la adición de vidrio reciclado y triturado, no tiene un impacto negativo sobre las propiedades de los dos suelos.

Henry y Morin (1997) evaluaron la susceptibilidad a la helada del vidrio reciclado triturado, según la norma ASTM D5918 (ASTM 1996a), llegando a la conclusión de que el vidrio triturado tiene una susceptibilidad a la helada muy baja, y que la adición de vidrio triturado al suelo no modifica la susceptibilidad a la helada del mismo.

El estudio “Recycled crushed glass in road work applications” de M.M. Disfani, et al (2011), analizan las propiedades geotécnicas de diferentes tamaños de vidrio reciclado

(Figura 2-10 y Tabla 2-4) producido en Victoria, Australia. Se analizaron tres tipos de tamaño de vidrio reciclado (grueso CRG, medio MRG y fino FRG), realizando ensayos de CBR, corte directo, triaxial y módulos.

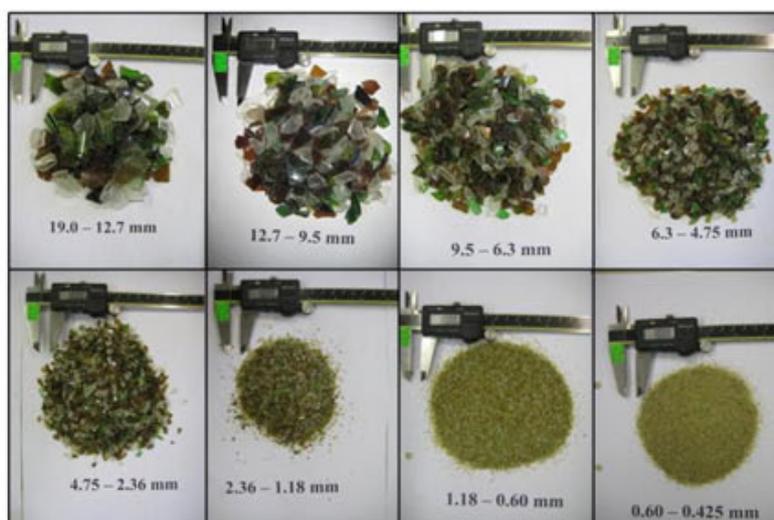


Figura 2-10. Diferentes tamaños de partículas de vidrio.

Muestra	Clasificación			C _u	C _c	<0,075 mm	>2,36 mm	0,075<x<2,36
	ASCS	USCS	AASHTO					
FRG	SW-SM	SW-SM	A-1-b	7,60	1,30	5,40	9,20	85,40
MRG	GW-GM	SW-SM	A-1-a	16,30	2,20	5,20	53,00	41,80
CRG	GP	GP	A-1-a	2,60	1,20	0,90	96,40	2,70

Tabla 2-4.Muestras de vidrio reciclado. Fuente: M.M. Disfani, et al (2011).

En este estudio se obtiene que los tamaños medios y finos se comportan de forma similar a los áridos naturales. Por el contrario, los tamaños gruesos, no son adecuados para su uso en construcción de carreteras. Los resultados de los ensayos, indican que los tamaños fino y medio tienen una capacidad portante similares a la de la arena natural, siendo posible su empleo solos o combinados con áridos naturales o reciclados (tales como piedra triturada y hormigón triturado) en una amplia gama de aplicaciones de trabajo en carretera incluyendo sub-base, material de terraplenes y como material de filtro en drenaje de carreteras.

Los estudios sobre mezclas asfálticas modificadas con vidrio reciclado "Glasphalt", se han centrado en la adhesividad de la mezcla o "Stripping" del vidrio reciclado (Chesner 1992).



Figura 2-11. Pavimento de vidrio reciclado.

Estudios más recientes analizan el comportamiento de estas mezclas asfálticas modificadas con vidrio reciclado (Figura 2-11). Un ejemplo es el estudio realizado por M. Arabani (2011) donde analiza el comportamiento dinámico de mezclas asfálticas con áridos de vidrio reciclado y triturado “glasphalt” a diferentes temperaturas, variando el contenido de aditivo y la granulometría de los áridos y del vidrio reciclado

Los resultados de esta investigación muestran una mejora en el comportamiento dinámico de la mezcla “glasphalt” en comparación con mezclas de HMA. Los resultados obtenidos mediante Marshall y sensibilidad al agua, indican que el contenido óptimo de vidrio, para las mezclas “glasphalt”, es el 15 %.

Se observó una mayor fricción interna, debido a la angulosidad de las partículas de vidrio, y una disminución de la adhesividad árido-ligante, debido a las caras lisas de las partículas de vidrio triturado. La combinación de ambos efectos, se traduce en un valor óptimo de contenido de vidrio triturado a partir del cual se reduce el valor del módulo de rigidez de las muestras.

2.2.1.2 APLICACIONES DE CENIZAS Y ESCORIAS PROCEDENTES DE RSU EN CARRETERAS

Los residuos urbanos, bien en bruto o procedentes de procesos previos, se pueden emplear como combustibles en una o varias líneas de incineración. En el horno se efectúa la combustión de los RSU de forma prácticamente completa, reduciéndose por término medio un 90 % el volumen y un 70 % el peso (Fuente: IDAE 1996).

El proceso de incineración transforma los materiales orgánicos en CO₂ y H₂O, pero además, produce residuos inorgánicos de metales ferrosos, no ferrosos y silicatos. Estos residuos pueden ser clasificados como cenizas de fondo (bottom ash) y cenizas volantes (fly ash). El primero es el subproducto del proceso de combustión, mientras que las cenizas volantes son los residuos sólidos derivados de la cámara de combustión que se recogen desde el reactor y por los filtros (Figura 2-12).

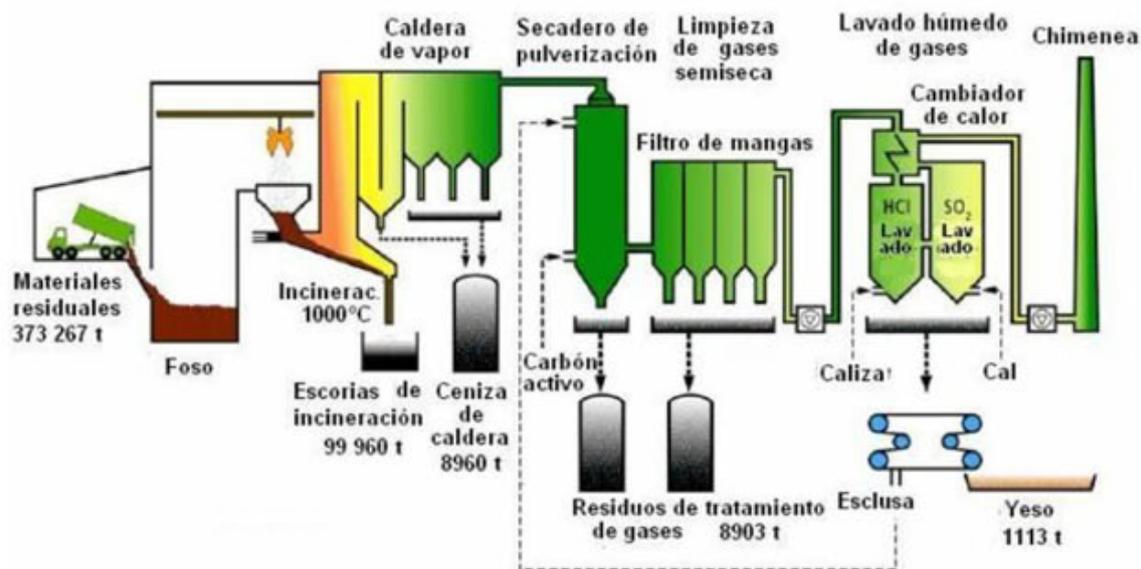


Figura 2-12. Incineración de residuos sólidos urbanos

Las cenizas de fondo, que es el residuo producido en mayor cantidad (25 % de la masa de incineración), se compone principalmente de Si, Fe, Ca, Al, Na y K, en forma de óxidos, y por lo tanto, puede presentar una composición similar a la de los materiales naturales procedentes de canteras (Informe resumido del Grupo Internacional de Trabajo Ash, 1994) (Figura 2-13).



Figura 2-13. Cenizas volantes de incineración de RSU.

R. Forteza et al (2004), estudiaron el empleo de las cenizas de fondo en la construcción de carreteras. Este trabajo incluye su comportamiento mecánico como elemento de la estructura del firme, y sus efectos ambientales.

Los resultados de este estudio revelan que la ceniza de fondo se puede clasificar como suelo adecuado para terraplenes. La única restricción para su clasificación como suelo seleccionado es la presencia de una cierta cantidad de materia orgánica. De acuerdo con los resultados, las cenizas de fondo son un excelente material para construir capas granulares (bases y sub-bases). Sin embargo, su composición granulométrica debe ser refinada para lograr una mayor coincidencia con los husos granulométricos admitidos para una subbase granular, esencialmente mediante el refuerzo de las fracciones de las partículas mayores retenidas en el tamiz de 10 mm, y las partículas finas por debajo de 1 mm. En cuanto al empleo de las cenizas de fondo para la construcción de gravamento en capas de base, las cenizas de fondo poseen una escasa resistencia al desgaste, lo que impide su empleo en este tipo de capas.

Emanuele Toraldo et al (2013), en su estudio “Use of stabilized bottom ash for bound layers of road pavements”, analiza el empleo de las cenizas de fondo estabilizadas, de una incineradora de residuos sólidos urbanos de Italia, en mezclas de asfalto y hormigón para pavimentos de carreteras. Para ello evalúa sus propiedades ingenieriles y ambientales. Los resultados del estudio indican que las cenizas de fondo estabilizadas (SBA) se podría utilizar en un 10 % de la composición de las mezclas bituminosas empleadas como pavimentos de carreteras, cumpliendo además las especificaciones ambientales, concretamente lo referido a los lixiviados. Combinadas con un aglomerante hidráulico (cemento), el uso de SBA supone una pérdida de las resistencias mecánicas del pavimento resultante.

C Ferreira et al (2003), estudia nueve posibles aplicaciones de las cenizas volantes de los RSU, entre las que se encuentra su uso en construcción de carreteras, concretamente en capas de firme. Las conclusiones indican su posible empleo como sustituto del filler y/o cemento, en las estabilizaciones.

La problemática de los lixiviados fue analizada por Ever Mulder (1996), en su estudio “Pre-treatment of MSWI fly ash for useful”, analizó la posibilidad de eliminar una serie de elementos fácilmente lixiviables de las cenizas volantes. El objetivo de este estudio

fue el de encontrar un tratamiento que permitiera la aplicación de las cenizas volantes como material de construcción en carreteras. Llegó a la conclusión que el lavado es una forma adecuada de pretratamiento, que permite eliminar hasta un 70-90 % de componentes fácilmente lixiviables (cadmio, zinc y cloruro), y que es posible su uso en la construcción de carreteras.

Otro estudio realizado por Masashi Kamon et al (2000), evalúa las aplicaciones geotécnicas de la estabilización de estas cenizas volantes de RSU con cemento y/o cenizas volantes del carbón. Se realizaron ensayos de resistencia a compresión sin confinar, ensayos de lixiviados y ensayos de inmersión-compresión (Figura 2-14).

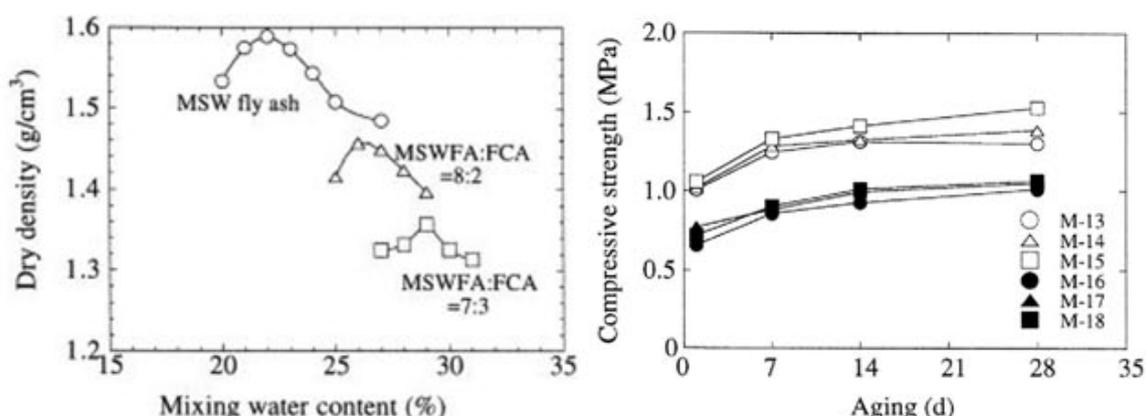


Figura 2-14. Ensayo próctor y RCD simple de cenizas volantes de RSU.

Las cenizas volantes de RSU pueden ser estabilizadas con cemento y/o cenizas volantes de carbón (FCA). Las resistencias adquiridas se consideran lo suficientemente altas como para que la mezcla se puede utilizar en la construcción de terraplenes.

2.2.2 RESIDUOS DEL SECTOR DE LA CONSTRUCCIÓN Y EL TRANSPORTE

Los residuos procedentes de actividades de construcción se clasifican dentro del subgrupo “residuos inertes” del grupo “residuos industriales”, siendo los siguientes residuos:

- Residuos de construcción y demolición (RCD).
- Reciclado de pavimentos (asfálticos y de hormigón).
- Neumáticos fuera de uso (NFU).
- Lodos de perforación y tuneladora.

2.2.2.1 RESIDUOS DE CONSTRUCCIÓN Y DEMOLICIÓN (RCD)

Los residuos de construcción y demolición (RCD) proceden en su mayor parte de derribos de edificios o de rechazos de los materiales de construcción de las obras de nueva ejecución y de pequeñas obras de reformas en viviendas o urbanizaciones. Se conocen habitualmente como “escombros” (Figura 2-15).

Una parte importante de estos residuos se llevan a vertederos, creando de esta forma un gran impacto visual y paisajístico, además de un impacto ecológico negativo al rechazar materiales que con un adecuado tratamiento, podrían ser reciclados. Se hace por tanto necesaria su correcta gestión, de forma que se consiga reducir las cantidades generadas y aprovechar el potencial que tienen como material secundario. En la práctica, los residuos de construcción y demolición que son procesados para su reciclaje, incluyen una variada serie de materiales, entre los que se encuentran productos cerámicos, residuos de hormigón, materiales asfálticos, y en menor medida otros componentes como madera, vidrio, plásticos, etc.



Figura 2-15. Proceso de demolición y RCD en origen

El análisis del empleo de RCD en construcción de carreteras se divide en dos tipos, los que proceden de escombros mixtos o cerámicos y los escombros de hormigón.

Los escombros mixtos o cerámicos pueden tener dos orígenes muy diferentes:

- Residuos producidos en las operaciones de demolición de estructuras de edificación. En este tipo de residuos se engloban materiales muy variados como pueden ser: ladrillos y bloques, mezclados o no con hormigón, y pueden contener un elevado porcentaje de impurezas en el caso de que no se realice una demolición selectiva.
- En menor medida, ladrillos elaborados en fábricas, que son rechazados por no cumplir las especificaciones pertinentes. En este caso se trata de materiales muy homogéneos. Se estima que entorno al 5-10 % de los ladrillos fabricados en modernas fábricas automatizadas son rechazados debido a la no conformidad con las especificaciones normativas.

Los escombros de hormigón, sin embargo, proceden mayoritariamente de las demoliciones de obra civil.

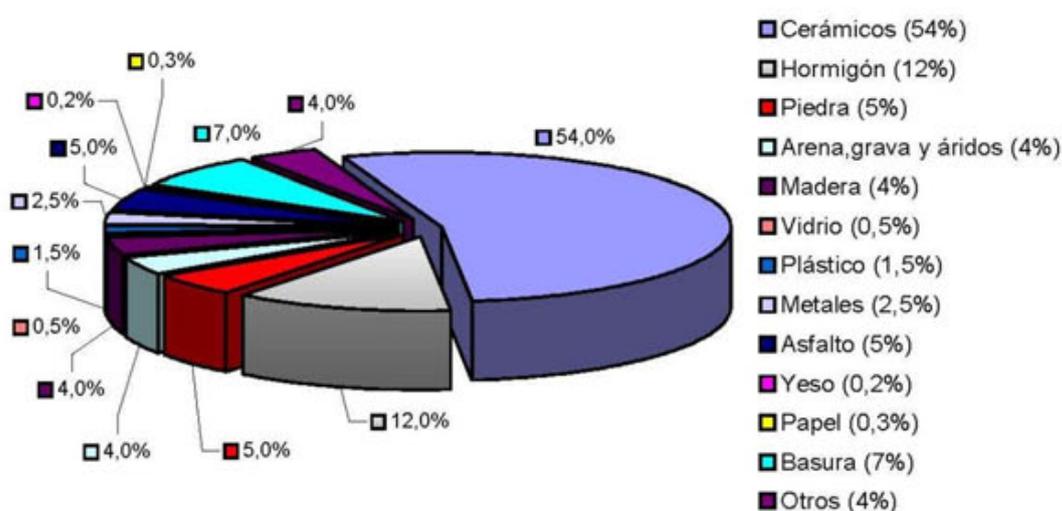


Figura 2-16. Composición de RCD. Fuente CEDEX (2010)

Según los datos recogidos en el II Plan Nacional de Residuos de Construcción y Demolición (II PNRCD) incluido en el Plan Nacional Integrado de Residuos (PNIR) 2007-2015 los residuos de construcción y demolición generados en España entre los años 2001 y 2005 son los que se detallan en la Tabla 2-5.

Tipo de obra	2001	2002	2003	2004	2005
Edificación (t)	17.667.189	17.495.175	20.298.601	23.054.631	25.427.665
Obra civil (t)	6.543.403	6.479.649	7.518.000	8.538.752	9.417.654
Total RCD (t)	24.210.592	23.974.824	27.816.601	31.593.383	34.845.319

Tabla 2-5. Generación de residuos de construcción y demolición.

La fuerte bajada en la actividad constructiva experimentada en los últimos años a consecuencia de la crisis económica, ha cambiado esta tendencia, y de acuerdo con datos del Ministerio de Medio Ambiente, Medio Rural y Marino, los RCD generados en el período 2007-2009 se muestran en la Tabla 2-6:

	AÑO 2007	AÑO 2008	AÑO 2009
Total RCD generados (t)	42.000.000	32.000.000	23.000.000

Tabla 2-6. Generación de residuos de construcción y demolición (2007-2009)

La gestión de este tipo de residuos conlleva dos posibles usos, el reciclado (principalmente en el sector de la construcción) o su envío a vertedero. En la Tabla 2-7 se recogen los datos publicados en el II PNRCDD sobre la gestión de residuos de construcción y demolición entre los años 2002 y 2005.

2002		2003		2004		2005	
Reciclado	Vertedero	Reciclado	Vertedero	Reciclado	Vertedero	Reciclado	Vertedero
375.106	6.502.428	333.640	7.519.755	519.370	4.978.410	1.769.836	8.544.578

Tabla 2-7. Gestión de RCD entre los años 2002 y 2005 (t)

A continuación se procede a analizar las posibles aplicaciones de los RCD en la construcción de carreteras.

La incorporación de los materiales reciclados procedentes de residuos de construcción y demolición a la infraestructura de una carretera, puede hacerse, siempre que se cumplan las condiciones técnicas y medioambientales exigidas.

En el PG-3 se hace mención expresa a la utilización de áridos reciclados procedentes de hormigón machacado en algunas unidades de obra para firmes de carretera como: Zahorras (art. 510) y Materiales tratados con cemento (suelo cemento y gravacemento) (art.513). Además, se admite la utilización de materiales procedentes de residuos de construcción y demolición en la fabricación de hormigón magro vibrado (art. 551) siempre y cuando hayan sido tratados adecuadamente para satisfacer las

especificaciones técnicas establecidas. En algunos países se han utilizado estos áridos en mezclas bituminosas.

Existen numerosos estudios sobre su empleo en carreteras, aplicándolos desde rellenos de terraplenes hasta su uso como parte de las mezclas bituminosas en pavimentos de firmes.

Chi Sun Poon y Dixon Chan (2006), investigan la posibilidad de utilizar áridos reciclados de hormigón y ladrillo triturado como áridos en subbases de carreteras. En él se analizaron las propiedades de los materiales por separado (granulometría, peso específico, absorción, etc...) y posteriormente las propiedades ingenieriles para su uso en carreteras (densidad máxima, humedad óptima, capacidad portante, etc...) de diferentes mezclas de residuos. Todo ello comparado con una material tipo de referencia.

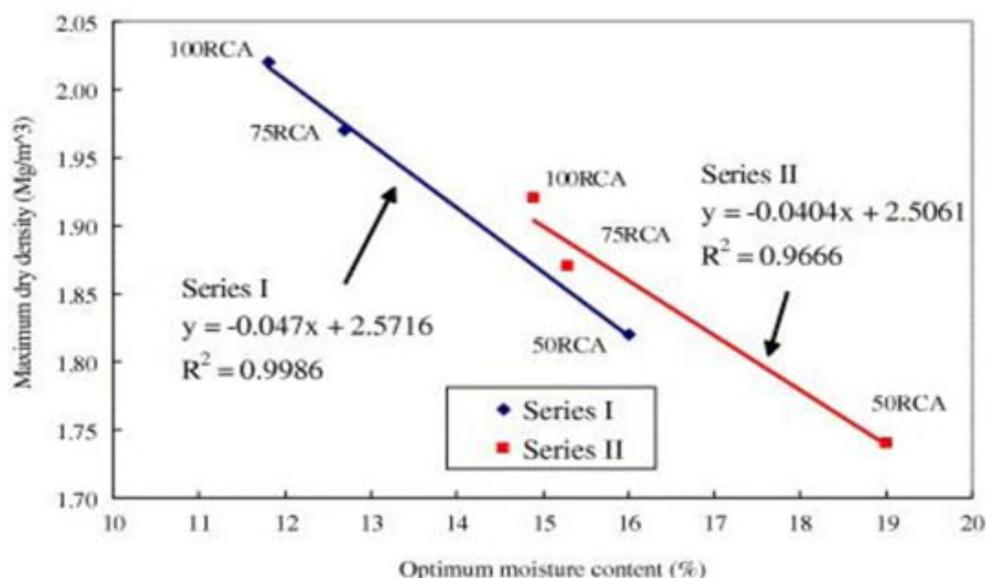


Figura 2-17. Evolución de densidad seca y humedad con el contenido de ladrillo triturado.

Los resultados mostraron que los residuos de RCD poseen una densidad máxima Próctor inferior a la del material tipo empleado, así como una humedad óptima superior.

Por otra parte, la sustitución de los áridos reciclados de hormigón por ladrillo triturado incrementó aún más el contenido de humedad óptima y disminuyó la densidad seca máxima (Figura 2-17). Esto se atribuye principalmente a una densidad de las partículas más baja y una mayor absorción de agua del ladrillo machacado en comparación con las de áridos reciclados de hormigón.

Fabiana da Conceição Leite et al (2011) evalúan la viabilidad de utilizar RCD en construcción de pavimentos. Analizaron las características geotécnicas, la capacidad portante y realizaron ensayos de carga Triaxial sobre probetas de RCD.

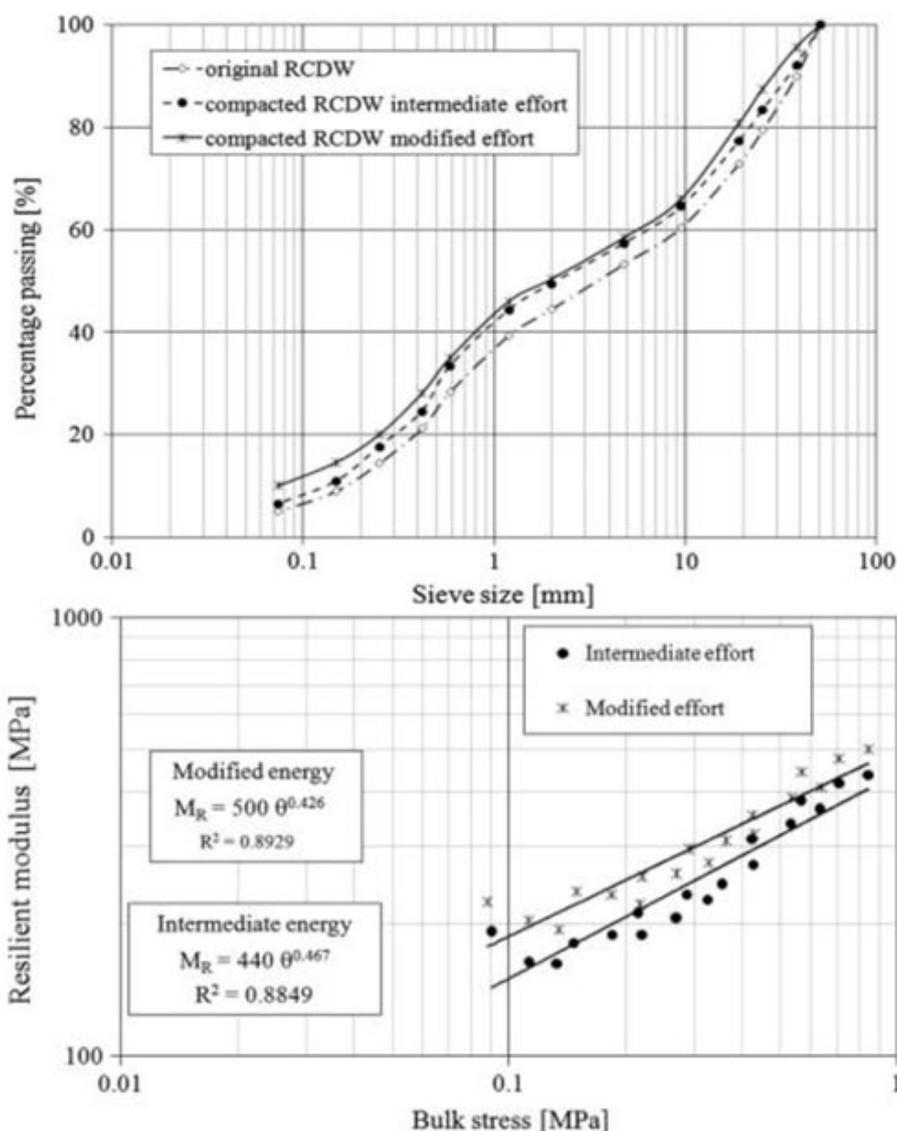


Figura 2-18. Granulometría y módulo resiliente de RCD pre y post compactación.

Los resultados del estudio (Figura 2-18) muestran que la compactación genera un aplastamiento y rotura parcial de partículas RCD, cambiando la distribución granulométrica e incrementando el porcentaje de partículas trituradas. Este cambio físico contribuye a una mejor densificación y en consecuencia una mejora de la capacidad portante. Los resultados han demostrado que el RCD se puede utilizar como capa de base y sub-base de carreteras con bajo volumen de tráfico.

Jiménez et al., (2011) analizó el empleo de siete tipos de áridos reciclados procedentes de residuos de construcción y demolición (RCD), evaluándolos como materiales granulares que se pueden emplear en la construcción de carreteras. Los resultados mostraron que los áridos reciclados de hormigón cumplen con todas las especificaciones para su uso en la construcción de capas de sub-base, para categorías de tráfico T3 y T4 de acuerdo con las especificaciones españolas de construcción de carreteras (PG-3).

Algunos RCD mixtos no cumplieron las especificaciones por tener un alto contenido de compuestos de azufre y una baja resistencia a la fragmentación. Esto se solucionó tamizando la fracción fina antes de la trituración del RCD mixto, reduciendo así el contenido de azufre total y mejorando la calidad de los áridos reciclados mixtos.

En el estudio realizado por Rosario Herrador et al (2012), se analiza la viabilidad técnica de la utilización de residuos de construcción como material para capas de base de firme. Con este objetivo se construyó un tramo de prueba que incluye RCD (75 % de residuos de hormigón, 20 % de asfalto, y 5 % de material cerámico), sometido a condiciones reales de tráfico. A modo comparativo se construyó un segundo tramo con áridos naturales procedentes de cantera, permitiendo así comparar entre uno y otro (Figura 2-19).

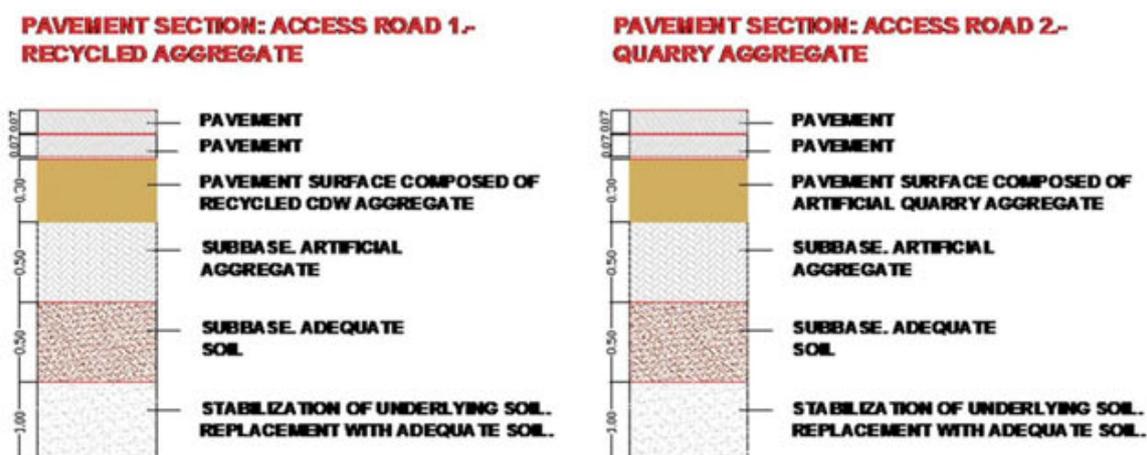


Figura 2-19. Tramos de prueba y secciones analizadas. Rosario Herrador et al. (2012).

Una vez construidos los tramos de prueba, y con la acción del tráfico real, se realizó una Auscultación Dinámica de Alto Rendimiento (ADAR), la cual permite obtener la capacidad portante de la estructura. Esta prueba es similar al ensayo de placa de carga.

Las conclusiones obtenidas de este estudio son:

- La compactación del RCD en el lugar de trabajo es más difícil, requiriendo un aporte superior de humedad que las capas de árido natural, para alcanzar el nivel deseado de compactación.
- Se observó que la capacidad portante de las capas de RCD fue satisfactoria, corroborando el empleo de RCD como material en capas de base y sub-base de carreteras, siempre que el RCD está libre de impurezas y sólo contenga hormigón, asfalto y material cerámico.

2.2.2.2 RECICLADO DE PAVIMENTOS

Se entiende como reciclado de pavimentos, la reutilización de los materiales procedentes de la demolición de las capas de firmes que han estado en servicio y han finalizado su vida útil, en la construcción o rehabilitación de carreteras.

Este tipo de residuos, se emplean principalmente en la fabricación de pavimentos de capas superiores del firme (base, intermedia y rodadura), en función de las especificaciones de cada caso.

El empleo de estos materiales depende de que su origen sea un pavimento asfáltico o de hormigón.

- **PAVIMENTOS ASFÁLTICOS (RAP):**

El reciclado de pavimentos asfálticos (Reclaimed Asphalt Pavements -RAP-), es material procedente del fresado de carreteras que precisan la extensión de un nuevo aglomerado bituminoso. El reciclado constituye un aprovechamiento de los materiales fresados, que de otra manera irían a vertedero, ya que puede conservar una buena parte de sus propiedades puesto que su reemplazo puede ser debido a otros factores (fallo de capas inferiores, bajo CRD, etc.), pero permite su empleo en otras capas de la carretera o incluso en determinadas proporciones en las capas superiores (Figura 2-20) (CEDEX, 2011)



Figura 2-20. Reciclado de pavimentos Asfálticos

La Orden Circular 8/2001 de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento, sobre reciclado de firmes, recoge en su anejo los tres primeros artículos del Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Conservación de Carreteras (PG-4) con los que se comienza su redacción:

- Artículo 20: reciclado in situ con emulsión de capas bituminosas.
- Artículo 21: reciclado in situ con cemento de capas de firme.
- Artículo 22: reciclado en central en caliente de capas bituminosas.

En el artículo 542 del PG-3, Mezclas bituminosas en caliente (Orden Circular 24/2008), se especifica textualmente que “podrán emplearse como áridos para capas de base e intermedias, incluidas las de alto módulo, el material procedente del fresado de mezclas bituminosas en caliente en proporciones inferiores al diez por ciento (10 %) de la masa total de mezcla”.

El proceso de reciclado de pavimentos asfálticos consiste en la disgregación del material, su mezcla con ligantes y/o agua, y su posterior extensión y compactación.

El tratamiento de los materiales reciclados puede hacerse en el mismo firme del que proceden, o transportarse a una central de mezcla para, tras su tratamiento, emplearse en la misma u otra localización:

La European Asphalt Pavement Association (EAPA), dentro de la cual se encuentra la Asociación Española de Fabricantes de Mezclas Asfálticas (ASEFMA), recogió en el

año 2009 las estadísticas correspondientes al reciclado de pavimentos asfálticos (RAP). La cantidad total de RAP disponible en los países europeos es de 52.660.360 t, distribuyéndose por países y aplicaciones según los valores de la siguiente tabla:

País	Material asfáltico reciclable disponible (t)	% Material asfáltico reciclable disponible usado en				% de la producción de nuevas mezclas en caliente y templadas que contengan material reciclado
		Reciclado en caliente y reciclado semicaliente	Reciclado templado	Reciclado en frío	Capas granulares	
España	1.850.000	52	9	15	24	9
Alemania	14.000.000	82			18	60
Austria	400.000	85		5	10	
Bélgica	1.300.000	57				44
Dinamarca	307.000	55	0	0	45	46
Eslovenia	15.360	30	20	50		
Finlandia	500.000					
Francia	7.053.000	41				6,8
Grecia	0	0	0	0	0	0
Hungría	3.000	66	0		33	5
Islandia	30.000				25	6
Irlanda	100.000	30				1
Italia	12.000.000	20				
Noruega	720.000	11	0	10	63	9
Países Bajos	4.500.000	74				72
Polonia	1.100.000	5				0,2
Reino Unido	4.000.000					
República Checa	1.500.000	20	0	30	30	10
Rumania	13.000	60	10	15	3	12
Suecia	1.000.000	75	10	10	5	50
Suiza	1.200.000	50		50		17
Turquía	1.069.000	9			97	1

Tabla 2-8. Tasas de reciclaje en diferentes países europeos. Fuente: EAPA (2009).

En la Tabla 2-8 aparecen recogidos los valores estadísticos del reciclado de pavimentos asfálticos a nivel Europeo, siendo destacable el empleo como reciclado en caliente y semicaliente, y en capas granulares.

- PAVIMENTOS DE HORMIGÓN

El reciclado de pavimentos de hormigón (Reclaimed Concrete Pavements –RCP-) se realiza sobre materiales deteriorados que han perdido en gran medida sus propiedades iniciales. Si el análisis de las distintas alternativas de conservación, lleva a seleccionar como más adecuada la reconstrucción del pavimento existente, se debe considerar la posibilidad de reciclarlo, basándose en el coste y la disponibilidad de áridos en el entorno de la obra, la idoneidad de los áridos procedentes del reciclado para el uso que se les quiera dar, los costes de llevar el material a vertedero y las consideraciones medioambientales (Figura 2-21)(CEDEX, RCP, 2011).



Figura 2-21. Demolición de pavimento de hormigón

En España no existe normativa técnica específica para el uso en la construcción de carreteras del material reciclado de pavimentos de hormigón, a pesar de ello, la orden FOM/891/2004 (BOE de 6 de abril de 2004) actualiza determinados artículos del Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes (PG-3) en los que se recoge la posibilidad de utilizar los áridos reciclados procedentes de pavimentos de hormigón:

- Art. 510.- Zahorras. Según el artículo 510.2.1, sólo pueden utilizarse materiales granulares reciclados en las categorías de tráfico pesado T2 a T4, siempre que se declare el origen de los materiales y que se cumplan las prescripciones técnicas

establecidas en este artículo. Asimismo, en el PPTP deberán fijarse expresamente las condiciones para su tratamiento y aplicación.

- Art. 513.- Materiales tratados con cemento (suelocemento y gravacemento). En base al artículo 513.2.2.1 del PG3, se pueden utilizar subproductos o productos inertes de desecho, en cuyo caso, sus características y las condiciones para su utilización deberán venir fijadas por el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares. En cuanto a las características específicas del árido grueso para gravacemento, el artículo recoge en el punto 513.2.2.4.1 los valores exigibles a los materiales reciclados procedentes de pavimentos de hormigón.
- Artículo 550. Pavimentos de hormigón. Los áridos deben cumplir las prescripciones del artículo 610 del PG-3 Hormigones, que refiere a la EHE (apartado 550.2.3).
- Artículo 551. Hormigón magro vibrado. Al igual que para pavimentos de hormigón, los áridos deben cumplir las prescripciones del artículo 610 del PG-3 Hormigones, que refiere a la EHE.

2.2.2.3 NEUMATICOS FUERA DE USO (NFU)

Los neumáticos fuera de uso (NFU) provienen fundamentalmente de la industria automovilística. Hasta la entrada en vigor del Real Decreto 1619/2005 en el que se establece la responsabilidad de la gestión del neumático cuando se encuentra fuera de uso (NFU), una gran parte de los neumáticos eran recogidos por los servicios municipales o comarcales, o transportados directamente por los talleres a los vertederos públicos, locales o comarcales; a veces los talleres los depositaban en vertederos privados de inertes, en algunos casos incontrolados o ilegales. La publicación del citado R.D. 1619/2005 ha marcado un antes y un después en el tratamiento de este residuo (Figura 2-22) (CEDEX -NFU-, 2010).



Figura 2-22. Acopio de NFU

Tras la aparición de la legislación citada, la gestión alternativa al depósito en vertedero, de los neumáticos fuera de uso (NFU), puede seguir tres posibles vías (Cano Serrano, Encarnación et al 2008):

- Recauchutado de NFU, por el que se aprovecha la carcasa metálica del neumático, reutilizando el neumático.
- Tratamiento de NFU destinado a su reciclado para la obtención de materias primas utilizadas en otros procesos de producción industrial. Dentro de esta alternativa se incluye el empleo de los NFU en la construcción de carreteras, empleando los NFU enteros (empleados en muros), troceados o triturados, en diferentes capas del paquete de firmes.

La aplicación más extendida es el empleo del polvo de NFU en mezclas bituminosas.

- Valorización de los neumáticos fuera de uso para la generación de energía. Entre estas aplicaciones puede destacarse: su utilización como combustible de sustitución, siempre que se respeten las disposiciones ambientales, su aprovechamiento energético, o la obtención de productos pirolíticos.

En la Tabla 2-9 se presentan la generación de NFU y los tipos de gestión a que han sido sometidos en los años 2004, en la UE (Europa de los 15) y en 2007 en España.

	UE de los 15		España	
	NFU (t)	%	NFU (t)	%
Generación	2.796.000	100	305.718	100
Recauchutado	325.000	12	37.173	12,2
Reciclado de material	852.000	30	42.500	13,9
Valorización energética	901.000	32	52.500	17,2
Vertido	414.000	15	153.787	50,3
Exportación y reutilización	304.000	11	19.758	6,4

Tabla 2-9. Tratamiento de los NFU en España y la UE de los 15 (CEDEX).

Dentro de los tratamientos de valorización energética y reciclado del material se encuentran las aplicaciones en ingeniería civil, por lo que la cantidad de material susceptible de ser empleado en la construcción de carreteras en el año 2004 era de 95.000 t.

El empleo de los neumáticos fuera de uso (NFU) en la construcción de carreteras se divide en dos aplicaciones fundamentales:

- Material de relleno en terraplenes, y solos o combinados con otros materiales en la construcción de firmes.
- Fabricación de betunes modificados y mezclas bituminosas.

En España no existe normativa técnica específica para el empleo de NFU como material de relleno en terraplenes o en la construcción de firmes. Es por ello que se presentan estudios científicos en los que se analiza su empleo.

En la publicación de Ahmed Shalaby & Riaz Ahmed Khanb (2005), se analiza el empleo en la construcción de terraplenes de carreteras, utilizando tiras de neumáticos como relleno ligero. El estudio también examina las implicaciones ambientales de la utilización de NFU a corto y largo plazo. La conclusión de este estudio es el posible empleo de NFU en rellenos, bases y subbases de carreteras.

Otro estudio relacionado con el empleo de NFU en la construcción de terraplenes y capas de firme de carreteras es el realizado por Ayse Edinçliler et al. (2010), en el cual se analizan las diferencias técnicas de mezclas de NFU con suelos, en función del tipo de procesado del NFU, concluyendo que estos incrementan la resistencia al corte de los suelos analizados.

El empleo de NFU en la fabricación de betunes modificados y mezclas bituminosas está regulado por la Orden circular 21/2007 sobre el “uso y especificaciones que deben cumplir los ligantes y mezclas bituminosas que incorporen caucho proveniente de neumáticos fuera de uso (NFU)”

2.2.2.4 LODOS DE PERFORACIÓN Y TUNELADORA.

La utilización de los lodos de perforación comenzó a principios del siglo XX, como una mezcla básica de bentonita, agua y otros aditivos. Su composición ha ido variando con el paso del tiempo y con la evolución que se ha producido en el sector de la ingeniería civil. Su reutilización en construcción de carreteras, minimizará la cantidad de residuo además de economizar el gasto de mantenimiento y materiales de préstamo a las empresas (Movilla Quesada, 2012).

El estado del conocimiento de la aplicación de los lodos de perforación y tuneladora en la construcción de carreteras es relativamente reducido, siendo una línea de investigación a desarrollar por la comunidad científica.

Siguiendo esta línea de investigación, Daniel Castro-Fresno et al (2011), presentan la estabilización de cuatro lodos bentónicos con cal para su uso en la construcción de terraplenes. El estudio se basa en analizar las propiedades mineralógicas, químicas, geotécnicas y mecánicas de la mezcla de lodos de bentonita con cal (Figura 2-23).

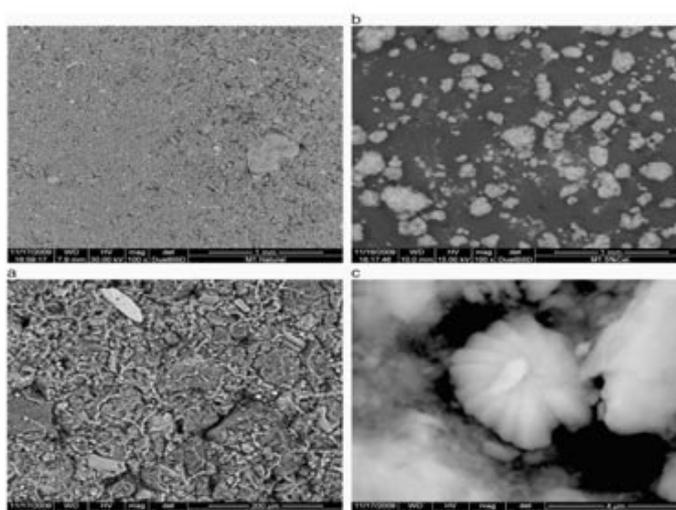


Figura 2-23. Imágenes de microscopio electrónico de diferentes mezclas.

La estabilización de lodos con cal mejora sus propiedades hasta el punto de cambiar su clasificación de acuerdo con las especificaciones españolas (PG-3). Las muestras de lodos que se caracterizaron inicialmente como suelos marginales, después de tratamiento con cal, mejoraron su clasificación hasta suelo adecuado, permitiendo su empleo en la construcción de terraplenes. La adición de cal en un porcentaje óptimo del 3 %, produce cambios en la plasticidad de los suelos, llegando a incrementar el límite líquido en 40 puntos.

La estabilización de los suelos con cal incremento los valores de la capacidad portante de los suelos, incrementando la clasificación de los suelos de marginales a adecuados y de adecuados a seleccionados, según el PG3. El tratamiento con cal en cantidades óptimas proporciona una mejora del 80 % del hinchamiento libre, que además de la mejora de la estabilidad, también mejora las propiedades volumétricas, químicas y mecánicas, permitiendo su uso en diferentes capas del terraplén.

2.2.3 RESIDUOS DE LA INDUSTRIA SIDERÚRGICA

Se denomina siderurgia a la técnica del tratamiento del mineral de hierro para obtener diferentes tipos de éste o de sus aleaciones. El proceso de transformación del mineral de hierro comienza desde su extracción, pasando por una serie de procesos hasta convertirse en acero (de diferentes características) o fundición (Figura 2-24).

La industria siderúrgica es la encargada de practicar los procesos necesarios para esa transformación. Además del empleo de minerales procedentes de canteras, esta industria se encarga del reciclado de la chatarra, de tal forma que se cierra el círculo del ciclo de vida de los materiales siderúrgicos. Los proceso para la obtención de los diferentes elementos siderúrgicos, acero y fundición, comienzan en el horno alto. Este proceso convierte el mineral del hierro en arrabio, para su posterior tratamiento en las acerías y obtener así los productos deseados. En este proceso es donde se genera el primer residuo siderúrgico usado en la construcción de carreteras, las escorias de horno alto.

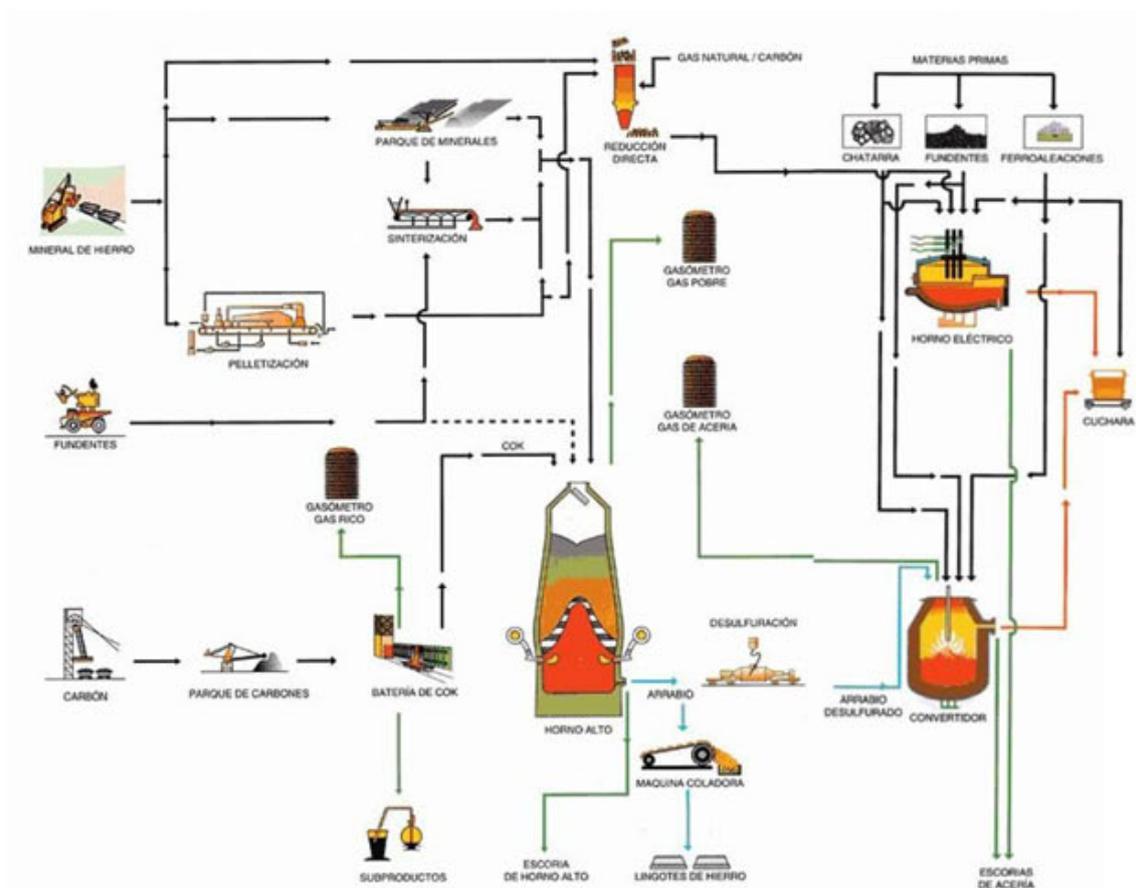


Figura 2-24. Industria siderúrgica. Fuente: www.webaero.net

Tras el proceso de obtención del arrabio (hierro más impurezas), se envía a las acería para la fabricación del acero, donde se añade la chatarra, completando el proceso de reciclado del acero, y se procede al afino del mismo.

Principalmente existen dos tecnologías para el afino del acero, el procedimiento de arco eléctrico y el procedimiento Linz-Donawitz (LD). En ambos procesos, el objetivo es obtener un producto con determinada composición química que posteriormente se reflejará en sus características físico-químicas. Durante el desarrollo de ambos procesos, se generan residuos susceptibles de ser empleados en la construcción de carreteras, las escorias de arco eléctrico (escorias negras y blancas) y las escorias LD.

El empleo de este tipo de residuos en la construcción de carreteras está regulado por el pliego de prescripciones generales (PG3). Su uso como material de relleno está regulado de igual forma que los áridos tradicionales, haciendo hincapié en el análisis de lixiviados. (Artículo 330 del PG3)

Su utilización en la construcción de firmes está limitada, principalmente por parámetros químicos relacionados con las propiedades expansivas de estos materiales. Así las especificaciones, además de las exigencias de los áridos tradicionales, incluyen lo siguiente:

“El árido siderúrgico de acería deberá presentar una expansividad inferior al cinco por ciento (5 %), según la UNE EN 1744-1. La duración del ensayo será de veinticuatro horas (24 h) cuando el contenido de óxido de magnesio, según la UNE-EN 196-2, sea menor o igual al cinco por ciento (5 %) y de ciento sesenta y ocho horas (168 h) en los demás casos...*El árido siderúrgico procedente de horno alto no presentará desintegración por el silicato bicálcico ni por el hierro, según la UNE-EN 1744-1.*”(Artículo 510 del PG3).

En cuanto a su uso en las mezclas bituminosas, las especificaciones exigen las mismas propiedades que a los áridos naturales. (Artículos 540, 542 y 543 del PG3)

A continuación se procede a analizar cada uno de los residuos procedentes de la industria siderúrgica.

2.2.3.1 ESCORIAS DE HORNO ALTO

Las impurezas o residuos generados en el proceso de obtención del arrabio en los hornos altos se denominan escorias de horno alto. Estas escorias son expulsadas por la piqueta del horno a una temperatura cercana a los 1.500 °C, pueden ser sometidas a distintas técnicas de enfriamiento, obteniéndose materiales con características de utilización claramente diferenciadas: escoria cristalizada, escoria vitrificada (granulada o peletizada) y escoria expandida.

- Escoria cristalizada: Se obtiene por enfriamiento lento de la escoria líquida en grandes fosos. La materia cristaliza formando distintos componentes quedando únicamente una pequeña parte de ella en estado vítreo.
- Escoria vitrificada-granulada: Se obtiene por enfriamiento brusco de la escoria líquida, dejándola caer sobre un potente chorro de agua fría, de forma que expanda y sirviendo el propio chorro como vehículo de transporte hasta las

balsas de decantación. Este tipo de escoria se emplea fundamentalmente en la fabricación de cemento.

- Escoria vitrificada-peletizada: Se obtiene dejando caer la escoria fundida sobre un tambor giratorio, regado con agua, que lanza la escoria al aire.
- Escoria expandida: Se obtiene añadiendo a la escoria fundida una pequeña cantidad de agua. El vapor producido por el contacto del agua con la escoria, produce una espuma plástica que, una vez enfriada y tras un proceso de machaqueo, proporciona un árido ligero.

La producción de escorias de horno alto se centra únicamente en la provincia de Asturias, debido a que los únicos hornos altos existentes en nuestro país se encuentran en Gijón (Asturias). El volumen anual de escorias de horno alto generadas se muestra en la Tabla 2-10.

AÑO	PRODUCCIÓN DE ARRABIO (10 ³ t)	PRODUCCIÓN TOTAL DE ESCORIAS DE HORNO ALTO	
		Escoria granulada (t)	Escoria cristalizada (t)
2.003	3.651	730.200	365.100
2.004	4.035	807.000	403.500
2.005	4.160	832.000	416.000
2.006	3.432	686.400	343.200
2.007	3.976	795.200	397.600
2.008	3.784	756.800	378.400
2.009	2.920	584.000	292.000
2.010	3.572	714.400	357.200
2.011	3.540	708.000	354.000
2.012	3.081	616.200	308.100

Tabla 2-10. Producción de escorias de horno alto (UNESID).

Las aplicaciones de este tipo de residuo en la construcción se recogen en la Tabla 2-11:

ESCORIA DE ALTO HORNO		
ENFRIADA CON AIRE	PELETIZADA	GRANULADA
<u>Aglomerado asfáltico</u> Árido para Hormigón/Albañilería Aislamiento/lana mineral Materia prima para la fabricación de cemento Agricultura/Mejora del suelo <u>Relleno</u>	Hormigón de albañilería <u>Hormigón ligero</u> <u>Relleno ligero</u> Aislamiento <u>Capa base de carreteras</u>	Cemento con adiciones <u>Suelo-cemento</u> <u>Hormigón compactado con rodillo</u> <u>Capa base de carreteras</u> Agricultura/Mejora del suelo

Tabla 2-11. Aplicaciones de las escorias de alto horno

Debido a sus propiedades físico-químicas, el empleo de este tipo de residuo, concretamente las escorias granuladas, se centra fundamentalmente en la fabricación de cementos. A continuación se analizan los diferentes usos de las escorias de horno alto en la construcción de carreteras.

El empleo en carreteras se centra principalmente en las escorias cristalizadas y las escorias vitrificadas.

- **Escoria cristalizada**

La escoria cristalizada de horno alto es un material que puede utilizarse como árido artificial en la construcción de carreteras. En países como Estados Unidos se emplea ampliamente en este campo en bases granulares y mezclas asfálticas en caliente.

La principal ventaja de la utilización de estas escorias deriva de la gran cantidad de poros internos que poseen, que las confiere una gran permeabilidad, por lo que es un material muy adecuado para la construcción de capas granulares de sub-base o drenantes.

Su principal desventaja es su baja resistencia a la fragmentación que hace que se tienda a no utilizarlas en capas que reciban fuertes solicitaciones del tráfico, prefiriéndose su empleo en capas inferiores del firme. En ciertas ocasiones, dependiendo de la especial composición química de la escoria, pueden producirse fenómenos de descomposición, poca durabilidad y expansión, que pueden llegar a arruinar las obras. Por esta razón, en países como Bélgica, Francia o el Reino Unido, y en la nueva normativa europea sobre áridos para carreteras, se han impuesto especificaciones adicionales que tienen en cuenta la composición química de la escoria, principalmente los contenidos en CaO, MgO, SiO₂, Al₂O₃ y S (total), y las inestabilidades debidas a la presencia de hierro.

En su aplicación en capas tratadas con conglomerantes, presentan ventajas frente a los materiales de cantera o gravera utilizados en granulometría densa, en los que cualquier exceso de agua de amasado puede originar acolchamientos en la compactación. Un ejemplo de esta utilización es el material “todo escoria”, en el que se emplea la escoria cristalizada machacada como árido (de granulometría continua y densa) y la escoria granulada como conglomerante. Este material se fabrica, pone en obra, compacta y termina en forma análoga a la grava-cemento, siendo sus campos de aplicación en

carreteras en bases y sub-bases, arcenes y refuerzos de firmes (CEDEX-Escorias de horno alto. 2011).

- **Escoria granulada**

En carreteras, la utilización más importante de la escoria granulada es en la fabricación del material “grava-escoria”. El empleo de este producto en la construcción de carreteras está regulado por la normativa española, en el artículo 513 del Pliego de prescripciones técnicas generales (PG3).



Figura 2-25. Acopio de Escoria vitrificada

Consiste en una mezcla homogénea de materiales granulares (áridos), 15 a 20 % de escoria granulada de horno alto (conglomerante), catalizador de fraguado (normalmente cal) y agua, que convenientemente compactada, se puede utilizar en la construcción de firmes de carreteras. Este material tiene una resistencia inicial baja y crece después de forma continua con el tiempo, consiguiendo valores a los 90 días, parecidos a los que se obtienen con la grava-cemento a los 7 días, y estabilizándose, en un crecimiento muy lento, al cabo del año. En muchos casos es necesario el empleo de pequeñas proporciones de cal actuando como catalizador y reduciendo los tiempos de curado de las mezclas. La aplicación fundamental de este material es como capa de base para todo tipo de tráfico.

La grava-escoria es un material muy utilizado en Europa, especialmente en Francia, por las ventajas técnicas, económicas y ecológicas que su empleo representa y la experiencia existente es superior a 20 años. A pesar de sus ventajas, las capas de grava-escoria han sido poco utilizadas en España, entre otras razones porque la producción de

escoria ha estado localizada únicamente en tres zonas (Sagunto, Vizcaya y Asturias), y actualmente sólo en Asturias, concentrándose su consumo principalmente en la zona norte del país (CEDEX-Escorias de horno alto. 2011).

Debido a su poder conglomerante, otra aplicación de las escorias granuladas es la estabilización de suelos, Juan M. Manso et al (2013) elaboran el estudio de las características químicas y geotécnicas del empleo de estas escorias en la estabilización de suelos marginales. Los resultados obtenidos en la investigación indican un comportamiento equivalente al de suelos estabilizados con cal, incrementando la capacidad portante y reduciendo la plasticidad y el hinchamiento libre.

2.2.3.2 ESCORIAS DE ARCO ELECTRICO

El proceso de fabricación del acero en las acerías de horno de arco eléctrico se compone de dos etapas: una primera denominada metalurgia primaria, donde se produce la fusión de las materias primas que se realiza en hornos de arco eléctrico, y la segunda, denominada metalurgia secundaria o afino del baño fundido, que se inicia en el horno eléctrico y finaliza en el horno cuchara.

La principal materia prima empleada para la fabricación de acero en horno de arco eléctrico es la chatarra de hierro dulce o acero. Como elementos auxiliares se pueden cargar también pequeñas cantidades de fundición, de mineral de hierro y de ferroaleaciones (CEDEX, EAF-Slag. 2011).

Durante el proceso de fabricación del acero en el horno de arco eléctrico se generan dos tipos de impurezas o escorias:

- Escorias negras: generadas en la etapa de fusión de las materias primas.
- Escorias blancas: generadas en la fase de afino del acero.

En España funcionan actualmente 24 acerías de horno eléctrico de arco (14 de ellas en el País Vasco). La producción anual de este tipo de escorias en España se presenta en la Tabla 2-12:

AÑO	PRODUCCIÓN DE ACERO (10 ³ t)	GENERACIÓN DE ESCORIA DE ACERO	
		Escoria negra (t)	Escoria blanca (t)
2.003	16.407	2.132.910	410.175
2.004	17.684	2.298.920	442.100
2.005	17.904	2.327.520	447.600
2.006	18.401	2.392.130	460.025
2.007	18.999	2.469.870	474.975
2.008	18.640	2.423.200	466.000
2.009	14.362	1.867.060	359.050
2.010	16.343	2.124.590	408.575
2.011	15.556	2.022.280	388.900
2.012	13.639	1.773.070	340.975

Tabla 2-12. Producción anual de escorias de acería (UNESID).

Debido a la situación global de contracción económica y la influencia del mercado mundial, durante los últimos años se ha reducido la producción de acero en España y por lo tanto, la producción de escorias de acería.

Las aplicaciones de estas escorias en la construcción de carreteras se definen a continuación.

- **Escorias negras**



Figura 2-26. Escorias negras.

Los áridos procedentes de las escorias negras de acerías de hornos de arco eléctrico tienen una elevada densidad relativa, entre 3,1 y 4,5 t/m³, muy por encima de la de los áridos naturales (CEDEX, EAF-Slag, 2011). Esta diferencia hay que tenerla en cuenta

en las dosificaciones y al considerar los costes de transporte. La absorción de agua de la escoria presenta en general valores entre 1 % y 4 % (Piret, J. (1978)) en volumen y en algunos casos próximos al 7 %. Esta absorción puede influir en la durabilidad si el árido va a estar sometido a ciclos de hielo-deshielo o humedad-sequedad.

Moisés Frías Rojas y M.I. Sánchez de Rojas (2004), analizan las propiedades químicas, mineralógicas, puzolanidad y la cuantificación de los principales compuestos expansivos; y evalúan sus posibles aplicaciones en la construcción bases y sub-bases de carreteras. Los resultados muestran una ausencia total de actividad puzolánica y una presencia de compuestos expansivos (Cl-, SO₃, CaO libre y MgO libre). Debido a la presencia de estos compuestos expansivos, el empleo de este tipo de escorias en la construcción de carreteras está limitado.

Otro aspecto a tener en cuenta, son los lixiviados de estas escorias, ya pueden tener un pH superior a 11, y por tanto, son de carácter básico o muy básico (CEDEX, EAF-Slag. 2011).

Las partículas son duras, con coeficientes de desgaste Los Ángeles entre 17 % y 25 %, e inferiores (Piret, J. (1978)). El coeficiente de pulimento acelerado varía en general entre 0,50 y 0,60, cumpliendo los valores exigidos para áridos de mezclas bituminosas en capas de rodadura.

El empleo de las escorias negras en la fabricación de mezclas bituminosas es otra aplicación analizada en la bibliografía. En el estudio realizado por Marco Pasetto y Nicola Baldo (2011), analizan la posibilidad de utilizar dos tipologías particulares de escorias de horno de arco eléctrico (EAF), en sustitución de los áridos naturales, en la composición de la capa de rodadura de mezclas bituminosas. Los resultados concluyen que las propiedades físico-químicas de las escorias son comparables con las características de los áridos naturales utilizados habitualmente en infraestructura de transporte, además han confirmado un rendimiento muy positivo de estas mezclas, tanto en términos de rigidez, como de resistencia a fatiga.

Atendiendo a las referencias, las escorias negras tienen latente el riesgo de expansión y de hinchamiento, por lo que es muy importante evaluar su potencial expansivo y limitar su uso cuando sobrepase los valores establecidos. Debido a su porosidad, su

angulosidad, y a la falta de finos, las escorias pueden resultar incómodas de extender y compactar, por lo que suelen combinarse con otros áridos para mejorar estos aspectos.

Como conclusión, las escorias negras “adecuadamente tratadas”, cumplen generalmente las especificaciones técnicas que exigen los pliegos de carreteras para áridos de capas granulares en coronación de explanadas, sub-bases y bases de carreteras. (CEDEX, EAF-Slag. 2011).

- **Escorias blancas**

EL empleo de este tipo de escorias, se centra principalmente en la industria cementera (CEDEX, EAF-Slag. 2011). La bibliografía asociada al empleo de este tipo de escorias en la construcción de carreteras no está desarrollada como en el caso de las escorias negras.



Figura 2-27. Imagen escorias Blancas

Investigaciones realizadas sobre sus propiedades físico-químicas (Prieto Barrio et al, 2011) concluyen que pueden ser utilizadas en la estabilización de suelos y como material para construcción de terraplenes.

No deben utilizarse nunca en capas estabilizadas con cemento o junto a obras de fábrica u otros elementos que restrinjan las posibles expansiones.

Losañez González, María Milagros (2006), en su tesis doctoral, analizó las características físicas y estructurales de las escorias blancas y la búsqueda de diversas aplicaciones, entre las que destacan la pavimentación de caminos rurales de baja

intensidad de tráfico y en hormigones hidráulicos. La elaboración de un suelo-cemento artificial, en el cual el “suelo” es una mezcla de escoria negra y blanca, y el “cemento” una mezcla de cemento Portland y escoria blanca puede ser calificado de excelente. El desarrollo de propiedades hidráulicas a medio y largo plazo por parte de algunos de los componentes de la escoria blanca permite un ahorro muy alto de cemento, que es el material más caro de los empleados.

2.2.3.3 ESCORIAS DE ACERÍA LD

Las escorias de acería LD se originan en el proceso de afinado del arrabio obtenido en el alto horno, eliminándose por oxidación las impurezas existentes (Figura 2-28) (CEDEX, BOF-Slag, 2007)



Figura 2-28. Escorias de acería LD

En España únicamente existe dos acerías tipo LD, las cuales están localizadas en Avilés y Gijón. (Asturias). La producción total de escorias de acería LD durante el año 2.005 se estimó en 585.000 t, de las cuales 485.000 t corresponden a la acería LD de Avilés y 100.000 t a la de Gijón (Fuente: Arcelor España S.A.).

Las aplicaciones de las escorias LD en construcción de carreteras se centra en su utilización como áridos para bases y sub-bases granulares, mezclas bituminosas, lechadas o tratamiento superficiales.

El estudio realizado por López F. A.; Medina F., 1989, analizaron el empleo de este material en la construcción de carreteras, y concluyeron que al igual que las escorias procedentes de arco eléctrico se deben tener precauciones al emplearse en capas tratadas

con conglomerantes hidráulicos o en aplicaciones donde vaya rígidamente confinado en las que pequeñas expansiones producirán deterioros importantes. Además, recomiendan que en su aplicación como árido en capas granulares, y especialmente en bases de carreteras, debe someterse el material a un proceso de envejecimiento previo, con la granulometría con la que vaya a ser empleado, de forma que el contenido de cal libre no rebase un porcentaje entre el 4 % y 5 %; antes de su utilización deberá controlarse la estabilidad volumétrica de la escoria mediante un ensayo de hinchamiento.

Ruiz Rubio, A y Garcia Carretero, J (1991) indican que la aplicación más clara en la técnica de carreteras es como árido en capas de rodadura de mezclas bituminosas o tratamientos superficiales, donde no sólo saca el mayor partido a su gran dureza y alto coeficiente de pulimento acelerado, sino que el riesgo de desperfectos por expansión se reduce sensiblemente.

2.3 EMPLEO DE RESIDUOS DEL CARBÓN EN CARRETERAS

El carbón es un sólido oscuro, estratificado y combustible, resultado de la acumulación y enterramiento de materia vegetal desde las primitivas eras geológicas. Estos depósitos se convierten en carbón a través de unos cambios biológicos iniciales y posteriores efectos mecánicos de presión y temperatura en el seno de los sedimentos.

Existen diferentes tipos de carbones minerales en función del grado de carbonificación que haya experimentado la materia vegetal que originó el carbón. Estos van desde la turba, hasta la antracita que es el carbón mineral con una mayor evolución.

El rango de un carbón mineral se determina en función de criterios tales como su contenido en materia volátil, contenido en carbono fijo, humedad, poder calorífico, etc. Así, a mayor rango, mayor es el contenido en carbono fijo y mayor el poder calorífico, mientras que disminuyen su humedad natural y la cantidad de materia volátil. Existen varias clasificaciones de los carbones según su rango. Una de las más utilizadas divide a los carbones de menor a mayor rango en: Turba, Lignito, Hulla y Antracita.



Figura 2-29. Tipos de carbón.

El carbón suministra el 25 % de la energía primaria consumida en el mundo, sólo por detrás del petróleo. Además es de las primeras fuentes de energía eléctrica, con 40 % de la producción mundial (datos de 2006, EURACOAL). Las aplicaciones principales del carbón son:

- Generación de energía eléctrica. Las centrales térmicas de carbón constituyen la principal fuente mundial de energía eléctrica.

- Coque. El coque es el producto de la pirólisis del carbón en ausencia de aire. Es utilizado como combustible en los altos hornos (coque siderúrgico).
- Siderurgia. Mezclando minerales de hierro con carbón se obtiene una aleación en la que el hierro se enriquece en carbono. Dependiendo de la cantidad de carbono, se obtiene hierro dulce (< 0.2 % C), Acero (0,2 %-1,2 % C) y Fundición (> 2 % C)
- Industrias varias. Se utiliza en las fábricas que necesitan mucha energía en sus procesos, como las fábricas de cemento y de ladrillos.
- Uso doméstico. Históricamente el primer uso del carbón fue como combustible doméstico. Aún hoy sigue siendo usado para calefacción, principalmente en los países en vías de desarrollo.
- Carboquímica. Proceso de gasificación en el que se obtiene del carbón un gas llamado gas de síntesis, compuesto principalmente de hidrógeno y monóxido de carbono. El gas de síntesis es una materia prima básica que puede transformarse en numerosos productos químicos (Amoniaco, Metanol, etc...)
- Petróleo sintético. Mediante el proceso de licuefacción directa, el carbón puede ser transformado en un crudo similar al petróleo.

Las diferentes aplicaciones generan una serie de residuos susceptibles de ser reutilizados. La principal tipología de residuos, son las escorias y cenizas del carbón, generadas por la combustión del carbón, en las diferentes aplicaciones anteriormente citadas. Otro tipo de residuo que se genera en los procesos extractivos, de almacenaje y preparación del carbón, son impurezas o estériles de origen mineral (pizarras y areniscas), que reducen el poder calorífico del carbón.

2.3.1 ESTÉRILES DEL CARBÓN

Se entienden como estériles de carbón, al residuo generado en la extracción del carbón (Figura 2-30). Se originan en la explotación de los pozos y minas de hulla y antracita, así como en los procesos del lavado del carbón. En general se almacenan en escombreras (IGME, 1995).



Figura 2-30. Estériles del carbón de lavadero

Al primer tipo de residuos constituidos por rocas encajantes de las capas de carbón, fundamentalmente pizarras y areniscas, se les denomina “estériles de mina”. Los del segundo tipo reciben el nombre de “estériles de lavadero”, y representan, aproximadamente, el 90 % de la producción total de estériles. Los estériles de lavadero se obtienen como residuo de la operación de lavado del carbón, obtenido a partir de la hulla y la antracita, separando el carbón por flotación en líquidos densos. Se denominan “finos”, “menudos”, “granos” y “gruesos” y, están constituidos fundamentalmente por pizarras y areniscas.

Los “estériles de escombrera” son los resultantes del almacenamiento de los estériles de mina y de lavadero en una escombrera. En general, se caracterizan por presentar una granulometría que varía según los tipos de estériles originales y estar normalmente degradados y disgregados. Los estériles de escombrera pueden a su vez diferenciarse en “estériles rojos” y “estériles negros”. Los estériles negros son los residuos de la minería del carbón que se encuentran depositados en una escombrera. Los estériles rojos son los materiales resultantes de la autocombustión del carbón que contienen los estériles

negros; se caracterizan por presentar un color rojizo, no contener carbón, poseer una mayor resistencia que los no calcinados y por estar, a veces, “soldados” unos a otros.

Desde hace unos años, en España y en otros países de Europa occidental, se viene reduciendo la producción de carbón, lo que conlleva una reducción del número de empresas productoras de carbón. El total de empresas mineras en 1995 era de 105 y en el año 2005 ha pasado a 35.

En 2009 y 2010, la producción de carbón fue de $9,5 \times 10^6$ t y $8,4 \times 10^6$ t, distribuidas según los tipos de carbón en lignito negro: $2,5 \times 10^6$ t y $2,1 \times 10^6$ t, y hulla y antracita: 7×10^6 t y $6,3 \times 10^6$ t, respectivamente para 2009 y 2010.

En la Tabla 2-13 se recogen los datos brutos de producción de carbón en España y en Europa en los últimos años. La producción de estériles de carbón representa aproximadamente el 10-12 % de la producción de carbón.

PRODUCCIÓN BRUTA CARBÓN (x10 ⁶ t)		
AÑO	ESPAÑA	EUROPA
2.000	23,5	573 (EU 25)
2.002	22,5	563 (EU 25)
2.004	20,5	571 (EU 25)
2.005	19,7	553 (EU 25)
2.006	18,4	535 (EU 25)
2.007	17,2	594 (EU 27)
2.008	10,2	572 (EU 27)
2.009	9,5	542 (EU 27)
2.010	8,4	529 (EU 27)

Tabla 2-13. Producción bruta de carbón en España y Europa (EURACOAL).

Los estériles de carbón se pueden emplear como materiales para la construcción de carreteras. En países como Alemania, Reino Unido y Francia se emplean como relleno en terraplenes, materiales granulares y zahorras y como materiales estabilizados con conglomerantes hidráulicos (González Cañibano, J, 1991).

Con el objetivo de emplear los estériles en construcción de carreteras, se construyen instalaciones para su tratamiento y la obtención de los correspondientes materiales, separados o no por tamaños, o mezclas de estériles con conglomerantes hidráulicos, fundamentalmente cemento.

Esteras Gonzalez, S et al (1994), realizaron ensayos sobre los estériles de carbón, y los resultados obtenidos indican que además de poderse emplear como materiales para terraplenes y rellenos, también se pueden utilizar en capas de coronación de éstos, y con el adecuado tratamiento, en capas de firme.

Los estériles negros se pueden utilizar en la construcción de terraplenes y como material de relleno general. A este respecto se hacen recomendaciones tales como la eliminación de los elementos más pizarrosos, para facilitar la puesta en obra especialmente en condiciones de lluvia. De igual forma, debe evitarse la utilización de estos materiales en zonas inundables, a menos que se interponga una capa de material insensible al agua. Los estériles del carbón cribados podrían utilizarse en zonas inundables, así como en la del núcleo del relleno. Debido a sus propiedades resistentes, pueden construirse taludes 3H:2V. (CEDEX: Estériles de carbón, 2011)

Su empleo en la construcción de capas superiores de la estructura de la carretera se centra en las sub-bases. El estudio realizado por Jimenez, S, 2000, analiza la posibilidad de empleo de estos residuos en diferentes capas de la carretera, concluyendo que su uso en la construcción de bases y sub-bases únicamente requiere de un proceso de tamizado por tamaños, y en algunos casos machaqueo, obteniéndose resultados satisfactorios de capacidad portante. Además, los estériles negros con un tratamiento mecánico que permita conseguir la granulometría apropiada, también pueden ser utilizados para la fabricación de suelo-cemento.

Los estériles rojos se citan como relleno y como material seleccionado granular en cimentaciones de terraplenes y como material drenante. La utilización de los estériles en explanada requiere cierto tratamiento, aunque sea somero. Los estériles rojos “todo uno” están también muy indicados para este empleo. En Francia se ha recurrido a la utilización de sesenta centímetros de estériles rojos “todo uno” sobre un geotextil como apoyo del firme sobre terrenos limosos húmedos de poca capacidad portante (OFRIR).

Además, los estériles rojos pueden ser empleados en sub-bases granulares, como zahorras artificiales e incluso estabilizados con cal. En esta línea, el estudio realizado por Dac Chi, N (1994), analiza el empleo de estos residuos estabilizándolos con cemento. Los porcentajes óptimos de cemento se situaron entre el 5 y 6 % y las fracciones óptimas para su estabilización con cemento son la 0/6 y 6/20 mm.

Gonzalez Cañibano, J et al (1994), analizó su empleo estabilizado con cal y con cenizas volantes, concluyendo resultados similares a Dac Chi, N (1994). Las fracciones 0/5 y 5/20 mm, permiten componer una buena granulometría continua, además adiciones del 12 % de ceniza volante y 3 % de cal apagada se alcanzan valores de resistencia a compresión simple superior a 9 MPa, y a tracción indirecta superior a 1 MPa, corroborando así su capacidad para ser empleado en capas de base de firmes.

2.3.2 CENIZAS VOLANTES

Una de las aplicaciones principales del carbón, es la generación de energía eléctrica. Este proceso se realiza en las centrales termoeléctricas que transforman la energía calorífica de combustibles fósiles (gas, carbón o fuel) en energía eléctrica.

Esta transformación sigue el siguiente proceso:

- La energía contenida en el combustible se transforma, por combustión en energía calorífica.
- La energía calorífica que absorbe el fluido de trabajo se convierte al expandirse en la turbina o motor en energía mecánica.
- La energía mecánica es transformada en energía eléctrica a través del generador eléctrico.

El ciclo Rankine es el ciclo termodinámico que se emplea en las centrales térmicas de vapor (Figura 2-31).

En una central térmica alimentada con carbón, el proceso de combustión se realiza en la caldera, donde la energía interna de las materias primas se libera generando calor. Todo proceso de combustión genera un impacto ambiental y, en particular el de los carbones, con la producción de residuos sólidos que pueden causar problemas ambientales. Estos problemas no sólo afectan a la ordenación del territorio sino que, provocan riesgos de generación de polvo y de contaminación de aguas por lixiviación.



Figura 2-31. Central térmica convencional de carbón. [www.unesa.es]

En función de la tecnología de combustión del carbón empleada, podemos distinguir entre los residuos generados en la combustión de lecho fluidizado y los residuos originados a partir del carbón pulverizado.

Los residuos de la combustión en lecho fluidizado se caracterizan por el contacto entre el combustible y las partículas no combustibles, que se mantiene en suspensión mediante un flujo ascendente del aire, a través del lecho. Las cenizas que produce este tipo de combustión presentan un elevado contenido en calcio. El proceso de combustión del carbón pulverizado genera diferentes tipos de residuos. Las escorias, cenizas de fondo y cenizas volantes se forman debido a los componentes minerales del carbón. El carbón pulverizado se quema a una temperatura entre 1400-1600 °C (H.S. Pietersen and J.M.J.M. Bijen, 1994), y la materia mineral del carbón se funde en forma de escorias y cenizas de fondo que salen de la caldera en estado fluido y se recogen en el cenicero. Las cenizas volantes se recogen de los gases de escape de la caldera, siendo capturados en el precipitador (Figura 2-32).

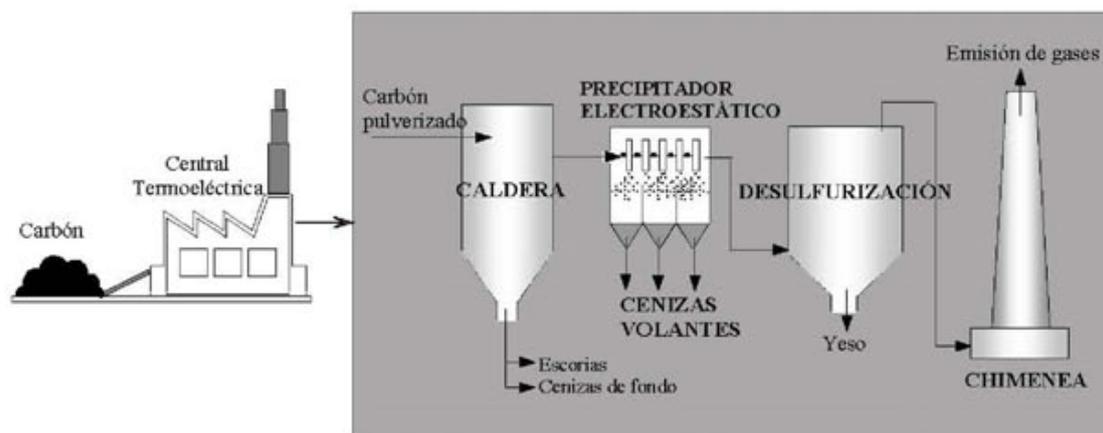


Figura 2-32. Esquema de producción de residuos en central térmica de carbón

Aunque todas las categorías de residuos son importantes, se da una particular importancia a las cenizas volantes, ya que por sí solas constituyen, aproximadamente, el 80 % de los residuos originados.

En España, en las últimas décadas, la producción total de cenizas y escorias generadas en las 22 centrales térmicas de carbón es inferior a los 10 Millones de toneladas por año, con una clara tendencia decreciente (Figura 2-33). Así, en el año 1984 se produjeron un total de 9.130×10^3 t de cenizas, en 1997 fueron 8×10^6 t, en los años 2004 y 2005 se produjeron $7,4$ y $7,5 \times 10^6$ t respectivamente y, en el año 2010 se han producido en torno a los $1,2 \times 10^6$ t, de las cuales 916×10^3 t corresponden a cenizas y 293×10^3 t a escorias.

En cuanto a la valorización en el año 2005 se emplearon en construcción y carreteras $4,3 \times 10^6$ t, lo que representa una utilización del 58 % del total de las cenizas y escorias generadas en dicho año. El sector cementero es, con gran diferencia, el principal cliente de las cenizas y escorias, absorbiendo en 2005 $4,2 \times 10^6$ t (el 93 % del total consumido), mientras que el 7 % restante se utilizó principalmente en hormigón y carreteras (UNESA).



Figura 2-33. Distribución en España de las centrales térmicas

En 2008 en Europa, último año del que se disponen datos, la producción de cenizas fue de 42×10^6 t de las cuales $37,2 \times 10^6$ t correspondieron a cenizas volantes (el 88,5 % del total) y, $4,8 \times 10^6$ t (el 11,5 % restante) a cenizas de hogar y escorias. La utilización total de cenizas volantes en construcción y carreteras en 2008 ascendió a $17,2 \times 10^6$ t, lo que representó un 45,9 % del total de cenizas volantes generadas (Tabla 2-14).

	ESPAÑA		EUROPA	
	Producidas (10^3 t)	Valorizadas (10^3 t)	Producidas (10^3 t)	Valorizadas (10^3 t)
1.999	6.654	-	37.144	-
2.004	6.513	-	43.476	22.016
2.005	6.388	3.960	-	-
2.006	4.707	2.778	40.403	20.100
2.007	5.099	3.271	41.663	20.000
2.008	3.071	2.576	37.476	17.692
2.009	1.819	1.465	-	-
2.010	916	761	-	-

Tabla 2-14. Datos de producción y valorización de cenizas volantes en España y Europa

En la Tabla 2-15 se presentan los datos del empleo de cenizas volantes en diferentes aplicaciones relacionadas con la construcción, a nivel Europeo.

Aplicaciones en Europa		2004		2006		2007		2008	
		10 ³ t	%						
Edificación y puentes	Cemento	8.155	37,0	7.905	39,3	8.280	41,4	6.323	35,7
	Hormigón	5.871	26,7	6.119	30,4	5.900	29,5	5.760	32,5
	Bloques de hormigón prefabricado	1.556	7,1	1.078	5,4	1.160	5,8	974	5,5
	Áridos ligeros	141	0,6	-	-	-	-	-	-
	Ladrillos	97	0,4	78	0,4	-	-	93	0,5
Terraplenes y rellenos		2.685	12,1	2.628	13,0	2.470	11,4	3.397	19,2
Carreteras		1.243	5,6	1.355	6,7	1.330	7,6	662	3,7
TOTAL		16.595	89,5	19.163	95,2	19.140	95,7	17.208	97,1

Tabla 2-15. Aplicaciones de cenizas a nivel europeo (UNESA).

La mayor parte de las cenizas volantes se emplea en la fabricación de cementos y hormigones., suponiendo en el año 2008 un 68,2 % del total empleado en construcción. El uso en construcción de terraplenes, rellenos y carreteras es 4 x 10⁶ t, lo que supone un 22,9 % del total de cenizas volantes empleadas en el sector de la construcción.

Las cenizas volantes de carbón (fly ash) se emplean en la construcción de carreteras, como material de relleno en terraplenes, como elemento estabilizador de materiales en capas de firme (bases y sub-bases) y en mezclas bituminosas, principalmente como filler de aportación.

El empleo de este material ha sido motivo de numerosos estudios de investigación. Gran parte de ellos se centran en las propiedades puzolánicas de las cenizas como alternativa a otras capas tratadas con cemento.

En España, las primeras investigaciones realizadas en este campo las desarrolló el investigador Manuel Mateos de Vicente, comenzando analizar las principales propiedades de las cenizas volantes en su aplicación en firmes de carreteras. Mateos estableció que los carbones con altos contenidos de caliza tras su combustión a altas temperaturas, transforman ésta en cal, que junto con los materiales sílico-aluminosos que componen las cenizas volantes constituyen los cementos puzolánicos, capaces de

formar compuestos estables y con carácter conglomerante por sí mismos, o mezclados con cal, en presencia de agua (M. Mateos y D. T. Davidson. 1961)

En el estudio realizado por M. Mateos, y D. T. Davidson (1962), trata de hallar el óptimo de cenizas y la mejor relación cal/cenizas para estabilizar suelos de diferentes características. Con este objetivo se analizaron cuatro suelos y ocho cenizas volantes, realizando diferentes mezclas con y sin cal y con periodos de curado de 7, 28 y 90 días (Figura 2-34). Los resultados obtenidos indican que la relación óptima depende de la tipología de los materiales empleados (ceniza, cal y suelo), además se comprobó que los tiempos de curado de los suelos con cenizas y cal son mayores que los de las mezclas fabricadas con cal o cemento. En una publicación posterior, M. Mateos 1964 demuestra que se pueden obtener resistencias comparables a las del hormigón, con probetas de arena, cal y cenizas compactadas y curadas a 120 °C.

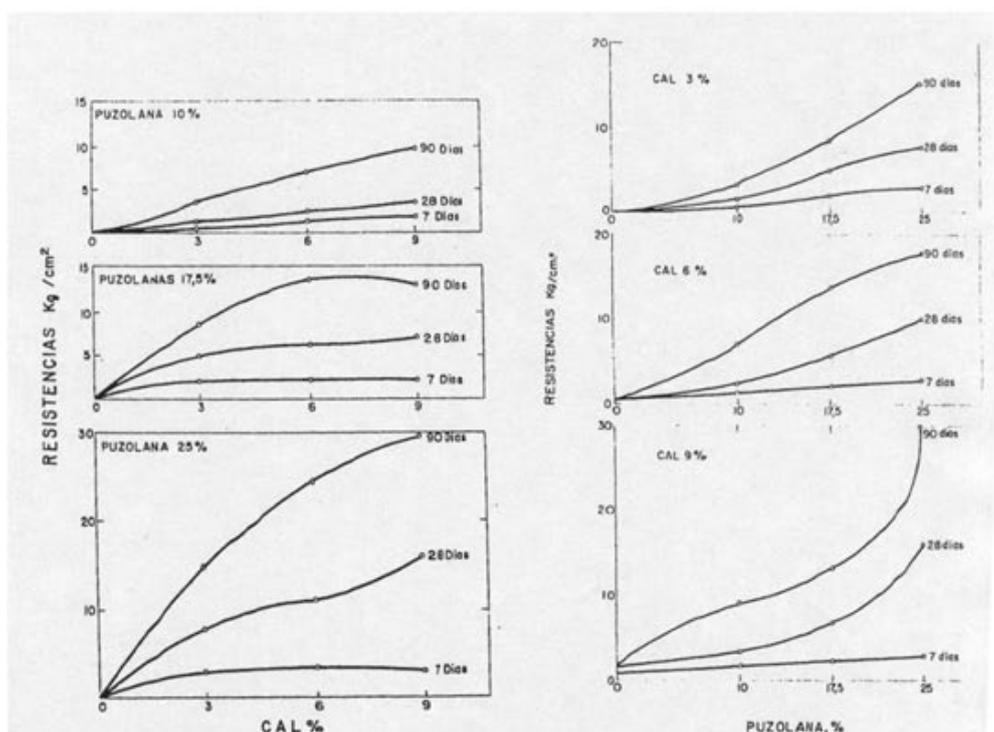


Figura 2-34. Resistencias a compresión simple de diferentes mezclas.

EL profesor Manuel Mateos de Vicente continuó realizando diversas publicaciones relacionadas con el empleo de cenizas volantes en la construcción de carreteras. (“Estabilización de Dos Tipos de Caliza con Cenizas Volantes Solamente” (CIMBRA, 1977); “Los Conocimientos de Las Cenizas Volantes Hace 30 años” (CIMBRA, 1986);

“Sobre Empleo de Las Cenizas Volantes en Capas de Base de Firmes de Carreteras”
(Revista de obras públicas, 1989))

Otras investigaciones se centraron en el análisis de la plasticidad y la capacidad portante de los suelos plásticos estabilizados con ceniza, Sanjeev Kumar y James Stewart (2003), obtuvieron variaciones lineales del límite líquido y del índice de plasticidad de las mezclas bentonita-ceniza, así como una disminución de la máxima densidad seca Próctor. J.M. Kate (2005) analizó la evolución de la resistencia con el tiempo de curado de cuatro suelos de diferentes plasticidades y combinándolos con diferentes contenidos de ceniza y cal, observándose un incremento de la resistencia con el tiempo de curado y con el contenido de ceniza, cuyo valor óptimo se sitúa entre el 10 y el 15 % para estos suelos.

Ayikut Senol et al (2006) realizaron mezclas de suelo con distintos porcentajes de ceniza de tipo C (12 %, 16 % y 20 %), obteniendo mejoras notables en el índice CBR. Se observó también un crecimiento progresivo de la resistencia con el tiempo de curado debido a las reacciones de hidratación de la ceniza con la cal libre. Se concluyó que es posible utilizar cenizas de central térmica para estabilizar suelos marginales, o de poca capacidad portante, de manera eficaz y económica, únicamente añadiendo porcentajes de ceniza menores del 20 % sin necesidad de cal o cemento (Figura 2-35).

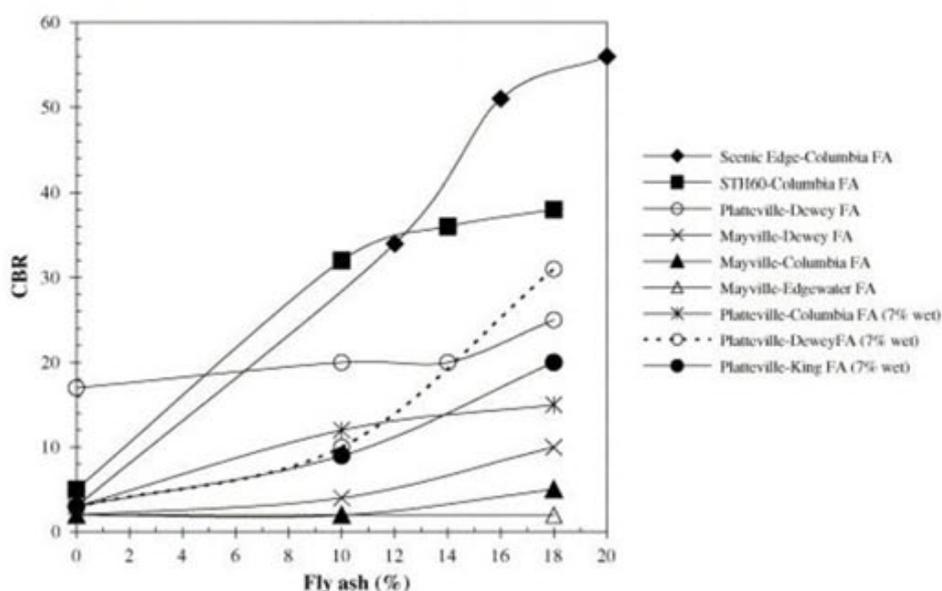


Figura 2-35. Variación del índice CBR con % de ceniza. Aykut Senol et al (2005)

A. Hilmi Lav et al (2006), presentan un estudio cuyo objetivo es el uso de una ceniza volante tipo F (no activas o de carácter silico-aluminoso) como capa de base mezclada con cemento en diferentes proporciones. Los resultados obtenidos indican que las mezclas de ceniza con contenidos de cemento superiores al 8 % pueden ser empleadas en bases de carreteras, con espesores de capa superiores a 300 mm.

Posteriormente, en el año 2007, Buhler, R. and Cerato, A. observan cómo para suelos de elevada plasticidad, la estabilización mediante ceniza y cal disminuye en gran medida el hinchamiento (Figura 2-36).

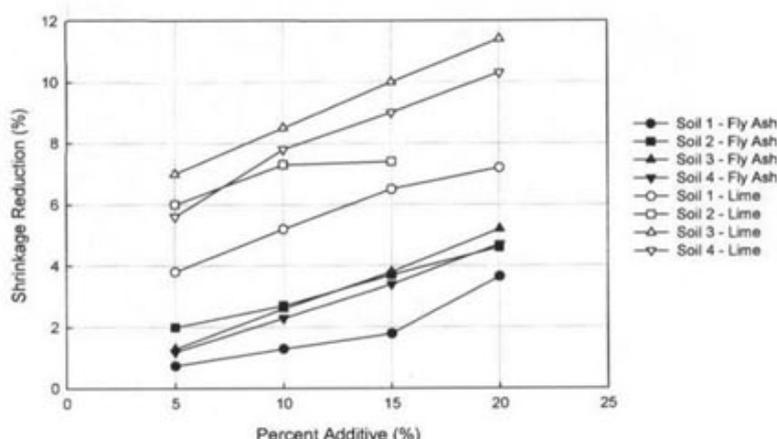


Figura 2-36. Variación del hinchamiento con los porcentajes de ceniza y cal añadidos.

Otra aplicación de interés es la estabilización de capas granulares. Garcia Arango, I y Hacar Rodriguez, F (1988), analizan la puesta en obra de una capa de base compuesta de grava-ceniza-cemento, cuyos resultados fueron satisfactorios tras la realización de diversos tramos de prueba. Concluyeron que las cenizas volantes pueden emplearse satisfactoriamente en capas de firmes de carreteras. Dentro de las cenizas utilizadas para este estudio, se incluía una muestra de la central térmica de Aboño. Con las probetas fabricadas en obra se obtuvieron valores medios de resistencia a compresión a 7 días de 5 MPa, y a 28 días de 8 MPa. Dado el poder puzolánico de las cenizas volantes e incluso el poder conglomerante de algunos tipo de cenizas, las hacen adecuadas para su uso como estabilizador de suelos granulares en capas de firme por si solas, o mezcladas con cales y/o cementos.

Otro estudio interesante es el llevado a cabo por Meng Shutao et al (1998), ensayaron a fatiga cinco secciones en un ensayo de pista a escala real. Entre las secciones estudiadas se encuentra una constituida por una capa granular estabilizada con un porcentaje de FA

del 18,75 % y con un 6,25 % de cal. Se analizaron varios parámetros como las deformaciones plásticas, las deflexiones y el mecanismo de rotura para cada una de las secciones. Como parte de las conclusiones cabe señalar que el rendimiento a fatiga de esta solución es considerablemente mejor al de otras secciones ensayadas como gravamento y suelo-cemento. Esto es debido, en gran medida, a la propiedad de autosellado (“healing”) de las fisuras originadas durante el transcurso de los ciclos de carga-descarga del ensayo, lo que redundaría en una mayor vida útil de la capa. También se realizaron ensayos RCS para esta sección, obteniéndose un valor medio de 1 MPa para un tiempo de curado de 28 días.

En el año 2001, D. Mario Alberto Rodríguez Moreno, pudo comprobar cómo a través de su estudio: “Estabilización de bases granulares con cenizas volantes y cal”, la resistencia a compresión simple aumenta con el periodo de curado, de la misma forma que sucede con los suelos estabilizados.

Un estudio realizado por P. Eskioglu y N. Oikonomou (2008), analizó la aplicación de cenizas volantes en capas granulares y en la estabilización de suelos. Se llevaron a cabo numerosos ensayos de caracterización (límites de Atterberg, Proctor y RCS) sobre probetas con diferentes contenidos de ceniza (5, 10 y 20 %) y para diferentes periodos de curado (7, 28 y 90 días). Se observó cómo los valores RCS aumentaban significativamente con el contenido de ceniza y con el tiempo de curado, pero en menor medida que los observados para los suelos estabilizados. Esto se debe al mayor número de huecos presente en la capa granular. Por ello emplearon un 10 % de ceniza ya que el incremento de resistencia no justifica un mayor aporte de material.

En el año 2008, investigadores y profesores de las Universidades de Estambul y de Wisconsin-Madison Bulent Hatipoglu et al (2008), presentan un estudio sobre el empleo de cenizas volantes como conglomerante en capas granulares. Para ello se realizaron numerosos ensayos de CBR y de módulo resiliente, tanto en laboratorio como en campo, para una capa granular con un contenido de FA del 10 % en peso. Los valores obtenidos en ambos casos duplican al menos los obtenidos en la capa granular sin tratar, pasando de un valor de CBR de 40 a uno de 150, y de un Módulo Resiliente de 50 a uno de 120 MPa., ambos para un periodo de curado de 7 días.

El empleo de cenizas volantes como aditivo en capas granulares para la construcción de capas de base está contemplado desde importantes organismos como la American Coal Ash Association (ACAA). Esta institución ha ido editando, junto con la Federal Highway Association (FHWA) y la Environment Protection Agency (EPA), una serie de documentos titulados "Fly Ash Facts for Highway Engineers" en el cual recomienda la aplicación de cenizas volantes del tipo F y de un material activador de la reacción como la cal o el cemento, para la ejecución de capas granulares tratadas, indicando que la dosificación en peso de las cenizas debe estar comprendida entre el 10 y el 15 % y las de cal entre un 2 % a y un 8 %. Es importante destacar que debido al pequeño contenido en óxido de calcio de este tipo de cenizas volantes (clase F), sus propiedades son muy similares a las que exhibe la ceniza de fondo procedente de la central de Soto de Ribera y en la cual se centra el presente estudio.

En el año 1991 Fernando Pardo de Santayana Carillo presenta en su tesis un amplio estudio sobre seis cenizas volantes procedentes de distintos lugares de España. De especial importancia es el capítulo que incluye los resultados de la construcción de varios terraplenes utilizando como material ceniza volante procedente de la central térmica de Lada (Asturias), sobre los que se efectuaron varios ensayos in situ de densidad, placa de carga, huella y humedad.

De los resultados obtenidos cabe destacar que el grado de compactación por medio de rodillo vibratorio no dependía del contenido de humedad. En lo que se refiere a los ensayos de placa de carga, el módulo de compresibilidad (E_{v2}) oscilaba entre 56 MPa y 90 MPa, que indica una baja deformabilidad del material compactado. Con respecto al módulo E_{v1} , variaba entre 17 y 41 MPa, lo que se traduce en relaciones E_{v2}/E_{v1} entre 2,0 y 3,2. Las conclusiones extraídas de los terraplenes de prueba fueron satisfactorias en cuanto a capacidad portante, resistencia y deformabilidad de los mismos, pero debe tenerse especial cuidado en la erosionabilidad que puede producir el agua o el viento sobre la superficie, sin que esto sea un inconveniente serio a la utilización de las cenizas como material de relleno.

Para terminar el análisis del estado del arte, se presentan las publicaciones relacionadas con el uso de cenizas volantes en la fabricación de mezclas bituminosas. Este punto, más novedoso, se resume en la idea de obtener un filler de aportación más económico

que los actuales y que sea capaz de aumentar la rigidez de la matriz bituminosa y su durabilidad.

Dentro de los estudios orientados a la elaboración de mezclas bituminosas se destaca el artículo realizado por N. Ali et al (1996). Para este estudio se realizaron cuatro mezclas con cuatro contenidos distintos de cenizas volantes de las cuales se determinó su composición química. Una vez elaboradas las mezclas asfálticas se procedió a la determinación de sus módulos resiliente, dinámico y leyes de fatiga. Los resultados obtenidos fueron satisfactorios en cuanto a la mejora de resistencias mecánica y deformaciones de la mezcla a pesar de no reducir considerablemente la aparición de fisuras. Los módulos resilientes se obtuvieron para diferentes temperaturas de ensayo, y distintos porcentajes de ceniza volante. A 0° C con un 2 % de ceniza los módulos oscilaron entre 15.000 MPa y 21.000 MPa.

En el año 2006, Oscar Javier Reyes Ortiz et al (2006), presenta un trabajo de investigación que se centró en el uso de mezclas bituminosas en las cuales se sustituía el filler mineral por cenizas volantes. El tipo de mezclas bituminosas estudiadas tenía un tamaño máximo de árido (10 mm.) siendo el betún empleado del tipo (B 50/70). El tipo de ceniza empleada corresponde al grupo de las cenizas volantes, sin embargo, a partir de su análisis químico se asemeja en gran medida a una ceniza de fondo proveniente de la central de Soto de Ribera.

Se utilizaron diferentes porcentajes de sustitución del filler mineral en la realización de los ensayos. Se observó cómo las estabilidades Marshall obtenidas eran hasta unos 19 % mayores para una sustitución del 20 % de ceniza. También se determinó que al aumentar el porcentaje de sustitución mediante la adición de ceniza la mezcla se volvía más rígida por lo que las deformaciones plásticas disminuían, esto era así especialmente para el intervalo entre el 20 y el 45 %. Dicho aumento de la rigidez (de hasta un 38 %) no llegaba a comprometer la resistencia estructural por fisuración.

Las propiedades intrínsecas de las cenizas aconsejan su activación con algún tipo de conglomerante hidráulico, sin embargo, las cenizas de tipo sulfocálcico son susceptibles de autoendurecer con el tiempo evitando la necesidad de su activación con otros productos.

Podemos concluir que las cenizas procedentes de la combustión del carbón en las centrales térmicas pueden utilizarse solas o mezcladas con suelos en la construcción de explanaciones, y combinadas áridos, cal y/o cemento como capas de base en la estructura de un firme. Mezclas de suelo con ceniza en distintos porcentajes, sin activantes tipo cal o cemento, desarrollan mejoras notables en el índice CBR, aumentan su capacidad portante con el tiempo y son capaces de reducir la plasticidad de los suelos.

También hay estudios que atisban un posible empleo como filler de aportación en mezclas bituminosas, aunque esta línea de investigación está menos desarrollada.

CAPÍTULO 3. MATERIALES Y METODOLOGÍA

3.1 MATERIALES

En este capítulo se caracterizan los diferentes materiales empleados en la investigación de esta tesis doctoral:

- Suelos base del estudio: los suelos base del estudio se obtienen a partir de dos suelos de diferentes características.
- Grava
- Cal
- Cenizas de fondo: Se caracterizan las cenizas de fondo de las centrales térmicas de Aboño y Soto de Ribera (Asturias).

3.1.1 SUELOS BASE DEL ESTUDIO

Con objeto de tener una amplia variedad de suelos con diferentes plasticidades se ha decidido partir de un suelo de buena calidad al que se le han agregado diferentes proporciones de arcilla.

La caracterización se realiza según las clasificaciones de suelos de las normativas USCS; AASHTO y PG-3, atendiendo únicamente a parámetros granulométricos y de plasticidad.

3.1.1.1 SUELO GRANULAR

Se procedió a la clasificación del material granular según la normativa española (PG-3) y las normativas de USCS y AASHTO. Las normativas mencionadas tienen como principal criterio de clasificación la granulometría del material y la plasticidad del mismo expresada en límites de consistencia (Atterberg),

El suelo granular presenta una alta proporción de tamaños mayores de 20 mm, su composición granulométrica puede considerarse como poco uniforme y con un contenido de finos menor del 20 % de su peso total en todos los casos (Figura 3-1).

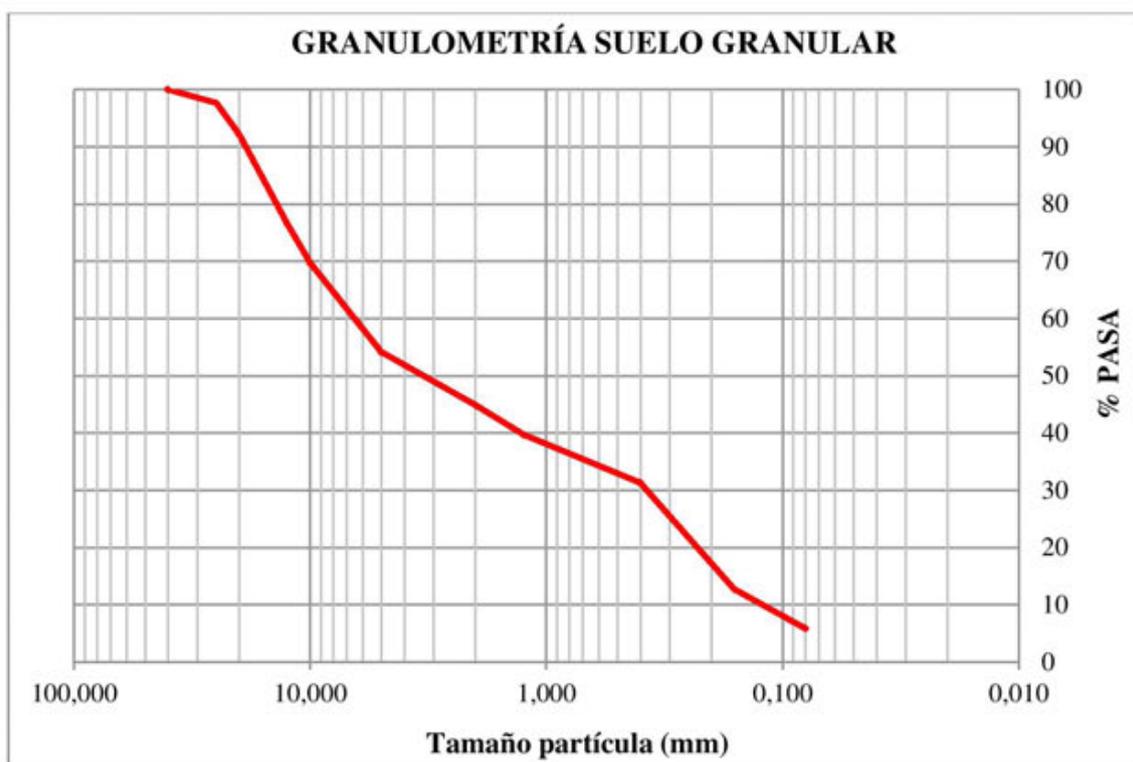


Figura 3-1. Huso granulométrico obtenido para el material granular.

Se procedió a la determinación de los límites de consistencia del material, siendo imposible determinar las humedades correspondientes al límite líquido y límite plástico por el ensayo normalizado correspondiente. Se considera el material como no plástico (NP-NL).

La clasificación del suelo granular se realizó únicamente en función de los parámetros granulométricos y de plasticidad, no realizando las determinaciones de sales solubles, materia orgánica e hinchamiento libre por no tomarse como propiedades de control, si bien, en casos especiales como son los suelos marginales susceptibles de ser rechazados para su uso deben de ser sometidos a estos ensayos.

La clasificación obtenida, basada únicamente en criterios granulométricos y de plasticidad, según la normativa española, corresponde a un suelo seleccionado.

Clasificación de suelo según el Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes. PG-3			
Materia orgánica	MO	NO CONSIDERADO	
Sales solubles	SS	NO CONSIDERADO	
Yeso	Yeso	NO CONSIDERADO	
Resto sales solubles	Resto SS	NO CONSIDERADO	
Tamaño máximo	Dmax	40	mm
Cernido por el tamiz 20 UNE	# 20	100	%
Cernido por el tamiz 2 UNE	# 2	50,9	%
Cernido por el tamiz 0,40 UNE	# 0,40	38,4	%
Cernido por el tamiz 0,080 UNE	# 0,080	8,3	%
Límite Líquido	LL	N.L.	%
Índice de Plasticidad	IP	N.P.	%
Asiento ensayo de colapso	A. Colapso	no	%
Hinchamiento libre	H. libre	no	%
Tipo de suelo:	SUELO SELECCIONADO		

Tabla 3-1. Tabla de clasificación PG-3 del suelo seleccionado.

Según la normativa AASHTO pertenece al grupo A-1-b, fragmentos de piedra, que según la citada clasificación está formado por grava y arena y presenta un comportamiento de excelente a bueno en la formación de explanadas.

La clasificación ASTM del suelo es “SP”. Al no presentar plasticidad se considera el suelo como no plástico, con la denominación M. Los coeficientes de uniformidad y de curvatura son necesarios para la determinación del segundo símbolo de la nomenclatura, para ello se determinan dichos coeficientes para las curvas cortadas por el tamiz de 20 mm, corte requerido en el PG3 para el ensayo Proctor normal.

D60	D30	D10	Cu	Cc
6,00	0,13	0,10	> 6	< 1

Tabla 3-2. Parámetros granulométricos.

Para los valores obtenidos puede considerarse el suelo como poco uniforme y mal graduado. La nomenclatura y clasificación final de la fase granular, se corresponde con SP-SM. Arenas con gravas, mal graduadas, con finos de carácter no plástico.

Las características en cuanto a capacidad portante del material aparecen recogidas en la Tabla 3-3 y la Figura 3-2.

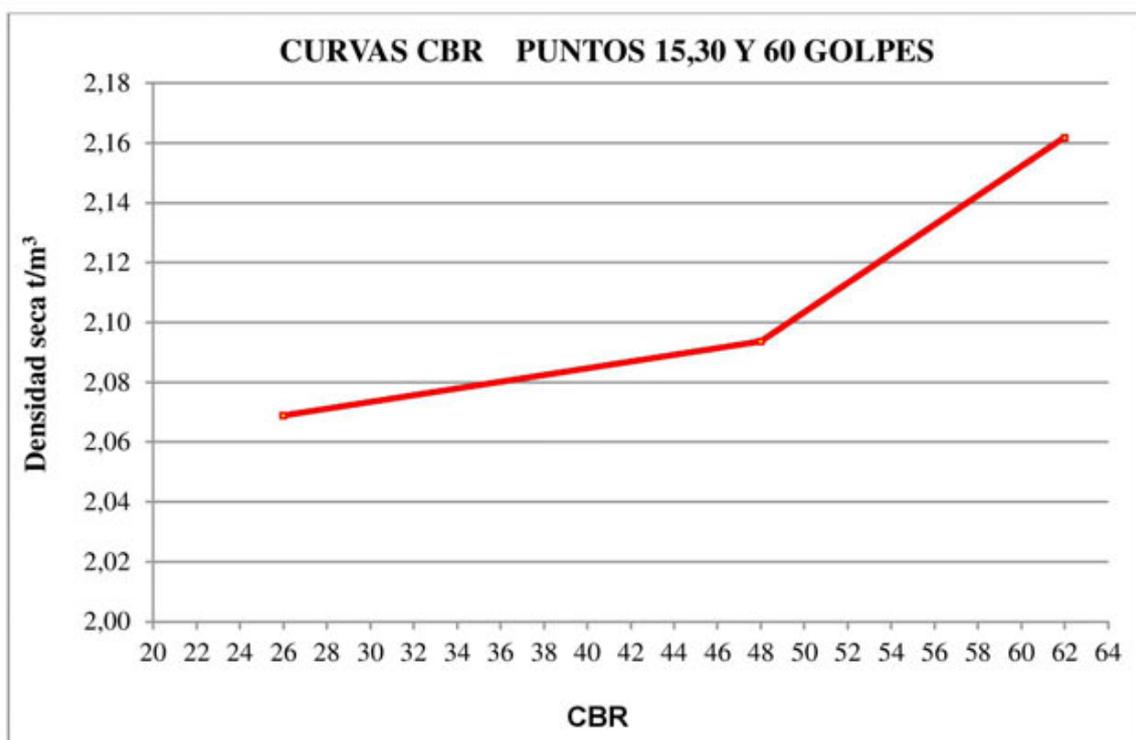


Figura 3-2. Curva CBR del suelo seleccionado.

Puede considerarse un material excelente para la formación de explanadas.

DENSIDAD t/m³	CBR
2,069	26
2,094	48
2,162	62

Tabla 3-3. Relación densidad seca- CBR suelo seleccionado.

3.1.1.2 SUELO LIMO-ARCILLOSO

La arcilla es el segundo material empleado para la mezcla de suelos, y su mejora y estabilización en apartados posteriores de esta tesis.

La arcilla se obtuvo de la planta de Cerámica de Cabezón S.A., situada en la localidad de Cabezón de la Sal, donde se extrae el material de la cantera "Navas del Turujal", situada a pie de fábrica. La labor de su explotación viene realizándose ininterrumpidamente con anterioridad al año 1946, siendo su principal aplicación la fabricación de materiales cerámicos para la construcción, ladrillos y tejas fundamentalmente.

Se procedió a su clasificación en laboratorio bajo las mismas condiciones que el suelo granular. Las principales características de la arcilla son:

- **Límites de Atterberg:**

LÍMITE LÍQUIDO LL	31
LÍMITE PLÁSTICO LP	16
ÍNDICE DE PLASTICIDAD IP	15

Tabla 3-4. Límites de Atterberg de la arcilla.

- **Granulometría**

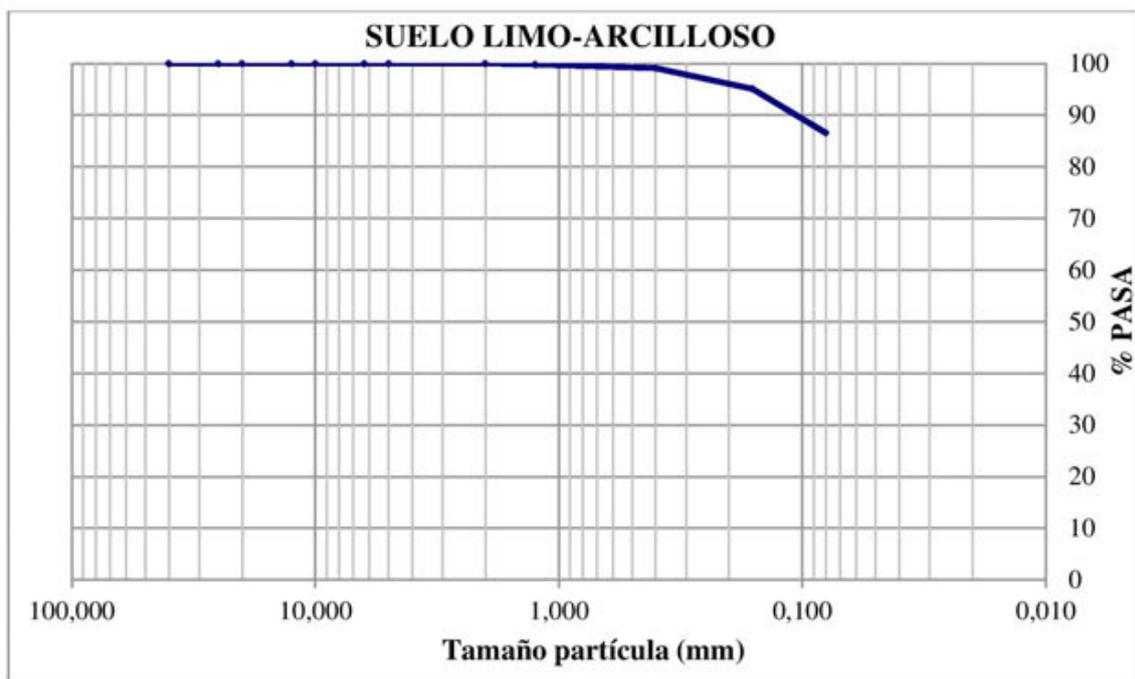


Figura 3-3. Curva granulométrica del suelo limo-arcilloso.

Más del 50 % del material pasa por el tamiz n° 200. (Suelo fino).

Según la normativa AASHTO pertenece al grupo A-6, que corresponde a un suelo plástico que usualmente tiene el 75 % o más del material que pasa por el tamiz de 75 μm (#200). Los materiales de este grupo normalmente presentan grandes cambios de volúmenes entre el estado seco y húmedo.

La clasificación ASTM del suelo es CL, “arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas arenosas, arcillas limosas, suelos sin mucha arcilla”.

La clasificación el PG3 es suelo TOLERABLE.

Clasificación de suelo según el Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes. PG-3			
Materia orgánica	MO	NO CONSIDERADO	
Sales solubles	SS	NO CONSIDERADO	
Yeso	Yeso	NO CONSIDERADO	
Resto sales solubles	Resto SS	NO CONSIDERADO	
Tamaño máximo	Dmax	0,11	mm
Cernido por el tamiz 20 UNE	# 20	100	%
Cernido por el tamiz 2 UNE	# 2	100	%
Cernido por el tamiz 0,40 UNE	# 0,40	98,91	%
Cernido por el tamiz 0,080 UNE	# 0,080	80,53	%
Límite Líquido	LL	31,47	%
Índice de Plasticidad	IP	15,12	%
Asiento ensayo de colapso	A. Colapso	no	%
Hinchamiento libre	H. libre	1,66	%
Tipo de suelo:	SUELO TOLERABLE		

Tabla 3-5. Clasificación PG-3 del suelo limo-arcilloso.

3.1.2 ÁRIDO

En el desarrollo de la investigación asociada al empleo de cenizas de fondo en la construcción y/o estabilización de capas granulares, se utiliza un material granular de tipo silíceo, cuya granulometría se ha adecuado a la exigida por el PG3 para la construcción de capas de firme con gravacemento.

La normativa española en su artículo 513 (PG3), referente a la “gravacemento”, exige una serie de características mecánicas y físicas que debe cumplir el material granular para su empleo:

TIPO DE CAPA	CATEGORIA DE TRAFICO PESADO		
	T00 a T1	T2	T3 y T4
CALZADA	75	50	30
ARCENES	50	30	

Tabla 3-6. Proporción mínima (% en masa) de partículas trituradas del árido grueso.

TIPO DE CAPA	CATEGORIA DE TRAFICO PESADO	
	T00 a T2	T3 y T4
CALZADA	30	35
ARCENES	40	

Tabla 3-7. Valor máximo del índice de lajas.

TIPO DE CAPA	CATEGORIA DE TRAFICO PESADO	
	T00 a T2	T3 y T4
CALZADA	30	35
ARCENES	40	

Tabla 3-8. Valor máximo del coeficiente de Los Ángeles.

Equivalente de arena

- Tipo GC-20 EA> 40.
- Tipo GC-25 EA> 35.

TIPO DE GRAVACIMIENTO	CERNIDO PONDERAL ACUMULADO (% en masa)							
	ABERTURA DE LOS TAMICES UNE-EN 933-2 (mm)							
	40	25	20	8	4	2	0,5	0,063
GC25	100	76-100	67-91	38-63	25-48	16-37	6-21	1-7
GC20	-	100	80-100	44-68	28-51	19-39	7-22	1-7

Tabla 3-9. Husos granulométricos.

El árido empleado cumple las especificaciones de una GC-20, con las siguientes características:

- 100 % árido de machaqueo.
- Índice de lajas: 10 (UNE-EN 933-3:2012).
- Coeficiente de Los Ángeles: 28 (UNE-EN 1097-2:1999).
- Equivalente de Arena EA: 42 (UNE-EN 933-8:2000).

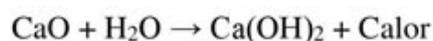
3.1.3 CAL

El material conglomerante empleado como adición a la ceniza para estabilizar los suelos y para mejorar las características de las gravas, debe cumplir unas exigencias técnicas expuestas en la normativa vigente (PG3); CAL AÉREA CÁLCICA CL-90, lo cual hace referencia al contenido de óxido de calcio y de magnesio (CaO+ MgO), debiendo ser este valor superior al 90 % del peso total, con un tamaño de partículas inferior a 100 µm.

En cuanto a la hidratación de la cal, la norma permite el empleo de cal viva y de cal hidratada indistintamente, el único requisito se refiere al contenido anteriormente descrito. La cal empleada se ha obtenido a partir de una cal viva, hidratando esta para así reducir riesgos a la hora de manejar este material en el laboratorio.

La cal viva ha sido adquirida a la empresa Caleras de San Cucao S.A., obteniendo el tipo de cal antes especificado, con un contenido mayor del 90 % de CaO+MgO.

Para la posterior hidratación se comprobó la cantidad de agua necesaria para hidratar la cal viva sin que esto supusiera un incremento de humedad en la cal, lo cual afectaría a los resultados de los ensayos posteriores, siendo esta cantidad la siguiente:



$$40 + 16 + 1 \times 2 + 16 \rightarrow 40 + (16+1) \times 2$$

De esto deducimos que 56 unidades de CaO + 18 unidades de H₂O resultan en 74 unidades de Ca(OH)₂, o bien 1 Kg de CaO + 0,32 Kg de agua, producen 1,32 kilos de cal hidratada. Lo que se resume en que el peso necesario de agua para hidratar la cal viva es del 32 % del peso de cal viva.

El tamaño de partículas de esta cal es menor de 100 µm cumpliendo de esta forma todos los requisitos para el empleo de cales en estabilización de suelos.

3.1.4 CENIZAS DE FONDO

El residuo objeto de análisis en esta tesis doctoral son la cenizas de fondo generadas en la combustión del carbón empleado en las centrales térmicas de Aboño y Soto de Ribera situadas en la comunidad autónoma de Asturias (España).

La Central Térmica de Aboño está situada en el valle del mismo nombre, entre los municipios de Gijón y Carreño, a dos kilómetros del puerto del Musel, y dispone de un enlace, mediante cinta transportadora, con el parque de carbones de Aboño. Su proximidad con la factoría de Aceralia en Veriña, le permite aprovechar los excedentes de gases siderúrgicos procedentes de la misma.

Consta de dos unidades de 360 y 543 MW de potencia, y utiliza como combustible carbón nacional procedente fundamentalmente de la cuenca central asturiana (hullas), carbón de importación y excedentes de gases siderúrgicos de alto horno y de baterías de coque así como productos líquidos como el fuel-oil como combustible de apoyo para la caldera aunque en cantidades muy pequeñas y como combustible complementario para el encendido del GHA y del GBC en la caldera se emplea gas – oil.

Por la potencia de sus Grupos y la variedad de los combustibles que utiliza, la Central Térmica de Aboño es una de las más singulares, tanto a nivel nacional como internacional.

La Central de Soto de Ribera se sitúa en el municipio de Ribera de Arriba, aguas abajo de la confluencia de los ríos Nalón y Caudal, posee asimismo un emplazamiento estratégico por la disponibilidad de agua de refrigeración, buenas comunicaciones y proximidad a las cuencas carboníferas de Caudal, Aller y Nalón y a los centros de consumo de la zona central del Asturias. Consta de tres unidades de 67, 254 y 350 MW de potencia respectivamente y utiliza como combustible carbones de baja calidad (hullas y antracitas) de la cuenca central asturiana.



Figura 3-4. Plano de situación de centrales térmicas.

Los ensayos realizados para la caracterización de ambas cenizas son los siguientes:

- Caracterización química.
- Caracterización mineralógica.
- Puzolanidad.
- Límites de Atterberg.
- Análisis granulométrico.
- Equivalente de arena.
- Limpieza superficial del árido grueso.
- Índice de hinchamiento y colapso en edómetro.
- Peso específico de partículas, densidad aparente, porosidad y absorción de agua.

3.1.4.1 CARACTERIZACIÓN QUÍMICA

La composición química de las cenizas de carbón es muy compleja y variable. Dependerá en gran medida del tipo de carbón utilizado en la central, del proceso de combustión, del tipo de caldera, etc., y en general de una serie de factores relacionados con el tipo de proceso industrial al que está sometido.

Fundamentalmente las cenizas de carbón están compuestas por materiales sílico-aluminosos, óxidos de hierro y otros componentes que individualmente rara vez superan el 1 % sobre el total, como sulfuros o magnesio.

Es muy común encontrar cenizas con contenidos de óxido de calcio CaO que varían desde el 1 %, hasta el 40-50 %, pero según algunos autores, las cenizas procedentes de la hulla suelen ser ricas en sílice y alúmina y pobres en óxido de calcio CaO y SO₃, mientras que las cenizas procedentes de la combustión de los lignitos presentan mayores contenido de cal y SO₃, y menores de sílice o alúmina. Esto generalmente es cierto, si bien, no es una norma de general aplicación ya que existen casos de cenizas procedentes de hulla que tienen altos contenidos de CaO y viceversa.

El análisis químico se realiza en base a distintas reacciones químicas efectuadas sobre la muestra previamente pulverizada y diluida. Ambas cenizas son de tipo sílico-aluminoso dados los porcentajes de sílice y alúmina presentes, sin embargo, presentan ciertas diferencias en su composición (Tabla 3-10).

COMPONENTE	ABOÑO	SOTO DE RIBERA
Sílice (Si O ₂)%	49,4	38,8
Alúmina (Al ₂ O ₃)%	27,8	21,4
Oxido Férrico (Fe ₂ O ₃)%	8,56	5,91
Oxido cálcico (Ca O)%	7,07	4,99
Oxido potásico (K ₂ O)%	2,15	2,33
Magnesia (Mg O)%	1,64	1,16
Oxido de titanio (Ti O ₂)%	1,34	0,87
Pentóxido de fosforo (P ₂ O ₅)%	0,59	0,32
Oxido de estroncio (Sr O)%	0,18	< 0,1
Oxido de bario (Ba O)%	0,16	< 0,1
Cloro (Cl)%	0,13	< 0,1
Carbono (C)%	0,55	23,3
Azufre (S)%	0,06	0,48

Tabla 3-10. Resultados del ensayo químico de las cenizas.

Ambas presentan sílice como oxido mayoritario (SiO₂), con contenidos importantes de alúmina (Al₂O₃), óxidos de hierro (expresado como óxido férrico) y cal CaO.

El contenido de sílice y alúmina de la ceniza obtenida en la central de Aboño es ligeramente superior al de Soto de Ribera. También se puede observar como la cal (CaO) del 5 % en la de Soto de Ribera y el 7 % en la de Aboño, siendo esta una baja proporción respecto a otras cenizas existentes. Los porcentajes de óxido férrico se encuentran en proporciones muy altas, alcanzando el 8,6 % en la ceniza de Aboño y 5,9 % en la ceniza de Soto de Ribera.

El resto de óxidos presentan concentraciones menores, como el óxido potásico (K₂O), con unos porcentajes en peso en torno al 2 % para ambas cenizas. Mientras que el Azufre (S), Cloro (Cl), Oxido de bario (BaO), Oxido de estroncio (SrO) y el Pentóxido de fósforo (P₂O₅) se encuentran en proporciones menores al 1 %.



Figura 3-5. Partículas de Aboño con altos contenidos de óxido férrico.

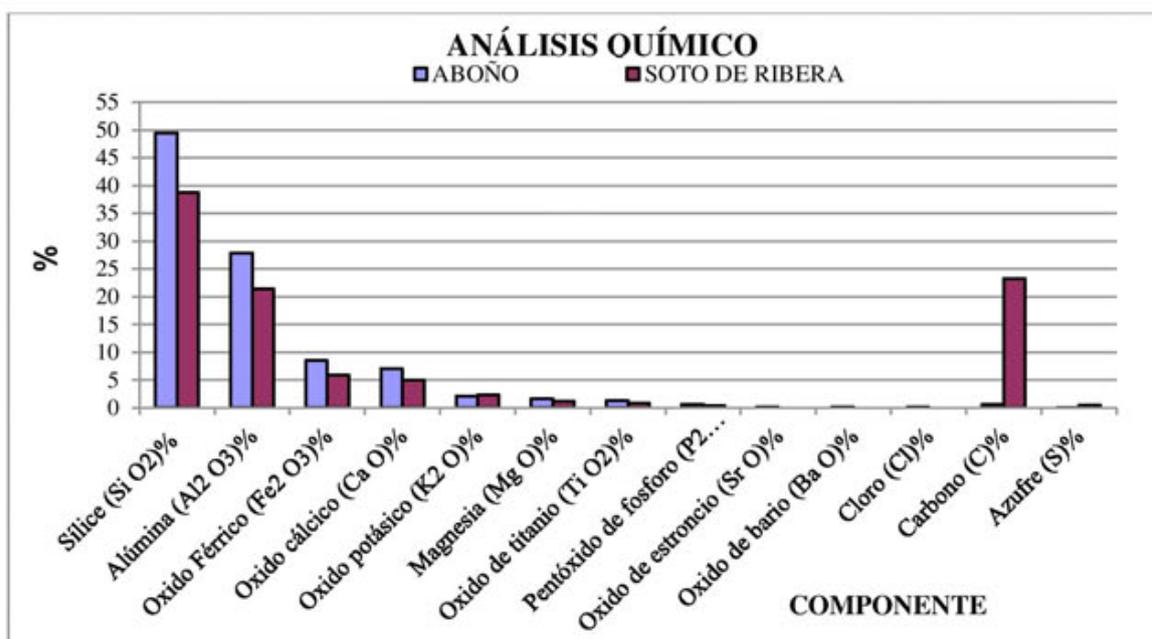


Figura 3-6. Composición porcentual de las cenizas estudiadas

Es importante no confundir el contenido de óxido de calcio con el contenido de cal libre de la muestra. La cal libre, combinada con las cenizas, es capaz de formar compuestos que pueden llegar a adquirir resistencias en el tiempo. Para ello se realizó el ensayo de puzolanicidad de materiales silico-aluminosos.

El resto de elementos se encuentran en una proporción que puede asumirse como normal, sin embargo, los contenidos de carbono de la central de Soto de Ribera se encuentran en muy alta proporción (23,3 %). Debido a los altos contenidos de carbono que mostraba la escoria de Soto de Ribera (Figura 3-6), se optó por la repetición del ensayo químico (Ensayo II), obteniéndose los siguientes resultados (Tabla 3-11):

COMPONENTE	ENSAYO I	ENSAYO II
Sílice (Si O ₂)%	38,8	43,6
Alúmina (Al ₂ O ₃)%	21,4	23,5
Oxido Férrico (Fe ₂ O ₃)%	5,91	6,77
Oxido cálcico (Ca O)%	4,99	4,62
Oxido potásico (K ₂ O)%	2,33	2,72
Magnesia (Mg O)%	1,16	1,32
Oxido de titanio (Ti O ₂)%	0,87	0,93
Pentóxido de fosforo (P ₂ O ₅)%	0,32	0,28
Oxido de estroncio (Sr O)%	< 0,1	< 0,1
Oxido de bario (Ba O)%	< 0,1	< 0,1
Cloro (Cl)%	< 0,1	< 0,1
Carbono (C)%	23,3	15,3
Azufre (S)%	0,48	0,68

Tabla 3-11. Comparativa Ensayos I y II de la ceniza de Soto de Ribera.

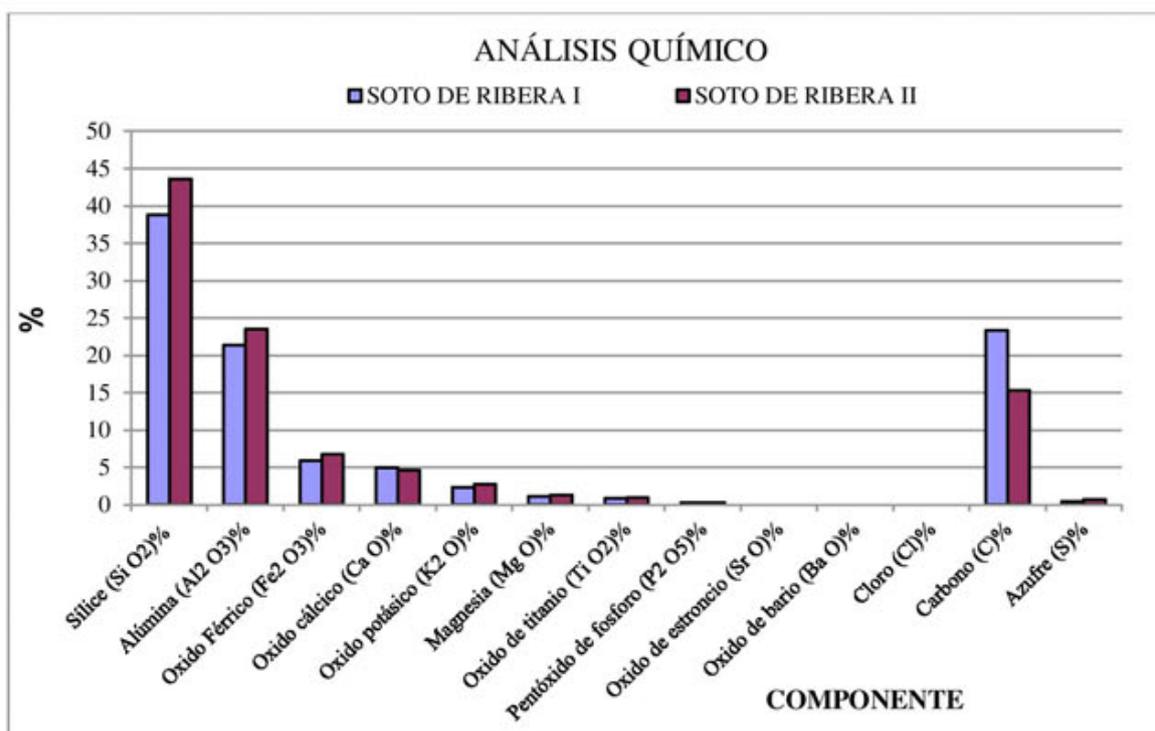


Figura 3-7. Composición química comparativa ensayos I y II Soto de Ribera

A pesar del descenso en la concentración de carbono en el ensayo II, los porcentajes de éste son elevados (Figura 3-7).

Las cenizas analizadas proceden de hullas es su mayor parte, sin embargo, la central de Soto de Ribera también utiliza Antracitas de la cuenca Asturiana.

La antracita es el carbón mineral de más alto rango y el que presenta mayor contenido en carbono, hasta un 95 %. Debido a su bajo contenido en materia volátil, presenta una difícil ignición si no se alcanzan las temperaturas adecuadas, lo que podría explicar los elevados porcentajes de Carbono que aparecen en los análisis I y II.

La norma ASTM C 618 define dos clases de cenizas volantes (Tabla 3-12):

Clase F: Producidas por la calcinación de carbón antracítico o bituminoso. Estas cenizas poseen propiedades puzolánicas y deben presentar un porcentaje en suma de sílice alúmina y óxido férrico mayor de 70 %, un máximo de magnesita de 5 % y un máximo de azufre de 5 %.

Clase C: Producidas por la calcinación de carbón sub-bituminoso o lignito. Esta clase de cenizas, además de tener propiedades puzolánicas, también tienen propiedades conglomerantes.

COMPONENTE	SILICO-ALUMINOSAS F	SULFO-CÁLCICAS C
Sílice (Si O ₂)%	50	18
Alúmina (Al ₂ O ₃)%	30	12
Oxido Férrico (Fe ₂ O ₃)%	7	7
Oxido cálcico (Ca O)%	2,5	45
Oxido potásico (K ₂ O)%	5,8	8,2
Magnesia (Mg O)%	1,8	1,8
Oxido de titanio (Ti O ₂)%	1	0

Tabla 3-12. Ejemplos de composición química de cenizas tipo F y C

Podemos considerar que las cenizas estudiadas van a presentar un comportamiento puzolánico en contraposición a las cenizas con carácter sulfo-cálcico, las cuales se comportan como conglomerantes hidráulico en presencia de agua. La clasificación de ambas cenizas según ASTM C 618 es ceniza tipo “F”.

3.1.4.2 CARACTERIZACIÓN MINERALÓGICA

La identificación y cuantificación del contenido de las fases cristalinas y amorfas de las cenizas volantes de Soto de Ribera y Aboño, se realizó por el procedimiento de Difracción de Rayos – X (XRD). Este método se basa en el bombardeo de una fuente emisora de Rayos – X sobre probetas de ceniza con forma de disco. El haz de rayos interacciona con la materia cristalina que compone las cenizas produciendo la difracción del haz al pasar a través de ella.

Como resultado a los ensayos se han obtenido los difractogramas de las cenizas de Soto de Ribera y Aboño. Al igual que en el análisis químico los resultados para ambas cenizas son muy diferentes. La forma característica del difractograma obtenido para la ceniza de Aboño corresponde al de una muestra con una presencia muy significativa de fases amorfas, posiblemente como respuesta a un proceso de enfriamiento rápido. Estas condiciones de no cristalinidad son favorables de cara a que esta ceniza muestre una reactividad latente, pudiendo evolucionar hacia fases cristalinas con el paso del tiempo.

A pesar de las condiciones desfavorables del difractograma (Figura 3-8), con picos poco definidos, pueden observarse algunas fases como la Sílice, el silico-aluminato Anortita, el aluminato Cayenita y el carbonato hidratado llamado Artinita.

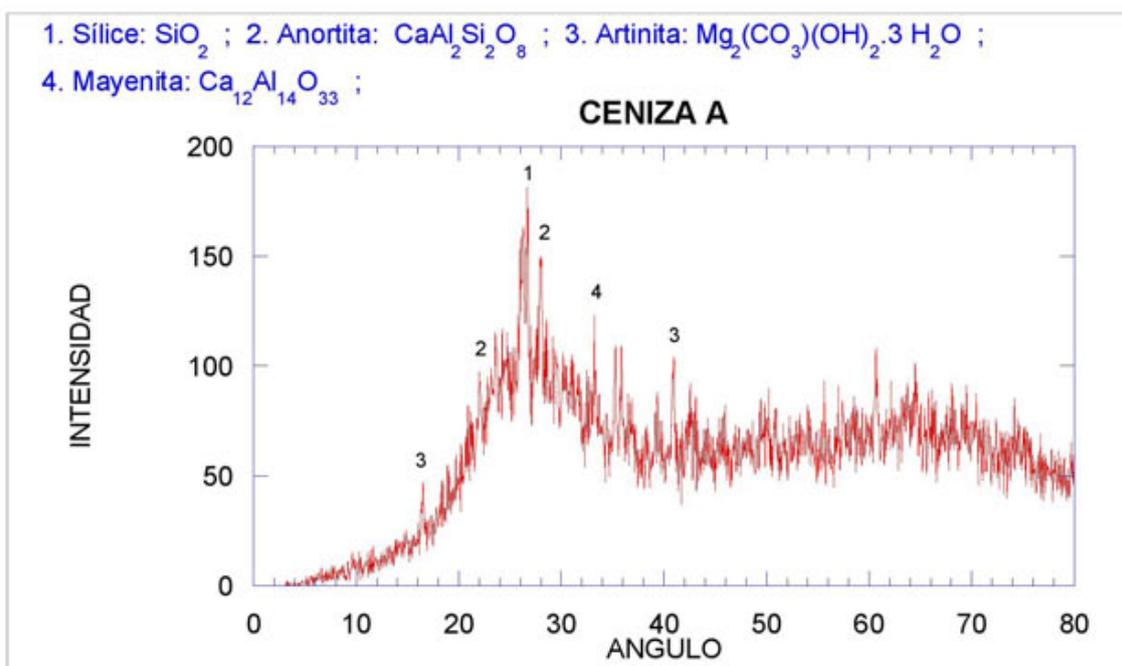


Figura 3-8. Difractograma ceniza de Aboño

Muy distinta es la situación de la muestra de ceniza de Soto de Ribera (Figura 3-9). Como se puede apreciar, el difractograma presenta picos perfectamente definidos, lo cual encaja con una muestra en la que todas sus fases son cristalinas (aunque permanece algún resto de fase amorfa).

Esta definición de los picos permite hacer una interpretación fiable del difractograma. En este caso, puede verse que las fases predominantes son la sílice y, en menor medida, la Calcita (carbonato cálcico). También aparecen fases como son los feldspatos y las arcillas o filosilicatos, en particular, la Caolinita.

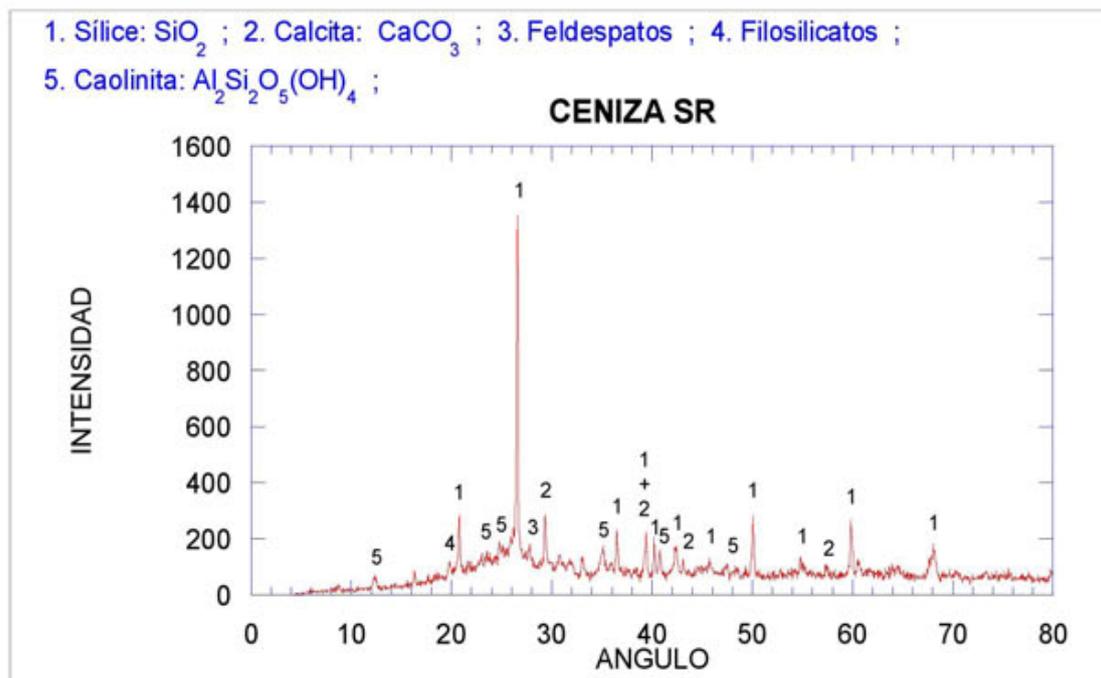


Figura 3-9. Difractograma ceniza de Soto de Ribera

3.1.4.3 PUZOLANIDAD

Las puzolanas pueden ser definidas como minerales sólidos, generalmente silicatos o alúmino-silicatos, que careciendo de propiedades conglomerantes y actividad hidráulica por sí solos, son capaces de reaccionar a temperatura ambiente con la cal o hidróxido de calcio en presencia de agua, para dar lugar a productos estables y prácticamente insolubles, con propiedades y características similares a los formados durante el fraguado o hidratación del cemento Pórtland.

En el caso del residuo de la combustión del carbón (cenizas de carbón), el comportamiento hidráulico se manifiesta por la adición de un activador químico, que actúa como catalizador, hace que dichas cenizas fragüen. Generalmente este activador es el hidróxido cálcico.

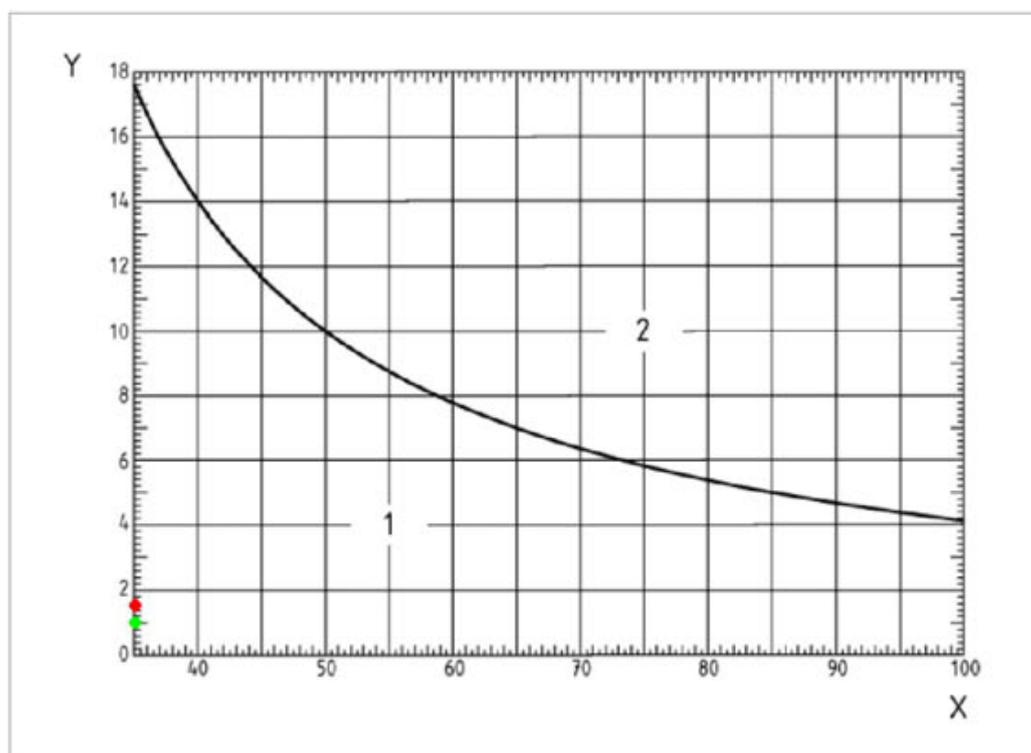
Para la determinación de la puzolanidad de materiales silico-aluminosos como el cemento se aplica la norma UNE-EN 196-5:2005. Se considera que el material en cuestión cumple el ensayo, es decir, presenta cualidades puzolánicas, si la concentración de ión calcio en la disolución es menor que la concentración de saturación.

En el caso de las muestras analizadas se obtuvieron los siguientes resultados expresados en concentraciones de ión calcio e hidroxilo mmol/l (milimoles por litro) (Tabla 3-13).

Resultados a 8 días		
MUESTRA	[OH] ⁻ m mol/l	[Ca O] m mol/l
Soto de Rivera	1,5	1,47
Aboño	1,9	0,99

Tabla 3-13. Ión hidroxilo OH, e ión calcio CaO de las cenizas

La norma establece que el ensayo será positivo (material puzolánico), si a los ocho días las concentraciones de hidroxilo y de ión calcio están comprendidas en la zona inferior de la curva de concentración de saturación, Figura 3-10 (zona 1).



- 1. No pasa.
- 2. Pasa.
- x. Contenido de iones hidroxilo mmol/l.
- y. Concentración de iones calcio (expresado como óxido de calcio) mmol/l.

Figura 3-10. Curva de saturación (UNE-EN 196-5)

Si se observan los resultados obtenidos, las concentraciones de [OH]⁻ y [Ca O], a los ocho días se encuentran en la zona inferior delimitada por la curva de saturación, y dado que las concentraciones fueron muy bajas, no fue necesario extender el ensayo a 16 días. Ambas cenizas presentan carácter puzolánico, principalmente debido a alto contenido de (SiO₂) y (Al₂O₃), y a que el porcentaje de cal libre no hidratada está muy por debajo del valor de CaO del análisis.

Cuando las cenizas son transportadas y almacenadas en estado húmedo, la cal libre disminuye en cuestión de días, llegando incluso a desaparecer. Este efecto es muy importante ya que nos permite conocer la cantidad de cal hidratada que existe en las cenizas dependiendo de la humedad que hayan tenido durante el periodo de almacenamiento.

Si la cal está completamente hidratada, la ceniza se considerará no activa (puzolánica). Si por otro lado la cal que contiene la ceniza es en su mayor parte cal libre, se dice que la ceniza es activa o hidráulica, y endurecerán con el tiempo una vez que se le añada una cierta humedad. Dado que las muestras llegaron a laboratorio con contenidos de humedad que se encontraban entre el 22 % de la muestra de Soto de Ribera y el 11 % de la muestra procedente de Aboño, se puede considerar que ninguna de las dos cenizas presentan contenidos altos de cal libre, ya que para esa humedad la mayor parte del óxido de calcio se ha hidratado.

En el caso de realizar una mezcla homogénea de cenizas, cal y agua, las cenizas aportarán materiales silico-aluminosos de baja solubilidad, mientras que la cal aumentará el pH del agua y por lo tanto la solubilidad del material silico-aluminoso, el cual reacciona lentamente con la cal para dar compuestos similares a los cementos en cuanto a su carácter aglomerante e insoluble.

Se debe tener en cuenta el porcentaje de productos inquemados del carbón, ya que éstos resultan perjudiciales para la actividad puzolánica. En el caso de la ceniza de Soto de Ribera, este porcentaje puede ser bastante elevado ya que el análisis químico muestra contenidos de carbono de un 23,3 % en el primer ensayo realizado, y en torno a un 15 % en el segundo, mientras que la ceniza de Aboño tan solo presenta un 0,55 %.

3.1.4.4 LÍMITES DE ATTERBERG

Los límites de Atterberg o límites de consistencia son usados comúnmente para definir y acotar la sensibilidad de los materiales a la humedad. Para los suelos de grano fino o arcillosos, muy sensibles al agua, se considera un ensayo de extrema importancia.

El ensayo de laboratorio que determina los límites de consistencia de los materiales, se basa en el cálculo de la humedad que produce el cambio de un estado de consistencia a otro. Este ensayo está recogido por la norma UNE 103-103/94 para la determinación del

límite líquido por medio de la cuchara de Casagrande, y la UNE 103-104/93 para determinación del límite plástico.

Las cenizas estudiadas carecen de plasticidad (NP), dado que no presenta minerales arcillosos en su composición y no es posible determinar sus límites plásticos. Ambas cenizas pueden considerarse como un material granular permeable.

3.1.4.5 ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

La distribución granulométrica de las cenizas se realizó por tamizado, según la normativa UNE 103101:1995.

En la curva granulométrica se aprecia como la ceniza de Soto de Ribera tiene una mayor proporción de partículas de tamaños menores que la ceniza de Aboño (Figura 3-11).

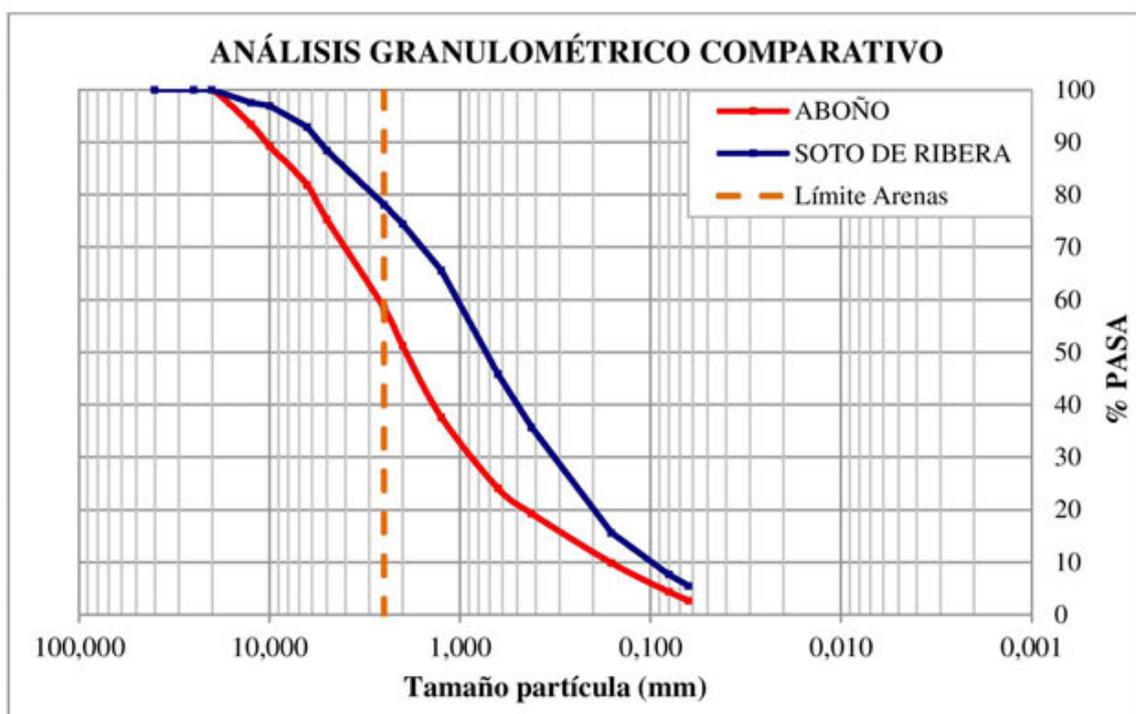


Figura 3-11. Curvas granulométricas de las cenizas de Soto de Ribera y Aboño

La mayor proporción de cenizas analizadas se pueden asimilar a una arena con una cierta proporción de partículas de tamaños mayores. Tamaños máximos en estado original de 10 – 12,5 mm de la ceniza procedente de la central de Aboño y de 6,4 mm de la de Soto de Ribera.

De acuerdo con el Artículo 330.3.2 de PG-3, los rellenos tipo terraplén estarán constituidos por materiales que cumplan una de las dos condiciones granulométricas siguientes:

- El material que pasa por el tamiz de apertura 20 mm sea mayor del 70 %
- El material que pasa por el tamiz de apertura 0,08 mm sea superior al 35 %

Ambas cenizas cumplen las características para su utilización en rellenos tipo terraplén al pasar más del 70 % del material por el tamiz 20 mm

Los coeficientes de uniformidad y curvatura de cada ceniza aparecen recogidos en las siguientes tablas (Tabla 3-14 y Tabla 3-15):

SOTO	D10 mm	D30 mm	D60 mm	Cu	Cc
Normal	0,1	0,35	1	10,00	1,23

Tabla 3-14. Parámetros de gradación de la ceniza de Soto de Ribera

ABOÑO	D10 mm	D30 mm	D60 mm	Cu	Cc
Normal	0,16	0,8	2,8	17,50	1,43

Tabla 3-15. Parámetros de gradación de la ceniza de Aboño

Ambas cenizas cumplen los valores exigidos por la normativa ASTM referentes coeficientes de uniformidad (>6) y de curvatura (entre 1 y 3), por lo que se pueden considerar como bien graduados y de granulometría continua.

La ceniza de Aboño puede considerarse como “arena o arena con gravas bien graduada con pocos finos (SW)” según las especificaciones ASTM, mientras que la ceniza de Soto de Ribera presenta un tamaño menor, considerándose “SW-SM, arenas con gravas bien graduadas y mezclas de arena y limo”.

Según la clasificación AASHTO ambas cenizas se pueden asimilar a un “A-1-b: arena gruesa bien graduada, con o sin material fino”

La clasificación española PG-3 (art.330), considera las cenizas como “suelo seleccionado”.

3.1.4.6 EQUIVALENTE DE ARENA

Ambas cenizas se pueden considerar como no plásticas, por lo que por medio de este ensayo se puede determinar la proporción y características de los finos que contiene el árido y el posible contenido de partículas contaminantes que pueden afectar al conjunto del árido estudiado. El ensayo de equivalente de arena se realiza según la norma UNE-EN 933-8:2000.

Para ambas muestras de ceniza se obtuvieron los siguientes resultados de equivalente de arena:

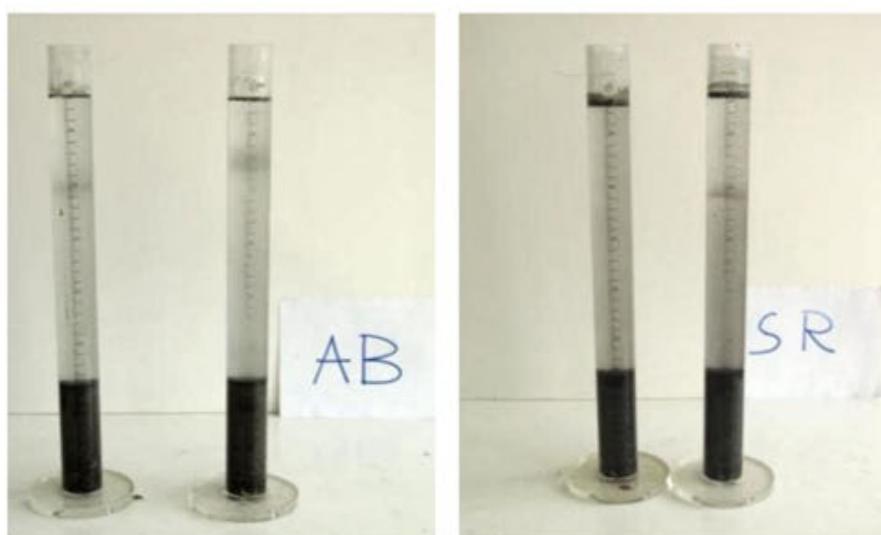


Figura 3-12. Equivalente de arena de ambas cenizas.

- Ceniza de central térmica de Aboño: EA = 78 %
- Ceniza de central térmica de Soto de Ribera: EA = 86 %

Como norma general valores superiores a 50 reflejan un grado de limpieza suficiente para la mayor parte de las aplicaciones. Los resultados obtenidos nos indican que las cenizas de ambas centrales no contienen partículas contaminantes, por lo que se pueden asimilar a una arena limpia de buena calidad.

Cabe destacar la flotabilidad de algunas partículas de ambas cenizas (Figura 3-12), esto se debe a que ciertas partículas poseen una densidad inferior a la del fluido, posiblemente debido a que poseen nódulos huecos en su interior, no obstante hay que indicar que esta proporción es pequeña y no distorsiona apreciablemente los resultados del ensayo.

3.1.4.7 LIMPIEZA SUPERFICIAL DEL ARIDO GRUESO

Para que un árido se comporte adecuadamente dentro de cualquier capa de firme debe estar completamente limpio, libre de partículas de naturaleza orgánica, polvo o arcillas.

Según la normativa “El árido grueso deberá estar exento de terrones de arcilla, materia vegetal, marga u otras materias extrañas que puedan afectar a la durabilidad de la capa. El contenido de impurezas del árido grueso...será inferior al cinco por mil (0,5 %) en masa, aunque se podrá exigir su limpieza por lavado, aspiración u otros medios, y realizando una nueva comprobación” (PG3).

Este ensayo se realiza según el procedimiento recogido en la norma UNE-EN 146130:2000 “Determinación de la limpieza superficial del árido grueso”.

Las muestras se cuartearon según el procedimiento de toma de muestras recogido en la norma NLT-148/91. Los resultados del ensayo de limpieza quedan recogidos en la siguiente tabla (Tabla 3-16), donde el coeficiente de limpieza superficial hace referencia al porcentaje de impurezas adheridas al árido tras someterse a lavado de la muestra por el tamiz 0,5 mm y retamizado de las muestras.

MUESTRA	COEF. DE LIMPIEZA SUPERFICIAL (%)
Aboño	0,57
Soto de Ribera	0,62

Tabla 3-16. Resultados ensayo de limpieza, % de partículas adheridas al árido grueso.

Se puede observar como ambos coeficientes exceden ligeramente el valor máximo exigido por la normativa para ser utilizado como árido en mezclas bituminosas, pero para su empleo como material de relleno o combinado con otros materiales se pueden considerar más que aceptables.

3.1.4.8 ÍNDICE DE HINCHAMIENTO Y COLAPSO EN EDOMETRO

El hinchamiento y colapso es un factor muy importante a tener en cuenta. Aquellos suelos que desarrollan cambios de volumen no son adecuados para la formación de rellenos compactados.

Se han realizado los siguientes ensayos:

- Hinchamiento libre en célula edométrica sobre probeta remoldeada según la normativa UNE 103 601:1996.
- Índice de colapso en célula edométrica sobre probeta remoldeada según las especificaciones de la norma NLT-254/99.



Figura 3-13. Edómetro y sistema de cargas, Muestras colocadas en edómetro

Ambas muestras se compactaron con la densidad y humedad obtenidas en el ensayo próctor normal realizado en laboratorio, los datos de partida fueron (Tabla 3-17):

MUESTRA	HUMEDAD ÓPTIMA (%)	DENSIDAD SECA MÁX (t/m ³)
Soto de Ribera	5,00	1,125
Aboño	5,00	1,300

Tabla 3-17. Parámetros del ensayo próctor de referencia.

A su vez se midió la humedad higroscópica de la muestra previo remoldeo de la probeta según norma UNE 103 300 obteniéndose los siguientes resultados (Tabla 3-18):

MUESTRA	HUMEDAD HIGRÓSCOPICA (%)
Soto de Ribera	0,80
Aboño	0,35

Tabla 3-18. Humedad higroscópica de las cenizas previo al remoldeo de las probetas.

Los resultados de los ensayos de hinchamiento libre y colapso aparecen recogidos en la Tabla 3-19 y la Tabla 3-20.

- Ensayo de hinchamiento libre.

MUESTRA	HINCHAMIENTO LIBRE (%)
Soto de Ribera	-0,167
Aboño	-0,180

Tabla 3-19. Resultados del ensayo de hinchamiento libre en %

Los resultados obtenidos en cuanto al porcentaje de hinchamiento para ambas muestras son de -0.167 % para la ceniza de Soto de Ribera y de - 0,18 % para la ceniza de Aboño. Si se tienen en cuenta las especificaciones que establece el Pliego General De Carreteras PG-3, se puede concluir que no se produce hinchamiento en ninguna de las dos muestras ensayadas, ya que ambas se encuentran por debajo del 3 %.

- Ensayo de colapso.

MUESTRA	ÍNDICE DE COLAPSO I (%)	POTENCIAL DE COLAPSO Ic (%)
Soto de Ribera	0,017	0,017
Aboño	0,094	0,092

Tabla 3-20. Resultados del ensayo de colapso

Siguiendo las especificaciones del PG-3, se puede concluir que no se produce colapso en ninguna de las dos muestras ensayadas, ya que el asiento de las probetas se encuentra en ambos casos por debajo del límite establecido del 1 % (Tabla 3-20).

Se puede ver como ambas muestras no presentan cambios de volumen considerables en condiciones de saturación. Si se considera esta situación como la pésima, se concluye que las muestras compactadas se comportarán de una forma estable en rellenos compactados. Sin embargo, las condiciones del ensayo en laboratorio son solo orientativas del comportamiento que el material puede presentar en obra, las distintas condiciones de sobrecarga y humedad en un terraplén pueden cambiar notablemente aportando variabilidad a los resultados obtenidos.

3.1.4.9 PESO ESPECIFICO DE PARTÍCULAS, DENSIDAD APARENTE, POROSIDAD Y ABSORCIÓN

La determinación de la densidad de partículas y la absorción de agua se realiza por medio de la norma UNE-EN 1097-6.

Los resultados de densidades y absorción de las cenizas de Soto de Ribera y Aboño aparecen recogidos en la Tabla 3-21, la Tabla 3-22 y la Tabla 3-23.

	SOTO DE RIBERA	ABOÑO
DENSIDAD DE PARTÍCULAS TRAS SECADO EN ESTUFA (t/m ³)	1,875	1,939
DENSIDAD DE PARTÍCULAS APARENTE (t/m ³)	2,016	2,108
DENSIDAD DE PARTÍCULAS CON SATURACIÓN Y SECADO DE LA SUPERFICIE DEL ÁRIDO (t/m ³)	1,945	2,019
ABSORCIÓN %	3,70	4,10

Tabla 3-21. Densidades y absorción de las cenizas fracción 4-31,5 mm

	SOTO DE RIBERA	ABOÑO
DENSIDAD DE PARTÍCULAS TRAS SECADO EN ESTUFA (t/m ³)	1,759	2,131
DENSIDAD DE PARTÍCULAS APARENTE (t/m ³)	1,890	2,174
DENSIDAD DE PARTÍCULAS CON SATURACIÓN Y SECADO DE LA SUPERFICIE DEL ÁRIDO (t/m ³)	1,828	2,150
ABSORCIÓN %	3,90	0,90

Tabla 3-22. Densidades y absorción de las cenizas fracción 4-0,063 mm

MUESTRA	PESO ESPECÍFICO t/m ³	MEDIA t/m ³
S.RIBERA I	2,144	2,125
S.RIBERA II	2,107	
ABOÑO I	2,380	2,365
ABOÑO II	2,349	

Tabla 3-23. Peso específico de partículas sólidas de las cenizas

Como se observa en las densidades finales, el peso específico de partículas sólidas de las cenizas se considera bajo con respecto a una arena convencional, que suelen tener densidades en torno a 2,60 t/m³. Hay que destacar que la ceniza de Soto de Ribera presenta un peso específico muy bajo (2,125 t/m³).

Para la determinación de la densidad aparente y la porosidad de las cenizas se ha aplicado la norma UNE-EN 1097-3.

Los resultados de densidad aparente del conjunto aparecen recogidos en la Tabla 3-24. El valor de la densidad aparente es el valor medio de la densidad aparente de tres submuestras de cada ceniza.

MUESTRA	DENSIDAD APARENTE DEL CONJUNTO (t/m3)
S.RIBERA	0,860
ABOÑO	0,952

Tabla 3-24. Densidades aparentes de las cenizas

El porcentaje de huecos de las muestras se determina por relación de densidades aparente y real en porcentaje, y se define como el volumen de aire entre las partículas del árido contenido en un recipiente de referencia (Tabla 3-25).

MUESTRA	HUECOS (%)
S.RIBERA	52,7
ABOÑO	55,7

Tabla 3-25. Porcentaje de huecos o porosidad de las cenizas

A partir del porcentaje de huecos de las cenizas, se obtiene el valor del índice de poros (Tabla 3-26):

MUESTRA	ÍNDICE DE POROS "e"
S.RIBERA	1,114
ABOÑO	1,257

Tabla 3-26. Índice de poros de las cenizas

3.2 METODOLOGÍA

La metodología seguida para analizar el uso de las cenizas de fondo en la estabilización y construcción de terraplenes y firmes de carreteras se divide en dos líneas principales:

- **Empleo de cenizas de fondo de central térmica para la construcción de terraplenes.** Se analiza el posible empleo de las cenizas como material de construcción de terraplenes, atendiendo a las especificaciones vigentes.
- **Estabilización y mejora de suelos y gravas con cenizas de fondo y/o cal.** Esta línea analiza el empleo de las cenizas de fondo, solas o combinadas con cal, como material para la estabilización de suelos y de gravas, y su uso en la construcción de firmes de carreteras.

Los ensayos necesarios para abordar ambas líneas son los siguientes:

- Análisis granulométrico.
- Ensayo de compactación próctor. El estudio de compactación se realizara según los ensayos próctor normal, próctor modificado y próctor compactado con martillo vibrante.
- Capacidad portante mediante índice CBR. Al igual que el ensayo próctor, se realiza la compactación mediante maza. También se ha utilizado martillo vibrante, debido a las especificaciones del artículo 512 del PG3, recomiendan utilizar esta compactación en suelos estabilizados.
- Parámetros plásticos (LL, LP e IP).
- Resistencia a compresión simple (RCS).
- Ensayos dinámicos. Ensayos de durabilidad definidos para realizar un análisis comparativo entre las gravas estabilizadas con ceniza de fondo y/o cal y una gravacemento.

3.2.1 ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

Este ensayo es importante ya que para poder ser aplicado en la construcción de carreteras, debe cumplir con una serie de requisitos granulométricos exigidos por el PG-3. Este ensayo se realiza acorde a la norma UNE-EN 109-101 (1995).

3.2.2 ESTUDIO DE COMPACTABILIDAD

Dentro de los ensayos de compactabilidad se han empleado diferentes procedimientos de compactación dependiendo del empleo de las cenizas por si solas o como aditivo de suelos o grabas y combinadas con cal.

- ENSAYO PRÓCTOR NORMAL

Este ensayo consiste en la compactación del material en un molde de 1.000 cm^3 , en tres tongadas, con 26 golpes cada una, realizados con una maza de 2,5 kg y una altura libre de caída de 305 mm. (UNE 103-500/94)

- ENSAYO PRÓCTOR MODIFICADO

Este ensayo consiste en la compactación del material en un molde de 2.320 cm^3 , en cinco tongadas, con 60 golpes cada una, realizados con una maza de 4,54kg y una altura libre de caída de 457 mm. (UNE 103-501/94)

- ENSAYO PRÓCTOR MODIFICADO CON MARTILLO VIBRANTE

Este ensayo (Figura 3-14) consiste en la compactación del material en un molde de 2.320 cm^3 , en tres tongadas, con un tiempo de aplicación de 20 segundos por tongada. (NLT-310). No obstante durante algunas fases del estudio se han empleado tiempos diferentes a los indicados en la norma para estudiar el proceso de compactabilidad de estos materiales.



Figura 3-14. Compactación mediante martillo vibrante (NLT-310).

3.2.3 ESTUDIO DE CAPACIDAD PORTANTE: ÍNDICE CBR

La capacidad portante indica una resistencia a la deformación en condiciones determinadas de compactación y humedad.

El índice CBR (California Bearing Ratio), se define como la relación, expresada en porcentaje, entre la presión necesaria para hacer penetrar un pistón de 50 mm de diámetro en una masa de suelo compactada en un molde cilíndrico de acero, a una velocidad de 1,27 mm/min, para producir deformaciones de hasta 12,7 mm (1/2") y la que se requiere para producir las mismas deformaciones en un material normalizado, al cual se le asigna un valor de 100 %.(UNE 103-502:1995). Se comparan las relaciones de 2,5 mm y 5mm de penetración

Este índice empírico nos proporciona una primera aproximación de la capacidad portante que tendrá el material ensayado, una vez que este se ponga en obra como explanada del firme o como capas pertenecientes a éste.

Para este ensayo es necesario conocer la humedad óptima del ensayo Próctor de referencia, determinando el valor del índice CBR en condiciones de saturación.

El procedimiento de ensayo se rige por la norma UNE-EN 103-502, realizando las penetraciones a cuatro días en condiciones de saturación.

Se ha determinado el índice CBR, en muestras fabricadas con diferentes métodos de compactación:

- **Compactación con maza:** Compactando las probetas en tres tongadas, según se define en la norma UNE-EN 103-502, y repitiendo el proceso para 15, 30 y 60 golpes/tongada.
- **Compactación con martillo vibrante:** Compactación de probetas por vibración, mediante martillo vibrante, empleando para ello la metodología de compactación de la norma NLT-310, y con diferentes tiempos de compactación.

3.2.4 ESTUDIO DE PARÁMETROS PLÁSTICOS

Los parámetros plásticos de los suelos se designan mediante los límites de Atterberg. Estos límites delimitan el comportamiento como material sólido, plástico o viscoso.

El ensayo para la determinación del límite líquido de un suelo se encuentra regulado por la Norma UNE-EN 103103 (1994), y el límite plástico por la norma UNE-EN 103104 (1993).

3.2.5 ESTUDIO DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE (RCS)

La resistencia a compresión simple de los materiales empleados en la construcción de carreteras nos definen las características tenso-deformacionales de los materiales.

La resistencia a compresión simple de materiales tratados con aglomerantes hidráulicos utilizados en bases y subbases de carreteras, se determina según el ensayo NLT 305/90. Además, la compactación de las probetas se realiza siguiendo la norma NLT-310/90.



Figura 3-15. Ensayo de resistencia a compresión simple.

El ensayo se realiza sobre probetas de 152,4 mm de diámetro y 177,8 mm de altura, a velocidad de carga constante de $0,1 \pm 0,01$ MPa/s, midiendo la evolución de las deformaciones verticales, hasta la rotura de la probeta. El valor de RCS se obtendrá como la media aritmética de los resultados de tres probetas.

El proceso de compactación se realiza en tres tongadas, compactadas mediante martillo vibratorio de tal forma que se alcance un mínimo del 98 % de la densidad de referencia próctor. Posteriormente al proceso de compactación se realiza el proceso de refrentado, asegurando la perpendicularidad de las caras de la probeta con el eje de la misma.

3.2.6 ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO A SOLICITACIONES DINÁMICAS

Para estudiar el comportamiento de estos materiales frente a solicitaciones dinámicas no se dispone de normativa específica española.

A tal efecto se desarrollan dos nuevos ensayos, uno dinámico y uno estático de flexión en tres puntos. Debido a que no se posee información previa de cuáles deben ser las especificaciones exigibles a los materiales estabilizados con cenizas y/o cal, para su puesta a punto se ha decidido realizar un calibrado empleando un material definido por la normativa, como es la gravacemento.

La fabricación de las mezclas se realiza en una amasadora mecánica durante el tiempo necesario para homogeneizar la mezcla. Se ha elegido un dispositivo del que se dispone en laboratorio, que corresponde al recogido en la norma NLT 173 “Resistencia a la deformación plástica de las mezclas bituminosas mediante la pista de ensayo de laboratorio”. Aunque es un procedimiento pensado para mezclas bituminosas, nos permite la compactación del material mediante vibración que es el procedimiento que se debe emplear en obra para este tipo de materiales estabilizados. Además las dimensiones de las probetas ($30,5 \times 30,5 \times 10 \text{ cm}^3$) son adecuadas para estos materiales.

Los elementos para la fabricación de las probetas son el molde (compuesto por dos anillos cuadrados de 50 mm de altura, el collarín y los cuatro angulares), la base de compactación y el elemento de compactación de tipo vibrante, todos ellos recogidos en la norma NLT 173 (Figura 3-16).

La secuencia de compactación es la siguiente:

1. Se coloca el molde, con el collarín, sobre la base de compactación, centrándolo con los angulares.
2. Se extiende una única tongada del material, superior a 10 cm de espesor, procurando que la superficie sea horizontal.
3. A continuación se compacta la tongada con el compactador durante 15 segundos, seguidamente se gira el dispositivo el en mismo sentido sucesivamente 90° aplicando otros 3 periodos de 15 segundos. Tras los 60 segundos totales se alcanzan densidades superiores al 100 % de la del próctor modificado.



Figura 3-16. Compactación de probeta

Transcurridas 24 h, se desmoldan las probetas y se procede a su curado en cámara húmeda a 25 °C y 95 % de humedad. Tanto los ensayos a flexión, como los dinámicos, se realizaron tras 28 días de curado. En cambio, las probetas con ceniza y/o cal, se han curado durante 28 y 90 días.

3.2.6.1 ENSAYO DE FLEXIÓN

El ensayo de flexión es un ensayo de tres puntos, como se presenta en la siguiente figura:

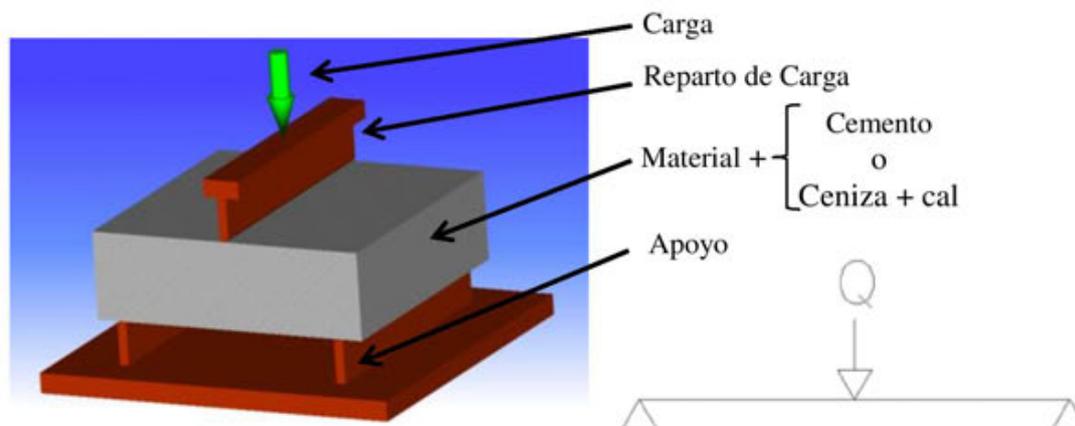


Figura 3-17. Ensayo de flexión.

Este ensayo se realiza a velocidad de deformación controlada, es decir lo que se mantiene constante es la velocidad con la que aumenta la flecha en el centro la luz, el resto de características son las siguientes:

- L (Longitud entre apoyos) = 250 mm
- Q: carga aplicada en el centro de la luz.
- Velocidad de aplicación de solicitaciones: 5 mm/minuto.

Considerando que se comportan como una viga biapoyada, el valor de la tensión en la fibra más traicionada será la siguiente:

$$\sigma_F = \frac{Q \times L}{4 \times W} \text{ (MPa)}$$

Dónde:

$$L = 250 \text{ mm}$$

$$W = 508.333 \text{ mm}^3$$

$$Q = \text{Carga en N.}$$

3.2.6.2 ENSAYO DINÁMICO

Al igual que en el ensayo de flexión, la ausencia de normativa y las características del material estudiado, hace necesario la creación de un ensayo propio.

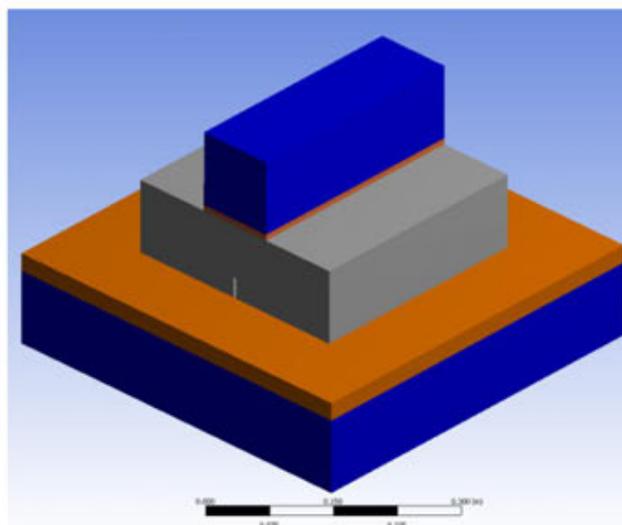


Figura 3-18. Esquema ensayo dinámico.

El esquema del ensayo es el presentado en la Figura 3-18. Está formado por una cuna con un elastómero de 2 cm de grosor sobre el que apoya la probeta. La aplicación de la carga se realiza en la parte superior de la probeta, con un elemento para el reparto de las cargas de 10 cm de ancho, centrado en la misma dirección que la prefisura. Las probetas son idénticas a las del ensayo de flexión (en dimensiones y proceso de curado) con la única diferencia que en este caso se ha realizado una prefisura mediante serrado de 28 mm de profundidad en el centro de la probeta y en toda su longitud. (Figura 3-19)



Figura 3-19. Prefisura de 28 mm de profundidad

Con todo lo anterior se obtienen los valores de las diferentes características geométricas en la sección central de las probetas, una vez prefisuradas:

- Área útil (A) = 219,6 cm²
- Inercia (I) = 948,672 cm⁴
- Modulo resistente (W) = 263,52 cm³

En cuanto a las características del ensayo:

- Frecuencia = 10 Hz.
- Ensayo en control de carga
- Carga Q: La carga aplicada ha sido de tipo senoidal con un valor máximo fijado a partir del ensayo de flexión correspondiente a cada uno de los materiales; y una carga mínima del 10 % de la carga máxima, de forma que garantizamos que la carga aplicada sobre la superficie de la probeta siempre sea de compresión.
- Criterio de rotura: El fallo a fatiga se producirá cuando la amplitud de deformación sea igual o mayor al doble de la correspondiente al ciclo inicial (1.200).

Se colocan dos comparadores LVDT (en ambas caras opuestas) para medir la apertura de fisura correspondiente a la máxima profundidad de serrado (Figura 3-20).



Figura 3-20.Comparador LVDT empleado.

CAPÍTULO 4. EMPLEO DE CENIZAS DE FONDO EN CONSTRUCCIÓN DE EXPLANADAS DE CARRETERA

4.1 EMPLEO DE CENIZAS DE FONDO EN LA CONSTRUCCION DE EXPLANADAS DE CARRETERA

A lo largo de este apartado se evaluará la posibilidad de emplear por si solas, las cenizas de fondo de central térmica como material para la construcción de explanadas y firmes de carreteras. El estudio se basará en los resultados correspondientes a:

- Estudio de compactabilidad
- Efecto de la compactación en la granulometría.
- Estudio de capacidad portante: índice CBR.
- Clasificación de cenizas de fondo (ASTM, AASHTO, PG3)

4.2 ESTUDIO DE COMPACTABILIDAD

El estudio de compactación incluye la realización de ensayos con diferentes energías de compactación. Para ello se realizan ensayos de compactación proctor normal, modificado y mediante martillo vibrante.

Las distintas variantes del ensayo Próctor realizadas en laboratorio para la obtención de los parámetros de compactación fueron las siguientes:

- Ensayo Próctor normal. UNE 103-500/94
- Ensayo Próctor modificado. UNE 103-501/94
- Ensayo Próctor modificado con martillo vibrante, con un tiempo de compactación de 20 segundos que es el correspondiente a la norma NLT-311.

Los resultados obtenidos en función de la humedad y las distintas energías de compactación aparecen recogidos en las siguientes graficas Densidad Seca-Humedad.

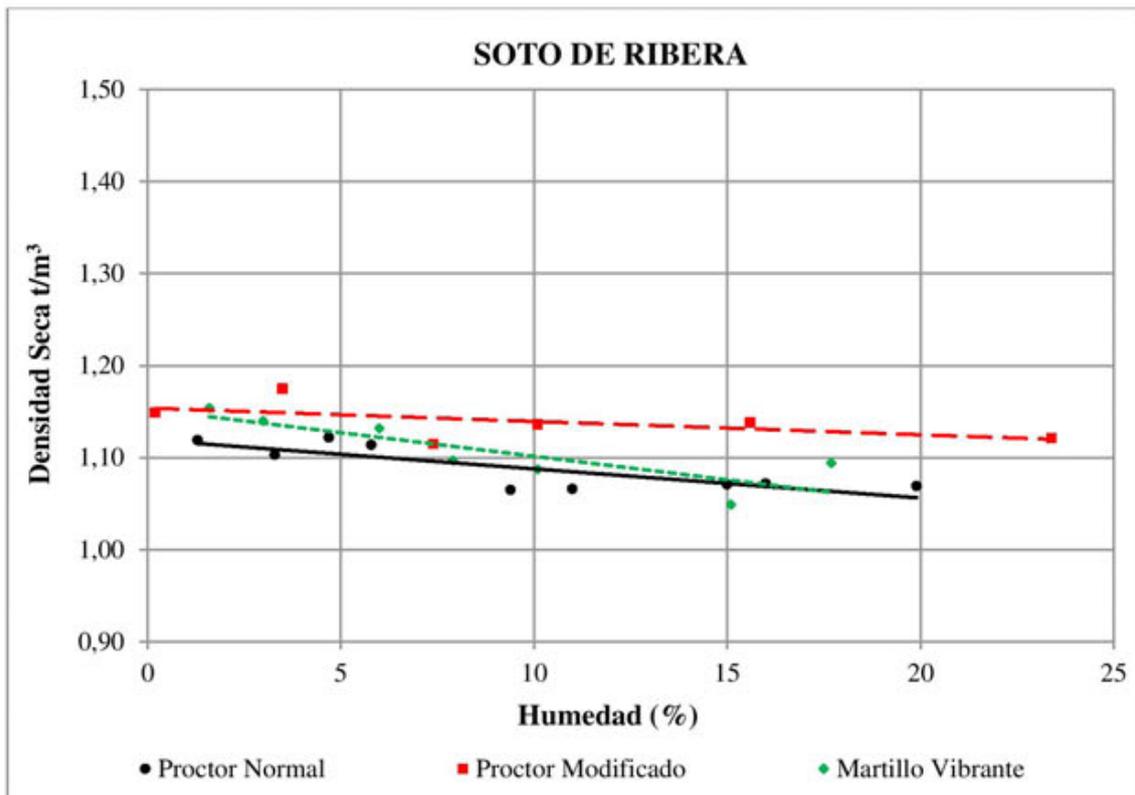


Figura 4-1. Resultados ensayos de compactación ceniza SR

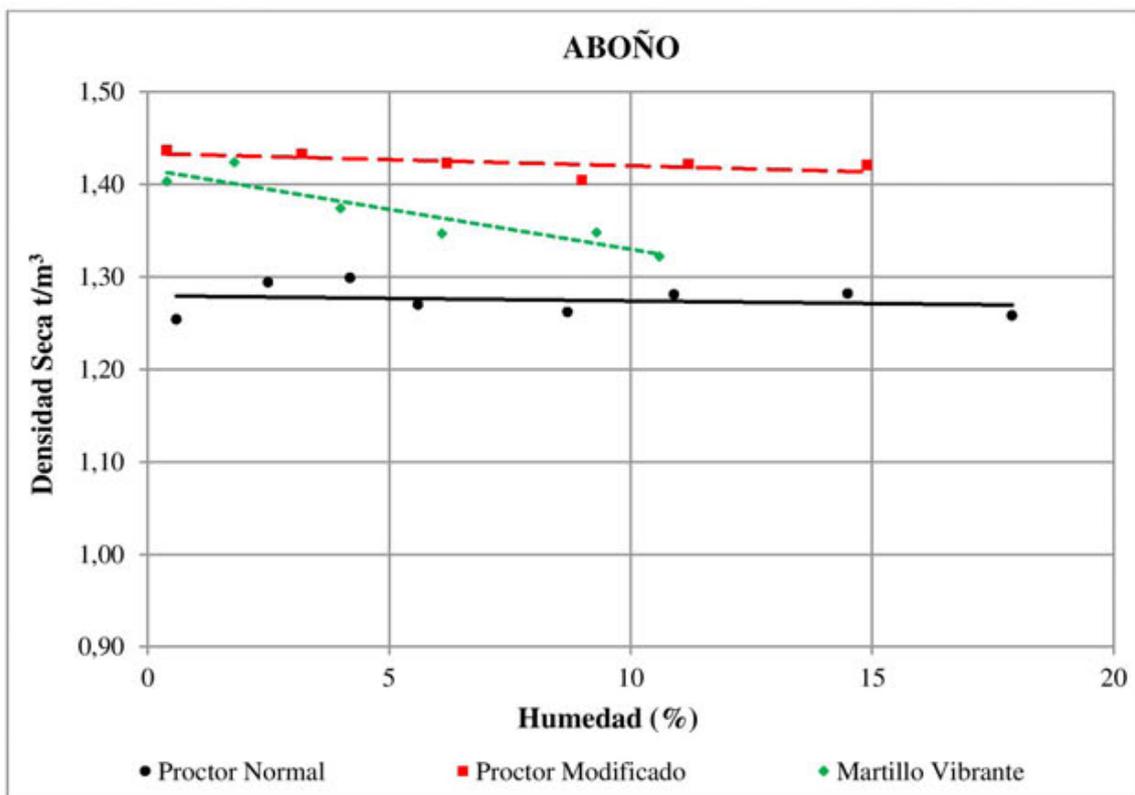


Figura 4-2. Resultados ensayos de compactación ceniza AB

Los resultados de los ensayos aparecen recogidos en las tablas A-1 y A-2 del Anexo: Resultados. Las curvas de compactabilidad (Figura 4-1 y Figura 4-2) apenas muestran variación de la densidad con la humedad, únicamente apreciándose una ligera disminución de la densidad al aumentar la humedad cuando la compactación se realiza con martillo vibrante.

Puede observarse como el tipo de energía de compactación tampoco varía la densidad de manera considerable para la cantidad de agua añadida. En la ceniza de Aboño, la variación de densidad se encuentra entre 1,25 t/m³ de proctor normal hasta algo más de 1,45 t/m³ de proctor modificado. Las máximas densidades en ambas cenizas, se obtienen con el ensayo proctor modificado. En la ceniza de Soto de Ribera las densidades oscilan desde 1,05 t/m³ del próctor normal, hasta 1,15 t/m³ del próctor modificado. En ambas cenizas, cuando se compactaron mediante martillo vibrante se obtuvieron unas densidades comprendidas entre las correspondientes al próctor normal y el modificado.

Cabe destacar las reducidas densidades obtenidas en los ensayos de compactabilidad, estando muy alejados de los valores habituales en materiales empleados en la construcción de terraplenes que suelen encontrarse en valores algo inferiores a 2 t/m³. Esta baja densidad se explica debido al bajo peso específico de las cenizas.

4.3 EFECTO DE LA COMPACTACIÓN EN LA GRANULOMETRÍA

Se han determinado las granulometrías del material compactado mediante proctor modificado, a fin de evaluar en qué medida este puede modificar la granulometría inicial de las muestras.

La normativa aplicada ha sido UNE 103101:1995, ensayo granulométrico. La compactación se realizó por medio de martillo vibrador normalizado aplicando 20 y 30 segundos de compactación.

Para las muestras de ceniza de ambas centrales, las curvas granulométricas representadas en escala semilogarítmica aparecen en las figuras (Figura 4-3 y Figura 4-4) para el material original y material compactado con diferentes energías de compactación.

Se ha optado por representar las tres curvas obtenidas para cada muestra en un mismo gráfico a fin de apreciar visualmente la variación de tamaños producida por el efecto de la compactación.

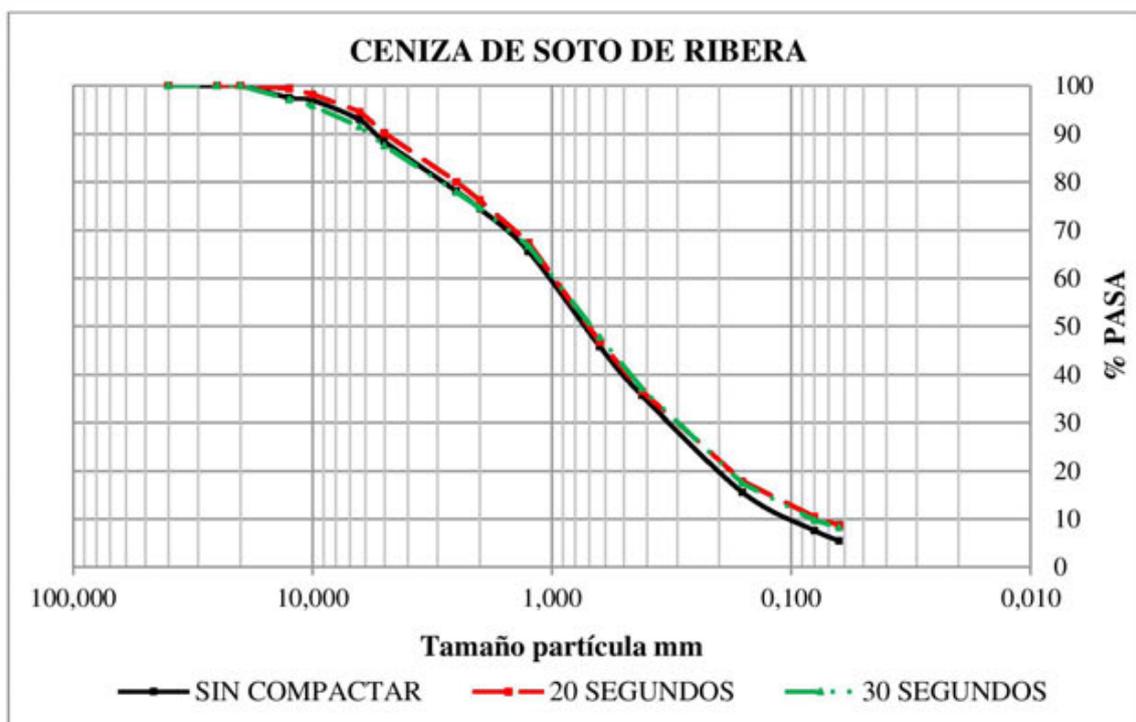


Figura 4-3. Granulometrías conjuntas comparativas de Soto de Ribera

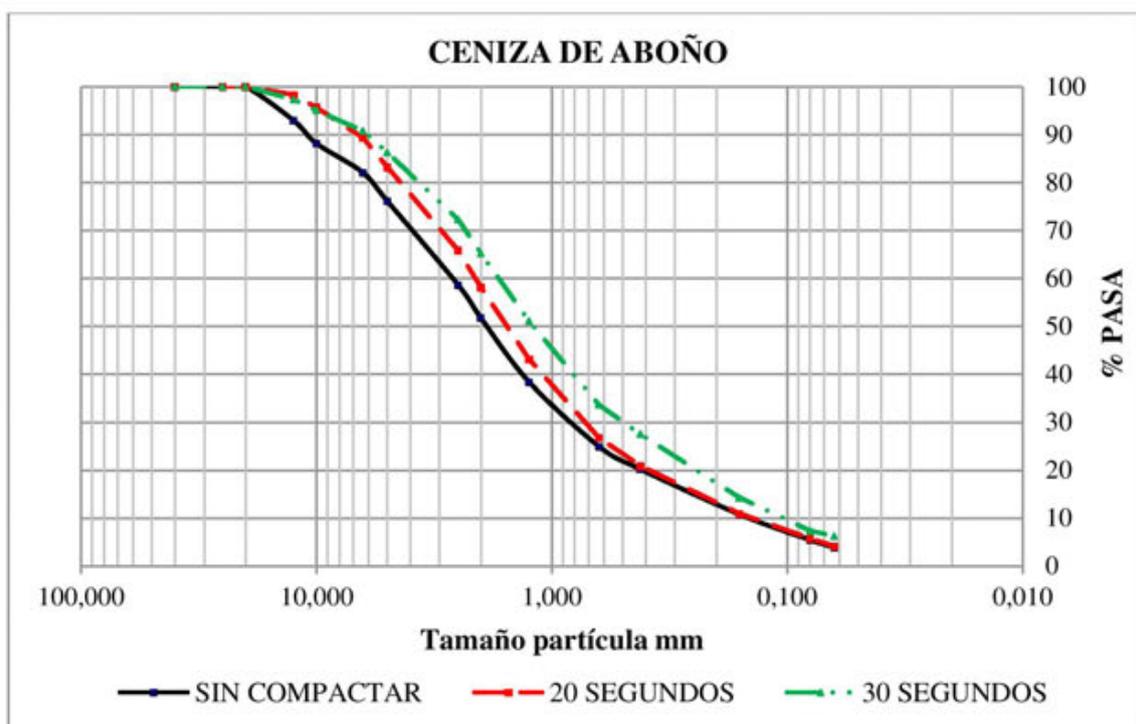


Figura 4-4. Granulometrías conjuntas comparativas de Aboño

La ceniza de Soto de Ribera presenta una menor influencia de la compactación sobre la granulometría inicial, mientras que la ceniza de Aboño varía de manera más marcada. La ceniza de Soto de Ribera mantiene prácticamente la granulometría constante, aumentando únicamente y en pequeña proporción el material que pasa por el tamiz 0,063 mm. La ceniza de Aboño presenta variaciones más importantes prácticamente en toda su granulometría, pero las partículas que pasan por el tamiz 0,063 mm apenas tienen variación. Las partículas más gruesas se fracturan y dividen en tamaños más pequeños aumentando la proporción de partículas menores.

Conviene recordar que la ceniza de Aboño posee partículas más gruesas que se degradan más bajo el efecto de la compactación.

4.4 ESTUDIO DE CAPACIDAD PORTANTE: ÍNDICE CBR

En general, el índice CBR es una exigencia habitual en cuanto a la necesidad de tener una buena superficie de apoyo del firme. Las capas más cercanas al tráfico, y en consecuencia las más solicitadas por este, son las que deberán desarrollar una mayor capacidad soporte dentro de la explanada o del firme.

La capacidad portante y por consiguiente el índice CBR dependen fundamentalmente de:

- El grado de compactación alcanzado (Energía de compactación).
- Contenido de humedad.

Para analizar el comportamiento, se han realizado diversos ensayos de determinación del índice CBR en laboratorio bajo diferentes condiciones de compactación y humedad.

Teniendo en cuenta el estudio de compactabilidad y la posibilidad de modificar fácilmente la energía de compactación se ha decidido utilizar el método de martillo vibrante de acuerdo a la norma NLT-310 ya que permite obtener un rango más amplio de densidades secas y facilita el trabajo en laboratorio debido a que variar los tiempos de compactación con este procedimiento es muy sencillo.

En la Tabla 4-1 se recogen las diferentes condiciones de ensayo llevadas a cabo para la determinación de la capacidad soporte en laboratorio para las muestras de Aboño y Soto de Ribera.

MUESTRA	PROCTOR REF	HUMEDAD (%)	TIEMPO (S)
Soto de Ribera	Martillo vibrante	0,5,10,15,20 y saturado	5,10,20,30
Aboño	Martillo vibrante	0,5,10,15,20 y saturado	5,10,20,30

Tabla 4-1. Condiciones de ensayos CBR.

4.4.1 ÍNDICE CBR COMPACTADO CON MARTILLO VIBRANTE

Se partió del material seco en laboratorio y se le añadieron los siguientes porcentajes de agua, 0, 5, 10, 15 y 20 %, procediendo a ser compactados durante 0, 5, 10, 20 y 30 segundos mediante martillo vibrante. Una vez compactados se saturaron en agua durante cuatro días y se determinó el índice CBR, obteniéndose los resultados que aparecen recogidos en las siguientes tablas:

• **Ceniza de Soto De Ribera**

	Energía	Humedad %	Densidad t/m ³	CBR	Hinchamiento %
	0	1,3	0,966	11	0,06
	Segundos	1,3	0,96	10	0,02
	5	0,7	1,092	53	0,1
	Segundos	0,6	1,105	55	0,02
0 %	10	0,7	1,135	56	0,17
Agua añadida	Segundos	0,7	1,128	55	0,23
	20	0,8	1,168	56	0,21
	Segundos	0,8	1,166	62	0,12
	30	0,7	1,143	68	0,11
	Segundos	0,7	1,15	77	0,19
	0	5	0,896	3	-0,07
	Segundos	4,8	0,89	3	-0,06
	5	4,6	1,068	47	0,03
	Segundos	4,7	1,06	41	0,01
5 %	10	5,2	1,128	42	0,04
Agua añadida	Segundos	5,4	1,103	47	0,06
	20	5	1,148	60	0,03
	Segundos	5	1,137	60	0,04
	30	5,1	1,14	66	0,04
	Segundos	5,1	1,138	70	0,06
	0	9,3	0,844	2	-0,08
	Segundos	9,7	0,833	1	-0,14
	5	9,7	1,076	35	0,08
	Segundos	9,7	1,066	37	0,02
10 %	10	9,5	1,067	43	0
Agua añadida	Segundos	9,8	1,075	51	0,02
	20	10	1,095	58	0,02
	Segundos	10,1	1,082	62	0,01
	30	9,8	1,088	63	0,06
	Segundos	10,1	1,082	58	0,03
	0	14,7	0,791	2	-0,08
	Segundos	14,6	0,799	1	-0,05
	5	14	1,023	36	0,06
	Segundos	14,6	1,014	38	0,02
15 %	10	15,5	1,047	41	0
Agua añadida	Segundos	14,4	1,058	43	0
	20	15,2	1,051	68	0,01
	Segundos	15,2	1,059	69	0,01
	30	15,1	1,072	67	0,02
	Segundos	15,1	1,053	73	0,03
	0	19,7	0,752	1	-0,04
	Segundos	19,6	0,805	1	-0,11
	5	18,9	1,023	28	0,02
	Segundos	19,4	0,997	38	-0,01
20 %	10	20,2	1,037	44	0
Agua añadida	Segundos	19,8	1,045	46	0
	20	20,6	1,053	53	-0,04
	Segundos	19,7	1,048	64	-0,02
	30	20,5	1,058	72	0,01
	Segundos	20,4	1,067	78	0,01

Tabla 4-2. Resultados ensayo CBR de la ceniza SR

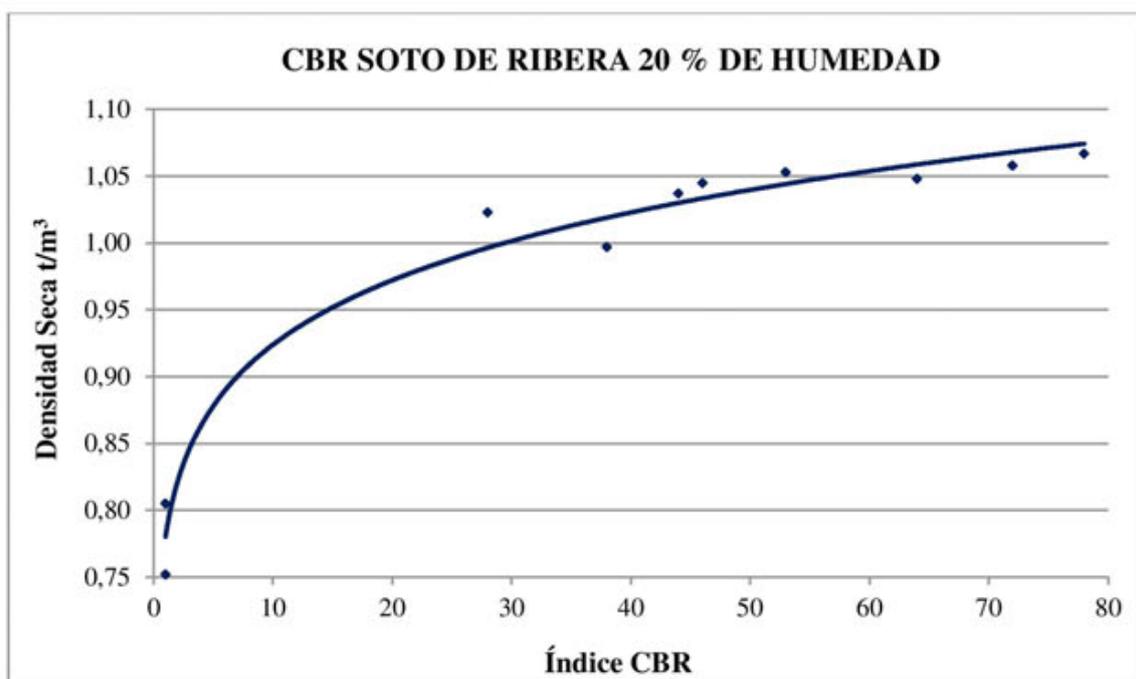


Figura 4-5. Densidad seca -CBR Soto de Ribera con H = 20 %

En la Figura 4-5y Tabla 4-2 se observa un salto en los valores de la densidad y de la capacidad portante entre los moldes no compactados y los compactados durante 5 segundos y para una humedad del 20 %. Los valores del índice CBR para este tiempo de compactación son superiores a 28 en todos los casos. Este comportamiento se repite para todos los porcentajes de agua empleados, los resultados correspondientes a otras humedades están recogidos en las Figuras A-1 hasta A-5 del Anexo: Resultados.

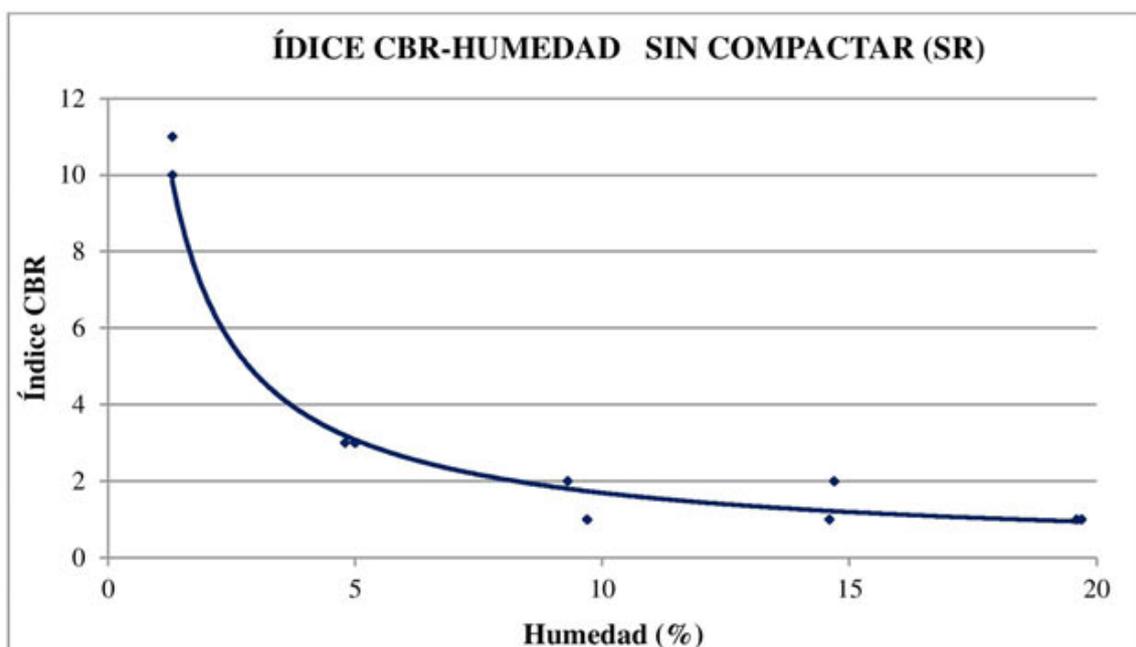


Figura 4-6. Índice CBR – Humedad, ceniza SR sin compactar

En la Tabla 4-2 se observa que sin haber compactado los moldes se consiguen un CBR aceptable, decreciendo este con el contenido de agua añadida. La influencia de la humedad sobre el índice CBR del material sin compactar aparece recogida en la Figura 4-6. Sin añadir agua, el valor del índice CBR es de 10 y con un 20 % de agua añadida el índice CBR es 1, indicar que en la Figura 4-6 el valor representado más bajo de humedad, del orden del 1 %, corresponde a la humedad del material almacenado en laboratorio. De acuerdo a la normativa española, este material podría ser empleado en coronación de terraplenes.

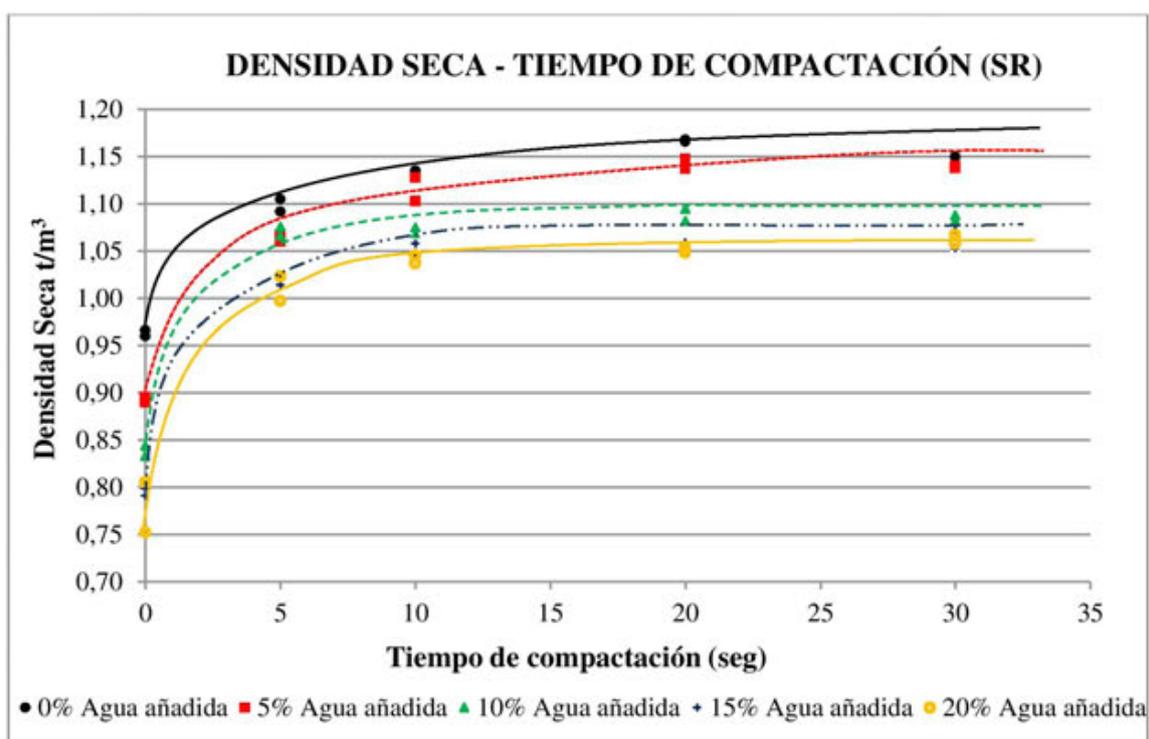


Figura 4-7. Densidad Seca – tiempo de compactación. Ceniza de Soto de Ribera

En la Figura 4-7 se representa la variación de la densidad seca con el tiempo de compactación y la humedad de las probetas. En esta gráfica se aprecia que el mayor incremento de la densidad se produce durante 5 primeros segundos, para todos los contenidos de humedad. Para valores de tiempo de compactación superiores a 10 segundos la densidad seca permanece prácticamente constante.

El incremento de la humedad se traduce en una reducción de la densidad seca alcanzada, siendo los ajustes de los valores prácticamente paralelos entre sí. Obteniéndose los valores más altos de las densidades en las probetas fabricadas con la humedad natural de almacenamiento (1,3 %).

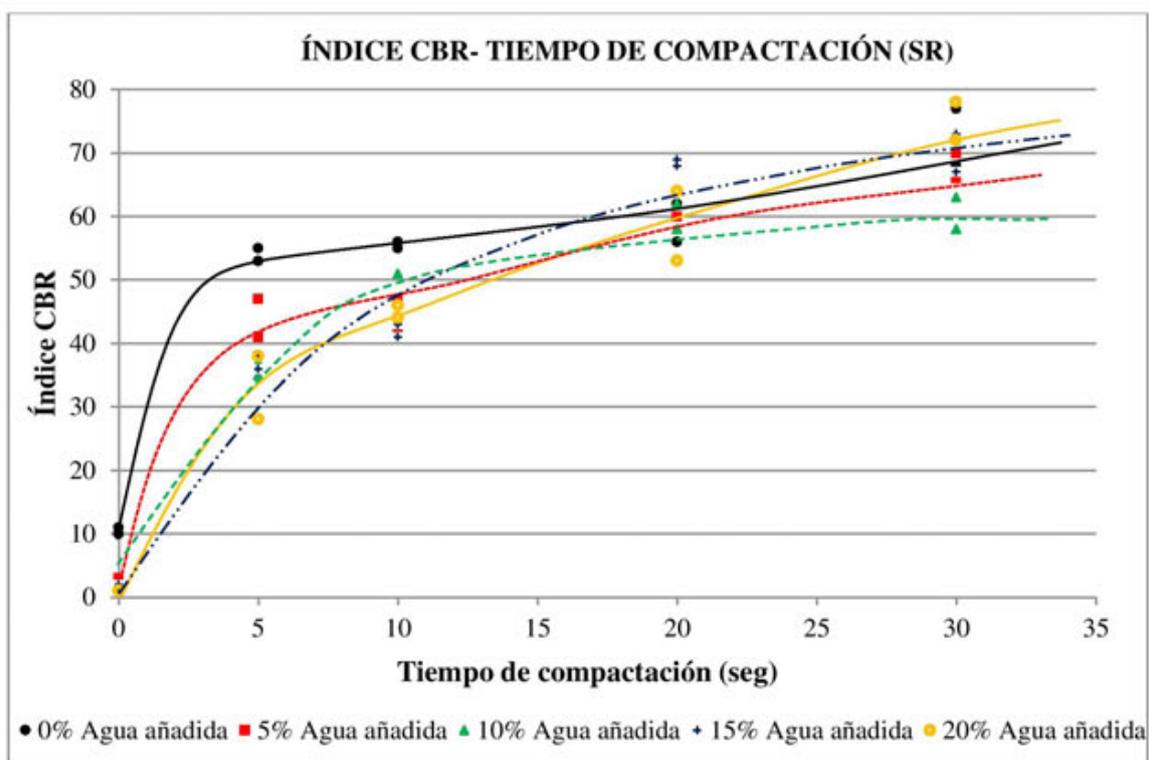


Figura 4-8. Índice CBR – tiempo de compactación. Ceniza de Soto de Ribera

En la Figura 4-8 se puede observar la influencia que tienen el tiempo de compactación y la humedad sobre la capacidad portante de la ceniza SR.

El material sin compactar permite obtener índices CBR incluso de diez cuando no se añade agua. A medida que se incrementa la humedad la capacidad portante tiende a disminuir. Para un 20 % de agua se puede considerar que el material no posee capacidad portante.

A partir de cinco segundos de compactación, aunque el rango de variación de los valores del CBR con la humedad sea mayor, hay que destacar que siempre se consiguen valores superiores a 28.

La tendencia general es un incremento de la capacidad portante con el tiempo de compactación, variando la pendiente de esta relación en función de la humedad de las probetas. El efecto de la humedad en la capacidad portante es mayor para bajas energías de compactación. En este caso se aprecia para tiempos compactación de hasta 10 segundos. A partir de este valor, la influencia de la humedad en índice CBR es mucho más pequeña

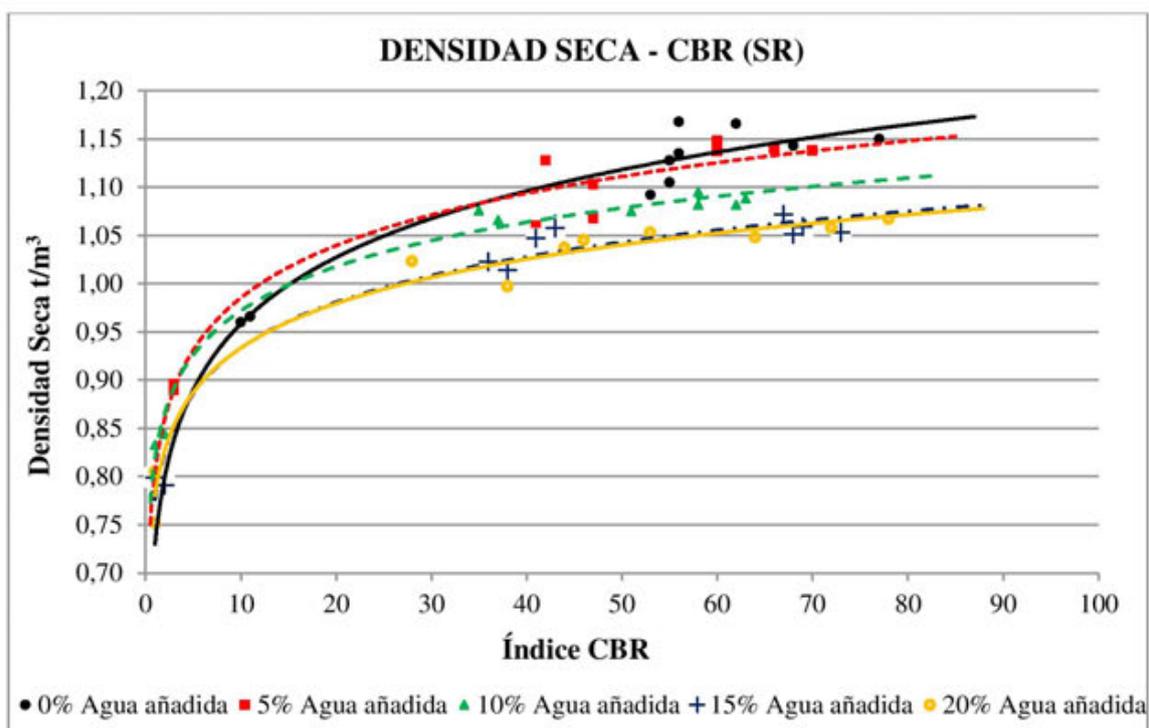


Figura 4-9. Densidad Seca – CBR. Ceniza de Soto de Ribera

En la Figura 4-9 se presenta la relación densidad seca – índice CBR para diferentes porcentajes de agua añadida de la ceniza de Soto de Ribera. En ella se aprecia que para valores bajos de densidad seca, la capacidad portante apenas varía, obteniéndose valores del índice CBR inferiores a 10 para densidades inferiores a 1 t/m³. Estos valores corresponden a las probetas ensayadas sin compactar.

En las probetas compactadas, una pequeña variación en la densidad seca genera variaciones notables en el índice CBR, observándose una relación cuasi-lineal para valores de densidad seca superiores a 1 t/m³. Además, para estos valores se aprecia una influencia entre la humedad de las probetas y la relación densidad seca-CBR, a medida que se incrementa la humedad, la densidad seca necesaria para alcanzar un mismo CBR es menor. Se aprecia además como en los valores más altos del índice CBR, las probetas con el 15 % y 20 % de humedad poseen un CBR superior para una misma densidad seca, siendo el mismo comportamiento que se observa en la Figura 4-8.

Cabe destacar que para densidades superiores a 1 t/m³ la capacidad portante del material se puede considerar excelente, obteniendo un índice CBR que oscila desde 30 hasta 80. Los valores de hinchamiento obtenidos para esta ceniza se consideran despreciables (Tabla 4-2).

• **Ceniza de Aboño**

	Energía	Humedad %	Densidad t/m ³	CBR	Hinchamiento %
	0	0,4	1,128	9	-0,03
	Segundos	0,4	1,125	9	-0,01
	5	0,5	1,325	56	-0,05
	Segundos	0,6	1,342	61	-0,04
0 %	10	0,4	1,357	76	0,02
<u>Agua añadida</u>	Segundos	0,4	1,371	84	0
	20	0,4	1,381	77	-0,01
	Segundos	0,3	1,384	78	-0,04
	30	0,4	1,41	111	-0,02
	Segundos	0,5	1,427	105	-0,02
	0	4,9	1,034	3	-0,03
	Segundos	4,9	1,048	3	-0,02
	5	4,8	1,3	46	-0,06
	Segundos	4,8	1,302	48	-0,06
5 %	10	4,9	1,327	68	-0,06
<u>Agua añadida</u>	Segundos	4,8	1,329	63	-0,02
	20	5,1	1,342	88	-0,02
	Segundos	5,2	1,334	87	0
	30	4,8	1,381	91	-0,03
	Segundos	5,2	1,366	79	-0,02
	0	10	0,982	2	-0,29
	Segundos	9,7	1,013	2	-0,43
	5	9,8	1,279	44	-0,04
	Segundos	9,3	1,255	43	-0,02
10 %	10	10,1	1,3	59	-0,02
<u>Agua añadida</u>	Segundos	9,9	1,29	66	-0,07
	20	9,6	1,33	83	-0,03
	Segundos	10,1	1,319	74	-0,04
	30	9,7	1,335	91	-0,03
	Segundos	10,2	1,335	95	-0,02
	0	14,7	0,951	2	-0,65
	Segundos	14,1	0,957	2	-0,04
	5	14,4	1,265	52	0
	Segundos	14,6	1,255	48	-0,03
15 %	10	14,4	1,306	73	0
<u>Agua añadida</u>	Segundos	14,4	1,308	67	0,02
	20	14,8	1,335	88	-0,01
	Segundos	14,7	1,318	84	-0,01
	30	14,8	1,364	105	-0,02
	Segundos	15,3	1,326	105	-0,09
	0	19,3	0,971	2	-0,45
	Segundos	19,2	0,981	2	-0,44
	5	19,4	1,273	53	0
	Segundos	19,4	1,28	54	0
20 %	10	19,4	1,322	74	-0,02
<u>Agua añadida</u>	Segundos	19,7	1,296	69	0,02
	20	19,7	1,348	94	0,02
	Segundos	19,7	1,369	102	0,11
	30	19,8	1,391	116	-0,03
	Segundos	19,6	1,36	106	-0,02

Tabla 4-3. Resultados ensayo CBR de la ceniza AB

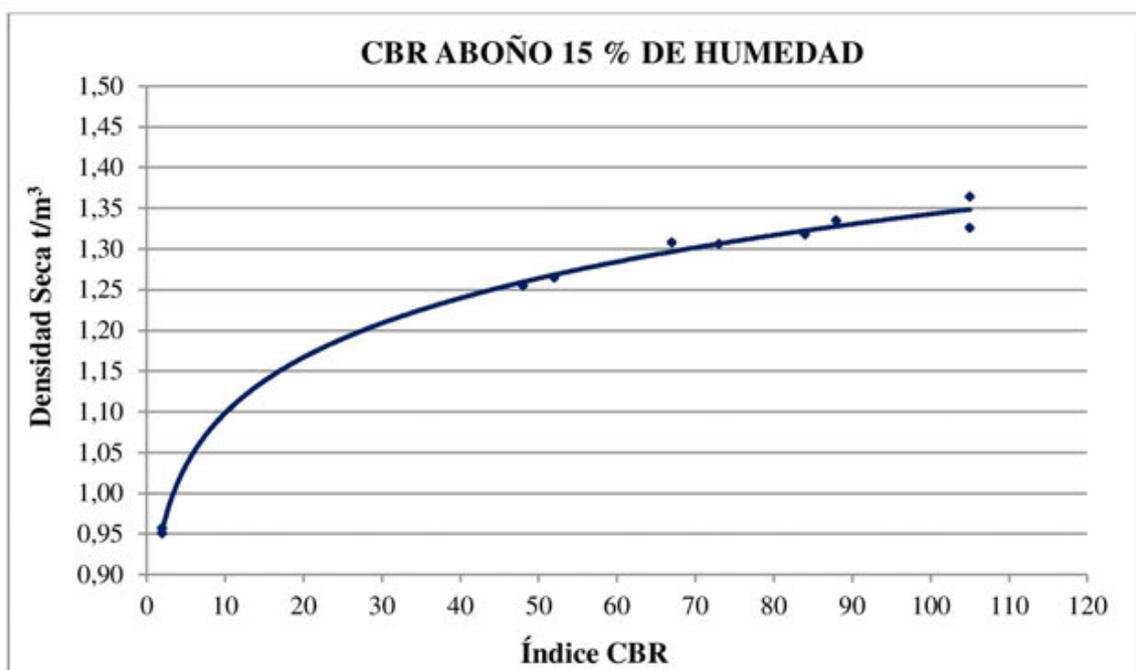


Figura 4-10. Densidad seca -CBR de Aboño con H = 15 %.

Al igual que sucede con la ceniza de Soto de Ribera se ve un salto en la densidad y la capacidad portante entre los moldes compactados y los no compactados. En la Figura 4-10 correspondiente a un 15 % de agua añadida y se aprecia claramente este efecto, para valores de densidades superiores a 1,2 t/m³ obtenidos para un tiempo de compactación de 5 segundos, se obtiene valores del índice CBR superiores a 40. Este mismo comportamiento tiene lugar para todos los porcentajes de agua añadida, siendo representados en las Figuras A-6 hasta A-10 del Anexo: Resultados.

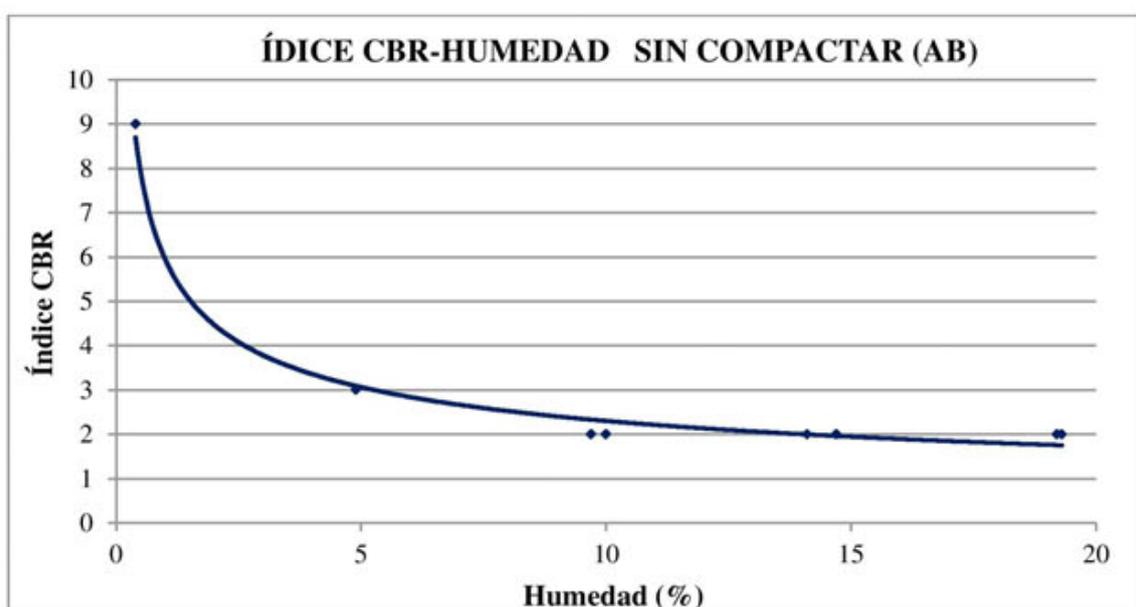


Figura 4-11. Índice CBR – Humedad, ceniza AB sin compactar.

En la Figura 4-11 se observa que cuando no se compacta la ceniza de Aboño, únicamente se consigue un CBR aceptable para la humedad natural de almacenamiento (0,5 %). Con humedades superiores al 10 % el CBR se mantiene constante con un índice de 2.

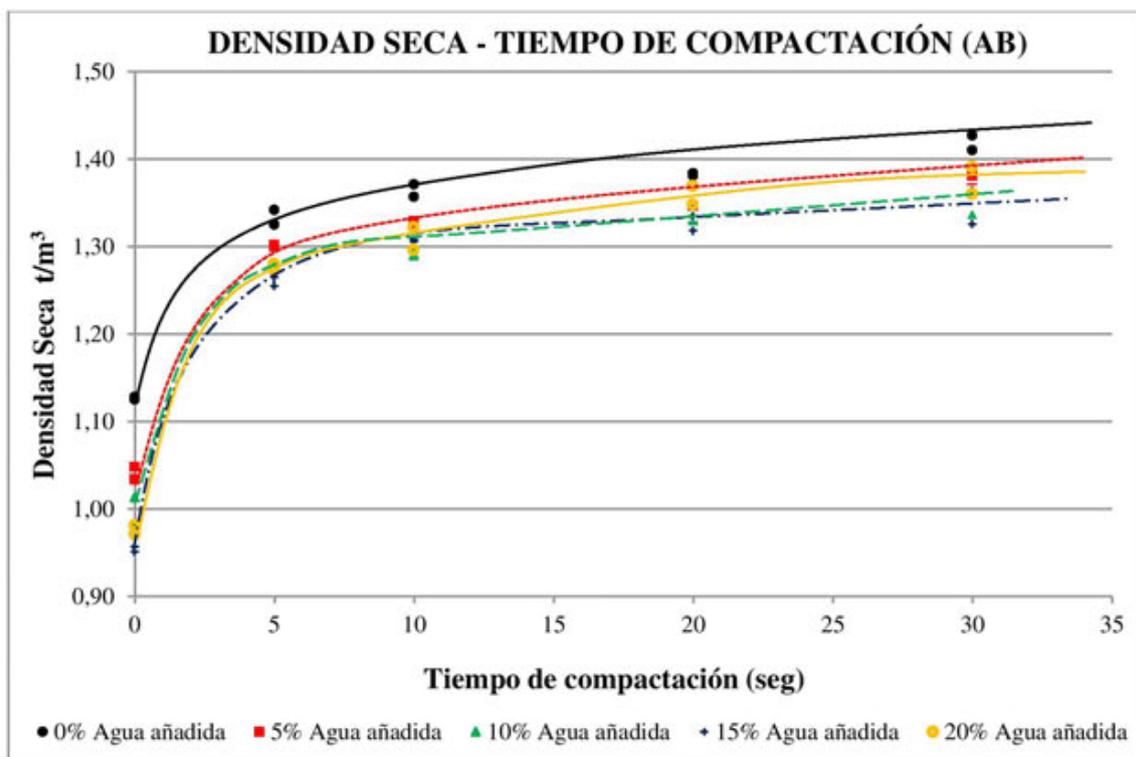


Figura 4-12. Densidad Seca – tiempo de compactación. Ceniza de Aboño

En la Figura 4-12 se representa la variación de la densidad seca con el tiempo de compactación y la humedad de las probetas de la ceniza de Aboño. En esta gráfica se aprecia el incremento importante de la densidad seca entre las probetas sin compactar y las compactadas durante 5 segundos. Para valores de tiempo de compactación superiores a 10 segundos la relación densidad seca-tiempo de compactación es lineal, con pendiente ligeramente positiva.

El incremento de la humedad en las probetas se traduce en una reducción de la densidad seca alcanzada, siendo los ajustes prácticamente paralelos entre sí. Los valores más altos de las densidades se dan en las probetas fabricadas con la humedad natural de almacenamiento (0,5 %)

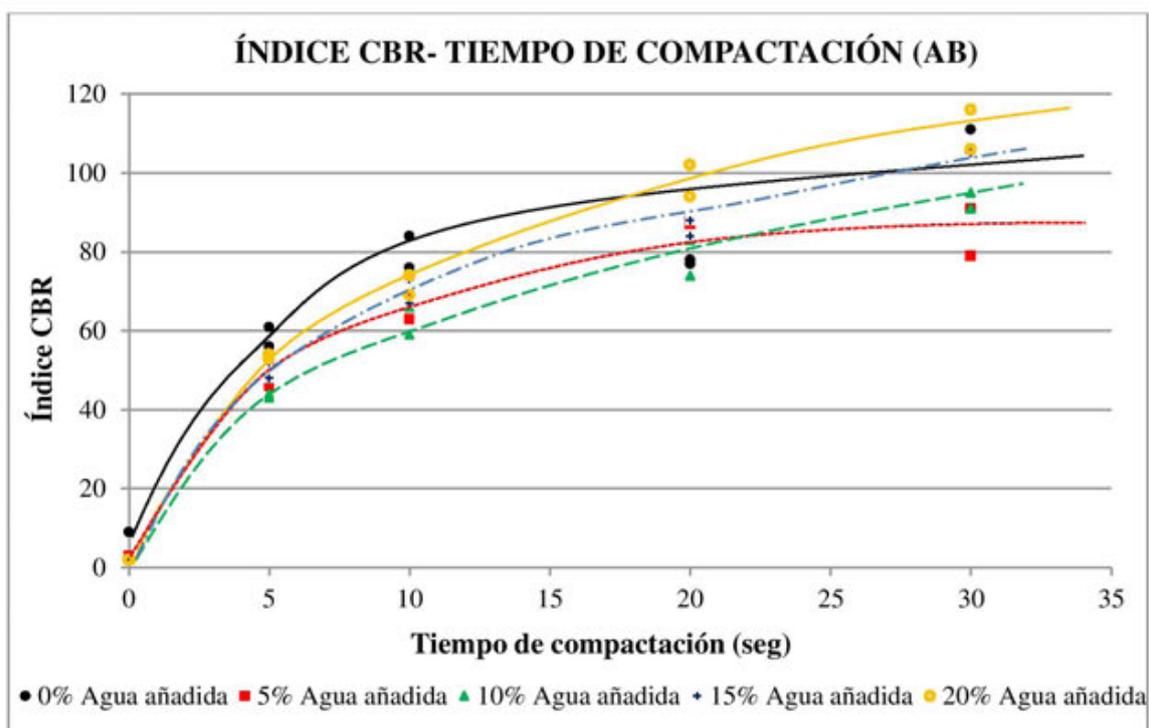


Figura 4-13. Índice CBR – tiempo de compactación. Ceniza de Aboño

En la Figura 4-8 se presenta la relación índice CBR-tiempo de compactación y su variación con la humedad de las probetas. La tendencia general es un incremento de la capacidad portante con el tiempo de compactación, variando la pendiente de esta relación en función de la humedad de las probetas.

El índice CBR está más influenciado por el tiempo de compactación que por la humedad, principalmente para tiempos bajos de compactación. Las dispersiones en el índice CBR para las diferentes humedades, se incrementan a medida que aumenta el tiempo de compactación. Para cinco segundos de compactación, el índice CBR varía del orden de 20 unidades dentro del rango de humedades empleadas, mientras que para un tiempo de compactación de 30 segundos, la diferencia de CBR es de 40 unidades.

Cabe destacar que para todas las humedades y con tiempos de compactación superiores a cinco segundos, se consiguen valores muy altos de capacidad portante (índice CBR superior a 40).

Es importante reseñar la influencia de la humedad de las probetas en los valores del índice CBR, observándose como para tiempos de compactación inferiores a 10 segundos, el incremento de la humedad genera reducciones en la capacidad portante con respecto a las probetas sin agua añadida. Esta tendencia se modifica para tiempos de

compactación superiores a 20 segundos, alcanzándose los valores más altos de CBR con un porcentaje de agua añadida del 20 %, pero esto sucede para valores de CBR superiores a 70.

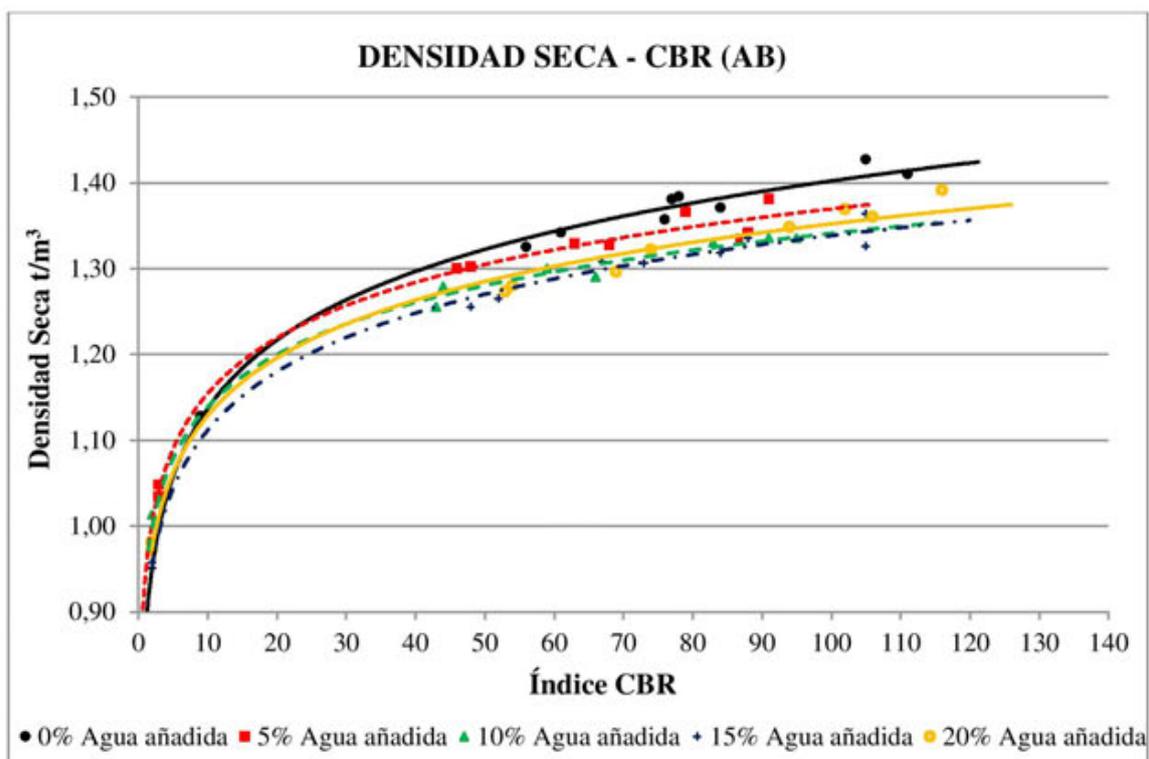


Figura 4-14. Densidad Seca – CBR. Ceniza de Aboño

En la Figura 4-14 se presenta la relación densidad seca – índice CBR para diferentes porcentajes de agua añadida de la ceniza de Aboño. Las curvas correspondientes a diferentes humedades prácticamente coinciden, por lo que el CBR depende fundamentalmente de la densidad alcanzada y no de la humedad de fabricación.

Se aprecia que para valores bajos de densidad seca, la capacidad portante apenas varía, obteniéndose valores del índice CBR inferiores a 10. Los valores de un CBR de 20 se alcanzan para densidades de 1,2 t/m³ y con densidades superiores a 1,3 t/m³ en todos los casos se supera un CBR de 50.

En las probetas compactadas, una pequeña oscilación en la densidad seca genera variaciones notables en el índice CBR, observándose una relación cuasi-lineal para valores de densidad seca superiores a 1,20 t/m³. Además, para estos valores se aprecia una influencia entre la humedad de las probetas y la relación densidad seca-CBR, a

medida que se incrementa la humedad, la densidad seca necesaria para alcanzar un mismo CBR es menor.

Los valores de hinchamiento obtenidos para esta ceniza se consideran despreciables (Tabla 4-2).

4.4.1.1 COMPARACIÓN DE CAPACIDAD PORTANTE DE LAS DOS CENIZAS

A continuación se comparan los resultados obtenidos de las dos cenizas estudiadas.

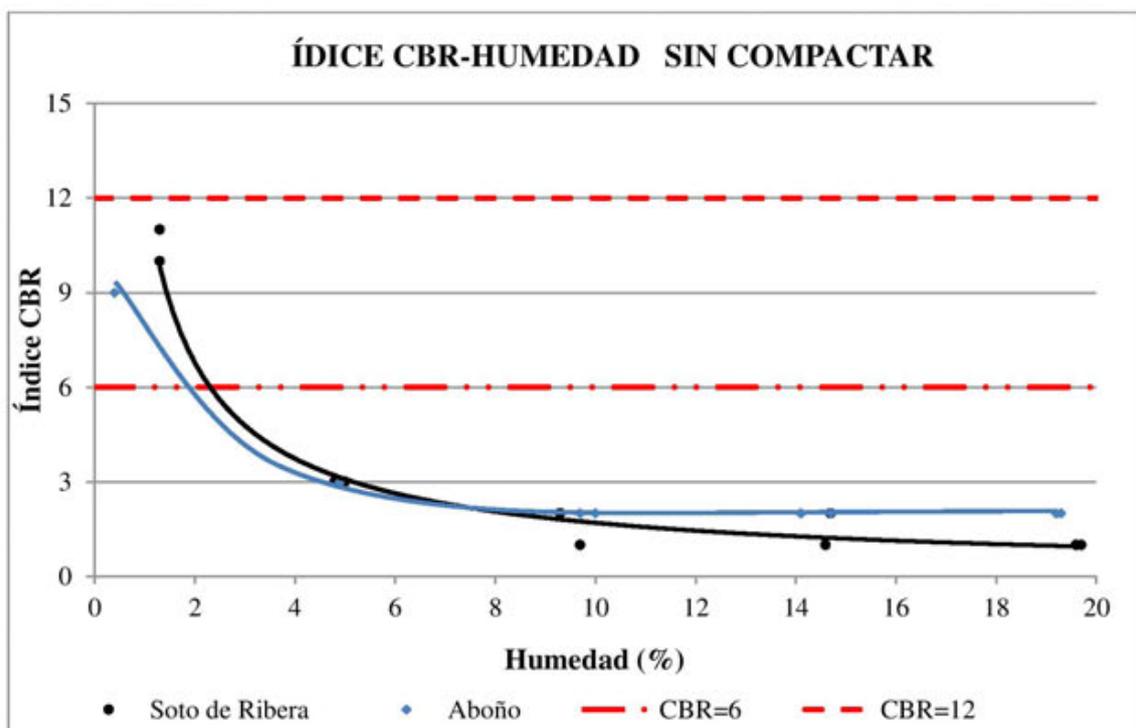


Figura 4-15. Humedad-CBR sin compactar

En la Figura 4-15 aparece representada la influencia de la humedad en el índice CBR de las probetas sin compactar. El comportamiento de ambas cenizas es muy similar, presentando mayor capacidad portante para porcentajes bajos de humedad (inferiores al 2%), alcanzando valores de CBR igual a 11 la ceniza de SR y de 9 la ceniza AB.

Sin ser compactadas y sin aportación de agua, ambas cenizas presentan un CBR superior a 6. Según las especificaciones españolas, es posible su empleo en coronación de terraplenes.

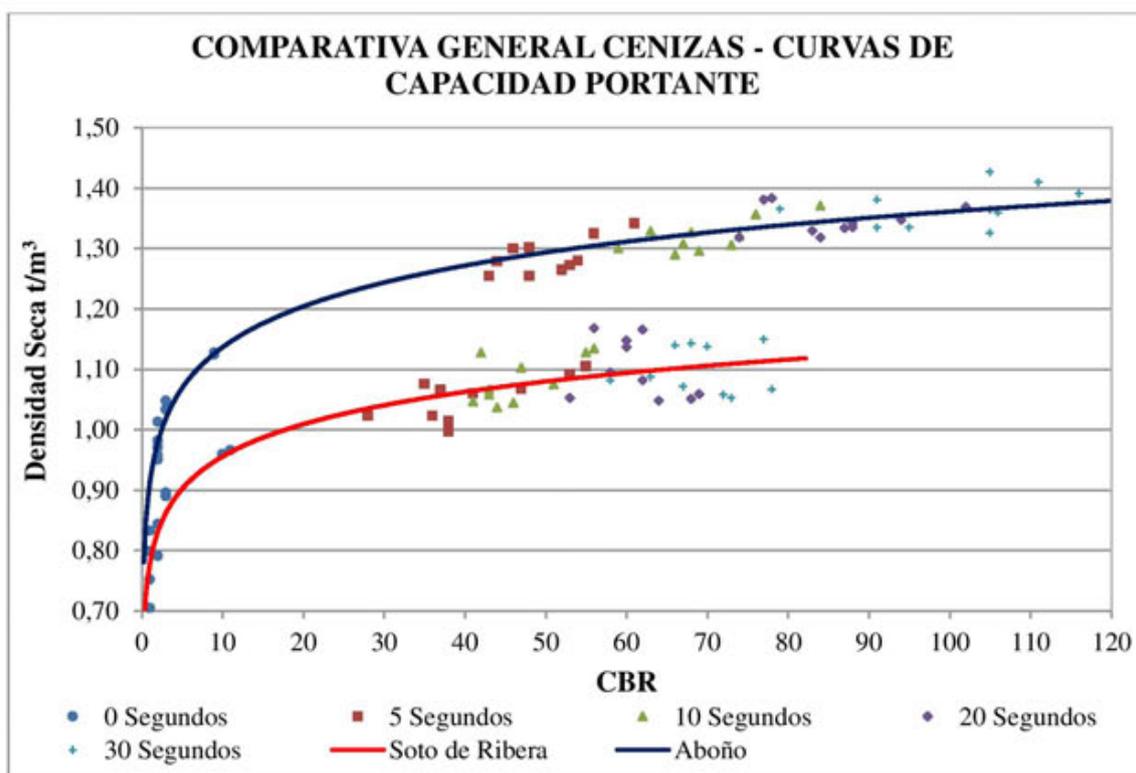


Figura 4-16. Comparativa Densidad seca-CBR

En la Figura 4-16 se observa que el comportamiento de ambas cenizas es semejante, teniendo ambas la misma pendiente de variación a partir de un CBR de 30. La tendencia global es un aumento de la capacidad portante y de la densidad seca a medida que el material se densifica por compactación.

La ceniza procedente de Aboño es comparativamente la que presenta mayor capacidad portante y mayores densidades, fundamentalmente debido a su mayor peso específico.

Debido a la diferencia existente en el peso específico de ambas cenizas, es más interesante representar los valores de los CBR en función de la energía de compactación. En la Figura 4-17 se muestra la tendencia en ambas cenizas.

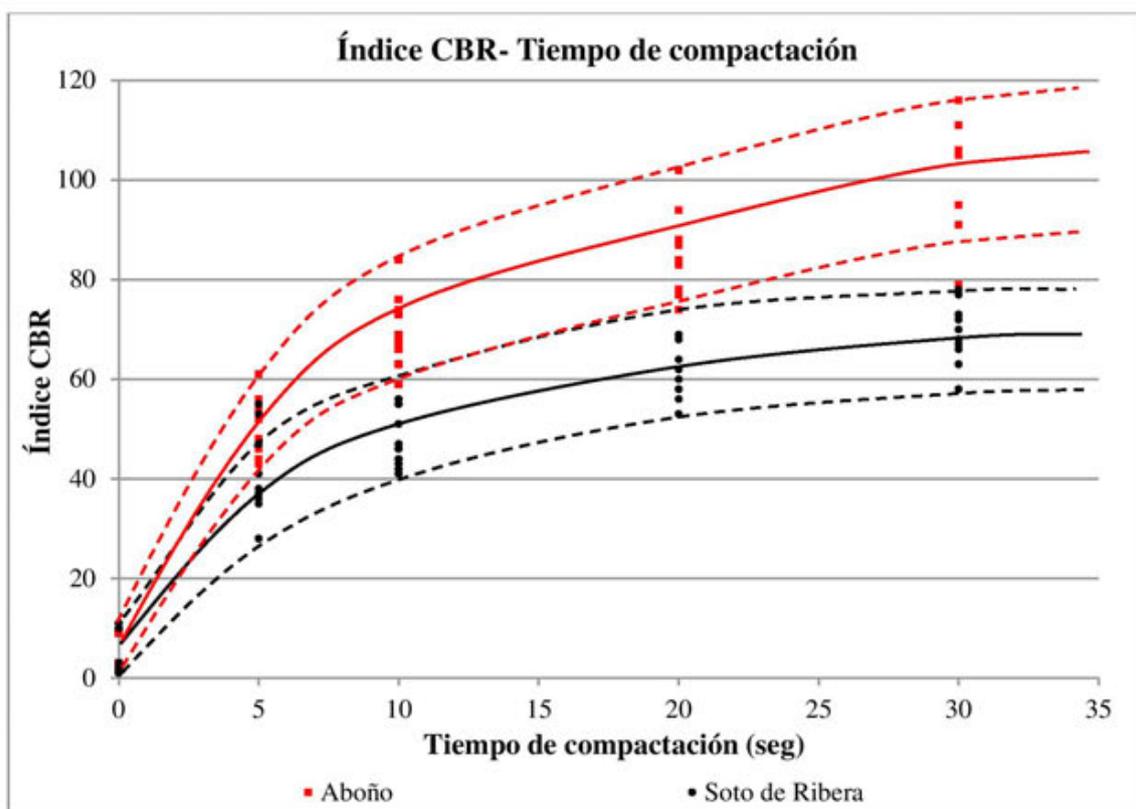


Figura 4-17. Comparativa tiempo de compactación-CBR

Para todos los tiempos de compactación los valores de capacidad portante correspondientes a la ceniza de Aboño son superiores que los de la ceniza de Soto de Ribera. En ambas cenizas se alcanza al menos un CBR de 40 con 10 segundos de compactación.

A partir de los ensayos realizados se observa como la capacidad portante desarrollada por ambas cenizas en laboratorio, teniendo en cuenta las especificaciones recogidas en el pliego general de carreteras, puede considerarse muy alta. Incluso con poca energía de compactación, los resultados obtenidos son válidos para construcción de terraplenes con una capacidad portante muy alta.

4.4.2 ÍNDICE CBR CON HUMEDAD DE SATURACIÓN

Las partículas de los materiales granulares tienden a recolocarse bajo el efecto de los compactadores vibratorios, introduciéndose las partículas más finas entre los huecos y poros de las mayores. Este efecto se produce cuando las partículas tienen cierta humedad ya que, la tensión capilar entre estas desaparece favoreciendo la compactación y con ello la densificación.

Atendiendo a la naturaleza granular del material, se optó por la realización de una nueva serie CBR compactando las muestras previamente saturadas. Para ello se sumergieron los moldes con el material durante 24 horas para alcanzar la saturación teórica de las muestras.

Una vez saturadas se procedió a la compactación de los moldes en una sola tongada con martillo vibrante para diferentes tiempos de compactación. Por último se determinó el índice CBR de cada una de las muestras. Los resultados obtenidos se encuentran recogidos en la Tabla 4-4:

	Humedad %	Densidad t/m ³	CBR	Tiempo
SOTO DE RIBERA	35,2	1,039	32	7,5
	36,9	1,033	32	Segundos
	36,2	1,023	43	15
	35,0	1,024	35	Segundos
	33,7	1,056	29	22,5
	33,2	1,069	32	Segundos
	34,7	1,044	42	30
	35,3	1,008	38	Segundos
	35,8	0,977	35	37,5
	33,1	1,122	41	Segundos
ABOÑO	27,5	1,248	45	7,5
	28,1	1,218	32	Segundos
	27,7	1,246	48	15
	30,5	1,165	38	Segundos
	26,4	1,273	52	22,5
	24,8	1,22	45	Segundos
	26,4	1,276	54	30
	25,0	1,293	54	Segundos
	24,6	1,282	35	37,5
	25,0	1,233	46	Segundos

Tabla 4-4. Resultados con humedad de saturación

A pesar de considerarse la condición de saturación como pésima, la capacidad portante desarrollada por las cenizas compactadas con esta humedad continúa siendo alta, alcanzándose valores de CBR muy elevados, superiores a 28 en todas las probetas compactadas (Tabla 4-4).

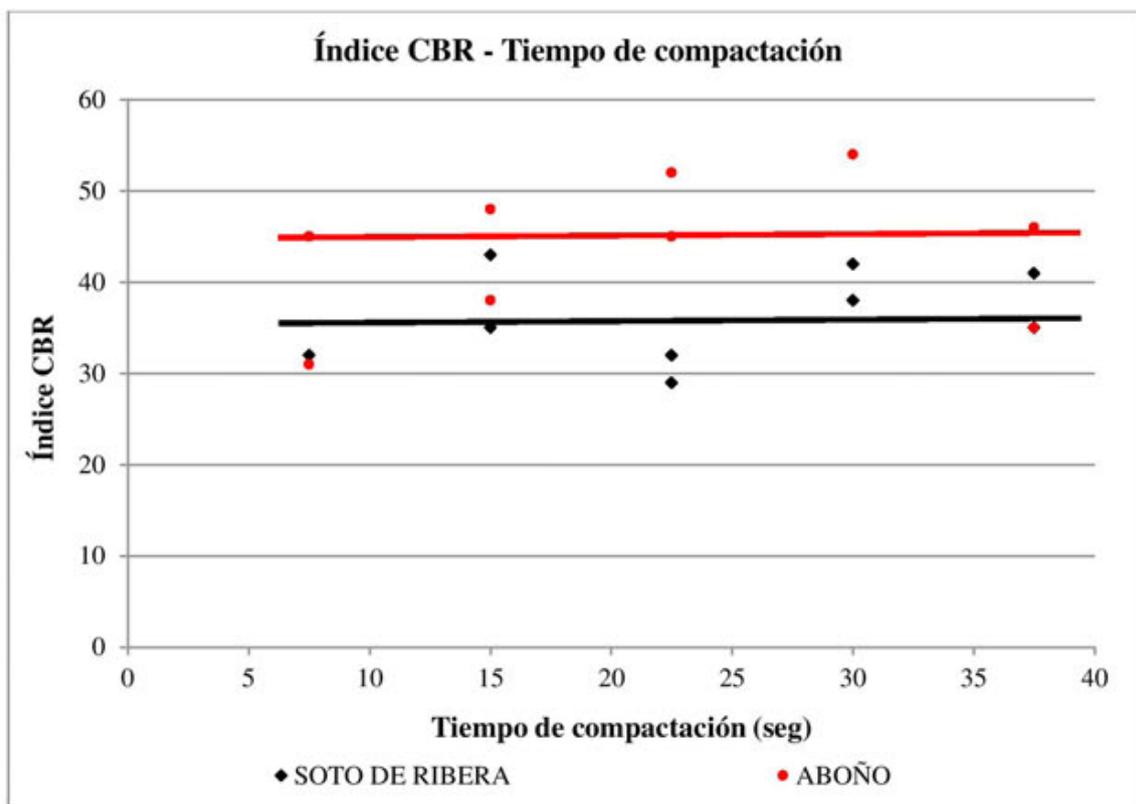


Figura 4-18. Índice CBR-Tiempo de compactación probetas saturadas

En la Figura 4-18 se representan los valores del índice CBR de las probetas previamente saturadas en función de la energía de compactación aplicada. Los resultados indican que a partir de un determinado valor, en este caso 7,5 segundos, el valor del CBR es prácticamente constante. No obstante la capacidad de la ceniza de Aboño es ligeramente superior.

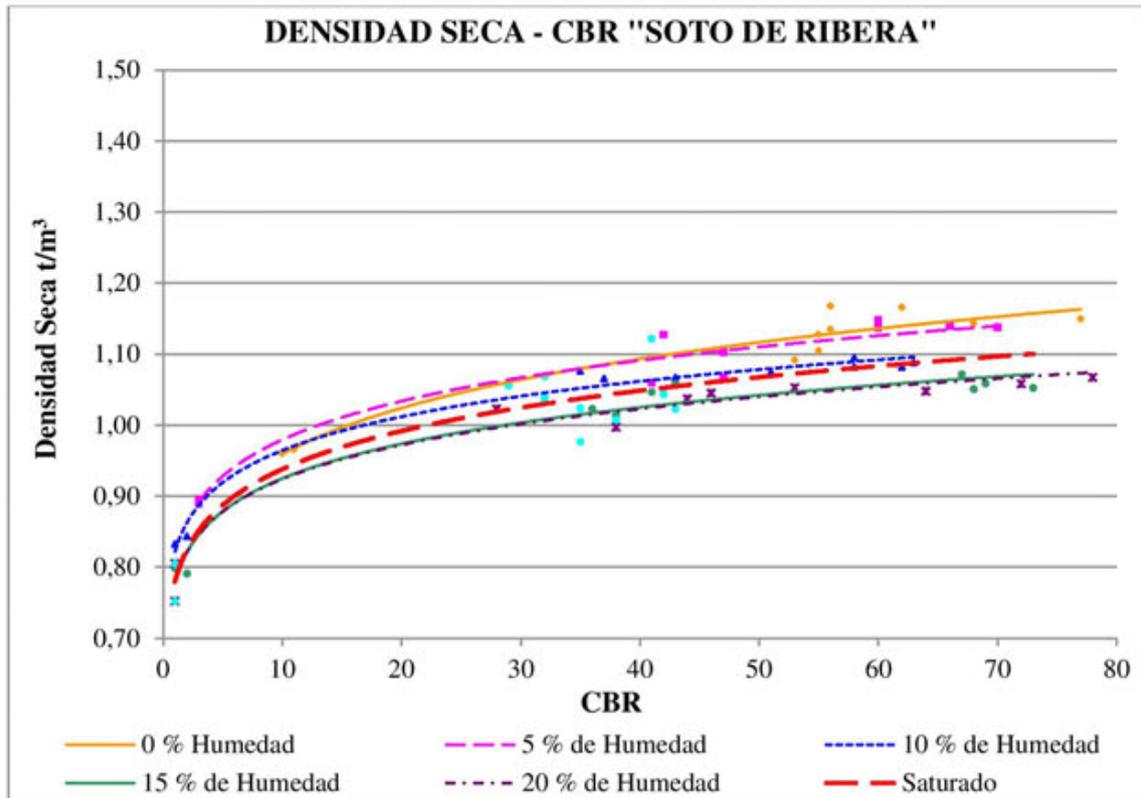


Figura 4-19. Densidad seca-CBR de la ceniza de SR para cada % de humedad.

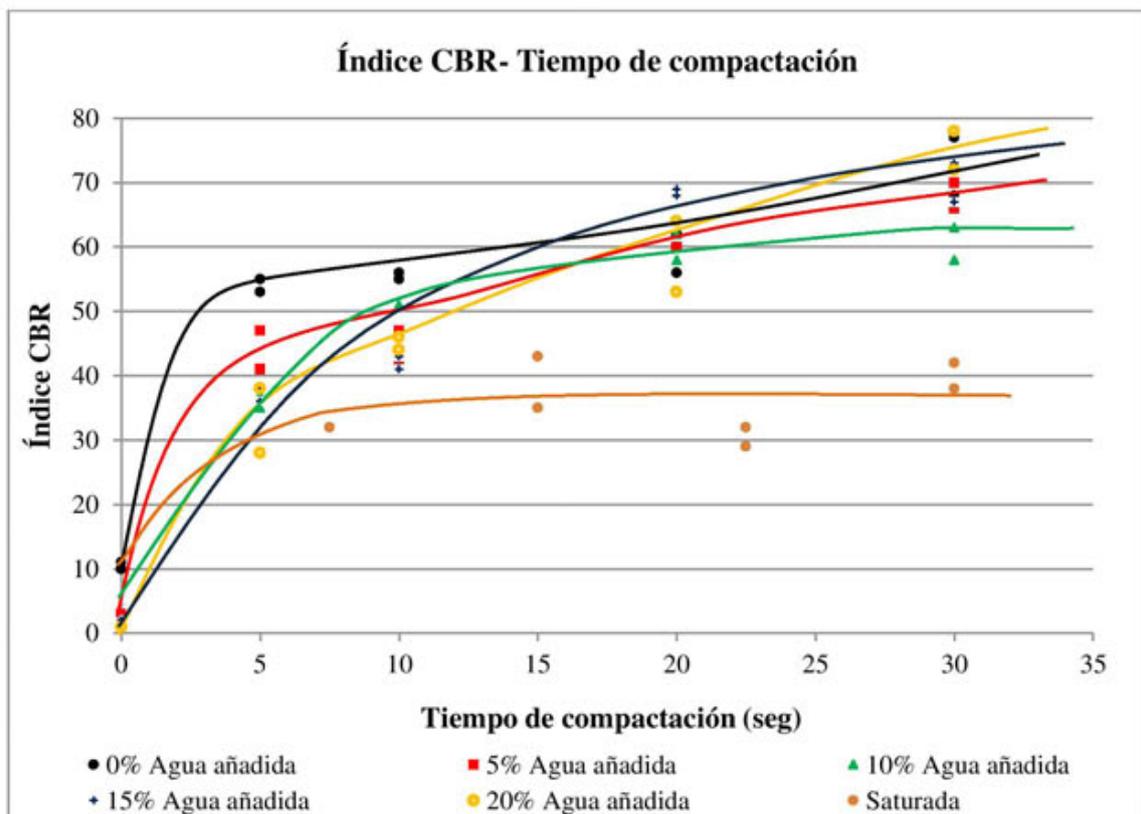


Figura 4-20. Índice CBR – Tiempo de compactación ceniza de SR.

En la Figura 4-20 se representan la influencia de la energía de compactación y la humedad en el índice CBR de la ceniza de Soto de Ribera. Se aprecia que la capacidad portante de la ceniza previamente saturada permanece prácticamente constante para valores superiores a 10 segundos de compactación.

Los valores del índice CBR de las probetas previamente saturadas son del orden de la mitad de las correspondientes a humedades inferiores al 20 %.

Cabe destacar que los valores del índice CBR obtenidos para todas las probetas son superiores a 30 para tiempos de compactación mayores de 7,5 segundos.

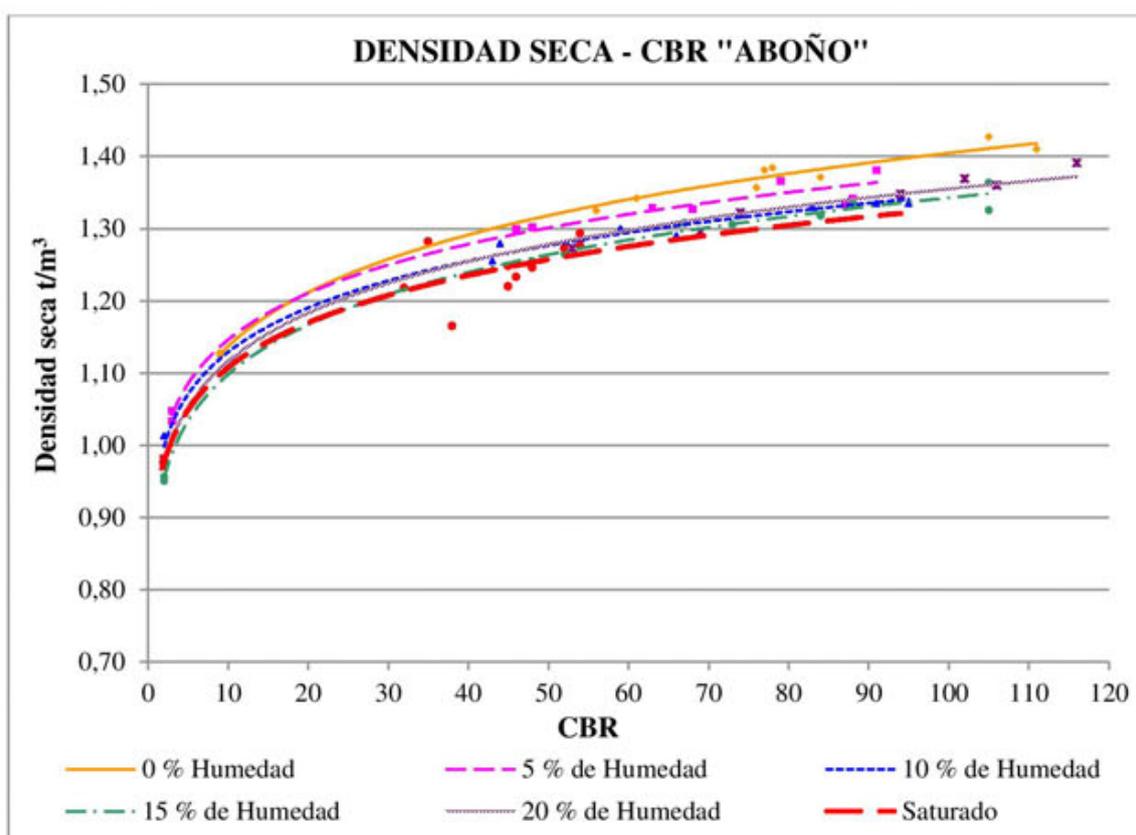


Figura 4-21. Densidad seca-CBR de la ceniza de AB para cada % de humedad

En la Figura 4-21 se representan las curvas que relacionan densidad e Índice CBR de la ceniza de Aboño, para diferentes humedades de fabricación. La máxima densidad seca que se puede obtener, para un CBR determinado, la proporciona la humedad de compactación del 0 %, al igual que en la ceniza de Soto de Ribera.

Tiene más interés representar la influencia de la energía de compactación en la capacidad portante.

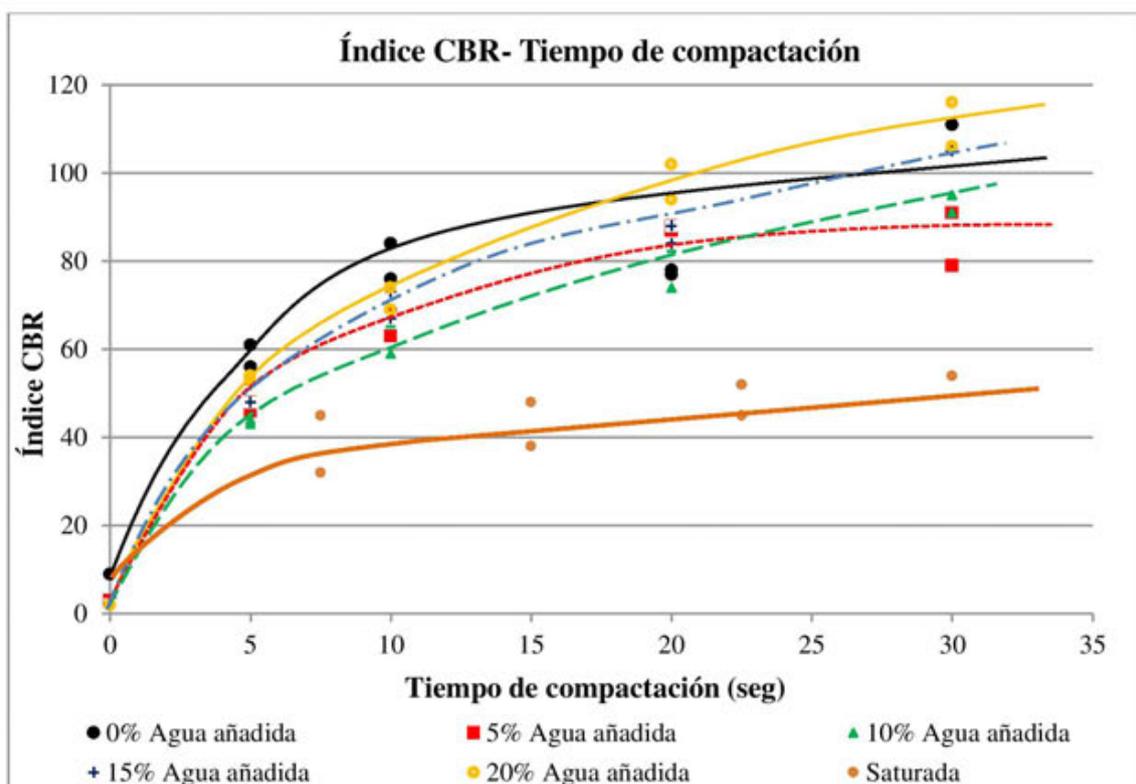


Figura 4-22. Índice CBR – Tiempo de compactación ceniza de Aboño

En la Figura 4-22 se representan la influencia de la energía de compactación y la humedad en el índice CBR de la ceniza de Aboño. A diferencia de la ceniza de Soto de Ribera, se aprecia un ligero crecimiento de la capacidad portante de las probetas previamente saturadas con el tiempo de compactación.

Los valores del CBR, de las probetas previamente saturadas son claramente inferiores a las fabricadas con menores humedades. No obstante hay que destacar que para tiempos superiores a 7,5 segundos prácticamente se consiguen valores de CBR superiores a 40.

Se puede establecer unos valores óptimos de humedad en cuanto a capacidad portante para cada ceniza, es decir, el valor de la humedad de compactación con el que se consigue la máxima capacidad portante y la mayor densidad.

Para la ceniza de Soto de Ribera, la humedad óptima de compactación se sitúa en torno al 0 % de humedad. Esta humedad es la que proporciona la máxima combinación posible de densidad seca-CBR ($1,150 \text{ t/m}^3$ -CBR 77). Sin embargo, para densidades menores de 1 t/m^3 , la humedad que proporciona el mayor CBR está comprendida entre el 15 % - 20 %.

Para la ceniza de Aboño, el óptimo de humedad con el que se obtiene la máxima combinación densidad seca-CBR continua siendo el 0 % de humedad, con dos puntos máximos densidad seca-CBR de: (1,410 t/m³-CBR 111) y (1,427 t/m³-CBR 105).

Además de los valores de capacidad portante, en este apartado se analiza la absorción que presenta el material una vez compactado. Estos siguen una tendencia decreciente a medida que aumenta el tiempo de compactación, hasta un cierto valor de la misma.

Este comportamiento es lógico, dado que el porcentaje de huecos entre partículas se reduce hasta un determinado porcentaje produciendo la densificación del material. Esta densificación tiene lugar en los primeros 10 segundos de compactación a partir de la cual se mantiene constante dependiendo únicamente de contenido de humedad de fabricación.

Para un mismo tiempo de compactación, a mayor humedad inicial del ensayo, la absorción es menor. Como se observa en las gráficas (Figura 4-23 y Figura 4-24), las curvas de absorción son paralelas para cada porcentaje de humedad, y las absorciones del material tras la compactación no superan en ningún caso más del 6 %, lo que indica el bajo porcentaje de huecos entre partículas de las cenizas tras la compactación.

Conviene destacar el comportamiento de las probetas saturadas, en las que la absorción final es del 0 %. No obstante, durante este proceso se ha observado una variación de la humedad de las probetas, se parte de una humedad del 0 %, se saturan las probetas, se extraen para su compactación y posteriormente se sumergen para obtener el índice CBR. Durante el proceso de compactación la humedad se reduce del orden de seis puntos en la ceniza de Aboño y nueve puntos en la ceniza de Soto de Ribera. También se ha comprobado que las probetas tras su compactación y después de permanecer cuatro días sumergidas mantenían la humedad tras compactación.

Se observa como la absorción total de la ceniza de Soto de Ribera es ligeramente superior a la ceniza de Aboño. Como se ha demostrado en el ensayo granulométrico, esta ceniza presenta un tamaño de grano mayor, y por lo tanto, sufre una mayor fragmentación de las partículas más grandes, rellenando un mayor porcentaje de huecos.

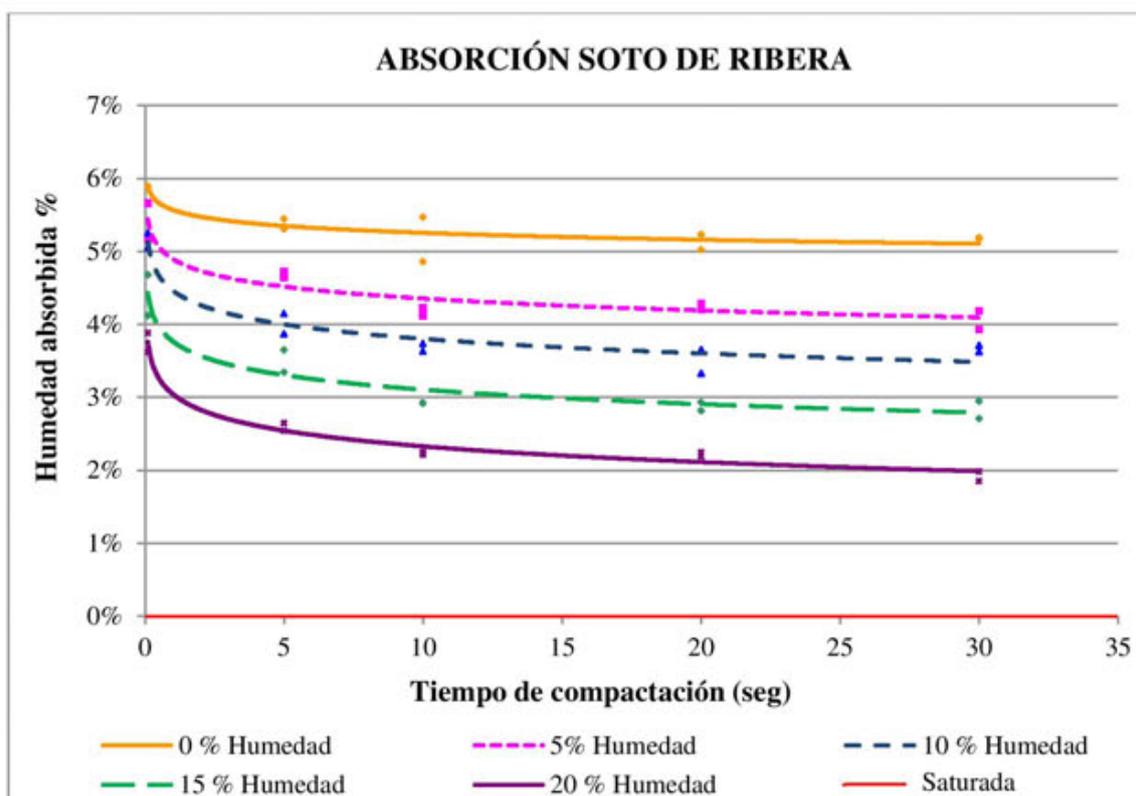


Figura 4-23. Absorción de la ceniza de Soto de Ribera

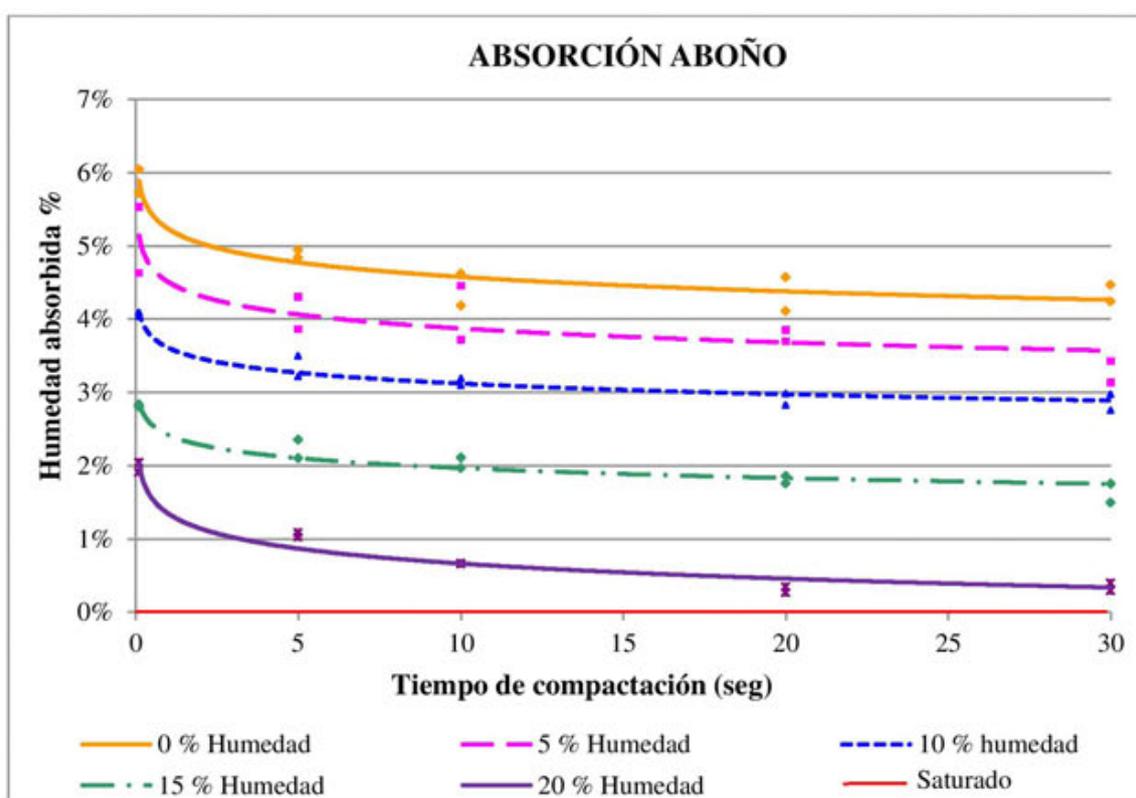


Figura 4-24. Absorción de la ceniza de Aboño

4.5 CLASIFICACIÓN DE LAS CENIZAS DE FONDO

Teniendo en cuenta los ensayos anteriores, se realiza la clasificación de las cenizas. Las clasificaciones más utilizadas para suelos en ingeniería civil son básicamente tres:

1. Clasificación **ASTM**, (USCS Unified Soil Classification System); Basada en la granulometría para los suelos tipo grava o arena y la plasticidad para los finos.
2. Clasificación **AASHTO**, (American Association of State Highway and Transportation Officials). Basada en los mismos parámetros que la clasificación ASTM.
3. Clasificación española **PG-3** Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carretera y Puentes.

4.5.1 CLASIFICACIÓN ASTM

Según la clasificación ASTM, tanto la ceniza de Soto de Ribera como Aboño se puede asimilar a “SW-SM: Arenas limosas bien graduadas con pocos finos, los cuales tienen poca o nula plasticidad”.

Según esta clasificación tiene de aceptable a buen comportamiento como material en explanada, con poca sensibilidad a las heladas, una compresibilidad e hinchamiento prácticamente nulos y una capacidad de drenaje excelente que, unido a su gran capacidad portante una vez compactadas, las hace idóneas para la formación de explanadas o rellenos compactados siempre que se evite la infiltración de agua en los terraplenes dado su contenido de partículas finas.

4.5.2 CLASIFICACIÓN AASHTO

La clasificación AASHTO de ambas cenizas es “A-1-b: arena gruesa bien graduada, con o sin material fino. Puede considerarse como un suelo de excelente a bueno como material de relleno en terraplenes”.

4.5.3 CLASIFICACIÓN ESPAÑOLA (PG3)

Con los datos obtenidos en los ensayos, la clasificación según el PG-3 de ambas cenizas de fondo es “SUELO SELECCIONADO”. Cabe destacar que dada la gran capacidad portante que desarrolla el material compactado, ambas cenizas pueden considerarse como un excelente material en la construcción de terraplenes.

Las características de las cenizas como suelo seleccionado permiten su utilización tanto en coronación de terraplenes como en núcleo y cimiento.

CAPÍTULO 5. MEJORA Y ESTABILIZACIÓN DE SUELOS Y GRAVAS CON CENIZAS DE FONDO

5.1 SUELOS MEJORADOS CON CENIZAS DE FONDO

En este capítulo se analizan las mejoras que genera la ceniza de fondo en diferentes tipos de suelos. Estos se han obtenido combinando los suelos base (suelo granular y suelo limo-arcilloso ya definidos en el capítulo 3.1 Materiales) para conseguir una amplia variedad plasticidades y capacidades portantes. Los suelos empleados en este estudio son:

- **Suelo 1 (S1):** Compuesto por un 100 % del suelo limo-arcilloso.
- **Suelo 2 (S2):** Compuesto por un 50 % de suelo granular y un 50 % de suelo limo-arcilloso.
- **Suelo 3 (S3):** Compuesto por un 65 % de suelo granular y un 35 % de suelo limo-arcilloso.

Los parámetros plásticos y la clasificación de los suelos de partida aparecen recogidos en la Tabla 5-1.

SUELO	SUELO LIMO-ARCILLOSO (%)	LL	LP	IP	ASTM	AASHTO	CLASIF PG-3
S1	100	31,5	16,4	15,1	CL	A-6 (11)	TOLERABLE
S2	50	24,6	14,0	10,6	SC	A-6 (1)	TOLERABLE
S3	35	20,0	13,4	6,5	SC	A-2-4 (0)	ADECUADO

Tabla 5-1. Parámetros plásticos y clasificación de los suelos de partida.

Se presentan también los valores de índice CBR de los suelos de partida S1, S2 y S3 necesarios para comparaciones posteriores (Tabla 5-2).

SUELO	CBR 60 GOLPES	CBR 95% P.N	CBR 100% P.N
S1	1	0	0
S2	4	1	4
S3	6	4	6

Tabla 5-2. Principales índices CBR de los suelos de partida seleccionados.

La ceniza de carácter granular modifica la estructura del suelo sustituyendo partículas de arcilla por partículas de ceniza, de forma esférica o ceno esférica, que tienden a reducir los límites de Atterberg.

El proceso de mezcla se realiza tras secado en estufa de los componentes a mezclar, a una temperatura inferior a 60 °C que evite la pérdida de la posible humedad de hidratación de los compuestos.



Figura 5-1. Detalle del proceso de fabricación de las mezclas con ceniza.

La denominación de los suelos mezclados con las cenizas de fondo requiere de una nomenclatura especial:

Sx-Y-Z

La denominación Sx, siendo x un número de uno a tres, haciendo referencia a los suelos empleados.

El segundo término de la nomenclatura se refiere a la procedencia de la ceniza empleada en la mezcla, de modo que Y se corresponde con:

- AB central térmica de Aboño.
- SR central de Soto de Ribera.

Por último se completa la nomenclatura del suelo de partida con un número Z que indica el porcentaje de ceniza añadida sobre mezcla. Cabe destacar que el valor de “Z” hace referencia al porcentaje de ceniza con respecto al peso del suelo de partida, y no del total de la mezcla.

De esta manera se parte de tres suelos que se mezclan con ambas cenizas, en distintos porcentajes.

NOMENCLATURA		CENIZA AÑADIDA SOBRE MEZCLA UTILIZADO (%)
S1-	AB-	30, 40, 50, 60
	SR-	50
S2-	AB-	20, 30, 40, 50
	SR-	30, 40, 50, 60
S3-	AB-	20, 30, 40, 50
	SR-	

Tabla 5-3. Mezclas de suelo-ceniza, porcentajes de ceniza AB y SR añadidos.

Una vez definidos los suelos y los porcentajes de ceniza de fondo de central térmica añadida, se analiza la variación de diferentes parámetros:

- Análisis granulométrico
- Estudio de compactación Proctor Normal.
- Estudio de capacidad portante. Índice CBR.
- Plasticidad de las mezclas.

5.1.1 ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

En este apartado se presentan las curvas granulométricas pertenecientes a las mezclas de los suelos de partida S1, S2 y S3, para los distintos porcentajes de ambas cenizas.

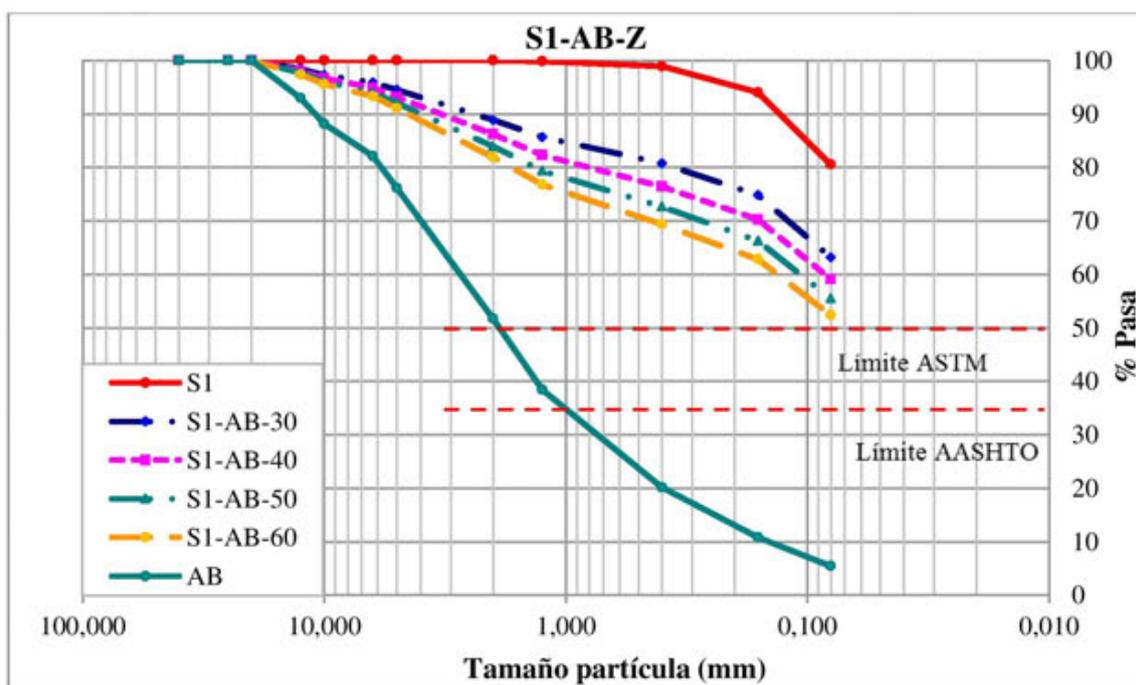


Figura 5-2. Curvas granulométricas de las mezclas del suelo S1-AB-Z

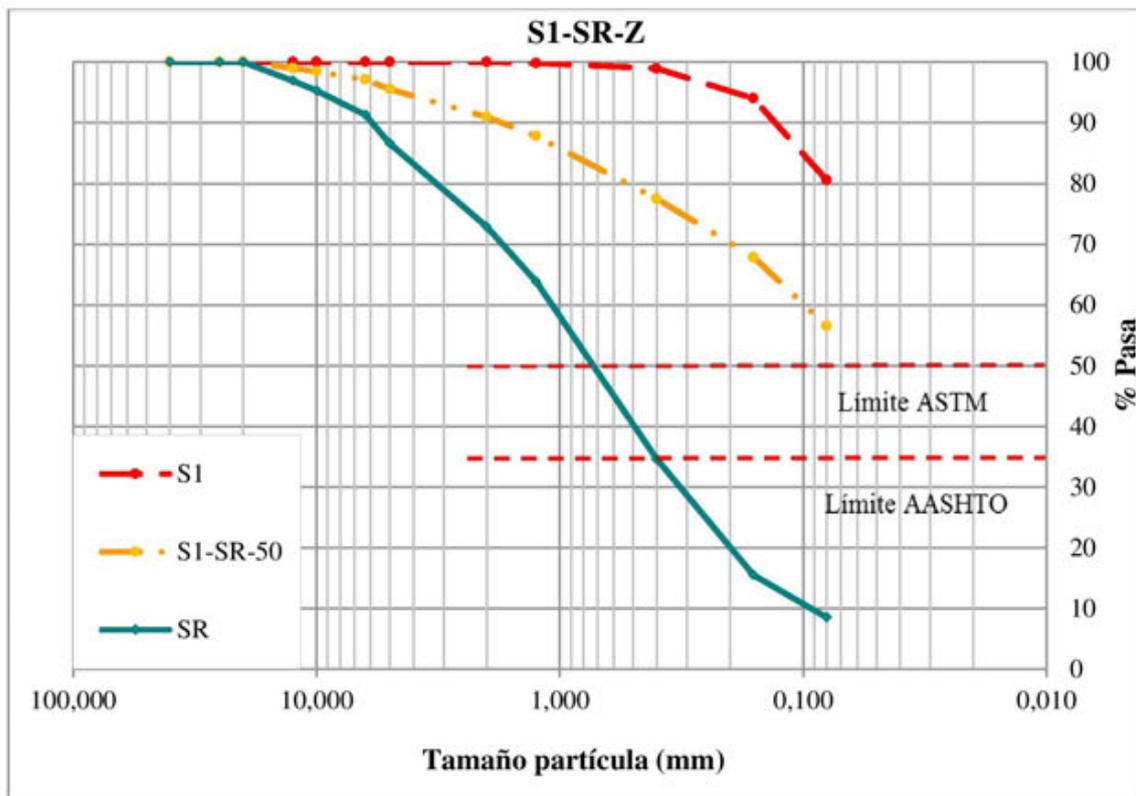


Figura 5-3. Curvas granulométricas de las mezclas del suelo S1-SR-Z.

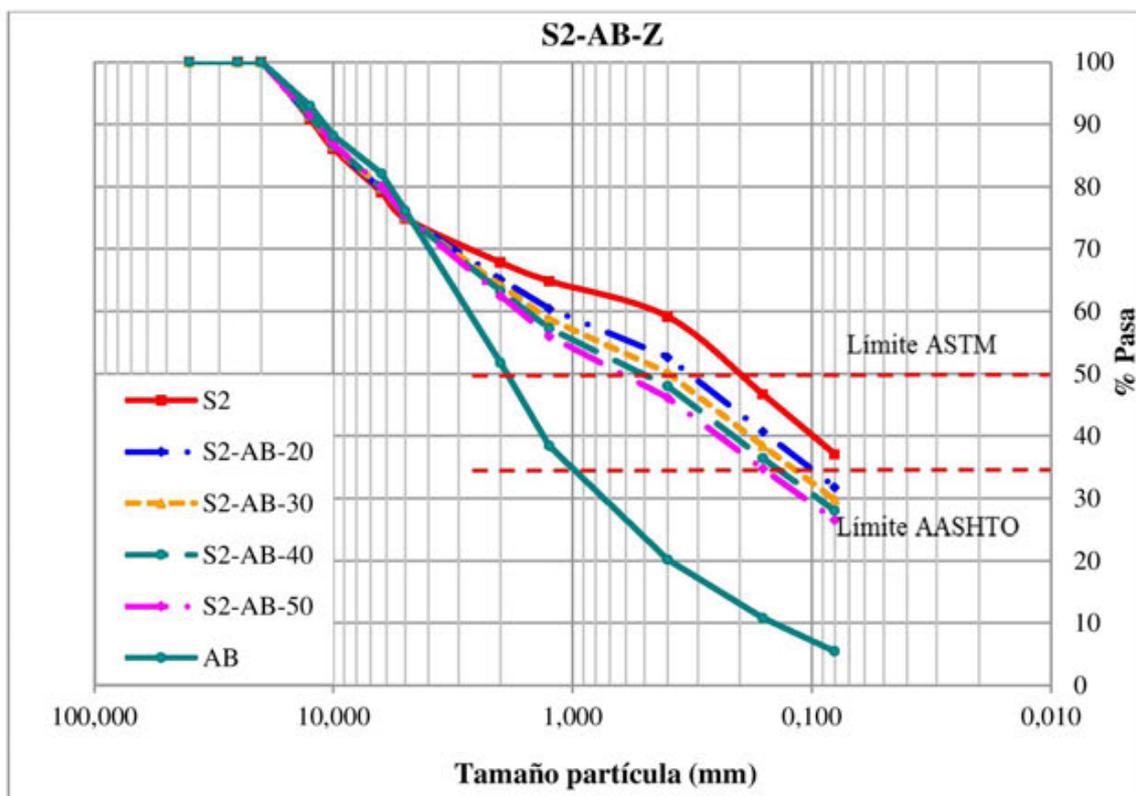


Figura 5-4. Curvas granulométricas de las mezclas del suelo S2-AB-Z.

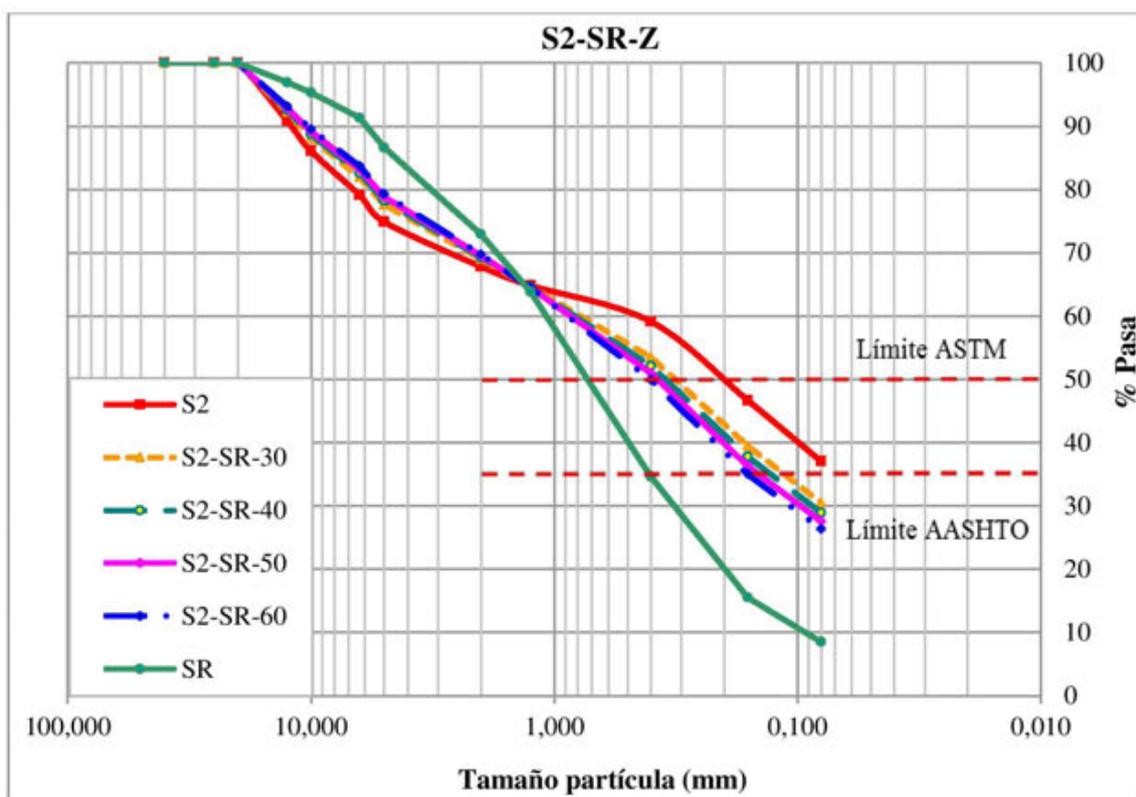


Figura 5-5. Curvas granulométricas de las mezclas del suelo S2-SR-Z.

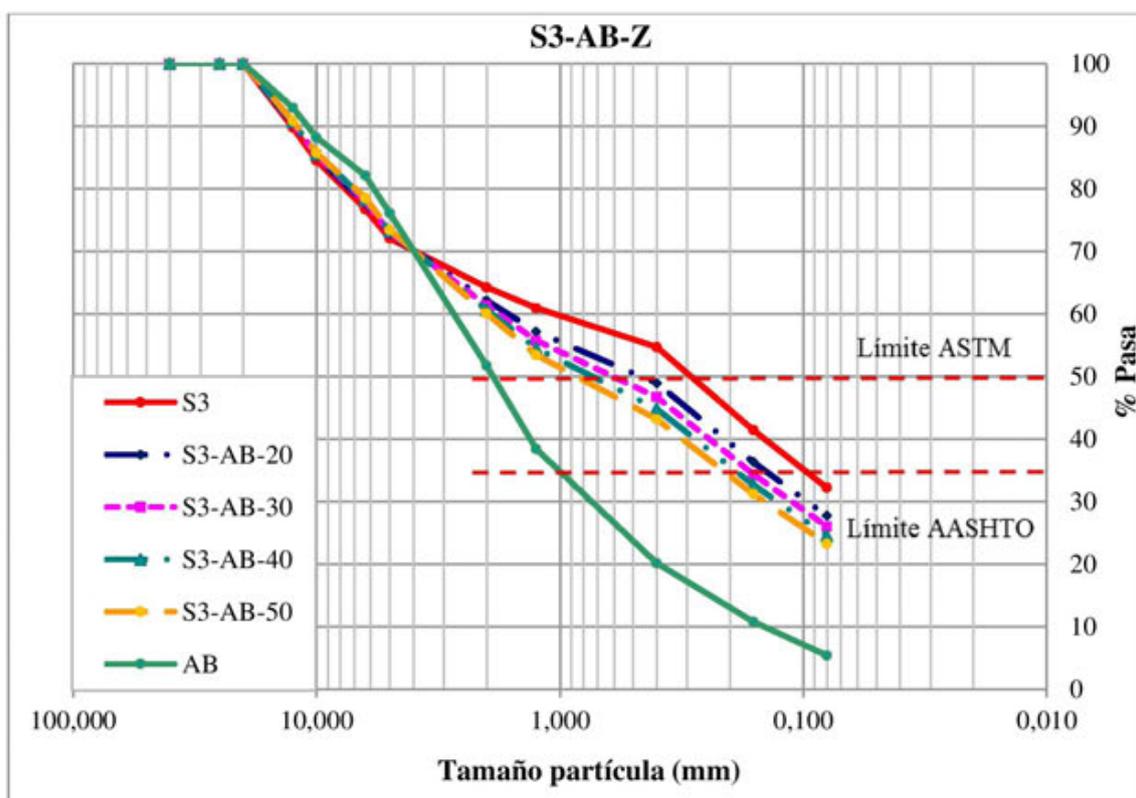


Figura 5-6. Curvas granulométricas de las mezclas del suelo S3-AB-Z.

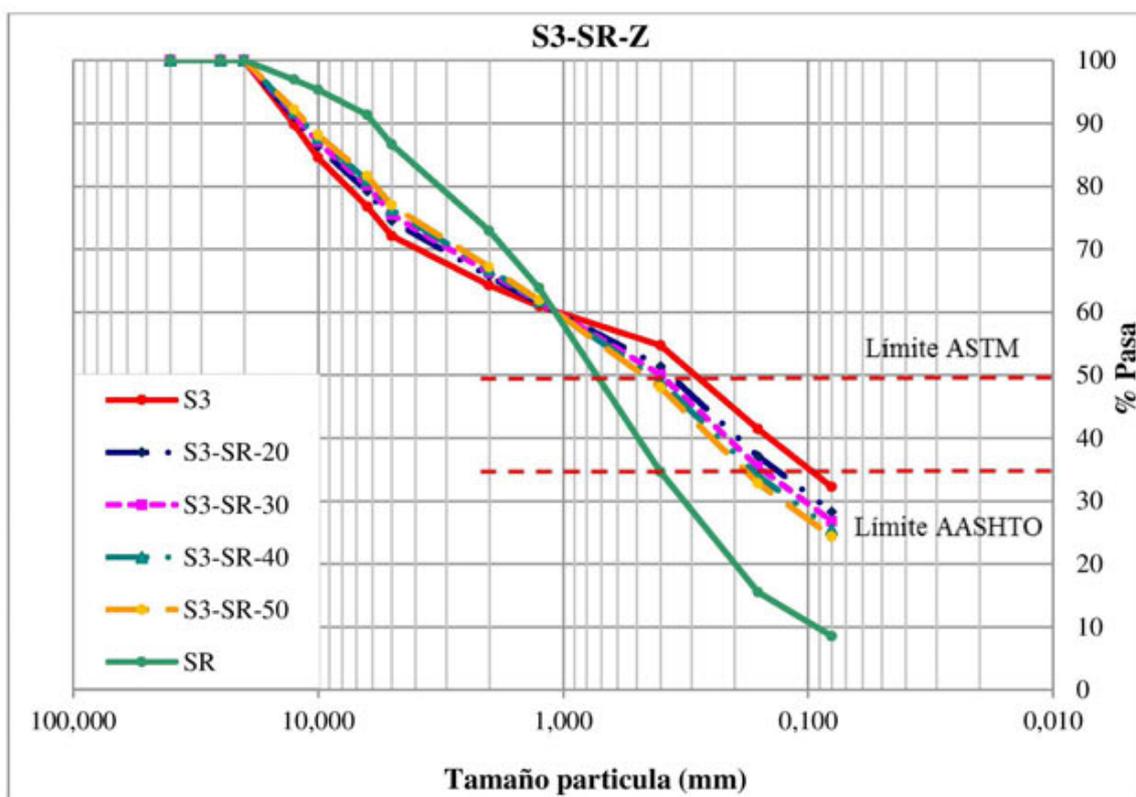


Figura 5-7. Curvas granulométricas de las mezclas del suelo S3-SR-Z.

5.1.1.1 Suelos S1

En la Figura 5-2 y la Figura 5-3 se representa las granulometrías de las mezclas de los suelos de partida con las cenizas de Soto de Ribera y Aboño. Se observa que debido al bajo porcentaje de partículas inferiores a 0,08 mm que presentan ambas cenizas, su combinación con el suelo S1 produce una reducción importante del material compuesto que pasa por este tamaño. Aunque desde el punto de visto granulométrico, no son suficientes para cambiar la clasificación del suelo de tipo limo-arcilloso a tipo granular.

En este caso, la única granulometría compuesta que podemos comparar entre ambas cenizas (correspondiente a un 50 %) es muy parecida con ambos tipos de ceniza, únicamente siendo algo más gruesa la mezcla son ceniza de la central de Aboño.

Este aporte de ceniza en una matriz puramente arcillosa, no es capaz de generar rozamiento interno de partículas suficiente para incrementar la capacidad portante de manera notable; si bien, es esperable una mejora en la capacidad portante del suelo y en su plasticidad de manera que se logre una cierta estabilización del suelo S1.

5.1.1.2 Suelos S2 y S3

La curva granulométrica correspondiente a las cenizas AB y SR presenta un porcentaje de tamaños gruesos inferiores al de ambos suelos, pero a partir de 4 mm en el caso de las cenizas AB y de 1 mm en las SR, son más gruesas que los suelos S2 y S3. En el caso de las cenizas de Aboño las granulometrías son prácticamente coincidentes con las de los suelos. En cambio en la ceniza de Soto de Ribera presenta diferencias del orden de diez puntos en el porcentaje de material que pasa por los tamaños entre 5 y 8 mm con respecto a los suelos S2 y S3 (Figura 5-4, Figura 5-5, Figura 5-6 y Figura 5-7).

Desde el punto de vista de su clasificación como suelos de grano grueso o fino, de acuerdo con la norma ASTM, el porcentaje que nos los delimita esta clasificación es el correspondiente al tamiz 0,08 mm. Como ambas cenizas y ambos suelos tienen menos de un 50 % de su masa que pasa por este tamiz, podemos indicar que cualquier combinación de ellos siempre será inferior al 50 %, por lo que todas las combinaciones se pueden considerar como materiales de grano grueso.

Si tomamos como referencia la norma AASHTO, este límite se sitúa en el 35 % para el tamiz 0,08 mm. En el suelo S2 el porcentaje es ligeramente superior a este valor, mientras que el suelo S3 y ambas cenizas se encuentran por debajo de este límite, por lo que todas las combinaciones de cenizas con el suelo S3 se pueden clasificar como materiales de tipo granular. En cambio cuando se emplea por si solo el suelo S2 su clasificación es limo-arcilloso, pero pequeñas adiciones de ceniza nos permiten clasificarlo como material de tipo granular.

5.1.2 ESTUDIO DE COMPACTABILIDAD

El estudio de compactación se ha realizado en base a ensayos de compactación proctor normal.

Una vez realizados los ensayos y obtenidos los parámetros necesarios, se han representado las curvas proctor (densidad seca – humedad) para la determinación de la humedad óptima y la densidad seca máxima de las mezclas con ceniza.

5.1.2.1 Suelos S1

El suelo de partida S1, muy plástico, presenta un índice CBR de 1. Los porcentajes de ceniza seleccionados para su mezcla aparecen recogidos en la Tabla 5-3. A continuación se presentan las curvas proctor normal para el suelo S1 con los porcentajes correspondientes de ceniza añadida.

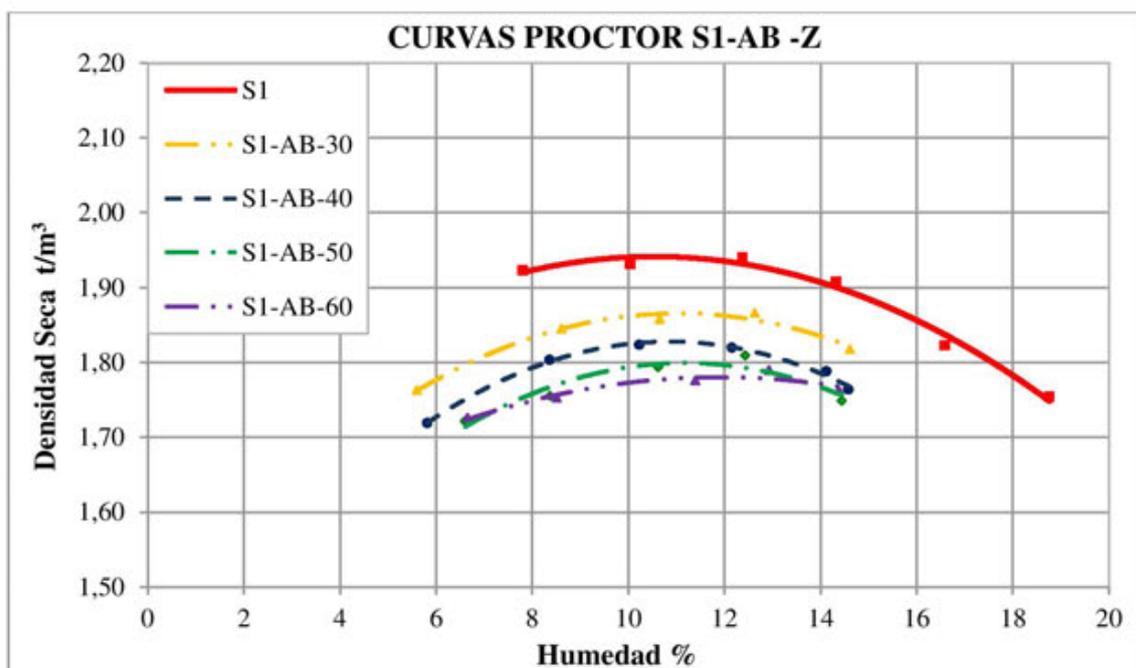


Figura 5-8. Curvas Proctor de los suelos mezcla S1-AB-Z.

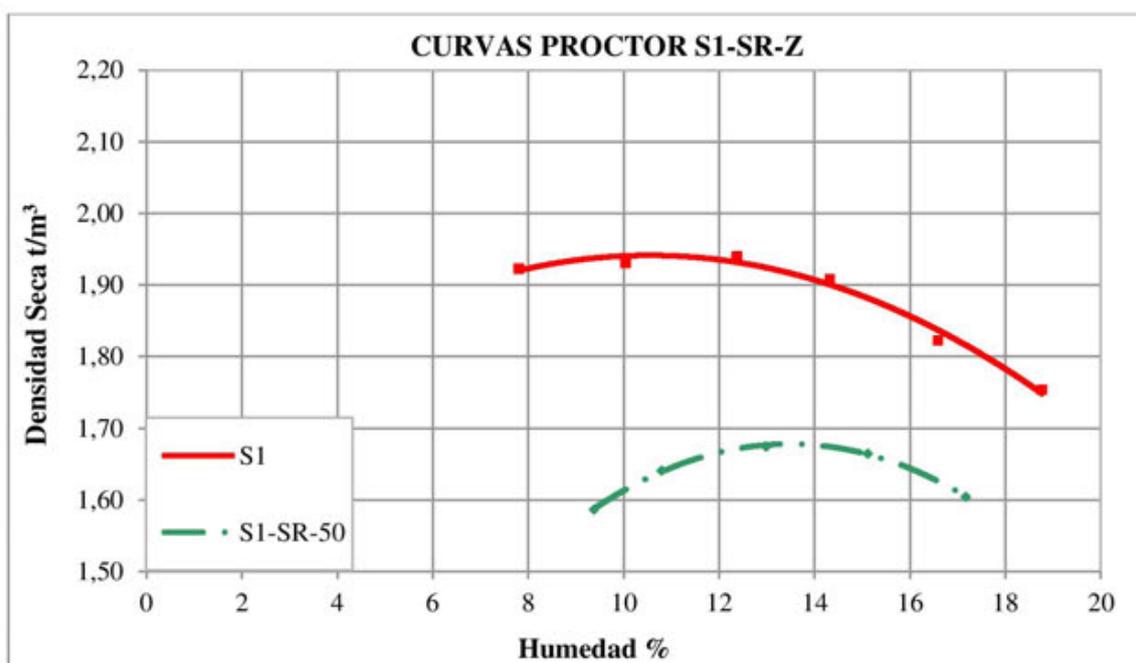


Figura 5-9. Curva Proctor del suelo mezcla S1-SR-Z.

Evidentemente la adición de un material con menos peso específico de partículas produce el descenso de las curvas proctor, es decir, de la densidad seca obtenida es más baja (Figura 5-8 y Figura 5-9).

En lo que se refiere a la humedad, un aumento del porcentaje de ceniza de Aboño supone un incremento de la humedad óptima de compactación. Dentro de los rangos estudiados pasamos de un valor de humedad óptima de 10 % para el suelo S1, hasta un 12 % cuando le añadimos un 60 % de cenizas.

Para la ceniza de Soto de Ribera también se incrementa la humedad óptima pasando del 10 % a un 14 % para una adición del 50 % de esta ceniza.

En la Figura 5-8 se observa como las curvas se hacen más tendidas a medida que se incrementa el porcentaje de ceniza. Esto es debido a que las curvas proctor de las cenizas por si solas son prácticamente planas, como se ha comprobado en el capítulo 4.

5.1.2.2 Suelos S2

El comportamiento de los suelos mezcla S2 sigue las mismas pautas que el suelo S1. Se produce un descenso de la densidad seca a medida que se aporta más ceniza. Este efecto es más marcado en la ceniza de Soto de Ribera (SR) por presentar menor peso específico.

Observando la curva Proctor de la ceniza de Soto de Ribera (Figura 5-11) se aprecia como a medida que se incrementa el porcentaje de ceniza, la densidad es menos sensible a la humedad.

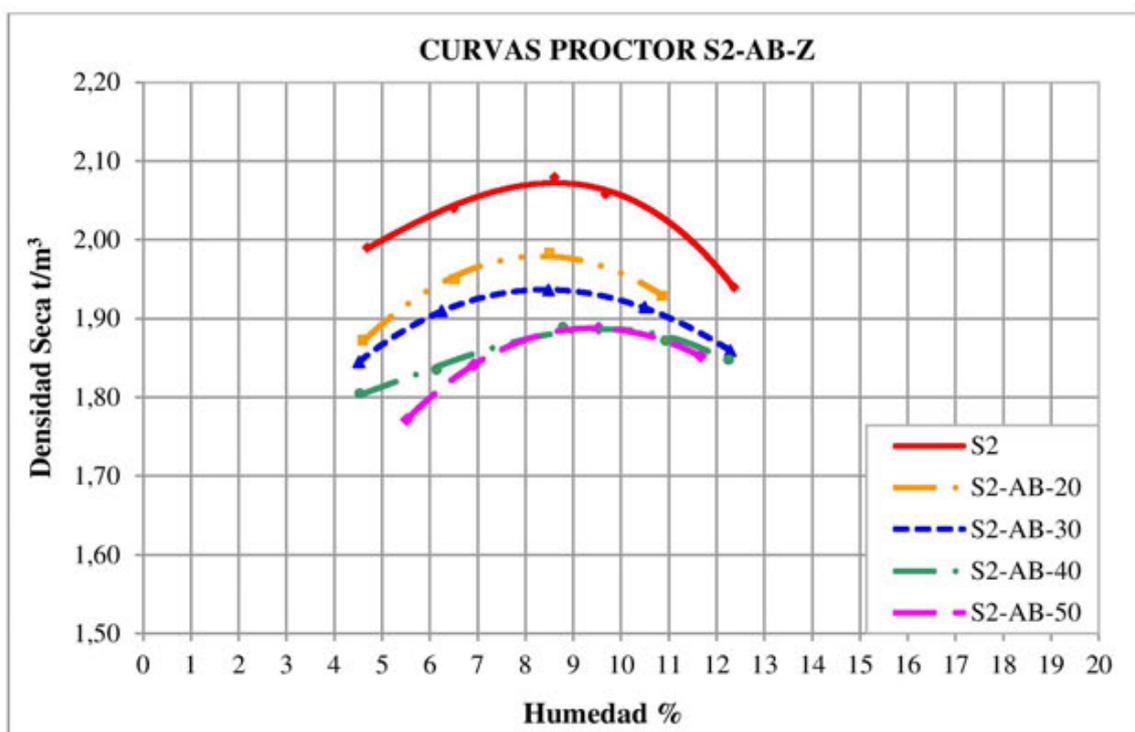


Figura 5-10. Curvas proctor de los suelos mezcla S2-AB-Z.

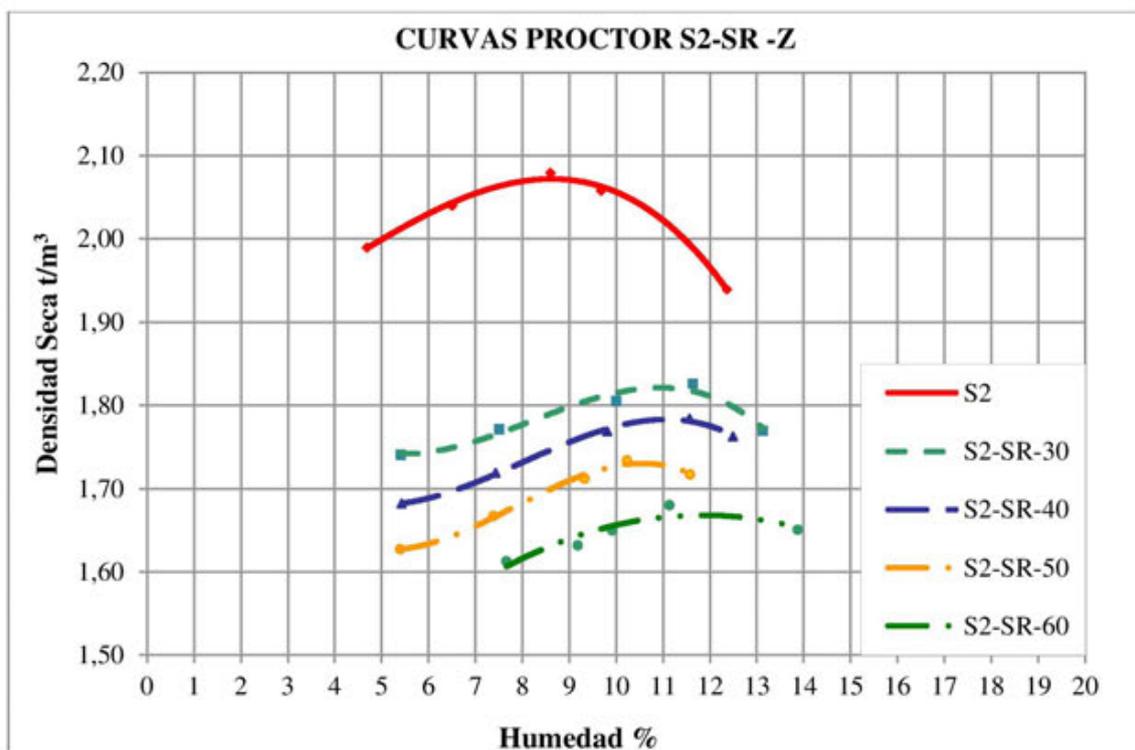


Figura 5-11. Curvas proctor de los suelos mezcla S2-SR-Z.

Con respecto al valor de la humedad óptima de compactación del suelo S2, para la ceniza de Aboño (Figura 5-10), la humedad óptima se mantiene prácticamente constante para un porcentaje de agua del 8,5 % para todos los contenidos de ceniza. En cambio la

ceniza de Soto de Ribera incrementa el valor de la humedad óptima, pasando de un 8,5 % correspondiente al suelo S2 hasta un 12 % en el caso de añadirle ceniza independientemente del porcentaje aportado.

5.1.2.3 Suelos S3

Los suelos S3 mantienen la misma tendencia que los anteriores en cuanto a la densidad seca. Además muestra un aumento progresivo de la humedad óptima con el contenido de ceniza (Figura 5-12 y Figura 5-13).

En el caso de la ceniza de Aboño, la humedad óptima se incrementa desde un valor del 8 % para el suelo solo, hasta un 10 % para el suelo con un 50 % de ceniza.

La ceniza de Soto de Ribera este incremento de la humedad es mayor pasando del 8 % a un 12 % para el 50 % de ceniza.

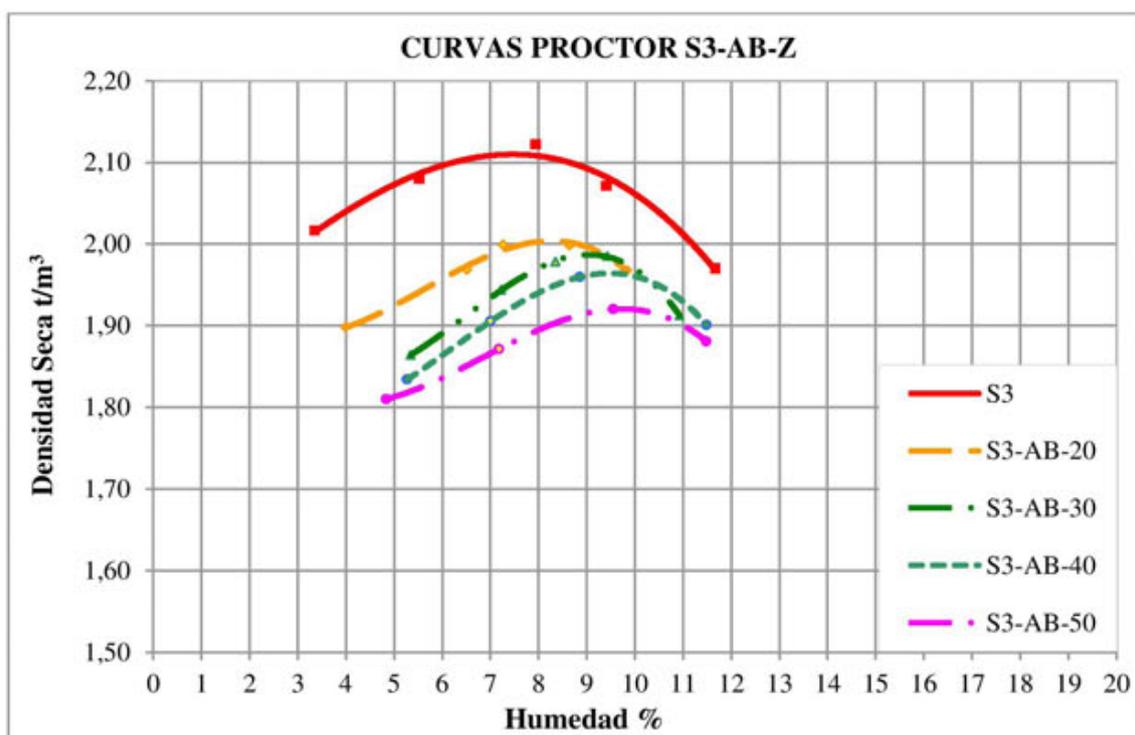


Figura 5-12. Curvas proctor de los suelos mezcla S3-AB-Z.

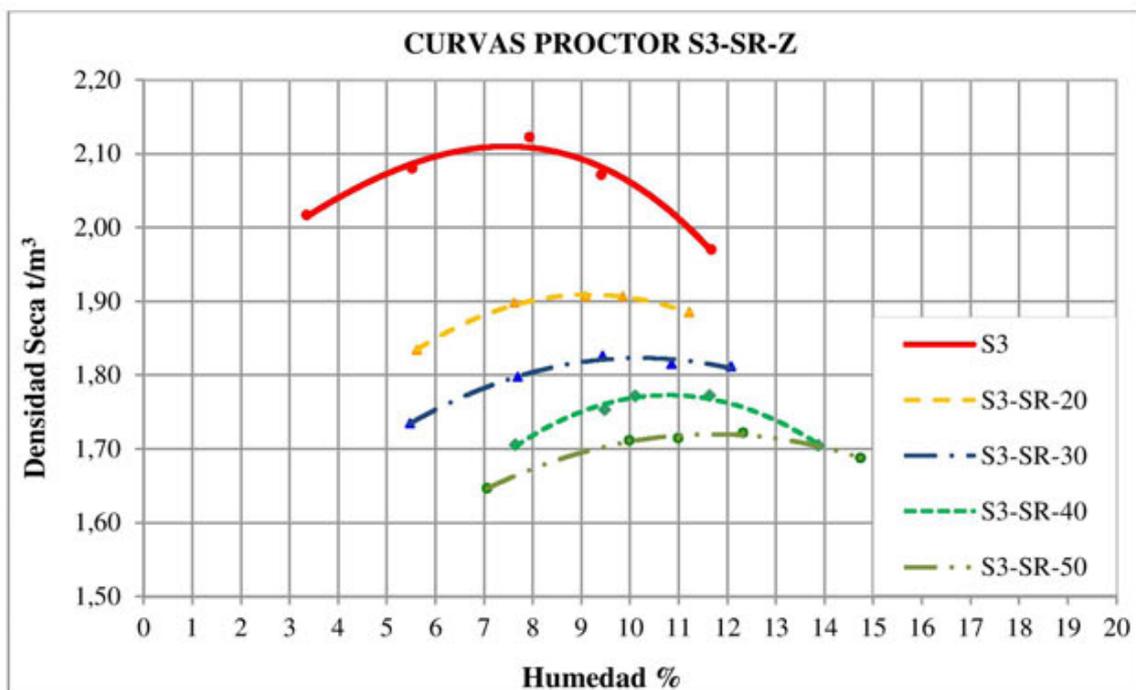


Figura 5-13. Curvas proctor de los suelos mezcla S3-SR-Z.

5.1.2.4 Comparación entre suelos

En la Figura 5-14 se representa la variación de la densidad seca de los suelos con el porcentaje de ceniza.

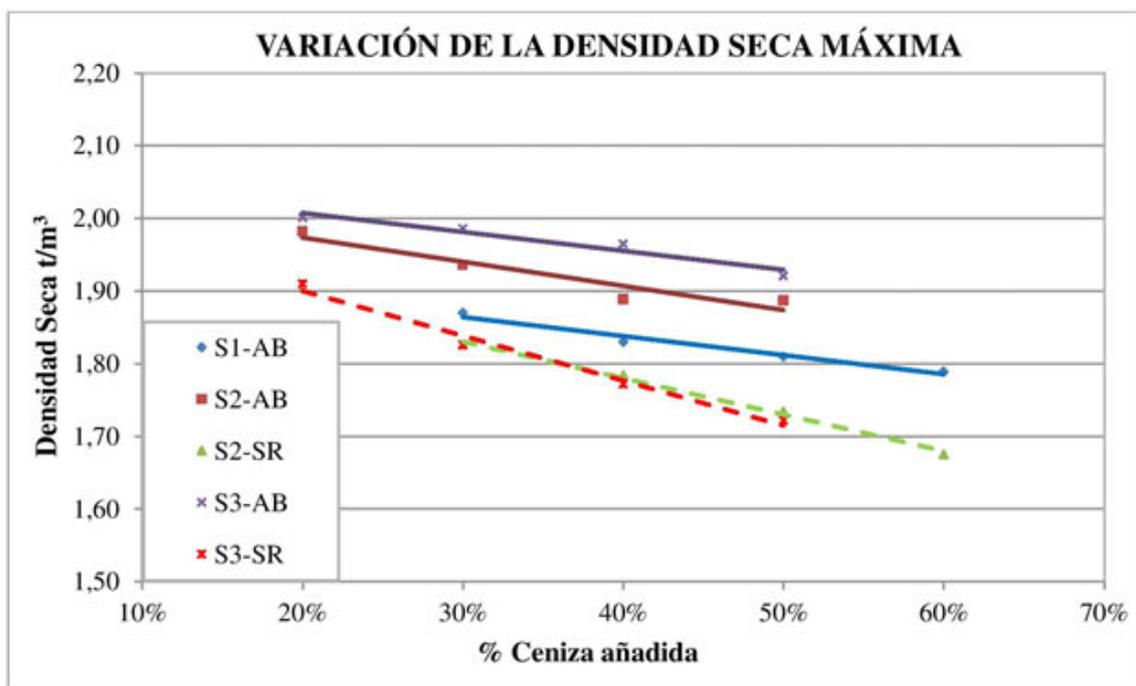


Figura 5-14. Variación de las densidades seca máximas con el porcentaje de ceniza.

La variación de la densidad con el porcentaje de ceniza es lineal con pendiente negativa para cada tipo de suelo y ceniza añadida. A medida que se incrementa el porcentaje de ceniza añadida, se reduce de forma proporcional la densidad seca máxima de la mezcla obtenida.

El valor de la pendiente es sensiblemente mayor para la ceniza de Soto de Ribera que para la ceniza de Aboño, esto se debe principalmente al menor peso específico de la ceniza de Soto de Ribera.

De los resultados de los ensayos de compactación se extraen las humedades óptimas y densidades secas máximas para cada combinación de suelos, datos necesarios para la realización de los ensayos CBR. Los valores se presentan en la Tabla 5-4.

SUELO	CENIZA (%)	H _{OP} (%)	γ_{MAX} t/m ³	95 % PN t/m ³
S1-AB	30	11,50	1,870	1,777
	40	11,00	1,830	1,739
	50	12,00	1,810	1,720
	60	12,50	1,789	1,700
S1-SR	50	13,50	1,680	1,596
S2-AB	20	8,50	1,982	1,883
	30	8,50	1,936	1,839
	40	9,50	1,889	1,795
	50	9,50	1,887	1,793
S2-SR	30	11,60	1,826	1,735
	40	11,40	1,784	1,695
	50	10,20	1,734	1,647
	60	13,00	1,675	1,591
S3-AB	20	8,30	2,001	1,901
	30	8,20	1,986	1,887
	40	9,80	1,965	1,867
	50	10,00	1,921	1,825
S3-SR	20	9,20	1,910	1,815
	30	10,30	1,826	1,735
	40	11,10	1,772	1,683
	50	12,30	1,722	1,636

Tabla 5-4. Humedades óptimas, densidades secas máximas y del 95 % del ensayo PN

5.1.3 ESTUDIO DE CAPACIDAD PORTANTE

Se han realizado ensayos para la determinación del índice CBR sobre cada una de las mezclas. Para ello se han fabricado las probetas con la humedad óptima correspondiente al ensayo proctor normal.

5.1.3.1 Suelos S1

El suelo S1, compuesto por un 100 % de arcilla, de acuerdo al artículo 330 del PG3 se puede clasificar como un suelo tolerable. No obstante el índice CBR, correspondiente a la densidad proctor normal, es igual a cero. Por lo que este suelo no es utilizable en la formación de explanadas, donde se exige un CBR igual o superior a 3 para suelos tolerables.

Los suelos marginales pueden llegar a utilizarse en la formación de explanadas si se estabilizan con cal o con cemento para conseguir S-EST1 o S-EST2, por lo que el suelo S1 podría emplearse si se estabiliza. Añadiendo ceniza en porcentajes adecuados se pueden cumplir las limitaciones impuestas para suelos estabilizados sin necesidad de utilizar conglomerantes hidráulicos como cales o cementos.

En el caso de requerirse una mayor capacidad portante podría estudiarse la posibilidad de aportar cal a las mezclas de suelo ceniza, que potenciase el efecto puzolánico de éstas, logrando suelos estabilizados de gran resistencia.

En la Tabla 5-5 se presentan los resultados del índice CBR para las mezclas de suelo S1 con ambas cenizas:

	CBR				
	15 GOLPES	30 GOLPES	60 GOLPES	95 % PN	100 % PN
S1-AB-30	0	2	5	3	5
S1-AB-40	1	4	5	4	5
S1-AB-50	1	3	4	3	3
S1-AB-60	2	4	5	4	5
S1-SR-50	1	5	7	5	7

Tabla 5-5. Resultados ensayo CBR de las mezclas tipo S1-Y-Z.

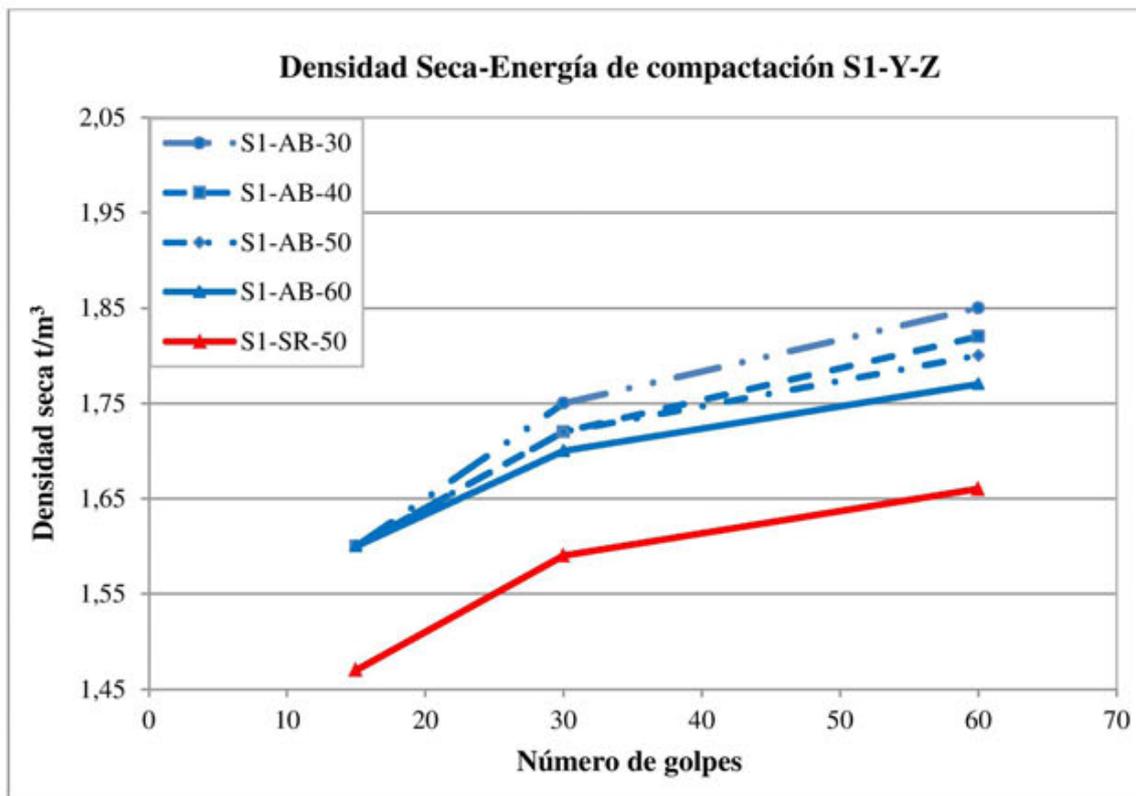


Figura 5-15. Densidad seca- Número de golpes S1-Y-Z

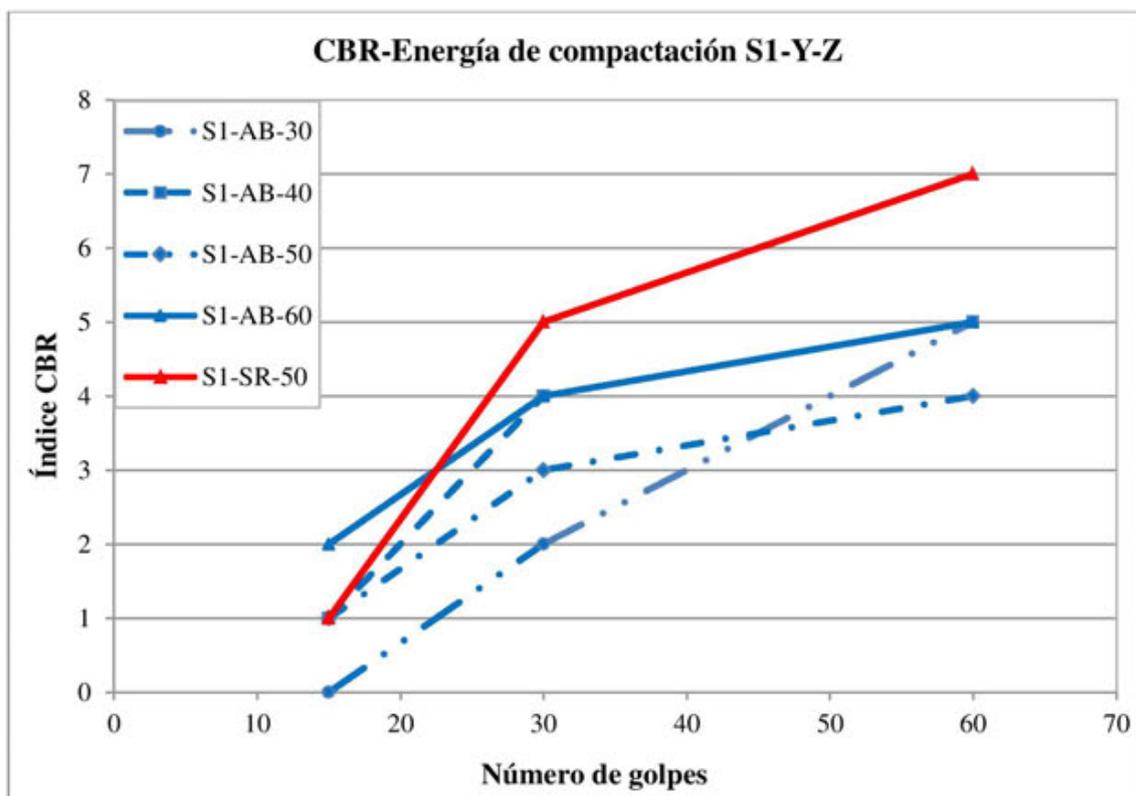


Figura 5-16. Índice CBR – Número de golpes S1-Y-Z

El incremento de la energía de compactación supone un aumento de la densidad seca en todas las mezclas (Figura 5-15). Cabe destacar que para bajas energías, el contenido de ceniza de Aboño no tiene influencia en la densidad seca del material, en cambio para mayores energías de compactación, el aporte de esta ceniza se traduce en una reducción de la densidad seca del material. No obstante, aunque se reduce la densidad, fundamentalmente debido a que el peso específico de la ceniza es bajo, la capacidad portante aumenta con el contenido de ceniza y la energía de compactación (Figura 5-16). Este efecto se manifiesta en mayor medida si realizamos una comparación entre cenizas, ya que la de Soto de Ribera presenta menores densidades pero mayores índices CBR.

En la Tabla 5-5, se observa que el CBR obtenido es 5 para 60 golpes con los porcentajes de 30, 40 y 60 % de ceniza AB añadida, y para el 50 % que presenta un CBR de 4, que puede deberse a una posible dispersión del ensayo realizado. Para el suelo S1 con un 50 % de ceniza de Soto de Ribera, se alcanza un valor de CBR igual a 7 para 60 golpes.

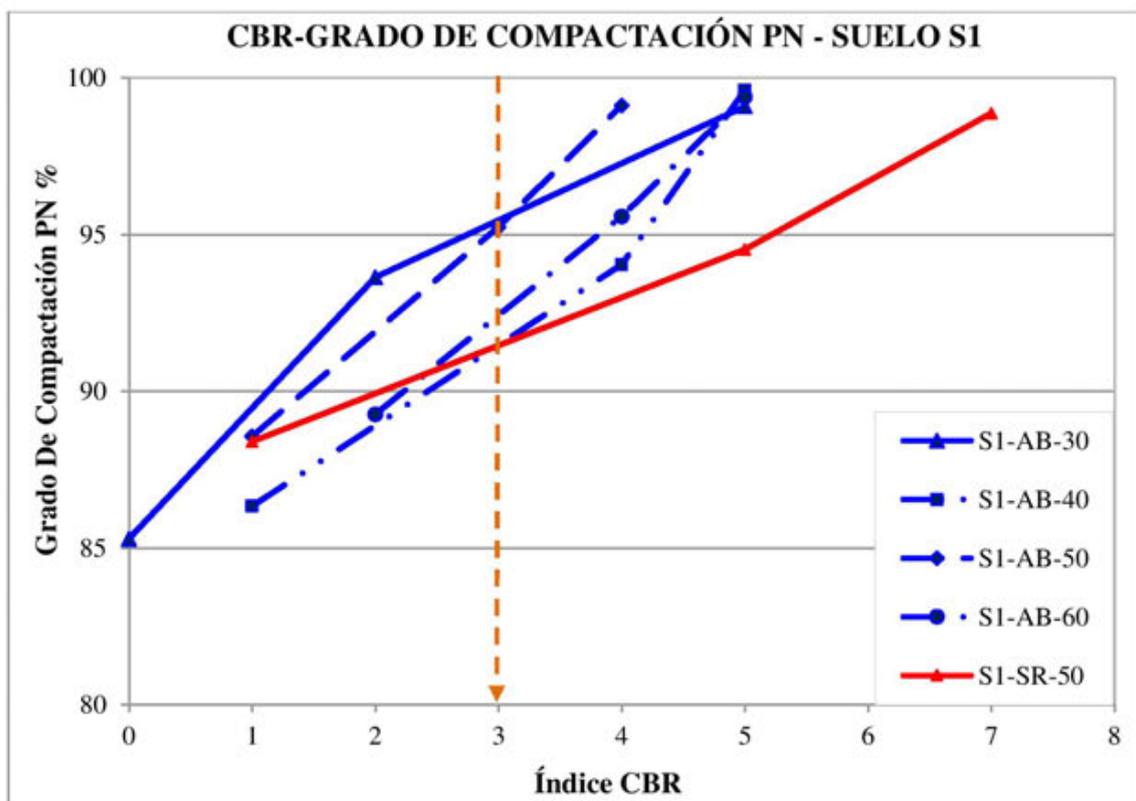


Figura 5-17. Grado de compactación PN – CBR de suelos tipo S1.

La posibilidad de utilizar éste suelo tolerable en núcleos de terraplenes requiere de un CBR de 3. Observando la Figura 5-17, todas las combinaciones de suelos con ceniza,

con un grado de compactación superior al 95 % del PN superan este valor. La ceniza SR presenta un comportamiento ligeramente superior en cuanto a capacidad portante, obteniéndose para un grado de compactación del 95 %, un índice CBR de 5 con un 50 % de ceniza.

Las curvas para la obtención del CBR de proyecto del suelo S1 mejorado con ambas cenizas, aparecen recogidas en el anexo: resultados (Figura A-11 y Figura A-12).

Una vez comparados los resultados de capacidad portante de ambas cenizas, se procede a evaluar su empleo en la construcción de explanadas de carreteras. Teniendo en cuenta que el valor mínimo del CBR exigido por la normativa es de 6, en coronación de explanadas, se ha representado en las Figura 5-18 y Figura 5-19 la influencia del contenido de ceniza en la capacidad portante de los suelos, para un 95 % y un 100 % de la densidad Proctor de referencia.

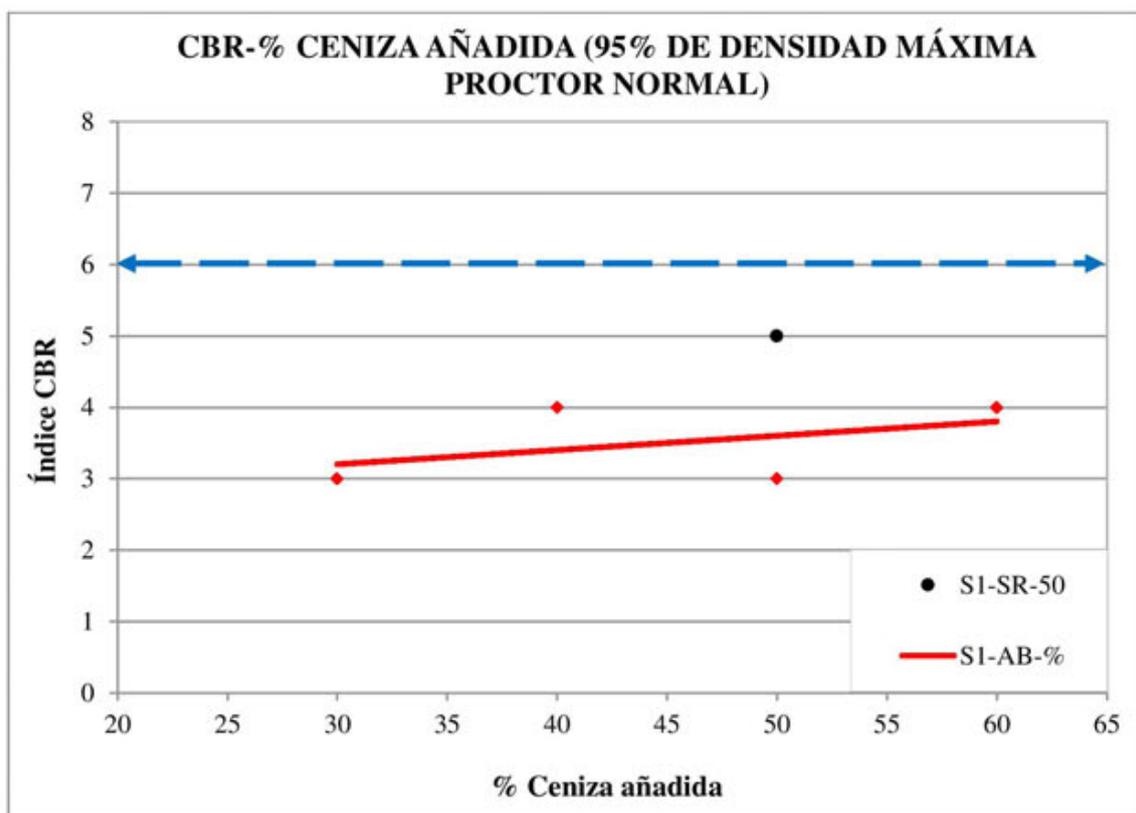


Figura 5-18. CBR de los suelos S1 para la densidad del 95 % PN.

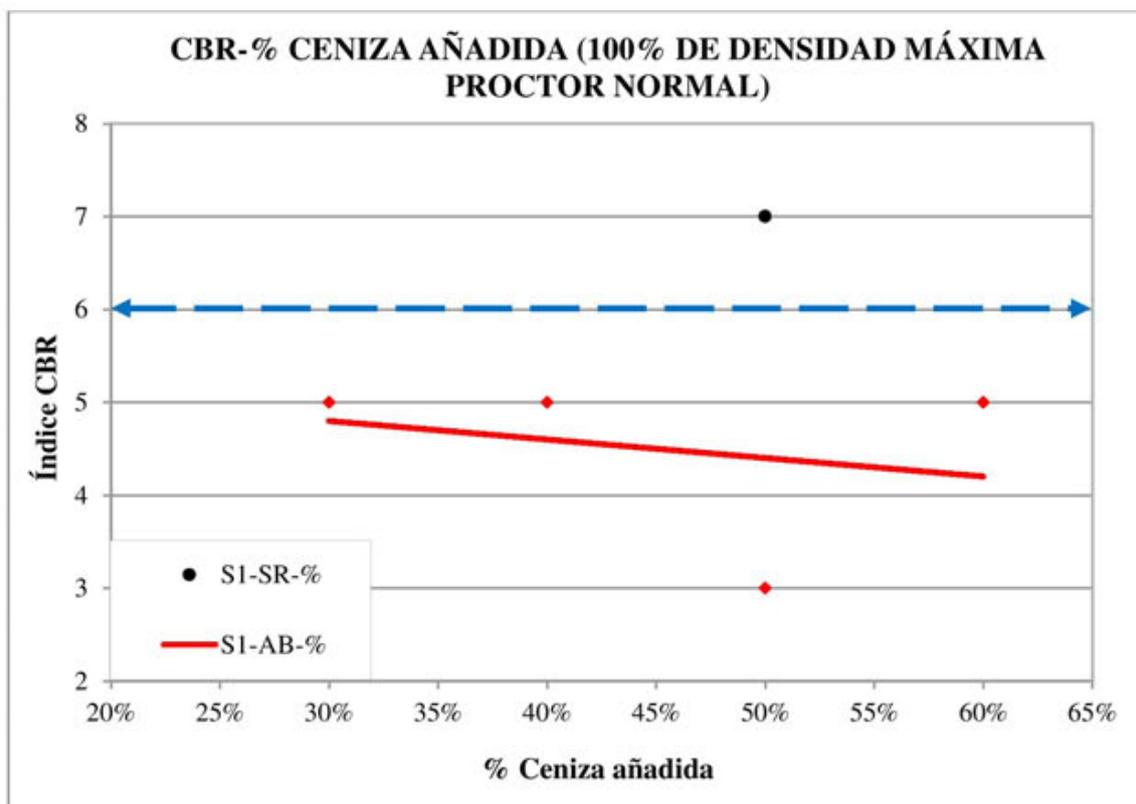


Figura 5-19. CBR de los suelos tipo S1 para la densidad del 100 % PN.

Para el 95 % del grado de compactación no se alcanza el valor del CBR exigido en coronación (CBR=6), con ninguna de las cenizas ni porcentajes utilizados. En cambio para el 100 % del proctor se consigue superar este valor con un 50 % de la ceniza de Soto de Ribera.

Es posible el empleo como núcleo y cimiento de explanadas con cualquier porcentaje de ceniza estudiado, siempre y cuando la clasificación de las mezclas siga siendo tolerable.

Esta falta de capacidad portante se podría explicar si se observa la granulometría resultante de los suelos (Apartado 5.1.1), que como ya se ha indicado, pese al aporte de la ceniza se sigue considerando un material limo-arcilloso, con bajo rozamiento interno entre partículas.

5.1.3.2 Suelos S2

Los suelos S2 contienen un porcentaje de arcilla añadida del 50 %, su clasificación ASTM es SC, arenas con finos con CBR de 4. Atendiendo a la norma española (PG-3), puede considerarse al suelo de partida S2 como suelo tolerable.

A partir de los resultados obtenidos puede observarse como la ceniza produce un incremento sustancial en la capacidad portante del suelo de partida llegando a CBR de 18 con la ceniza AB y a 28 con la ceniza SR (Tabla 5-6 y Tabla 5-7).

- Aboño

	CBR				
	15 GOLPES	30 GOLPES	60 GOLPES	95 % PN	100 % PN
S2-AB-20	2	5	6	4	5
S2-AB-30	2	6	12	7	12
S2-AB-40	3	9	18	9	16
S2-AB-50	4	11	18	13	18

Tabla 5-6. Resultados ensayo CBR de los suelos tipo S2-AB-Z.

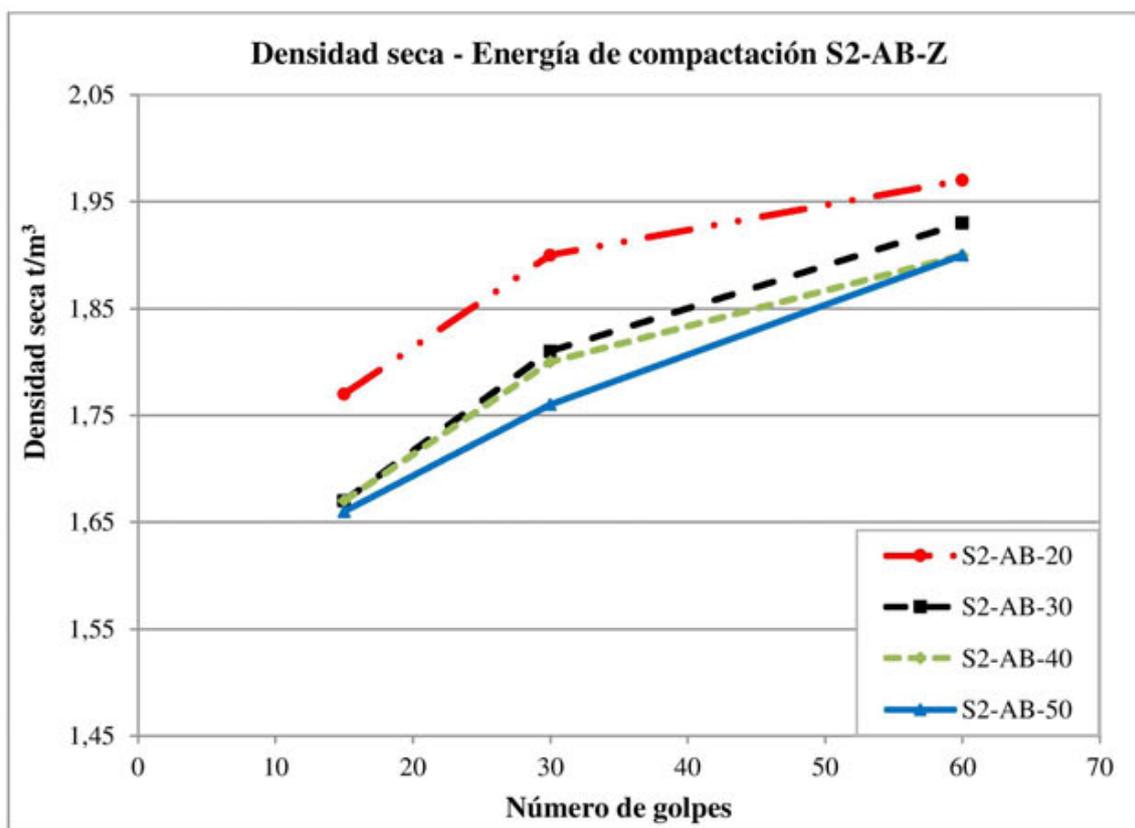


Figura 5-20. Densidad seca- Número de golpes S2-AB-Z

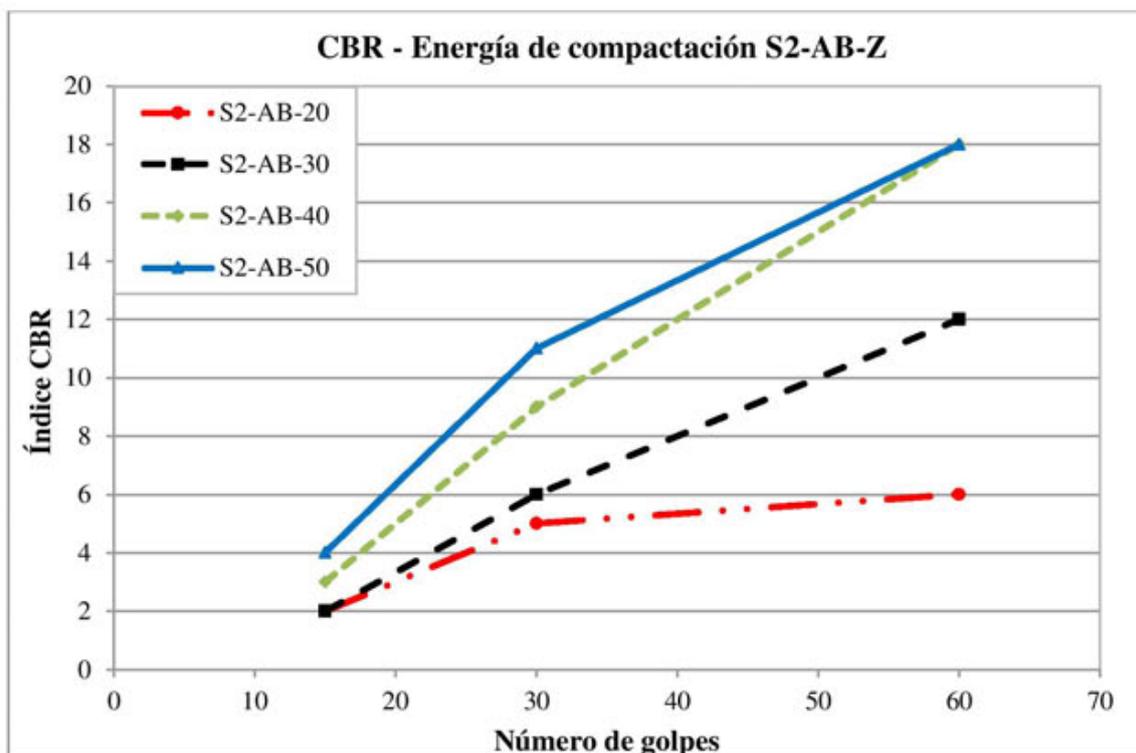


Figura 5-21. Índice CBR - Número de golpes S2-AB-Z

La densidad seca de las mezclas del suelo S2 aumenta con la energía de compactación y disminuye con el porcentaje de ceniza de Aboño (Figura 5-20).

Con respecto a la capacidad portante (Figura 5-21), ésta aumenta con la energía de compactación y con el porcentaje de ceniza. Además se aprecia como a medida que la energía de compactación se incrementa, la influencia de la ceniza sobre la capacidad portante es mayor.

- Soto de Ribera

	CBR				
	15 GOLPES	30 GOLPES	60 GOLPES	95 % PN	100 % PN
S2-SR-30	3	5	15	4	15
S2-SR-40	2	11	-	9	12
S2-SR-50	1	10	26	18	25
S2-SR-60	3	13	28	18	28

Tabla 5-7. Resultados ensayo CBR de los suelos tipo S2-SR-Z.

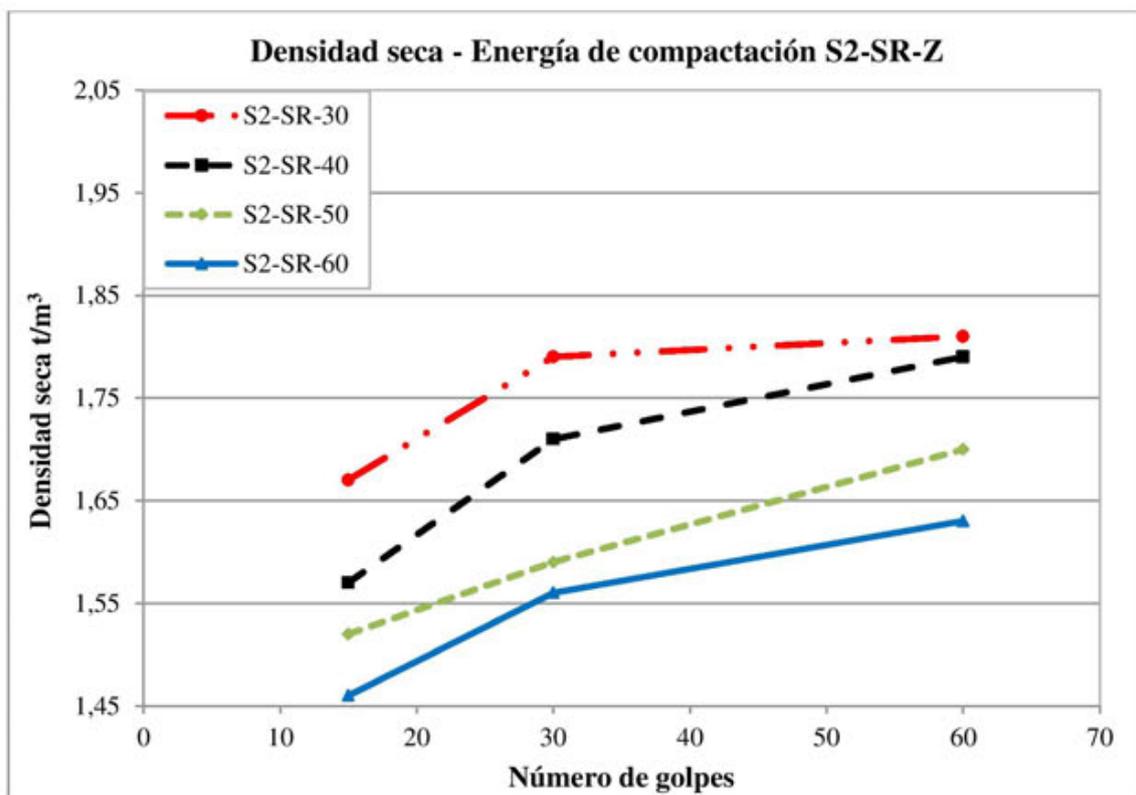


Figura 5-22.Densidad seca- Número de golpes S2-SR-Z

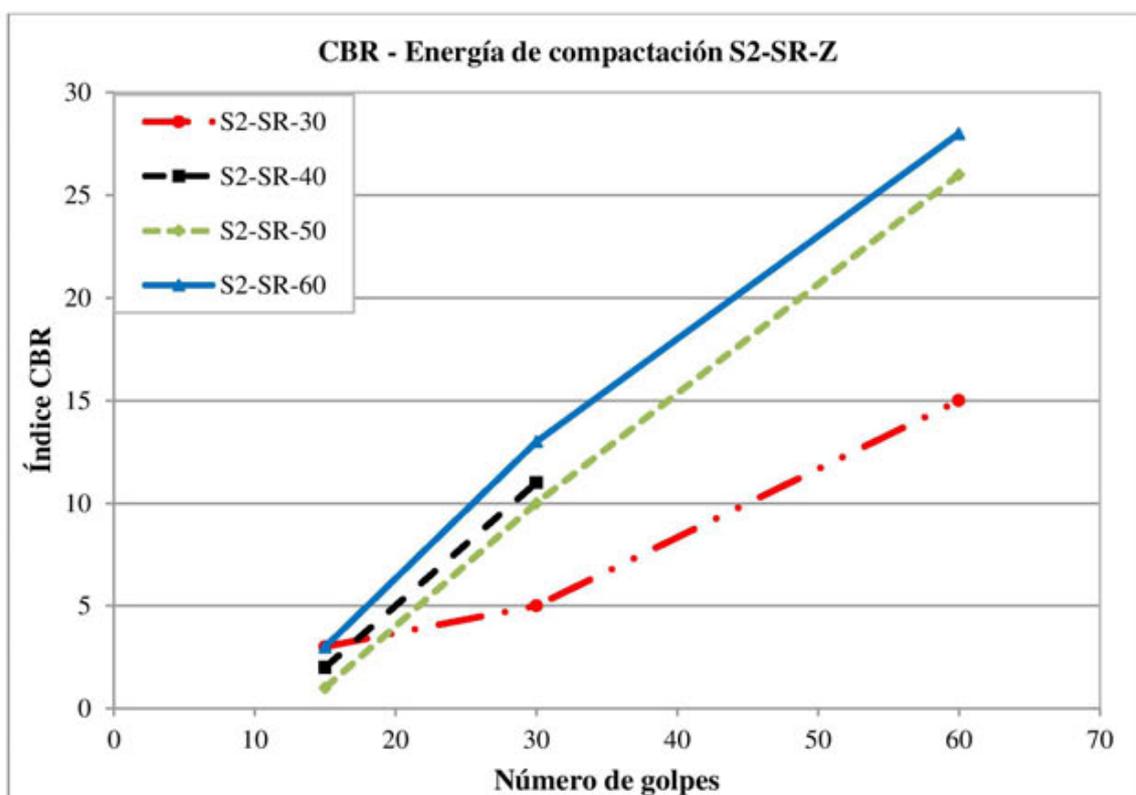


Figura 5-23. Índice CBR - Número de golpes S2-SR-Z

En la Figura 5-22 se observa como la densidad de las mezclas del suelo S2 disminuye el contenido de ceniza de Soto de Ribera y se incrementa con la energía de compactación. Cabe destacar el incremento de densidades correspondientes 30 y 60 golpes es sensiblemente inferior al de la ceniza de Aboño.

Con respecto a la capacidad portante, los valores del índice CBR se incrementan con la energía de compactación y con el contenido de ceniza. No aparecen diferencias apreciables cuando el porcentaje de ceniza de Soto Ribera supera el 30 % (Figura 5-23).

- Comparación entre cenizas

En la Figura 5-24 se relaciona la capacidad portante y el grado de compactación del suelo S2 con ambas cenizas.

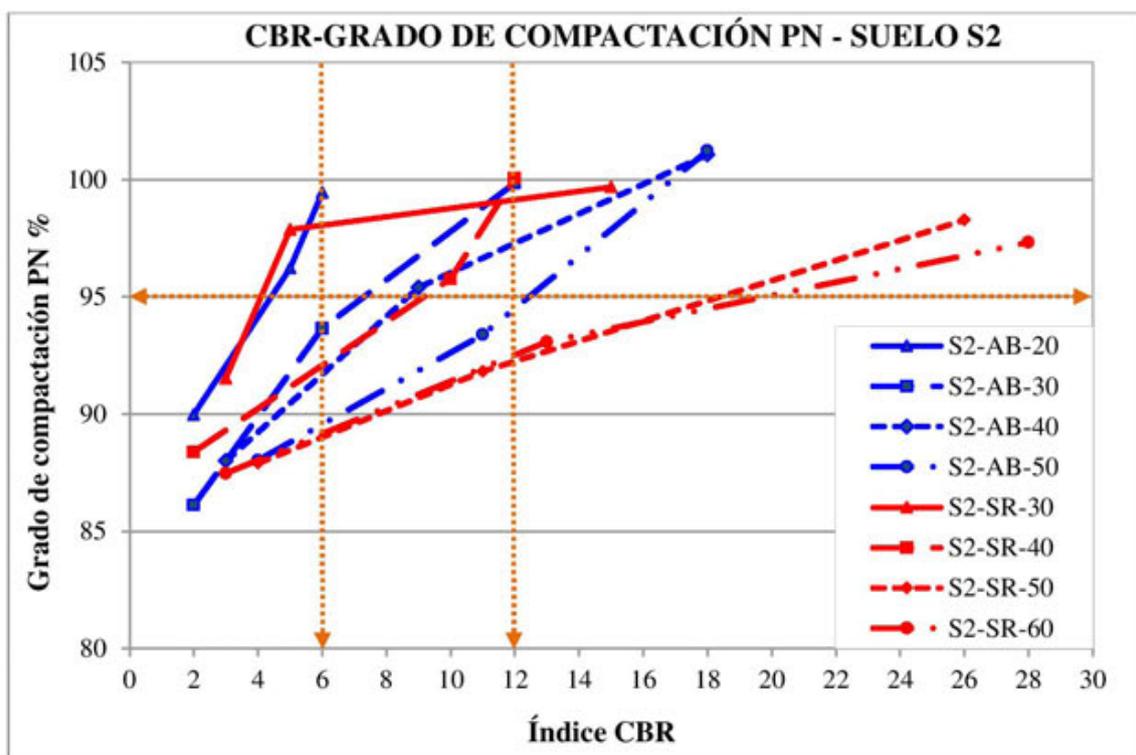


Figura 5-24. Grado de compactación PN – CBR de suelos tipo S2.

Se observa que con un grado de compactación del 95 % las mezclas con más de un 20 % de AB y de un 30 % de SR consiguen un CBR superior a 6 en todos los casos. En cambio, para alcanzar ese CBR, valores del 20 % de ceniza de Aboño y del 30 % de ceniza de Soto de Ribera es necesario incrementar el grado de compactación.

Además se aprecia que para este grado de compactación se alcanza índices CBR mayores de 12 con porcentajes superiores al 40 % en ambos casos (Tabla 5-6 y Tabla 5-7).

Las curvas para la obtención del CBR de proyecto del suelo S2 mejorado con ambas cenizas, aparecen recogidas en el anexo: resultados (Figura A-13 y Figura A-14).

Tras comparar los resultados de capacidad portante de ambas cenizas, se procede a evaluar su empleo en la construcción de explanadas de carreteras. Se ha representado en la Figura 5-25 y la Figura 5-26 la influencia del contenido de ceniza en la capacidad portante de los suelos, para un 95 % y un 100 % de la densidad Proctor de referencia.

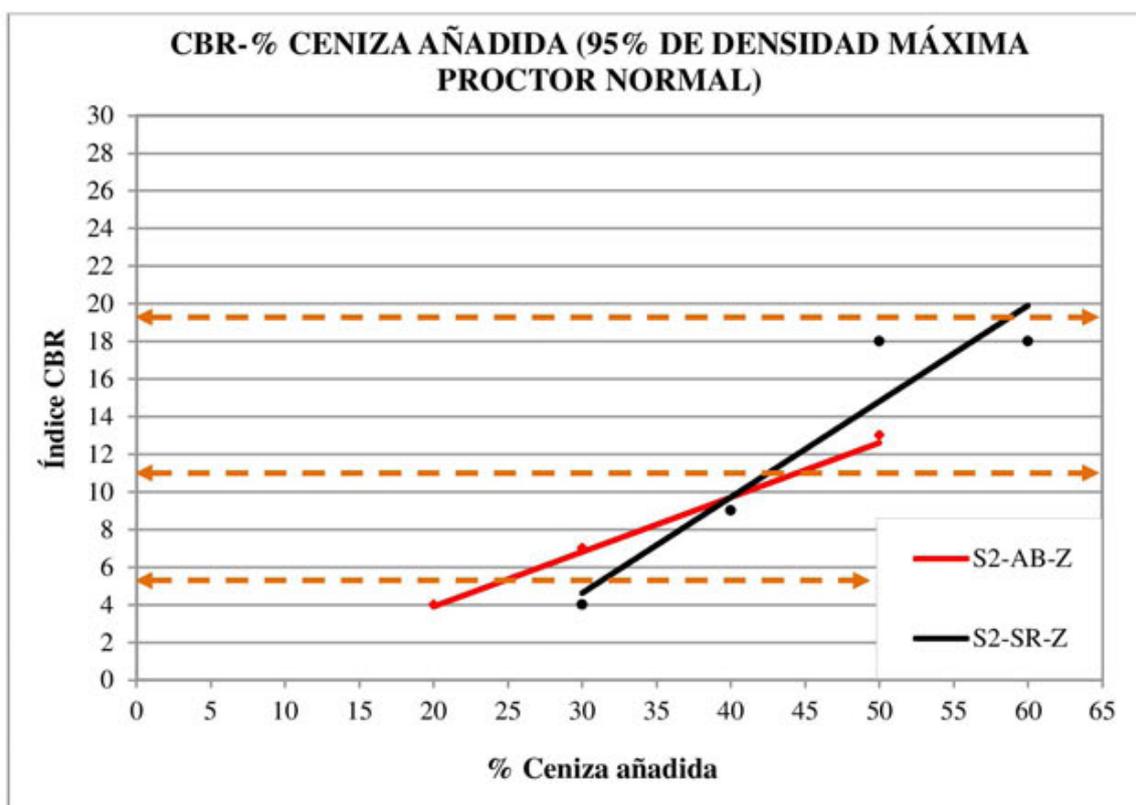


Figura 5-25. CBR de los suelos S2 para densidad del 95 % PN.

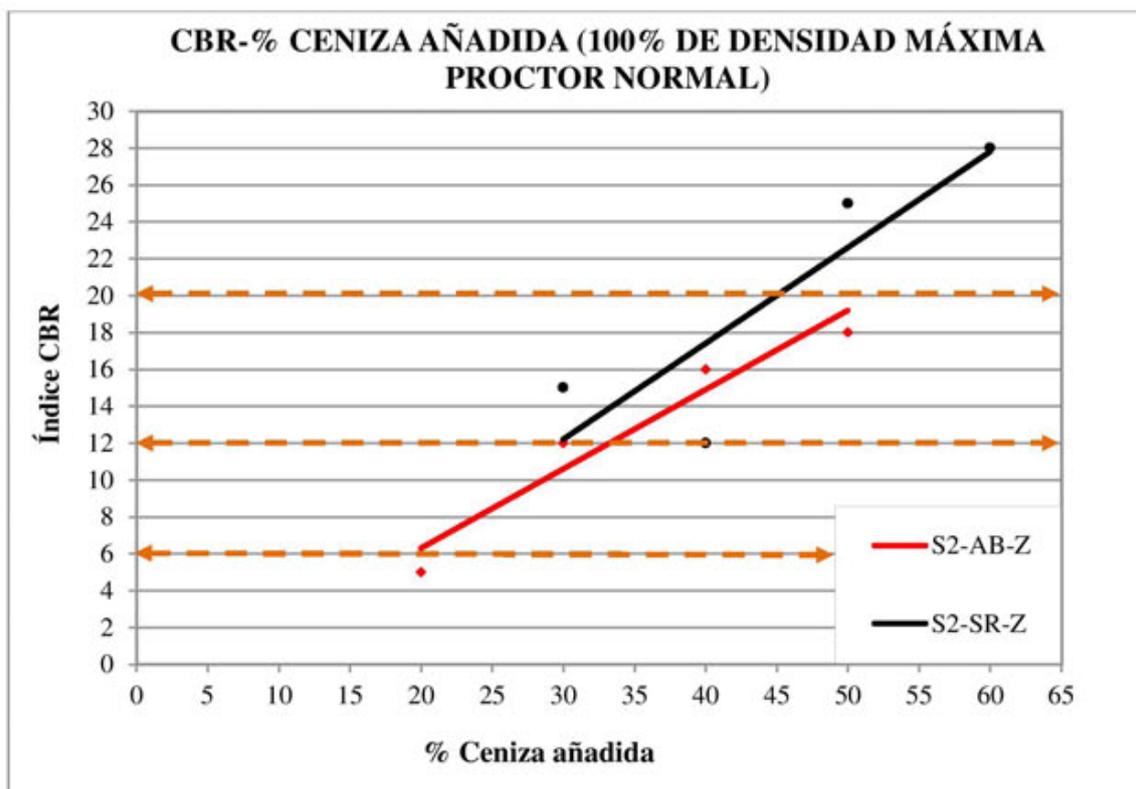


Figura 5-26. CBR de los suelos tipo S2 para densidad del 100 % PN.

Se observa que explanadas de tipo E1 (CBR>6) se pueden conseguir en todos los casos si el grado de compactación alcanzado es del 100 % PN. Si solo se compacta hasta el 95 %, este tipo de explanada se obtiene con porcentajes de ceniza superiores al 30 % para la de Aboño y del 35 % para la de Soto de Ribera. Una explanada de tipo E2 (CBR>12) se puede lograr siempre que se alcance un grado de compactación del 100 % PN con porcentajes del orden del 30 % con ambas cenizas. Con un grado de compactación del 95 % es preciso del orden de un 45 % de ambas cenizas.

Una explanada de tipo E3 solo se puede conseguir con porcentajes superiores al 45 % de la ceniza de Soto de Ribera y compactadas al 100 % del PN.

5.1.3.3 Suelos S3

El suelo S3 parte con un 35 % de suelo limo-arcilloso en su composición, más los finos propios del material granular, presenta un CBR inicial igual a 6. Por lo tanto es un suelo adecuado con posibilidad de ser empleado en la coronación de explanadas.

Una reducción del porcentaje de suelo limo-arcilloso se traduce en el incremento de la capacidad portante, lo que hace suponer que al incremento la ceniza en la mezcla se

produce una reducción del porcentaje de arcilla del conjunto, por lo que se incrementan los valores de CBR; incluso para pequeños porcentajes de ceniza.

En la Tabla 5-8 y la Tabla 5-9 se presentan los resultados del ensayo CBR para los suelos S3 con ambas cenizas.

- Aboño

	CBR				
	15 GOLPES	30 GOLPES	60 GOLPES	95 % PN	100 % PN
S3-AB-20	2	10	15	8	14
S3-AB-30	5	12	15	10	15
S3-AB-40	6	17	24	16	24
S3-AB-50	6	19	27	19	27

Tabla 5-8. Resultados ensayo CBR de los suelos tipo S3-AB-Z.

Al igual que sucede en los anteriores suelos analizados, la densidad seca de las mezclas del suelo S3 aumenta con la energía de compactación y disminuye con el porcentaje de ceniza de Aboño (Figura 5-27). El mayor incremento de densidades se consigue con los primeros 30 golpes.

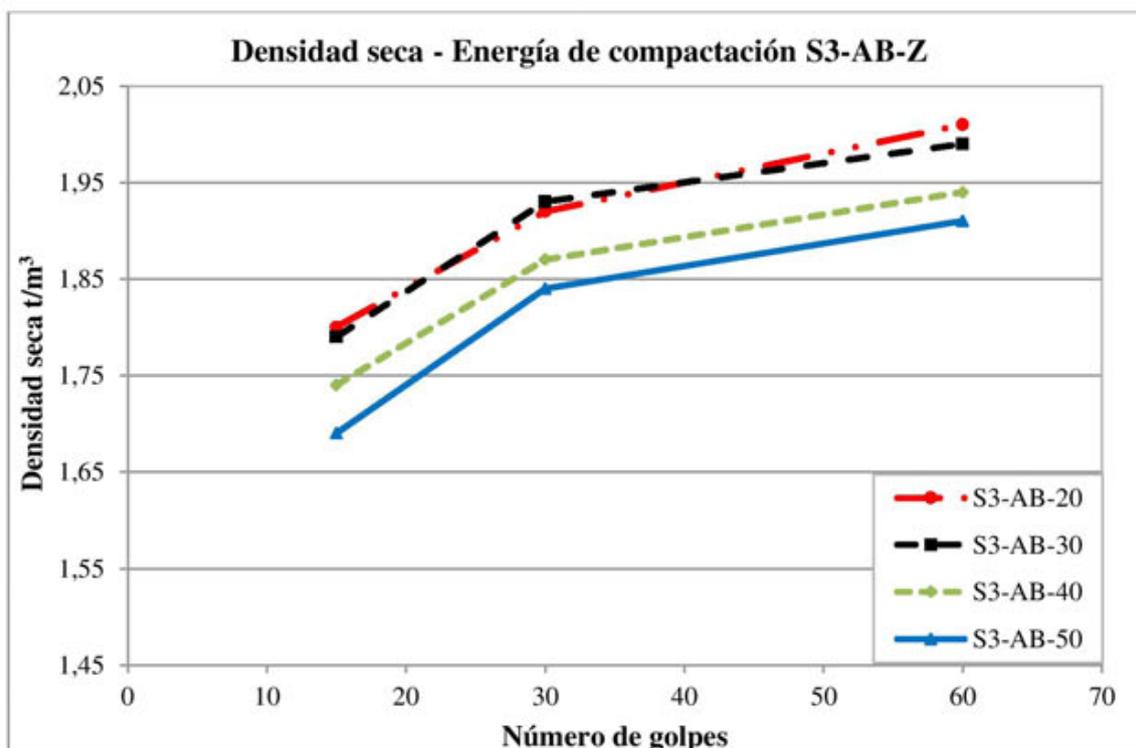


Figura 5-27. Densidad seca- Número de golpes S3-AB-Z

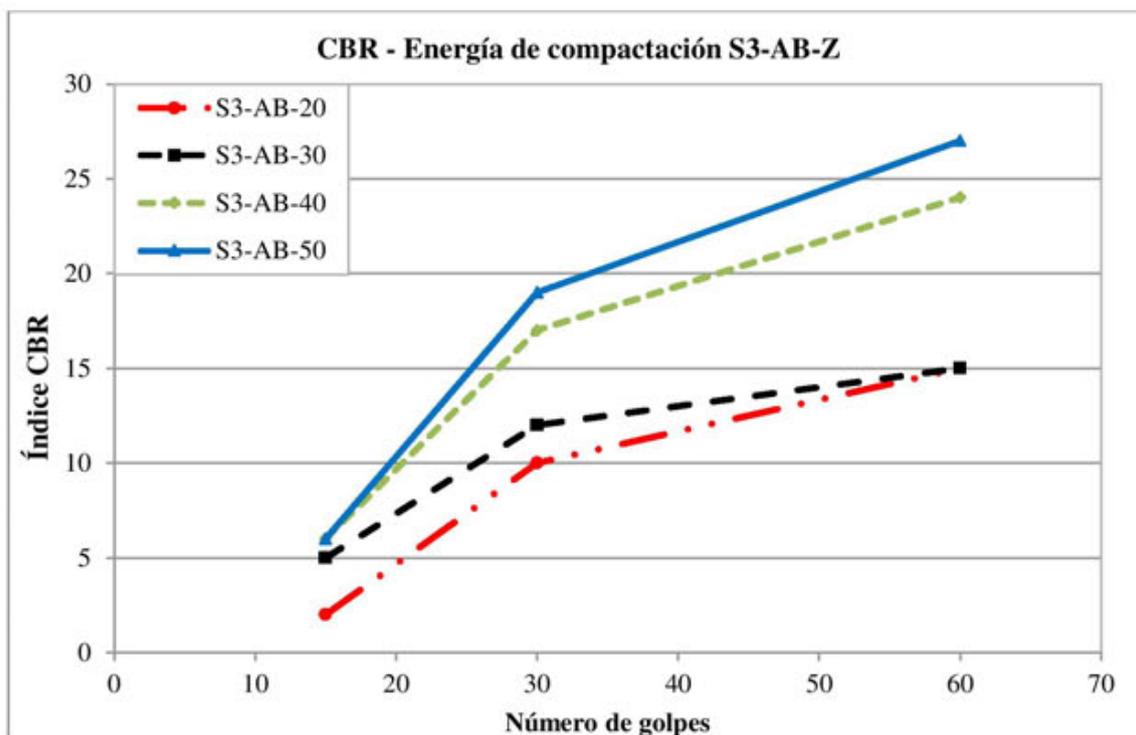


Figura 5-28. Índice CBR - Número de golpes S3-AB-Z

En la Figura 5-28 se observa como la capacidad portante se incrementa con el número de golpes y con el contenido de ceniza. La capacidad portante de las mezclas aumenta en mayor medida con la energía de compactación para porcentajes de ceniza elevados. Con 15 golpes se obtienen índices CBR de 2 hasta 6 para porcentajes de ceniza del 20 % y 60 %. Mientras que para 60 golpes el CBR alcanzado para esas mezclas varía entre 15 y 27.

- Soto de Ribera

	CBR				
	15 GOLPES	30 GOLPES	60 GOLPES	95 % PN	100 % PN
S3-SR-20	3	7	15	7	13
S3-SR-30	6	15	23	9	20
S3-SR-40	5	20	27	13	26
S3-SR-50	7	23	27	16	27

Tabla 5-9. Resultados ensayo CBR de los suelos tipo S3-SR-Z.

El incremento de la densidad seca con la energía de compactación se produce de forma casi proporcional para todos los contenidos de ceniza empleados. (Figura 5-29).

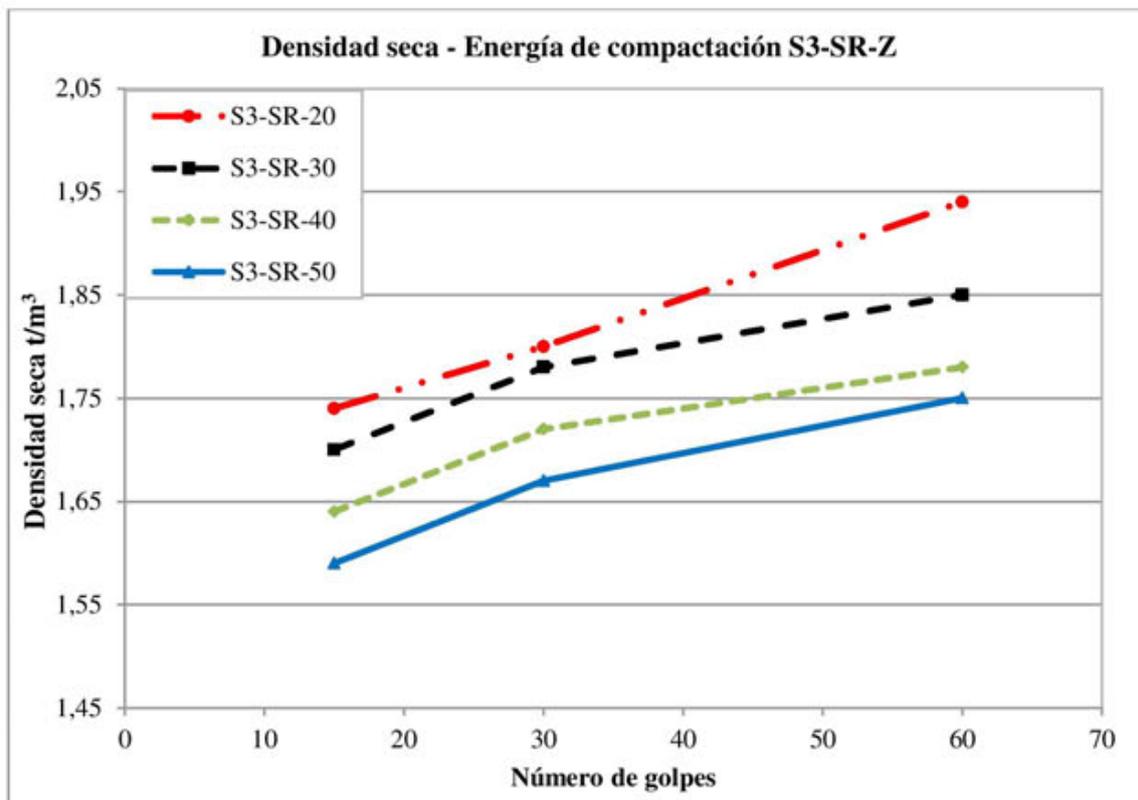


Figura 5-29. Densidad seca- Número de golpes S3-SR-Z

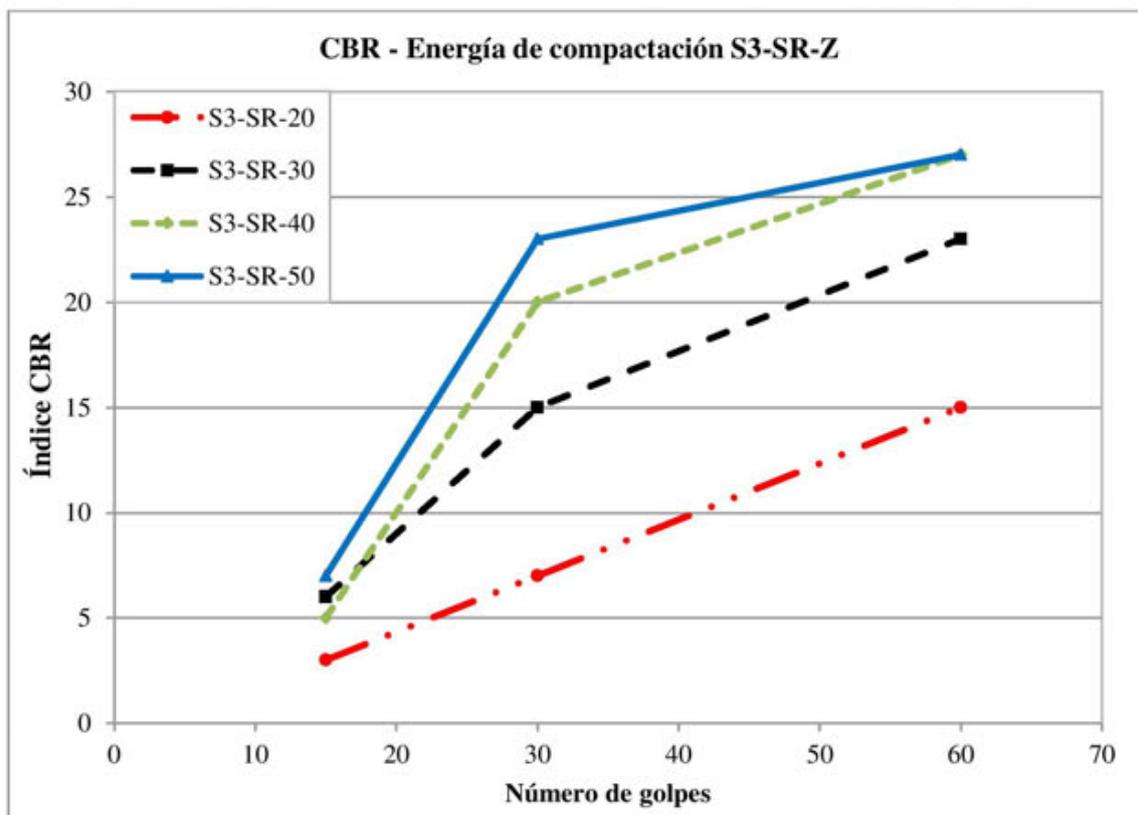


Figura 5-30. Índice CBR - Número de golpes S3-SR-Z

El índice CBR aumenta con la energía de compactación y con el porcentaje de ceniza (Figura 5-30). Para bajos contenidos de ceniza, el índice CBR es proporcional a la energía de compactación, pero a medida que se aumenta su contenido se observa que el mayor incremento se produce entre 15 y 30 golpes de compactación. Para el 50 % de ceniza se obtiene un CBR de 7 para 15 golpes, aumentando hasta 23 para 30 golpes, mientras que con 60 golpes se alcanza un CBR de 27.

- Comparación entre cenizas

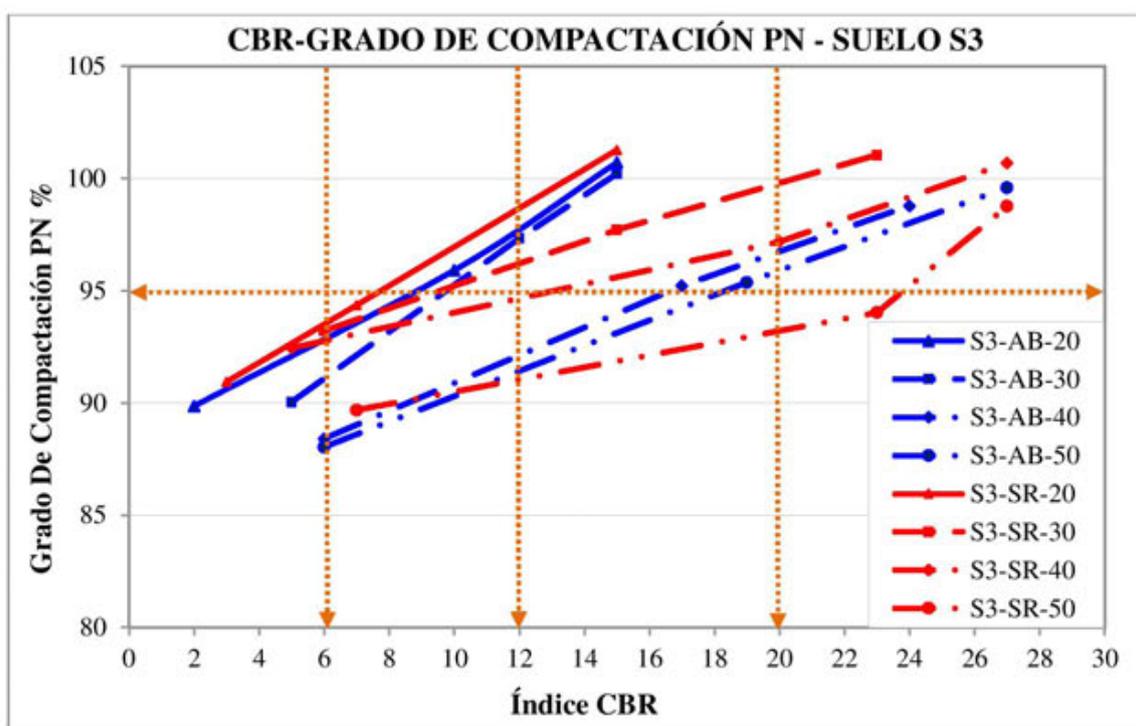


Figura 5-31. Grado de compactación PN – CBR de suelos tipo S3

Atendiendo a la Figura 5-31, los valores del índice CBR se incrementan con el grado de compactación. Las cenizas de soto de Ribera presentan un ligero desplazamiento hacia la derecha, lo que implica que para un mismo grado de compactación se alcanza un mayor CBR.

Cabe destacar que con grados de compactación superiores al 95 %, ambas cenizas permiten realizar mezclas con índice CBR superior a 6, y con grados de compactación superiores al 100 % se alcanzan valores superiores a 12 en todos los casos.

Las curvas para la obtención del CBR de proyecto del suelo S3 mejorado con ambas cenizas, aparecen recogidas en el anexo: resultados (Figura A-15 y Figura A-16).

Una vez comparados los resultados de capacidad portante de ambas cenizas, se procede a evaluar su empleo en la construcción de explanadas de carreteras. Se presenta en la Figura 5-32 y la Figura 5-33 la influencia del contenido de ceniza en la capacidad portante de los suelos, para un 95 % y un 100 % de la densidad Proctor de referencia.

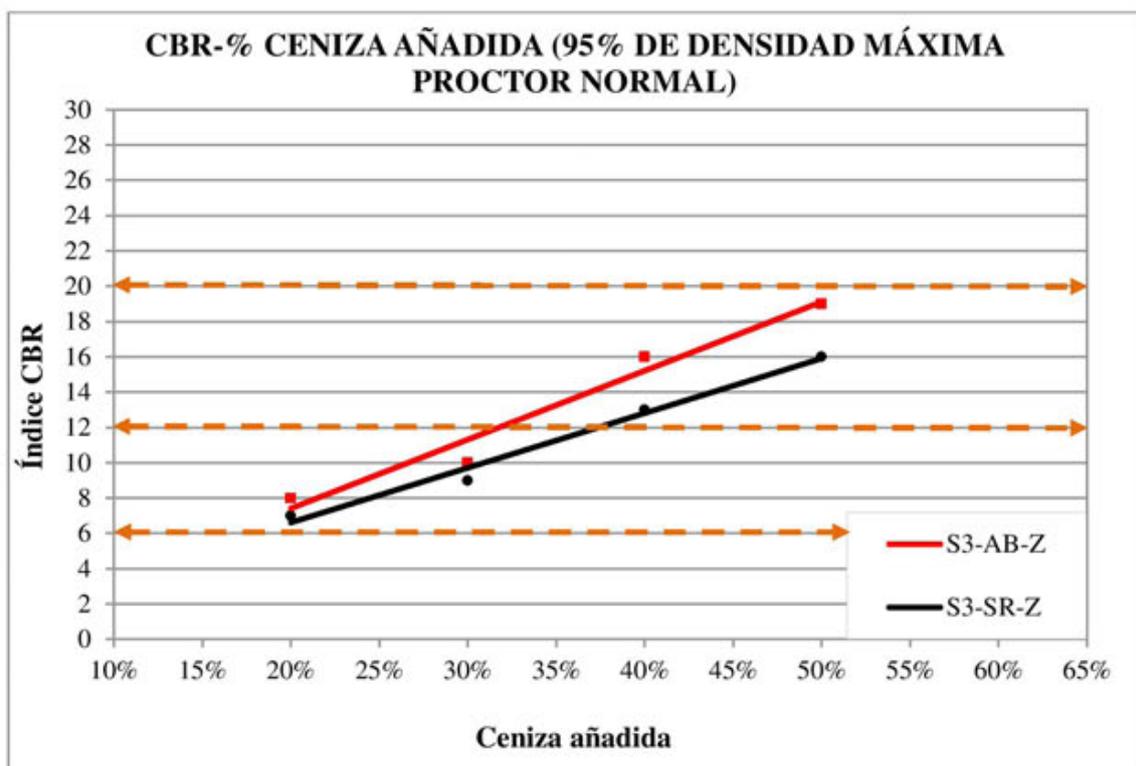


Figura 5-32. CBR de los suelos tipo S3 para la densidad del 95 % PN.

En la Figura 5-32, correspondiente al 95 % del proctor, se observa que la curva índice CBR en función de la ceniza añadida, correspondiente a la ceniza de Aboño, se encuentra por encima de la de Soto de Ribera. Esto significa que para el mismo contenido de ceniza se obtiene mayor CBR con la ceniza de Aboño.

Con cualquier porcentaje de ambas cenizas es posible conseguir explanadas de tipo E1 (CBR>6), mientras que para obtener una explanada de tipo E2 es necesario un porcentaje superior al 30 % de AB y al 35 % de SR. No es posible obtener explanadas de tipo E3 con esta compactación.

A diferencia que con el 95 %, para un grado de compactación del 100 % (Figura 5-33) la curva de la ceniza de Soto de Ribera se encuentra ligeramente por encima de la de Aboño.

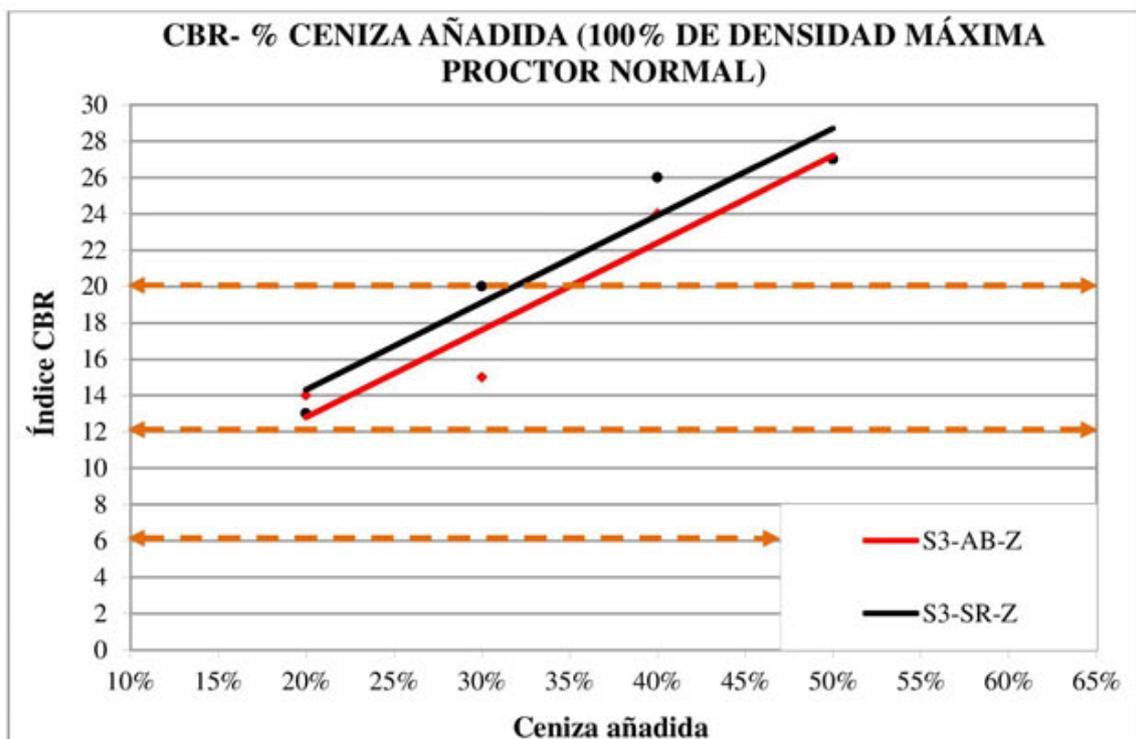


Figura 5-33. CBR de los suelos tipo S3 para la densidad del 100 % PN.

Se obtienen valores de CBR superiores a 12 en todos los casos, siendo posible su empleo en la construcción de explanadas tipo E2. Con porcentajes superiores al 35 % en ambas cenizas, se obtienen valores de CBR superiores a 20, lo que permite su empleo en construcción de explanadas tipo E3.

Haciendo un análisis global de la influencia de ambas cenizas en la capacidad portante de los suelos analizados se deduce que tanto la ceniza AB como SR presentan un buen comportamiento en los suelos menos plásticos, incrementando el valor del CBR permitiendo su empleo en explanadas de tipo E2 en la mayoría de las mezclas y de tipo E3 para algunos casos. Sin embargo no sucede lo mismo en suelos con mayores plasticidades, ya que la clasificación de E1 únicamente se alcanza para un 50 % de ceniza de Soto de Ribera.

5.1.4 PLASTICIDAD DE LAS MEZCLAS

El ensayo normalizado para la determinación de los límites de consistencia impone utilizar el material que pasa por el tamiz de abertura 0,4 mm. Se han tomado dos muestras de mil gramos de ambas cenizas y se han tamizado. La Figura 5-34 y la Tabla

5-10 muestran con claridad como la ceniza SR, más fina, aporta mayor proporción de partículas menores de 0,4 mm que la ceniza de Aboño.

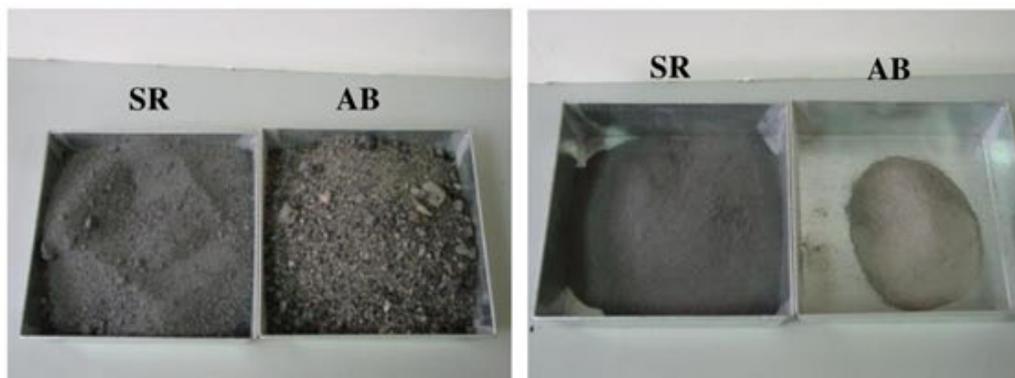


Figura 5-34. Muestras de 1.000g tamizadas por la el tamiz de luz 0,4 mm.

	SR	AB
% PASA 0,4 mm	36,6	15,9

Tabla 5-10. Porcentaje de ceniza que pasa por el tamiz de luz 0,4mm.

En las muestras tomadas de los suelos mezcla para la determinación de los límites de consistencia, resulta significativo como la ceniza SR aporta mayor cantidad de material inferior a 0,4 mm. La Figura 5-35 muestra algunos de las muestras utilizadas para la determinación de los límites Atterberg.



Figura 5-35. Muestras para ensayos de plasticidad.

La reducción de la plasticidad de los suelos se mide por medio del índice de plasticidad, diferencia entre el límite líquido y límite plástico.

Tanto las partículas finas de las cenizas como el posible contenido de cal libre de las mismas, produce la floculación de las arcillas permitiendo su mejor trabajabilidad y reduciendo el índice de plasticidad.

Se presentan los resultados obtenidos de las diferentes mezclas de suelos con ceniza (Tabla 5-11):

	LL	LP	IP
S1	31,5	16,4	15,1
S1-AB-30	30,1	17,2	12,9
S1-AB-40	29,6	17,9	11,7
S1-AB-50	28,9	18,3	10,6
S1-AB-60	28,3	18,7	9,6
S1-SR-50	29,7	20,0	9,7
S2	24,6	14,0	10,6
S2-AB-20	23,7	15,8	7,9
S2-AB-30	23,3	16,8	6,5
S2-AB-40	23,1	17,7	5,4
S2-AB-50	22,8	18,1	4,7
S2-SR-30	25,4	18,8	6,6
S2-SR-40	25,5	20,8	4,7
S2-SR-50	25,3	21,2	4,1
S2-SR-60	25,1	21,6	3,5
S3	20,0	13,4	6,5
S3-AB-20	20,2	16,1	4,1
S3-AB-30	20,6	17,5	3,1
S3-AB-40	21,1	18,7	2,4
S3-AB-50	21,5	19,1	2,4
S3-SR-20	21,5	17,9	3,6
S3-SR-30	21,7	18,3	3,4
S3-SR-40	23,0	21,6	1,4
S3-SR-50	22,5	21,6	0,9

Tabla 5-11. Límites de Atterberg de los suelos con ceniza.

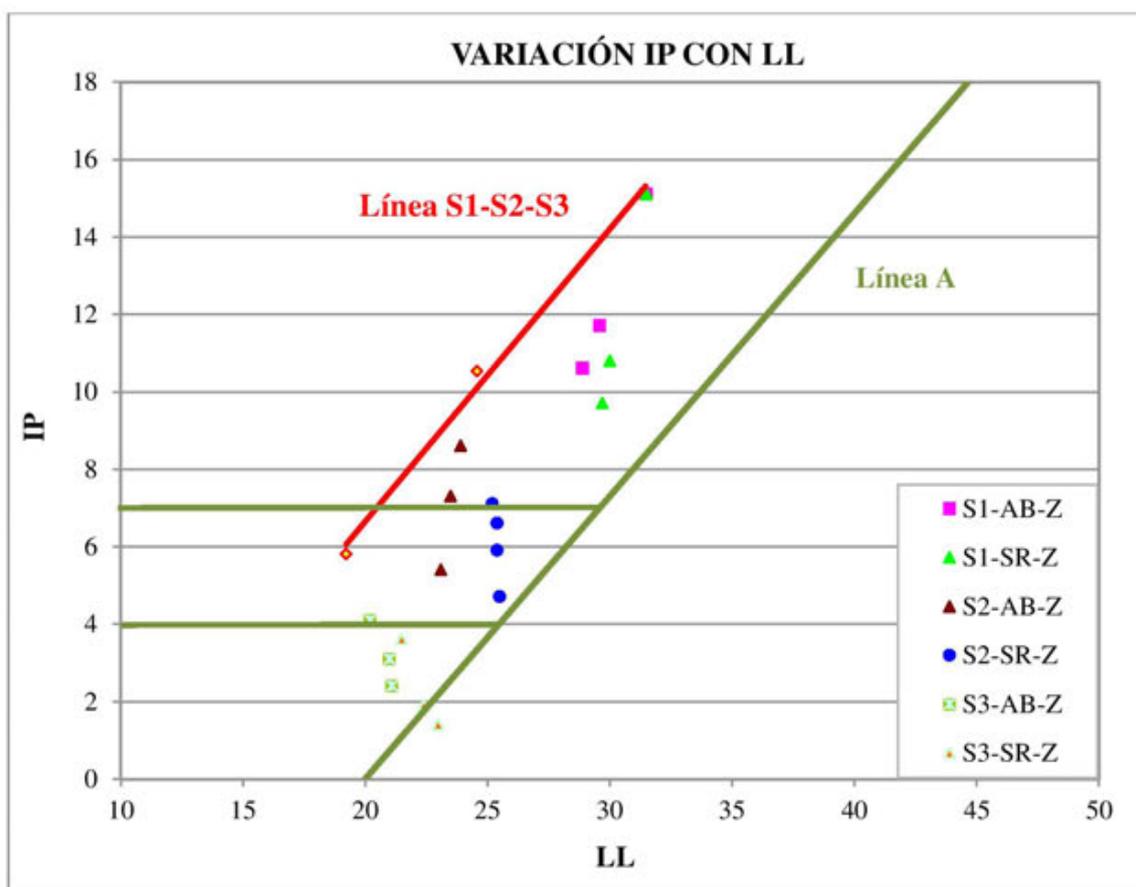


Figura 5-36. Límites de Atterberg de los suelos (Gráfico de Casagrande).

En la Figura 5-36 se representa en el gráfico de Casagrande los valores de la plasticidad correspondiente a los suelos ensayados. Lo que nos permite determinar su clasificación como suelos arcillosos o limosos.

Si queremos analizar el efecto del porcentaje de ceniza en los límites, parece más interesante representar la variación del límite líquido y el índice de plasticidad en función de estos contenidos

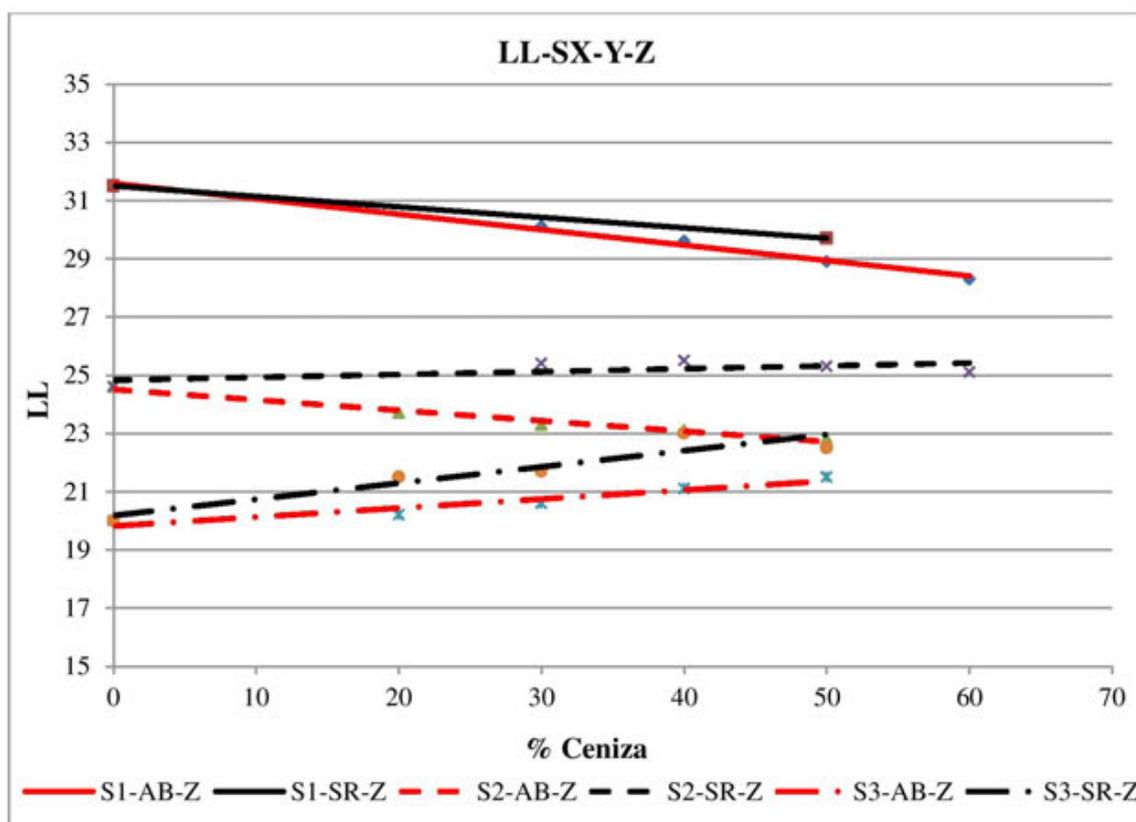


Figura 5-37. Límite líquido en función del porcentaje de ceniza AB y SR.

En la Figura 5-37 aparecen representados los valores de límite líquido en función del contenido de ceniza. No se aprecian diferencias significativas en función del tipo de ceniza empleado. Por otra parte, cuando se parte de valores altos de límite líquido la ceniza tiende a disminuirlo, mientras que con valores más bajos, éste tiende a aumentar con el contenido de ceniza. Cabe destacar que las variaciones en el límite líquido son muy pequeñas en todos los casos.

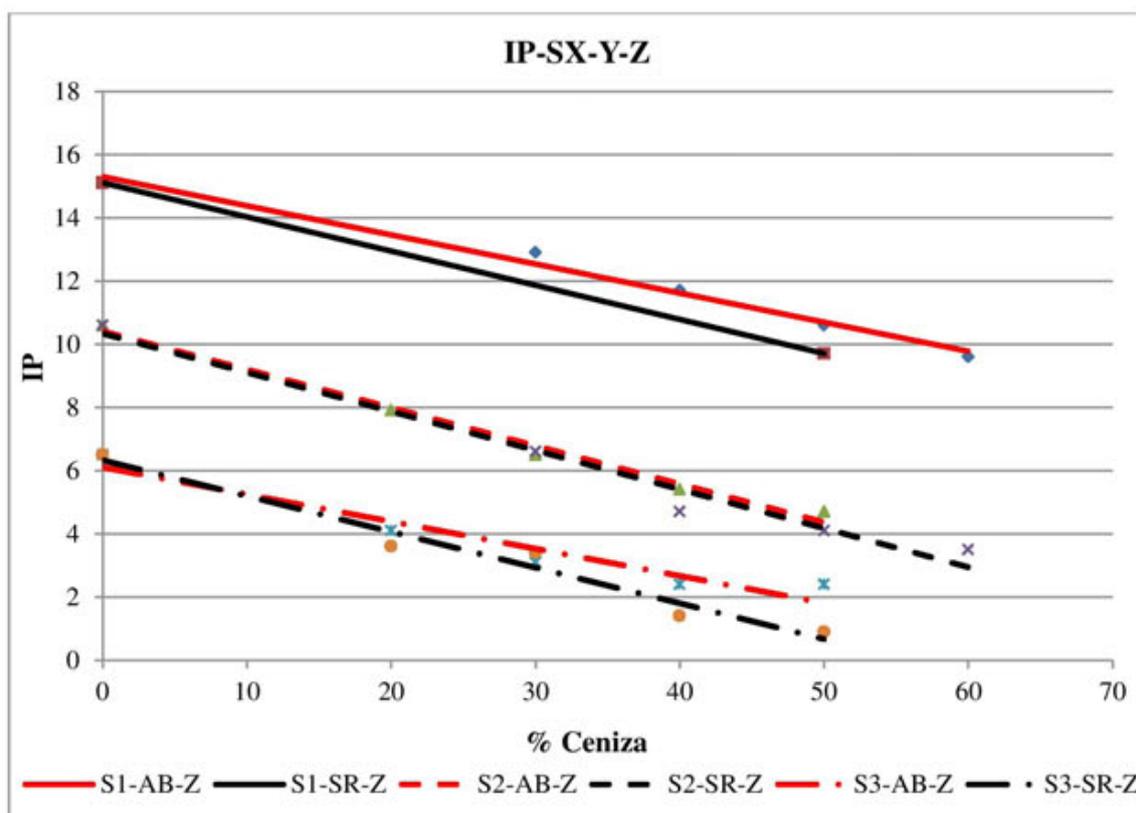


Figura 5-38. Índice de plasticidad en función del porcentaje de ceniza AB y SR.

Al igual que nos sucede con el límite líquido, el índice de plasticidad (Figura 5-38) no se ve influenciado por el tipo de ceniza empleado. La reducción del IP de los suelos no depende de las características plásticas del suelo de partida, es decir, todas las curvas son prácticamente paralelas. Esta variación supone, para todo los suelos estudiados, una disminución del orden de 5 puntos en el IP entre los suelos de partida y las mezclas con un 50 % de ceniza añadida.

Las cenizas estudiadas tienden a reducir la plasticidad debido a dos efectos, uno de tipo mecánico ya que la adición de cenizas aumento porcentual de material no plástico, y uno de tipo químico como es la reacción que se produce entre la cal libre de la ceniza y las arcillas.

5.1.5 CLASIFICACIÓN

Se presentan las clasificaciones finales de las mezclas según las normativas ASTM, AASHTO y PG-3, así como los índices CBR obtenidos para cada porcentaje señalado. Por último se ha elaborado la Tabla 5-14 donde aparece recogida la información acerca de la mejora de la clasificación y CBR de cada mezcla de suelo-ceniza.

SUELO	SUELO LIMO-ARCILLOSO (%)	CBR (100 % PN)	CBR (95 % PN)	ASTM	CLASIF PG-3	AASHTO
S1	100	0	0	CL	TOLERABLE	A-6 (11)
S2	50	4	1	SC	TOLERABLE	A-6 (1)
S3	35	6	4	SC	ADECUADO	A-2-4 (0)

Tabla 5-12. Suelos de partida.

	ASTM	AASHTO	PG-3	CBR (95 % PN)	CBR (100 % PN)	CATEGORÍA DE EXPLANADA
S1	CL	A-6 (11)	TOLERABLE	0	0	-
S1-AB-30	CL	A-6 (6)	TOLERABLE	2	5	E1*
S1-AB-40	CL	A-6 (5)	TOLERABLE	4	5	E1*
S1-AB-50	CL	A-6 (4)	TOLERABLE	3	3	-
S1-AB-60	CL	A-4 (3)	TOLERABLE	4	5	E1*
S1-SR-50	CL	A-4 (3)	TOLERABLE	5	7	E1
S2	SC	A-6 (1)	TOLERABLE	1	4	E1*
S2-AB-20	SC	A-2-4 (0)	ADECUADO	4	5	E1
S2-AB-30	SC	A-2-4 (0)	ADECUADO	7	12	E2
S2-AB-40	SC	A-2-4 (0)	ADECUADO	9	16	E2
S2-AB-50	SC	A-2-4 (0)	ADECUADO	13	18	E2
S2-SR-30	SC	A-2-4 (0)	ADECUADO	4	15	E2
S2-SR-40	SC	A-2-4 (0)	ADECUADO	9	12	E2
S2-SR-50	SC	A-2-4 (0)	ADECUADO	18	25	E3
S2-SR-60	SC	A-2-4 (0)	ADECUADO	18	28	E3
S3	SC	A-2-4 (0)	ADECUADO	4	6	E1
S3-AB-20	SC	A-2-4 (0)	ADECUADO	8	14	E2
S3-AB-30	SM	A-2-4 (0)	ADECUADO	10	15	E2
S3-AB-40	SM	A-1-b (0)	SELECCIONADO	16	24	E3
S3-AB-50	SM	A-1-b (0)	SELECCIONADO	19	27	E3
S3-SR-20	SM	A-2-4 (0)	ADECUADO	7	13	E2
S3-SR-30	SM	A-2-4 (0)	ADECUADO	9	20	E3
S3-SR-40	SM	A-1-b (0)	ADECUADO	13	26	E3
S3-SR-50	SM	A-1-b (0)	SELECCIONADO	16	27	E3

E1*: Suelos tolerables índice CBR > 3. No se pueden emplear en coronación.

Tabla 5-13. Clasificación y resultados CBR de mezclas.

En la Tabla 5-13 aparece recogida la clasificación de los suelos con ceniza. Se observa que para el suelo S1, no se produce un cambio en las clasificaciones española y ASTM, ya que en todos los casos se considera como “Tolerable” y “CL”, pero si en la clasificación AASHTO, donde las mezclas con mayor contenido de ambas cenizas

pasan a clasificarse de A-6 a A-4. Además, en esta clasificación se aprecia una reducción importante en el valor del índice de grupo a medida que se incrementa la ceniza.

En el suelo S2, se mejora la clasificación pasando de un suelo Tolerable, A-6 a un suelo Adecuado y A-2-4. Desde el punto de vista de la clasificación ASTM no se produce cambio en la clasificación (SC).

En el suelo S3 a media que se aumenta el contenido de ceniza se produce una mejora en las tres clasificaciones, alcanzándose con un 50 % de ambas, una clasificación SM, A-1-b y Suelo Seleccionado.

Si además de considerar la clasificación basada en granulometría y plasticidad, de acuerdo a la normativa española, consideramos la capacidad portante (índice CBR), podemos indicar que en todos los casos al aumentar el contenido de ceniza tiende a mejorar la clasificación del material para uso en explanadas. Para el suelo S1, que a priori no puede ser empleado, con un porcentaje de ceniza de Aboño del 30 % se puede considerar como E1 y ser empleado en núcleo y cimentación.

En el suelo S2, que en principio únicamente puede ser empleado en núcleo y cimentación de explanadas tipo E1, a medida que se incrementa el porcentaje de ceniza se puede emplear en coronación, incluso llegar a una categoría de explanada E3.

Para el Suelo S3, con pequeñas proporciones de cenizas podemos obtener mejoras significativas en la categoría de la explanada, siendo posible su uso en coronación llegando a alcanzar una explanada tipo E3.

Por último se ha elaborado la Tabla 5-14 donde aparece recogida la información acerca de la mejora de la clasificación y CBR de cada mezcla de suelo-ceniza. Los valores de CBR presentados hacen referencia al incremento de la capacidad portante respecto a los valores iniciales.

		TABLA DE MEJORAS				
		ASTM	AASHTO	PG-3	CBR (95 % PN)	CBR (100 % PN)
S1	S1-AB-30	-	-	-	2	5
	S1-AB-40	-	-	-	4	5
	S1-AB-50	-	-	-	3	3
	S1-AB-60	-	SI	-	4	5
	S1-SR-50	-	SI	-	5	7
S2	S2-AB-20	-	SI	SI	3	1
	S2-AB-30	-	SI	SI	6	8
	S2-AB-40	-	SI	SI	8	12
	S2-AB-50	-	SI	SI	12	14
	S2-SR-30	-	SI	SI	3	11
	S2-SR-40	-	SI	SI	8	8
	S2-SR-50	-	SI	SI	17	21
	S2-SR-60	-	SI	SI	17	24
S3	S3-AB-20	-	-	-	4	8
	S3-AB-30	SI	-	-	6	9
	S3-AB-40	SI	SI	SI	12	18
	S3-AB-50	SI	SI	SI	15	21
	S3-SR-20	SI	-	-	3	7
	S3-SR-30	SI	-	-	5	14
	S3-SR-40	SI	SI	-	9	20
	S3-SR-50	SI	SI	SI	12	21

Tabla 5-14. Mejoras en clasificación y CBR obtenidas para las mezclas.

5.2 SUELOS ESTABILIZADOS CON CENIZAS DE FONDO Y CAL

En este apartado se evalúa la estabilización de suelos con cenizas de fondo de central térmica y cal, realizando un estudio de variabilidad de mezclas en función de los contenidos de ceniza y/o cal.

La ceniza de carácter granular modifica la estructura del suelo sustituyendo partículas de arcilla por partículas de ceniza, de forma esférica o ceno esférica, que tienden a reducir los límites de Atterberg. En cambio la cal actúa como catalizador de la ceniza conglomerando la masa completa. Este efecto se debe apreciar a la hora de realizar los ensayos de resistencia a compresión simple, en los cuales se observara la evolución de la RCS a medida que aumentamos la cal añadida.

Cabe destacar que la normativa española limita el uso de suelos para poder ser estabilizados, no pudiéndose utilizar suelos demasiado plásticos, o con demasiados finos. Además el suelo estabilizado 3 (S-EST3), según la normativa solo puede ser estabilizado con cemento, por ello uno de los objetivos de este estudio es demostrar si un suelo estabilizado con ceniza y con cal puede comportarse como uno estabilizado con cemento y poder ser empleado como S-EST3.

Las especificaciones españolas limitan el uso de suelos para poder ser estabilizados, imponiendo ciertas restricciones en cuanto a plasticidad y granulometría para la estabilización de suelos:

- Granulometría

Suelo estabilizado con cal:

TIPO DE SUELO ESTABILIZADO	CERNIDO ACUMULADO (% en masa)	
	ABERTURA DE LOS TAMICES UNE-EN 933-2 (mm)	
	80	0,063
S-EST1 y S-EST2	100	≥ 15

Tabla 5-15. Límites granulométricos para estabilizar suelos (PG3)

Suelo estabilizado con cemento:

TIPO DE SUELO ESTABILIZADO	CERNIDO ACUMULADO (% en masa)		
	ABERTURA DE LOS TAMICES UNE-EN 933-2 (mm)		
	80	2	0,063
S-EST1 y S-EST2	100	> 20	< 50
S-EST3			< 35

Tabla 5-16. Límites granulométricos para estabilizar suelos (PG3)

- Plasticidad:

TIPO DE SUELO	INDICE DE PLASTICIDAD (IP)	LÍMITE LÍQUIDO (LL)
ESTABILIZADO	(UNE 103104)	(UNE 103104)
S-EST1	≥ 12	-
S-EST2	≥ 12 y ≤ 40	-
S-EST3	≥ 15	> 40

Tabla 5-17. Límites líquidos e índices de plasticidad de suelos estabilizados (PG3)

Además el presente PG3 y la normativa 6.1 IC de secciones de firme, exigen para suelos seleccionados en coronación un índice CBR mayor de 12 o 20 según los casos, y un grado de compactación del 100 %.

Debido a que en este estudio lo que se pretende emplear ceniza y cal para la estabilización, se tendrá en cuenta los límites granulométricos y plásticos de las especificaciones.

Al igual que el capítulo anterior (suelos mejorados con cenizas de fondo), los suelos de partida empleados para su estabilización, se forman como mezclas de los suelos base (suelo granular y suelo limo-arcilloso) definidos en el capítulo 3.1 Materiales, obteniendo suelos de partida con diferentes características plásticas y de capacidad portante.

Los suelos empleados para su estabilización con ceniza y/o cal son:

- **Suelo 1 (S1):** Compuesto por un 100 % de suelo limo-arcilloso.
- **Suelo 2 (S2):** Compuesto por un 35 % de suelo granular y un 65 % de suelo limo-arcilloso.
- **Suelo 3 (S3):** Compuesto por un 50 % de suelo granular y un 50 % de suelo limo-arcilloso.

Los parámetros plásticos y la clasificación de los suelos de partida aparecen contemplados en la siguiente tabla:

SUELO	% ARCILLA	LL	LP	IP	CLASIF ASTM	AASHTO	CLASIF PG-3
S1	100	31,5	16,4	15,1	CL	A-6 (11)	TOLERABLE
S2	65	27,3	15,4	11,9	CL	A-6 (3)	TOLERABLE
S3	35	24,6	14,0	10,6	SC	A-6 (1)	TOLERABLE

Tabla 5-18. Parámetros plásticos y clasificación de los suelos de partida.

Se presentan también los valores de índice CBR y resistencia a compresión simple (RCS) de los suelos de partida S1, S2 y S3 necesarios para comparaciones posteriores.

SUELO	CBR 20 seg	CBR 90 seg	CBR 180 seg	RCS (MPa)
S1	0	0	0	0,474
S2	1	2	3	0,855
S3	9	11	11	1,070

Tabla 5-19. CBR y RCS de los suelos de partida.

Para este estudio se han elegido las cenizas de la central térmica de Soto de Ribera, ya que una vez realizada la caracterización de ambas, teniendo en cuenta la influencia en la plasticidad de ambas cenizas y que poseen similares características puzolanicas, se opta por ésta debido a su finura, ya que permitirá modificar las características plásticas de los suelos y previsiblemente, precisará de un menor tiempo de curado de la combinación ceniza-cal.

En cuanto a la cal empleada para la estabilización de suelos, se empleara cal aérea cálcica, tipo CL-90, definida en el artículo 200 del PG3, y caracterizada en el apartado 3.1 Materiales.

Se plantea una nomenclatura específica para los suelos estabilizados con cenizas y/o cal:

$$S_x - YYZ$$

Dónde:

- x : tipo de suelo (1,2 o 3)
- YY: porcentaje de ceniza añadida sobre el suelo x.
- Z: porcentaje de cal añadida sobre el suelo x.

Los porcentajes del cal y de ceniza corresponden al tanto por ciento de material sobre el peso del suelo de partida, es decir, si queremos añadir un 10 % de ceniza y un 2 % del cal sobre 100 gramos de suelo, el peso de ceniza es de 10 gramos, y el de cal es de 2 gramos, lo que se traduce en que los porcentajes reales son menores.

De esta manera se definen tres suelos de partida que serán estabilizados con la ceniza de fondo seleccionada y la cal (Tabla 5-20).

SUELO	CAL (%)	CENIZA (%)
S1	0	0, 15, 20, 25
	1	0, 15, 20, 25
	2	0, 15, 20, 25
	3	0, 15, 20, 25
S2	0	0, 10, 15, 20
	1	0, 10, 15, 20
	2	0, 10, 15, 20
	3	0, 10, 15, 20
S3	0	0, 10, 15, 20, 30
	1	0, 10, 15, 20, 30
	2	0, 10, 15, 20, 30
	3	0, 10, 15, 20, 30

Tabla 5-20. Porcentajes de cal y ceniza a añadir a los suelos de partida

Una vez definidos los suelos y los porcentajes de ceniza de fondo de central térmica y cal, se analiza la variación de diferentes parámetros:

- Análisis granulométrico
- Estudio de compactación: proctor modificado.
- Estudio de capacidad portante: índice CBR.
- Resistencia a compresión simple (RCS).
- Plasticidad de las mezclas

5.2.1 ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

Se presentan las curvas granulométricas de las mezclas de los suelos de partida S1, S2 y S3, para los distintos porcentajes de cenizas y de cal.

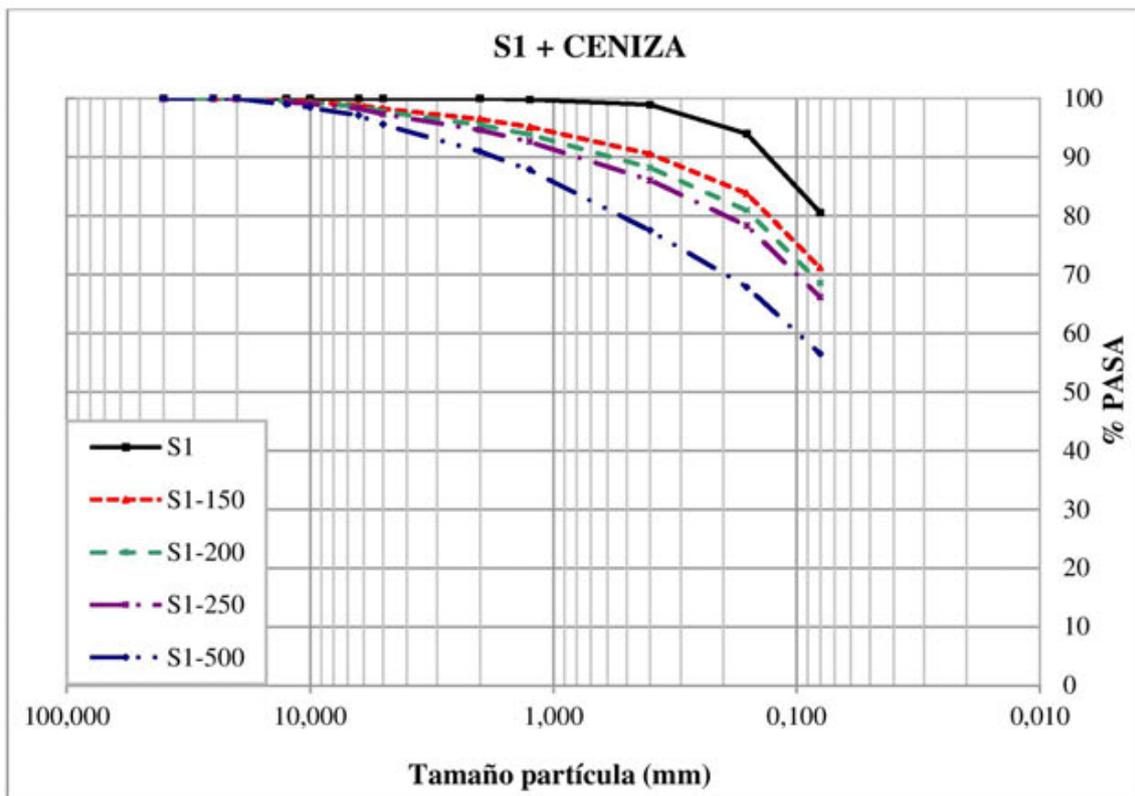


Figura 5-39. Curvas granulométricas de los suelos tipo S1-YY0.

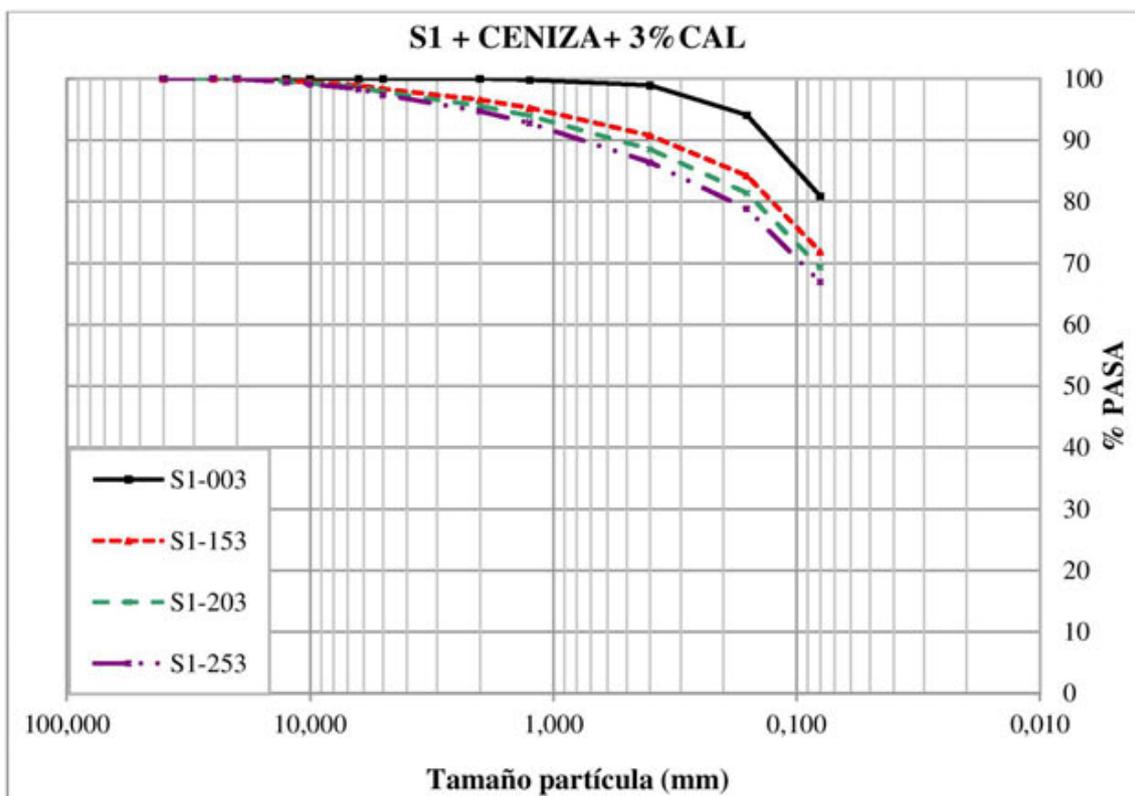


Figura 5-40. Curvas granulométricas de los suelos tipo S1-YY3.

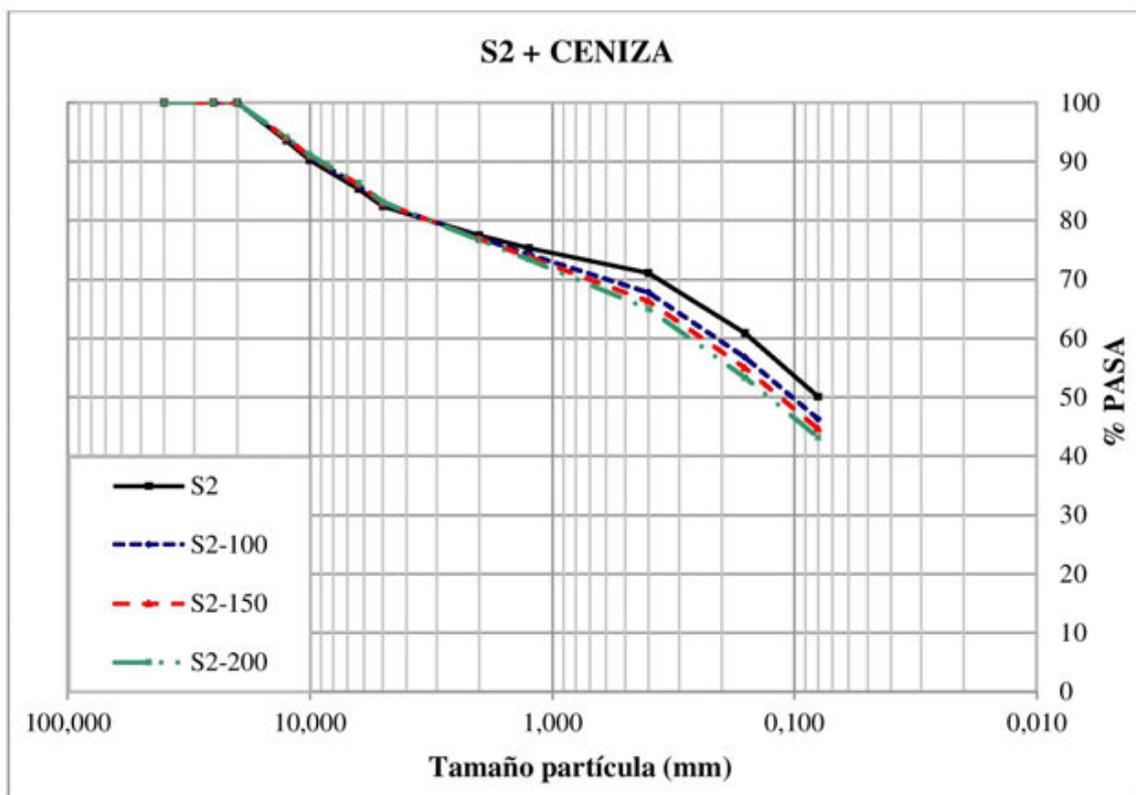


Figura 5-41. Curvas granulométricas de los suelos tipo S2-YY0.

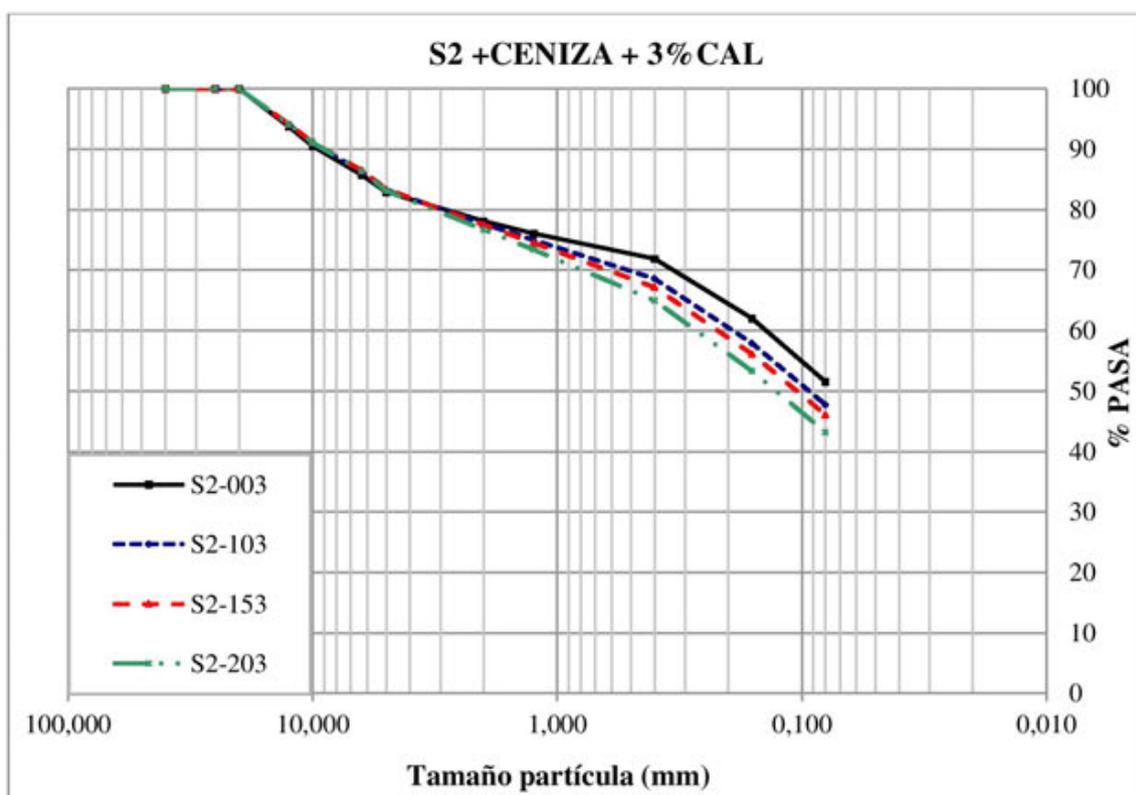


Figura 5-42. Curvas granulométricas de los suelos tipo S2-YY3.

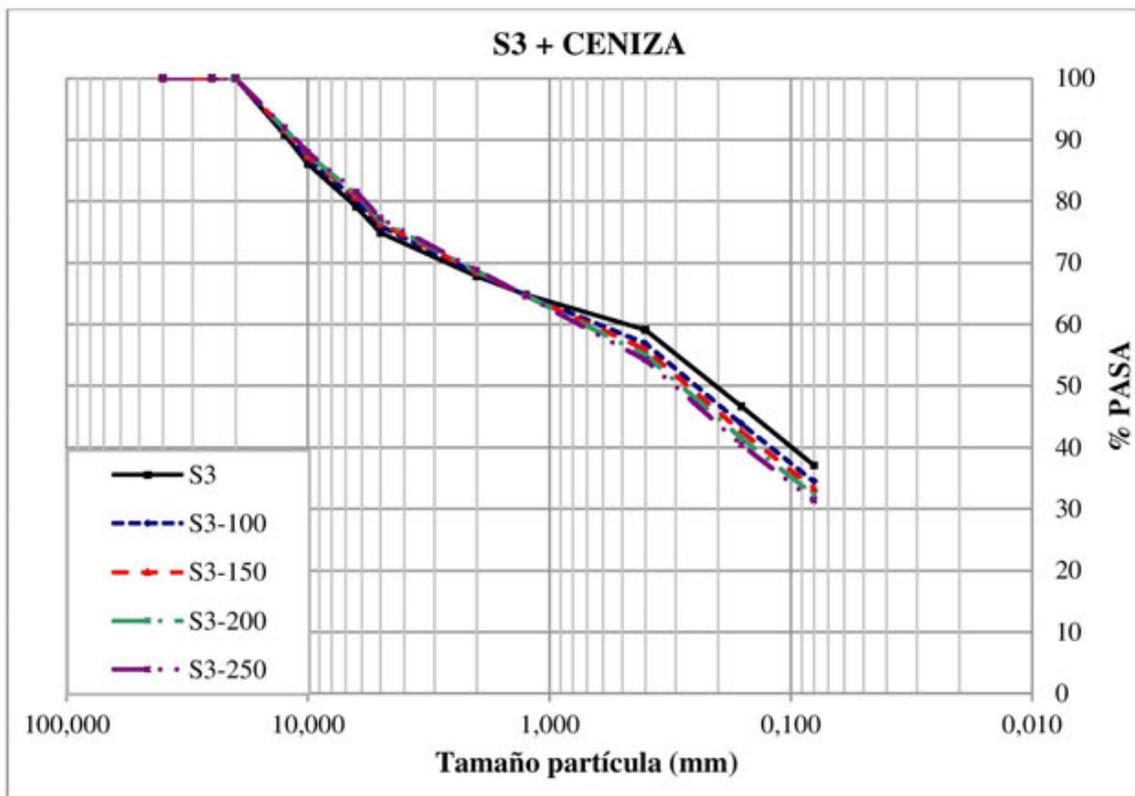


Figura 5-43. Curvas granulométricas de los suelos tipo S3-YY0.

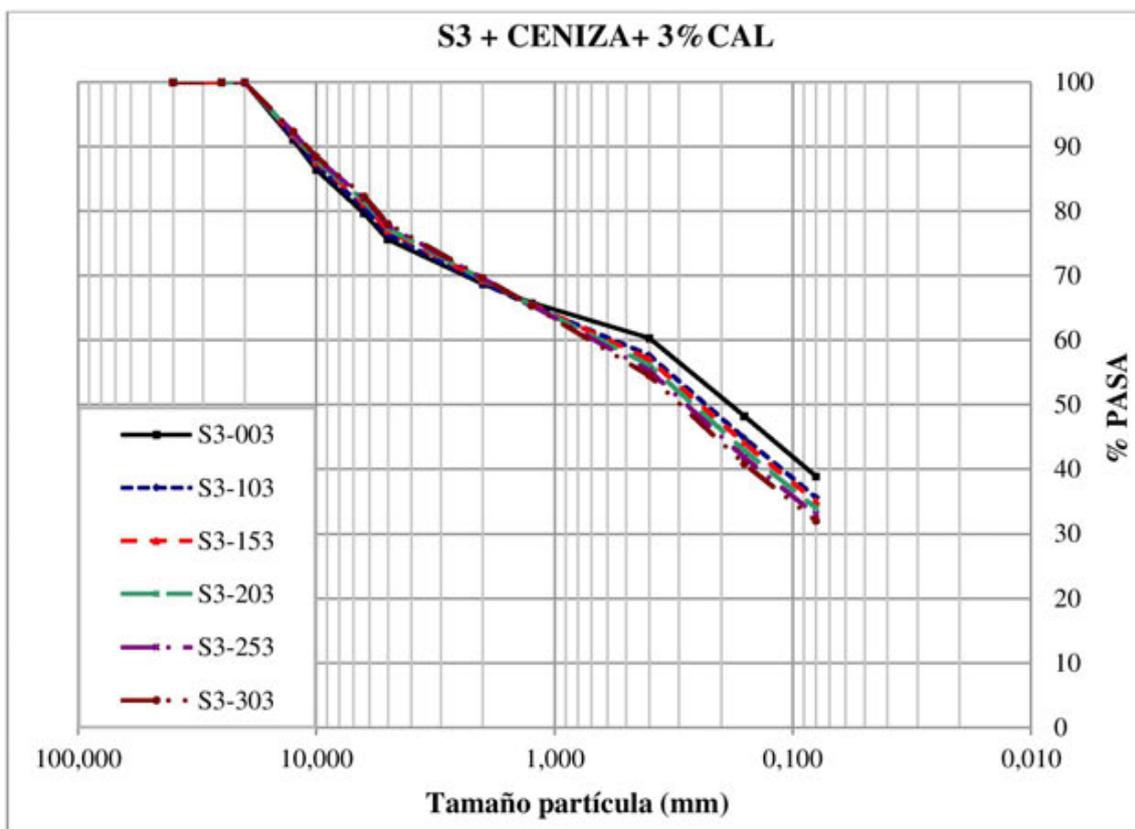


Figura 5-44. Curvas granulométricas de los suelos tipo S3-YY3.

Se presentan los resultados de los suelos S1, S2 y S3 con los porcentajes del 0 % y del 3 % de cal. La totalidad de los resultados granulométricos aparecen recogidos en la figura A-17 hasta la figura A-28 del Anexo: Resultados.

Como se puede observar en las figuras (Figura 5-39, Figura 5-40, Figura 5-41, Figura 5-42, Figura 5-43 y Figura 5-44), se repite el mismo patrón que en el apartado anterior (5.1 Suelos con ceniza), a medida que aumenta la cantidad de ceniza, la granulometría es más continua, además el porcentaje de suelo fino que pasa por el tamiz 0,08 mm, cada vez es menor, lo cual, previsiblemente reducirá la plasticidad.

Aproximadamente a partir del tamaño de partícula 1 mm, en los suelos S2 y S3, se observa el cambio de granulometría debido a la ceniza.

En cuanto al contenido de cal, apenas modifica la granulometría, esto es debido a la pequeña cantidad de cal que le añadimos al suelo. La cal tendrá efecto sobre otras características de los suelos.

Los suelos S1 y S2 cumplen las condiciones para poder ser estabilizado y obtener una clasificación como S-EST1 y S-EST2. En cambio, debido a su granulometría no cumplen las especificaciones para poder ser estabilizado con cemento.

El suelo S3 cumple las condiciones para poder ser estabilizado y obtener una clasificación S-EST1, S-EST2 y S-EST3.

5.2.2 ESTUDIO DE COMPACTABILIDAD

Se han realizado ensayos de compactación proctor modificado, como nos exige el artículo 512 del PG3, y así obtener las densidades de referencia y las humedades óptimas de compactación de los suelos, para la posterior realización de los ensayos CBR y de Resistencia a Compresión Simple (RCS).

5.2.2.1 Suelos S1

Se presentan a continuación las curvas proctor modificado para el suelo S1 y los porcentajes correspondientes de ceniza y cal añadida (Figura 5-45, Figura 5-46, Figura 5-47 y Figura 5-48).

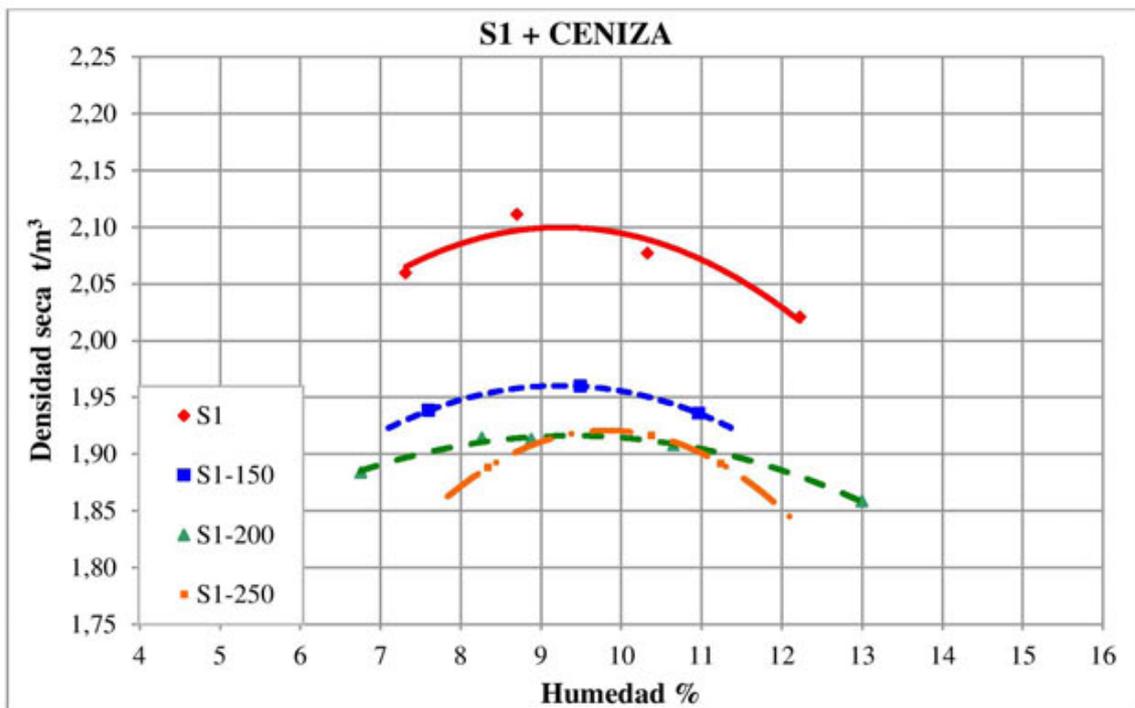


Figura 5-45. Curvas proctor de los suelos tipo S1-YY0.

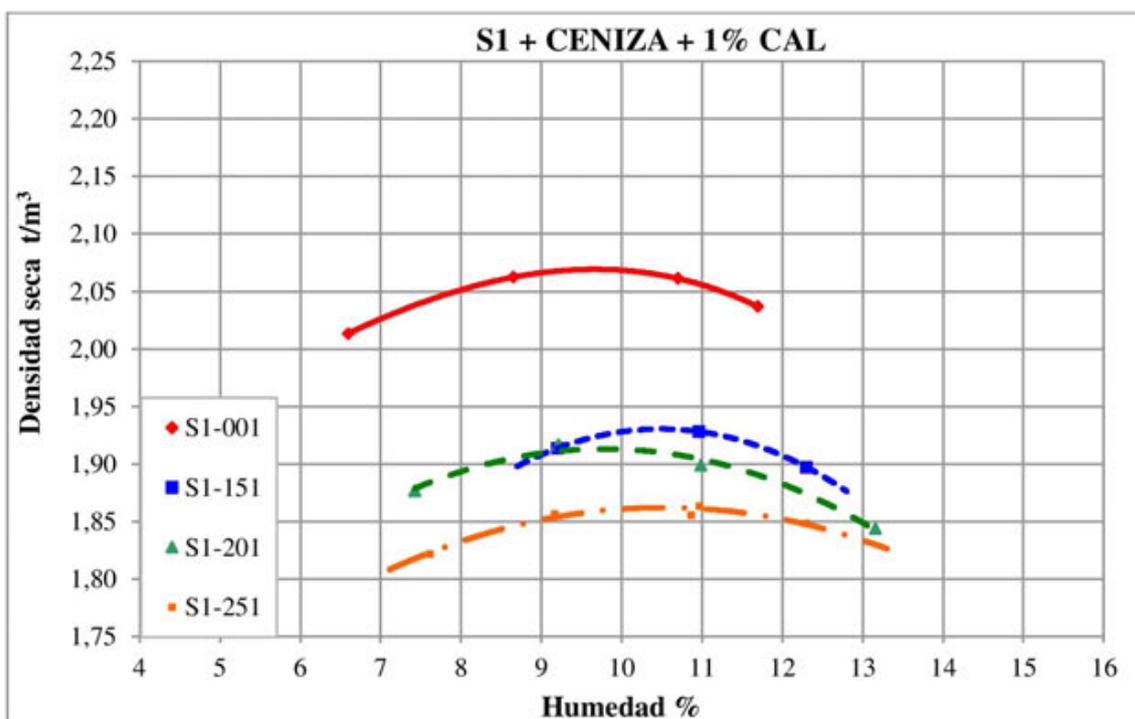


Figura 5-46. Curvas proctor de los suelos tipo S1-YY1.

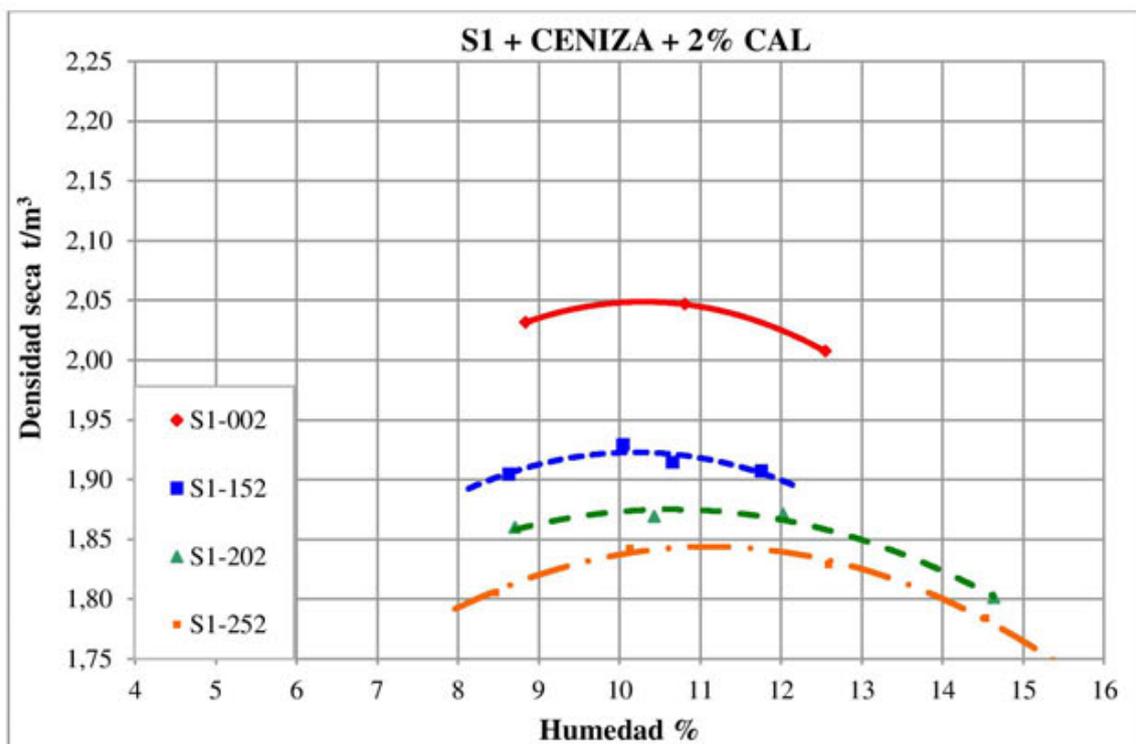


Figura 5-47. Curvas proctor de los suelos tipo S1-YY2.

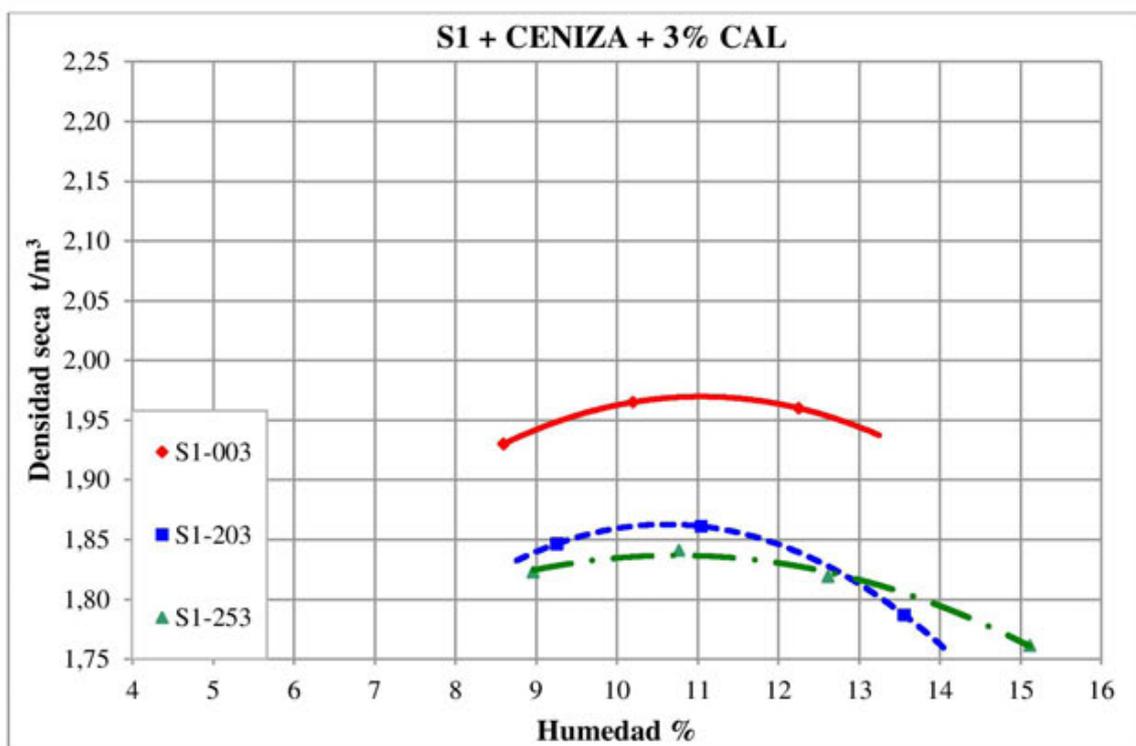


Figura 5-48. Curvas proctor de los suelos tipo S1-YY3.

En cuanto al efecto de la ceniza sobre la densidad y la humedad, lógicamente es el mismo que el estudiado en el apartado anterior (5.1 Suelos mejorados con ceniza de fondo). Cabe destacar que como sucedía entonces, las curvas se van aplanando a medida

que aumenta el porcentaje de ceniza añadida; en cambio el efecto de la cal, como era de esperar, lo que produce es un aumento de la humedad óptima y una disminución de la densidad máxima. Ambos efectos son debidos por un lado a la finura de la cal y por otro a la baja densidad de la misma.

Además de esto hay que tener en cuenta que la cal necesita una cierta cantidad de agua para poder conglomerar, la humedad proctor aumenta ligeramente por este efecto, ya que el ensayo proctor es relativamente instantáneo, en comparación al tiempo necesario para el curado de la cal.

5.2.2.2 Suelos S2

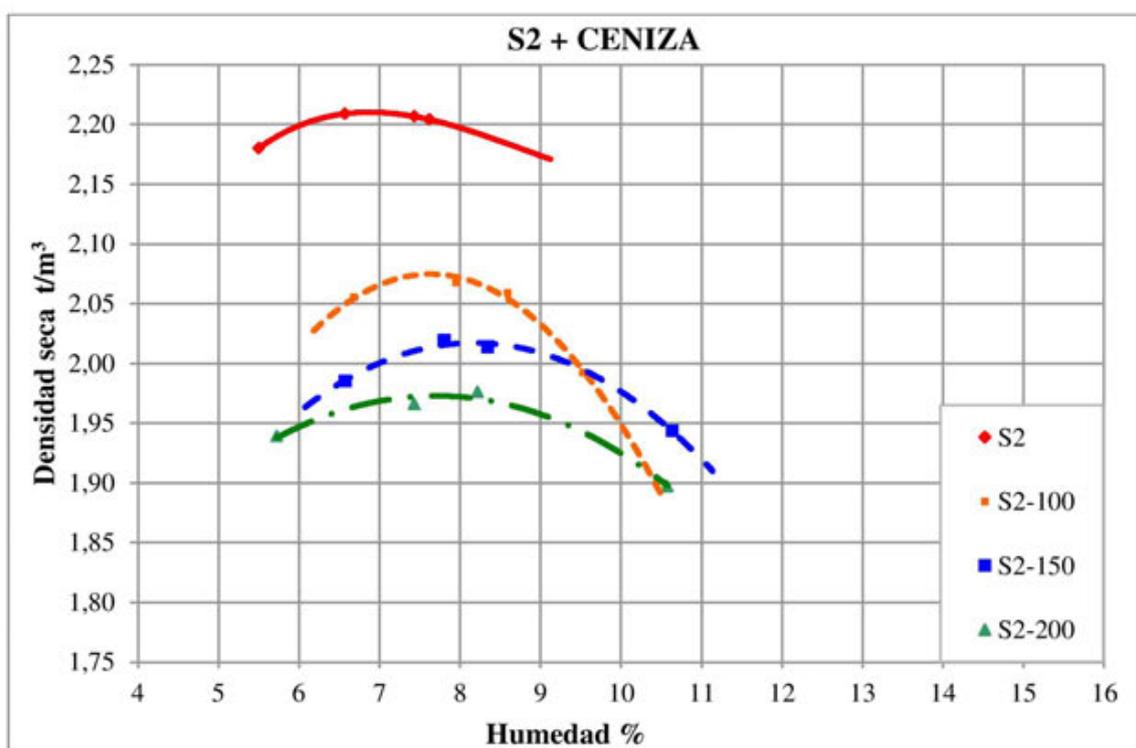


Figura 5-49. Curvas proctor de los suelos tipo S2-YY0.

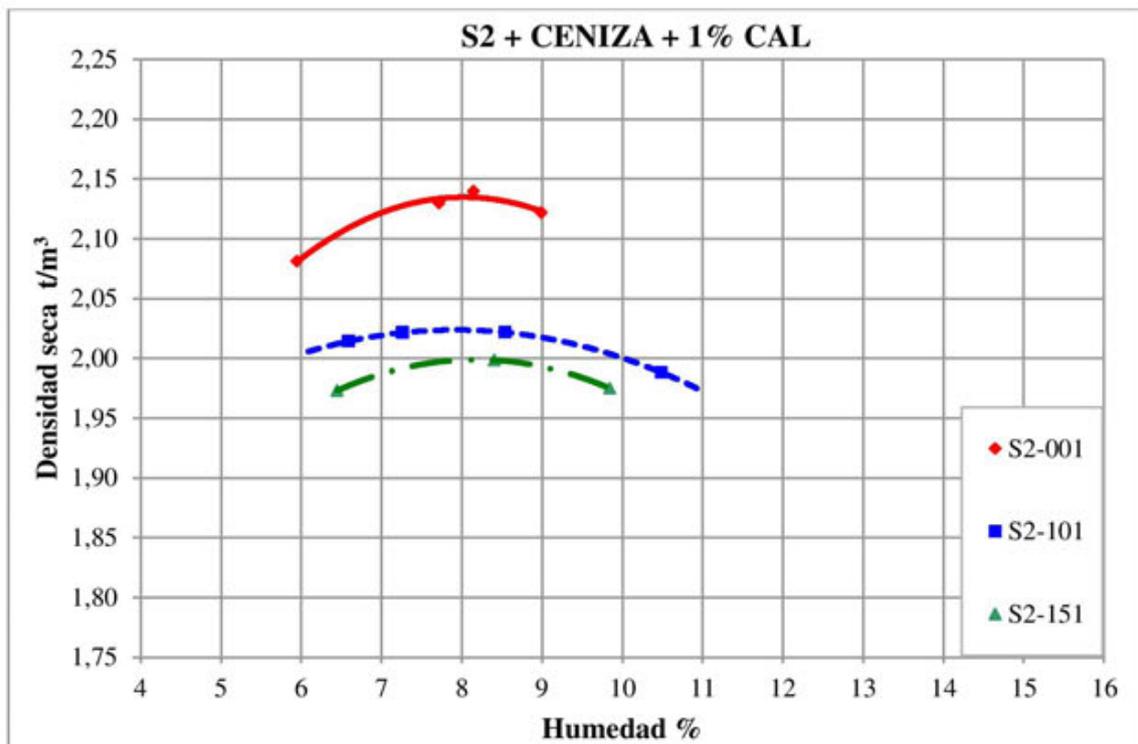


Figura 5-50. Curvas proctor de los suelos tipo S2-YY1.

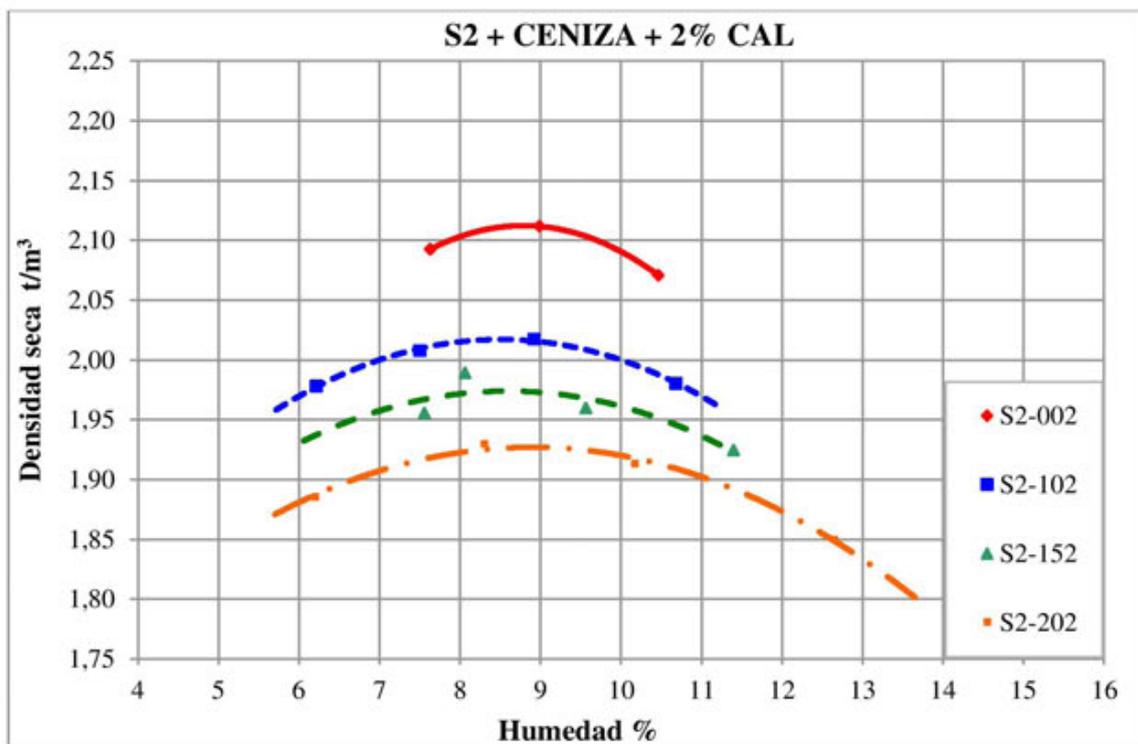


Figura 5-51. Curvas proctor de los suelos tipo S2-YY2.

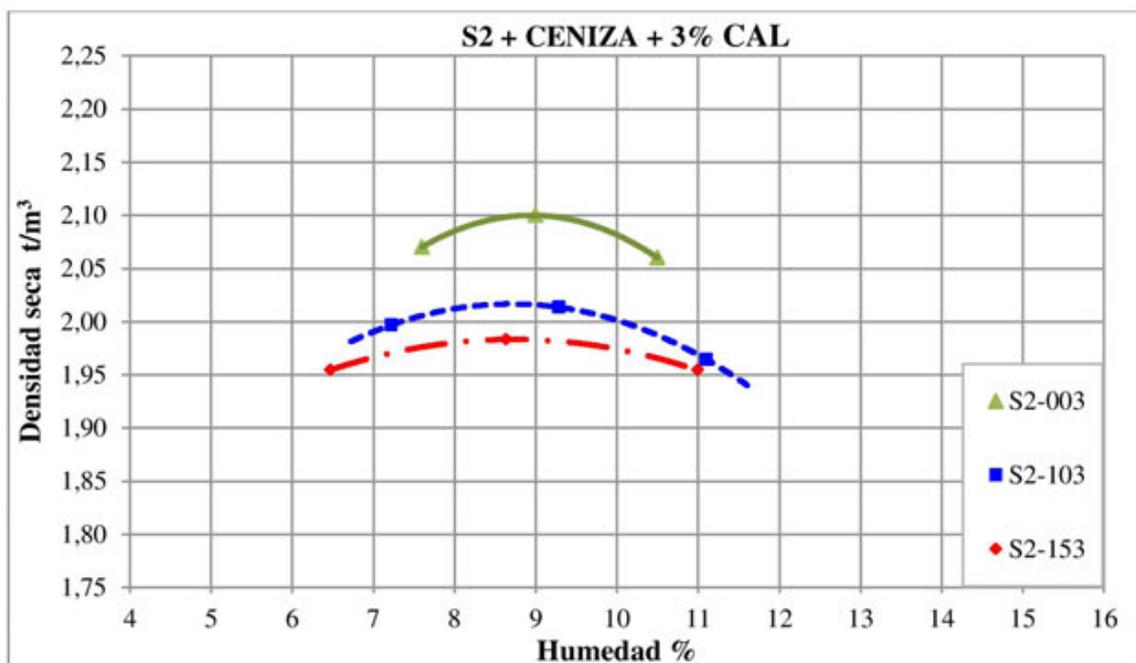


Figura 5-52. Curvas proctor de los suelos tipo S2-YY3.

El comportamiento de los suelos mezcla S2, en cuanto a su compactación, sigue las mismas pautas que el suelo S1. Se produce un descenso de la densidad seca con la ceniza y la cal, así como un aumento de la humedad óptima (Figura 5-49, Figura 5-50, Figura 5-51 y Figura 5-52).

5.2.2.3 Suelos S3

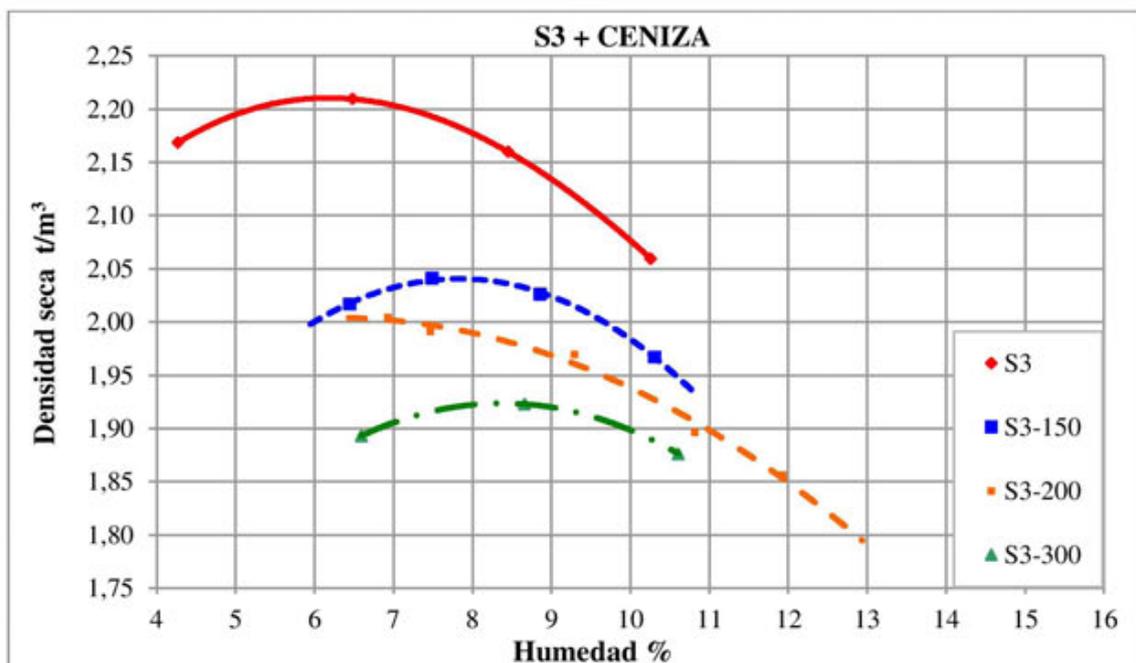


Figura 5-53. Curvas proctor de los suelos tipo S3-YY0.

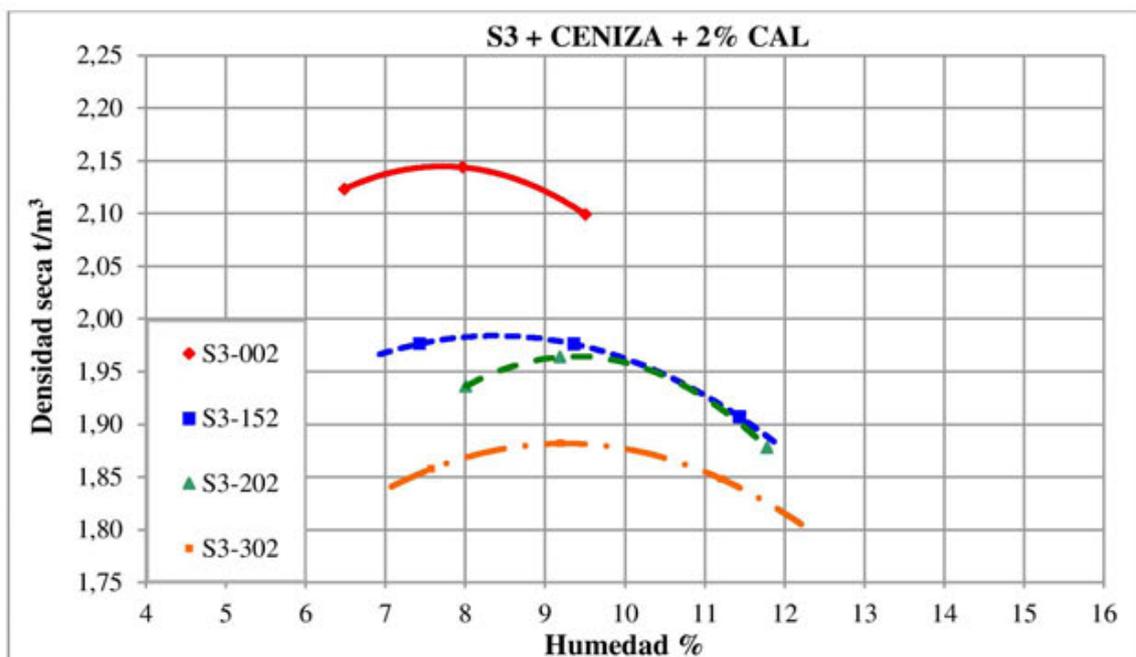


Figura 5-54. Curvas proctor de los suelos tipo S3-YY2.

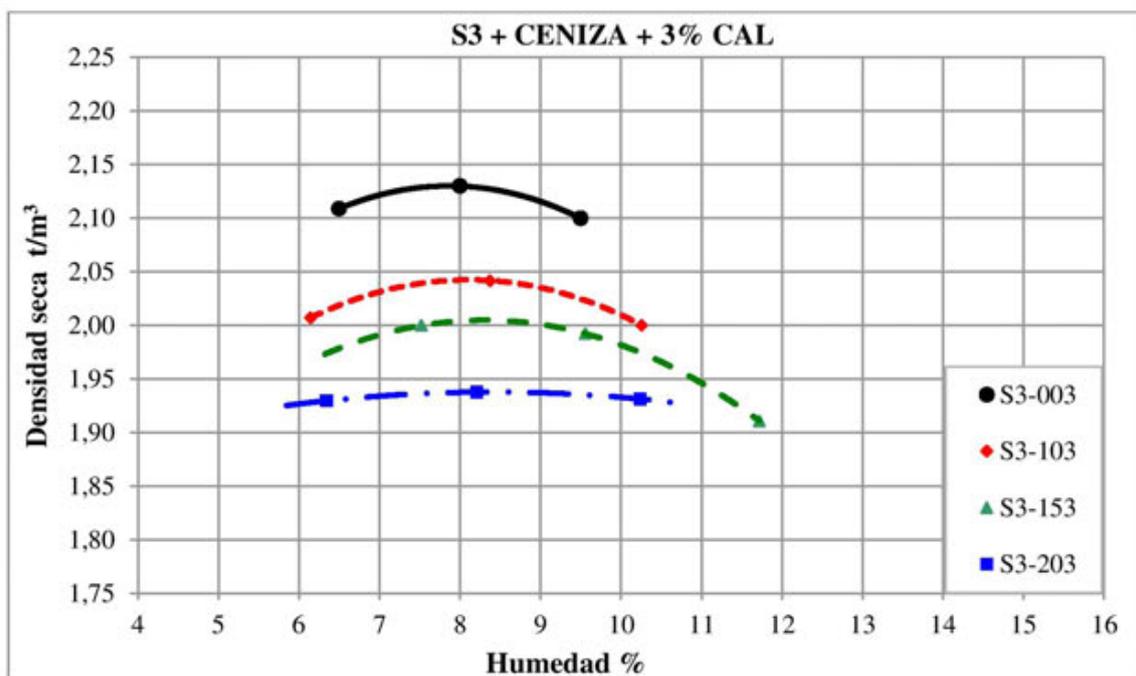


Figura 5-55. Curvas proctor de los suelos tipo S3-YY3.

Los suelos S3 mantienen la misma tendencia que los anteriores en cuanto a la densidad seca mostrando un claro aumento de la humedad óptima con el contenido de ceniza y de cal; pero en éste el efecto es todavía mayor, ya que el suelo S3 posee una densidad mayor que los otros dos, teniendo más influencia el efecto de la cal y la ceniza en la densidad y la humedad.

De los resultados de los ensayos de compactación se extraen las humedades óptimas y densidades secas máximas para cada combinación de suelos (Tabla 5-21).

Suelo	Humedades Óptimas (%)				
	Contenido Ceniza (%)	Contenido de cal (%)			
		0	1	2	3
S1 (100 % Suelo limo-arcilloso)	0	11,8	9,6	10,3	10,9
	15	9,3	10,5	10,3	-
	20	9,2	9,3	10,6	10,7
	25	9,8	10,5	11,1	10,8
S2 (65 % Suelo limo-arcilloso)	0	6,9	8,0	8,8	9,0
	10	7,8	8,0	8,7	8,7
	15	8,2	8,2	8,6	8,8
	20	7,7	-	9,0	-
S3 (50 % Suelo limo-arcilloso)	0	6,3	7,3	7,8	8,0
	10	-	-	7,5	8,0
	15	7,9	-	8,4	8,3
	20	7,3	-	9,4	8,4
	30	-	-	9,3	-

Suelo	Densidad Seca Máxima (t/m ³)				
	Contenido Ceniza (%)	Contenido en cal (%)			
		0	1	2	3
S1 (100 % Suelo limo-arcilloso)	0	2,11	2,07	2,05	2,01
	15	1,96	1,93	1,92	-
	20	1,92	1,92	1,88	1,86
	25	1,92	1,86	1,84	1,84
S2 (65 % Suelo limo-arcilloso)	0	2,21	2,14	2,11	2,10
	10	2,07	2,02	2,02	2,02
	15	2,01	2,00	1,98	1,98
	20	1,97	-	1,93	-
S3 (50 % Suelo limo-arcilloso)	0	2,21	2,16	2,15	2,13
	10	-	-	2,06	2,04
	15	2,04	-	1,99	2,01
	20	2,00	-	1,97	1,94
	30	-	-	1,88	-

Tabla 5-21. Humedades óptimas, densidades secas máximas del ensayo proctor PM

La influencia que tiene la cal en la humedad óptima de cada suelo, se puede observar en la Figura 5-56.

En todos los casos, a medida que se incrementa la dotación de cal, aumenta la humedad óptima. Las curvas de tendencia de los tres suelos son prácticamente paralelas y muy tendidas, incrementándose la humedad óptima en un 1 % para un incremento de cal del 3 %. Debido a la diferencia de plasticidades, los suelos más plásticos necesitan más humedad de compactación.

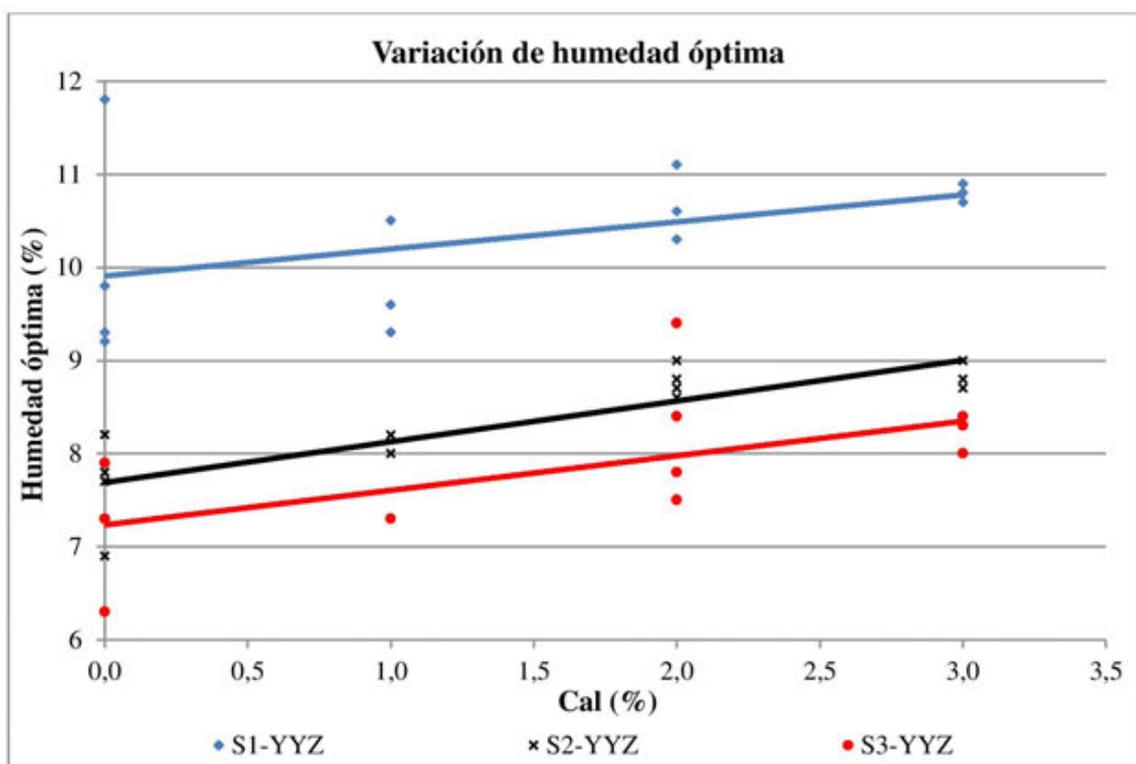


Figura 5-56. Variación humedad óptima con contenido de cal

5.2.3 ESTUDIO DE CAPACIDAD PORTANTE

Los requisitos impuestos por la normativa española para estos valores de CBR son los recogidos en Tabla 5-22.

CARACTERÍSTICA	UNIDAD	NORMA	TIPO DE SUELO ESTABILIZADO		
			S-EST1	S-EST2	S-EST3
CONTENIDO DE CAL O CEMENTO	% en masa de suelo seco		≥ 2	≥ 3	
INDICE CBR a 7 días(*)	-	UNE 103502	≥ 6	≥ 12	
DENSIDAD (Proctor modificado)	% de la densidad máxima	UNE 103501	≥ 95(**)	≥ 97	≥ 98

* Las probetas se compactarán, según la NLT-310

** En coronación de explanada E1 este valor será del 97 %.

Tabla 5-22. Especificaciones ensayo CBR según PG3.

Se han realizado ensayos para la determinación del índice CBR sobre cada una de las mezclas. Como ya se ha citado, el ensayo proctor de referencia ha sido Proctor modificado.

Las humedad empleada para la fabricación de las probetas para el ensayo CBR corresponde a la óptima del ensayo proctor modificado compactado con maza, pero de

acuerdo a las especificaciones del artículo 512 del PG3, la compactación se realiza siguiendo la norma NLT-310, mediante martillo vibrante. Esta diferencia en la tipología de compactación compromete los resultados, ya que el método de compactación por vibración no es el óptimo para suelos de carácter plástico, como es el caso del suelo S1, haciendo imposible obtener los valores de densidad seca obtenidos en el ensayo proctor de referencia.

A medida que mejora el suelo, es decir, al ir pasando de S1 a S2 y a S3 se observa que el porcentaje de densidad obtenida se va acercando a la del proctor modificado, ya que se va reduciendo progresivamente la plasticidad de los suelos y la compactación por vibración mejora su rendimiento.

En cuanto a los tiempos de compactación de las probetas, la norma impone tres tiempos, 5, 10 y 20 segundos, pero a la hora de realizar los ensayos con estos tiempos se observó que las densidades obtenidas eran muy bajas, por lo que se aumentaron hasta alcanzar densidades razonables. Los tiempos seleccionados son 20, 90 y 180 segundos, no se emplearon valores superiores a 180 segundos porque el incremento de la densidad obtenida no justifica un tiempo mayor.

A continuación se representan las curvas que relacionan el tiempo de compactación de las probetas, con el porcentaje de densidad alcanzado sobre el proctor modificado en los 3 suelos de estudio (Figura 5-57).

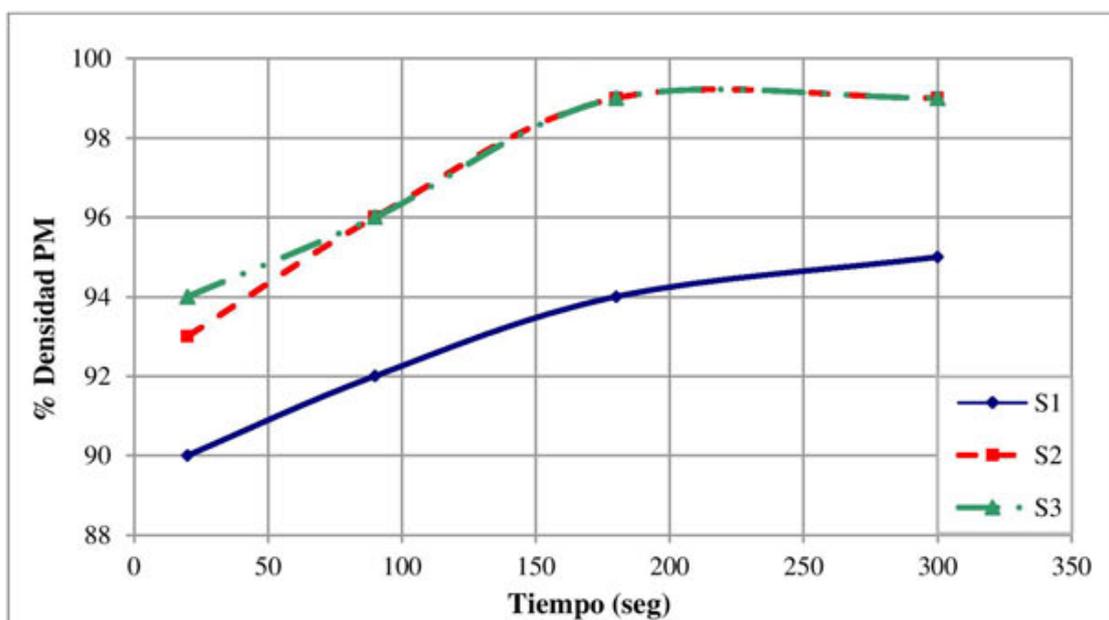


Figura 5-57. Tiempo de compactación - % de densidad del proctor Modificado.

En ninguno de los suelos se ha podido calcular el CBR con densidades correspondientes al proctor modificado, por lo que previsiblemente los valores serán inferiores a los que se obtendrían con dicha densidad. Si a pesar de ello, con densidades más bajas alcanzamos los índices CBR exigidos, deberíamos estar del lado de la seguridad en lo referente a capacidad portante.

Debido a que el propósito de este estudio es la estabilización de suelos con ceniza y cal, los valores mínimos de aditivo que exige la norma serán considerados como orientativos, ya que el porcentaje de ceniza más cal es mucho mayor que el valor considerado en la normativa (Tabla 5-22).

5.2.3.1 Suelos S1

A continuación se presentan los resultados de los ensayos CBR (Tabla 5-23), y las figuras (Figura 5-58, Figura 5-59 y Figura 5-60) del índice CBR en función del grado de compactación obtenido mediante la compactación con el martillo vibrante.

Además se presenta las curvas de variación del hinchamiento producido en dicho ensayo, en función del porcentaje de ceniza y para contenido de cal (Figura 5-62).

SUELO	CBR		
	20 seg	90 seg	180 seg
S1	0	0	0
S1-150	1	2	2
S1-200	1	2	2
S1-250	1	2	4
S1-001	7	8	11
S1-151	8	9	12
S1-201	9	11	14
S1-251	12	22	23
S1-002	11	14	16
S1-152	17	28	31
S1-202	15	17	33
S1-252	22	27	42

Tabla 5-23. Resultados ensayo CBR de los suelos tipo S1-YYZ

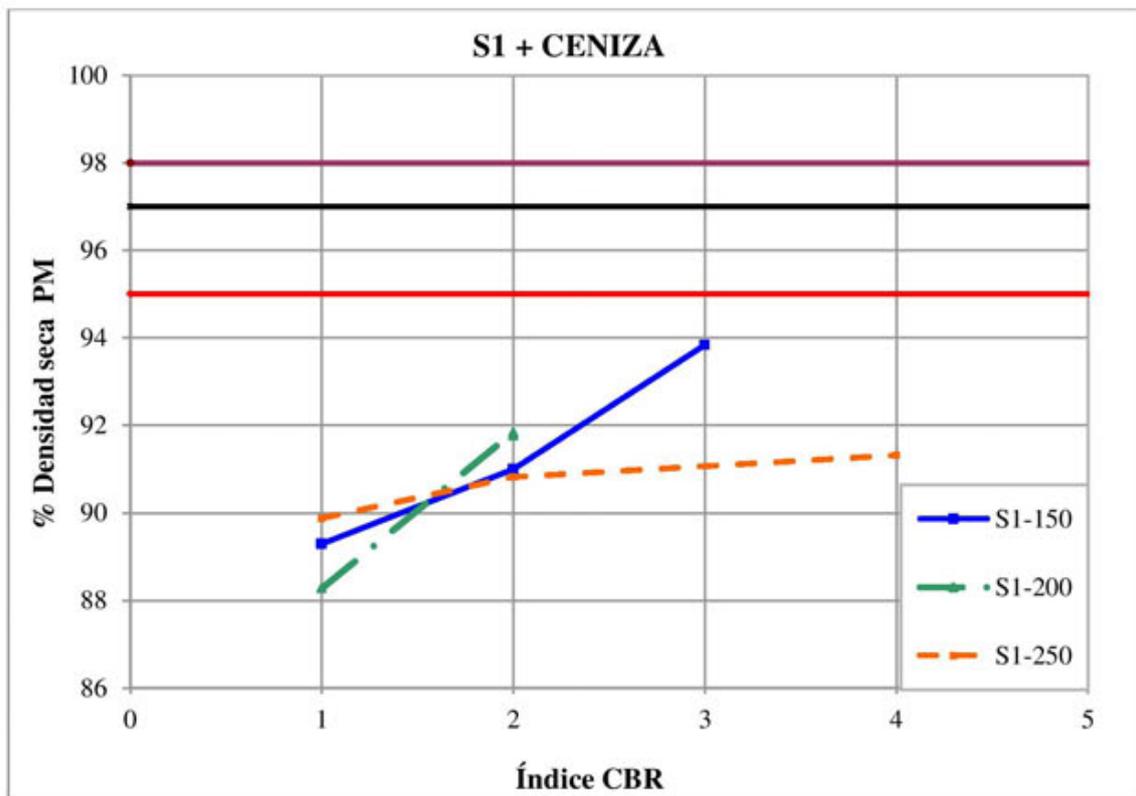


Figura 5-58. Grado de compactación PM – CBR de los suelos tipo S1-YY0

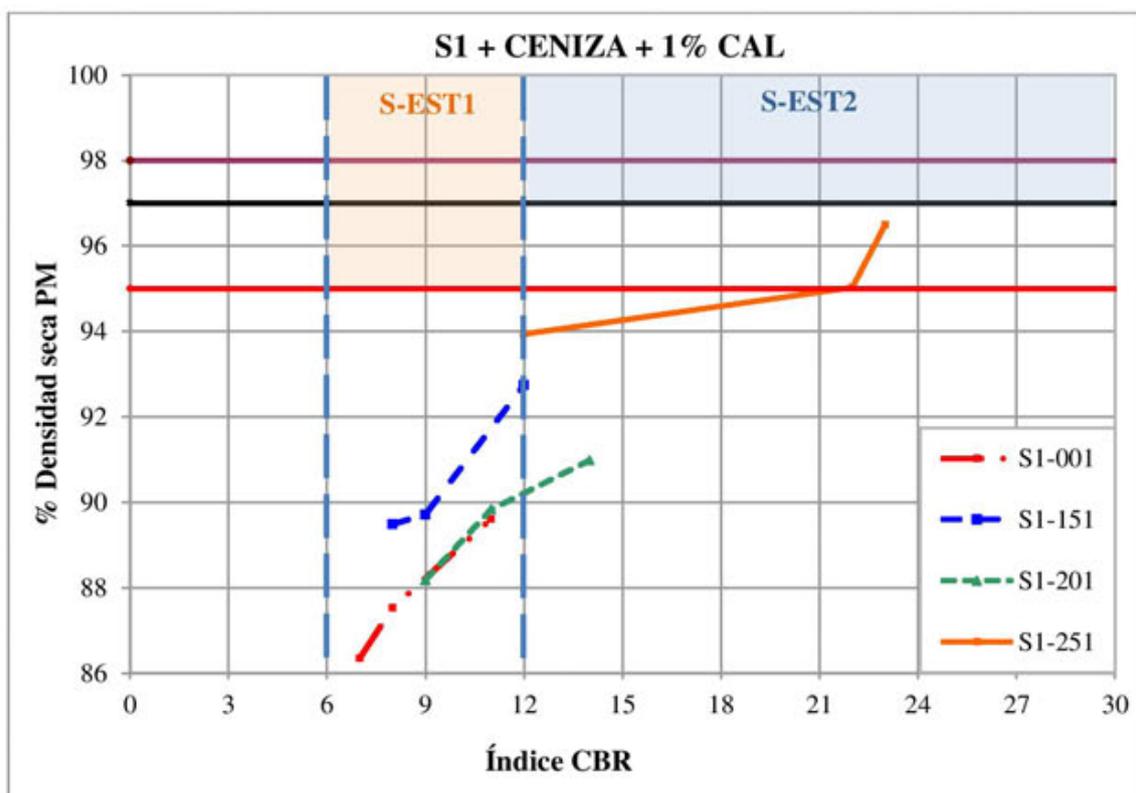


Figura 5-59. Grado de compactación PM – CBR de los suelos tipo S1-YY1

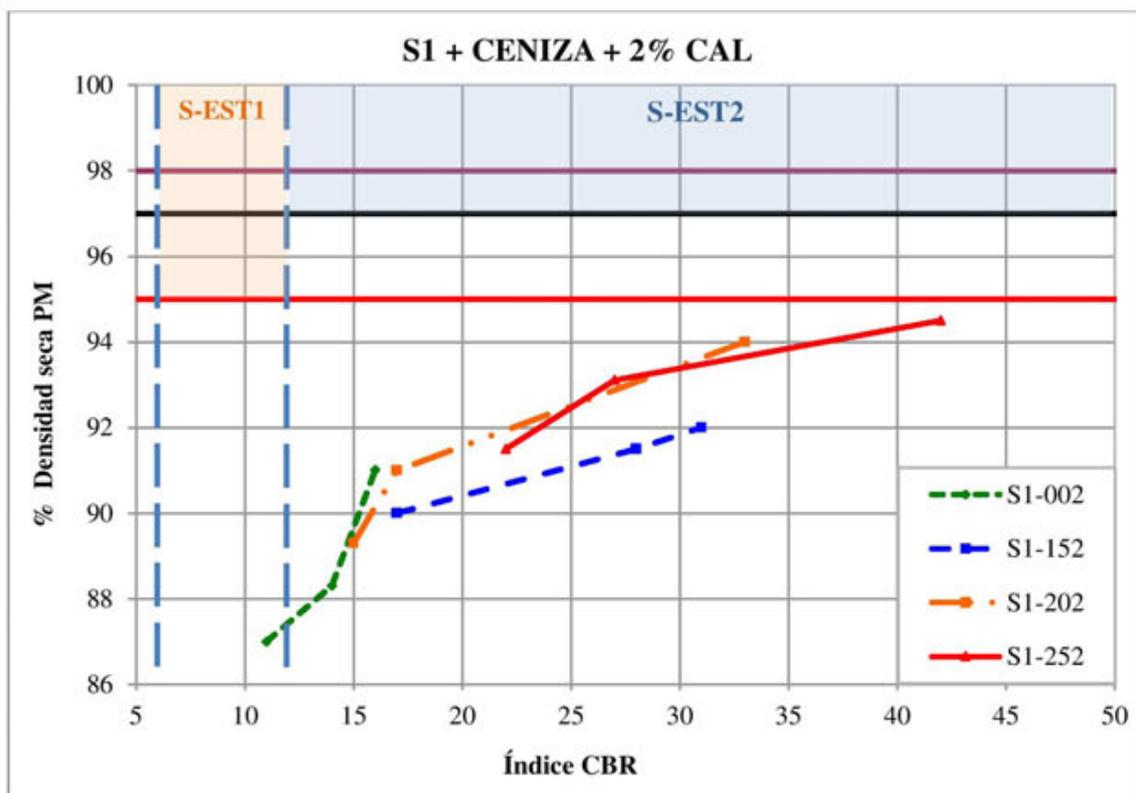


Figura 5-60. Grado de compactación PM – CBR de los suelos tipo S1-YY2

Como se observa en las gráficas del suelo S1 (Figura 5-58, Figura 5-59 y Figura 5-60), incluso con el tiempo máximo de compactación de 180 segundos, no se alcanza la densidad proctor de referencia. El grado de compactación oscila entre el 90 % y el 95 %.

El suelo S1 mezclado únicamente con ceniza, no llega a alcanzar valores de capacidad portante suficientes para poder ser clasificado como suelo estabilizado.

Añadiendo el 1 % de cal, el suelo obtiene un CBR de 11 próximo a ser considerado como S-EST2. Si además le incorporamos un 25 % ceniza, podemos llegar a un valor de CBR igual a 22, pudiendo emplearse en coronación para formar explanadas de tipo E2

Con un 2 % de cal, a excepción de un caso, se alcanza la clasificación como S-EST2. El valor máximo del CBR (40) alcanzado en este estudio se corresponde con 25 % de ceniza.

Cabe destacar que para todos los porcentajes de cal, se produce un incremento del grado de compactación a medida que aumenta el porcentaje de ceniza en las mezclas.

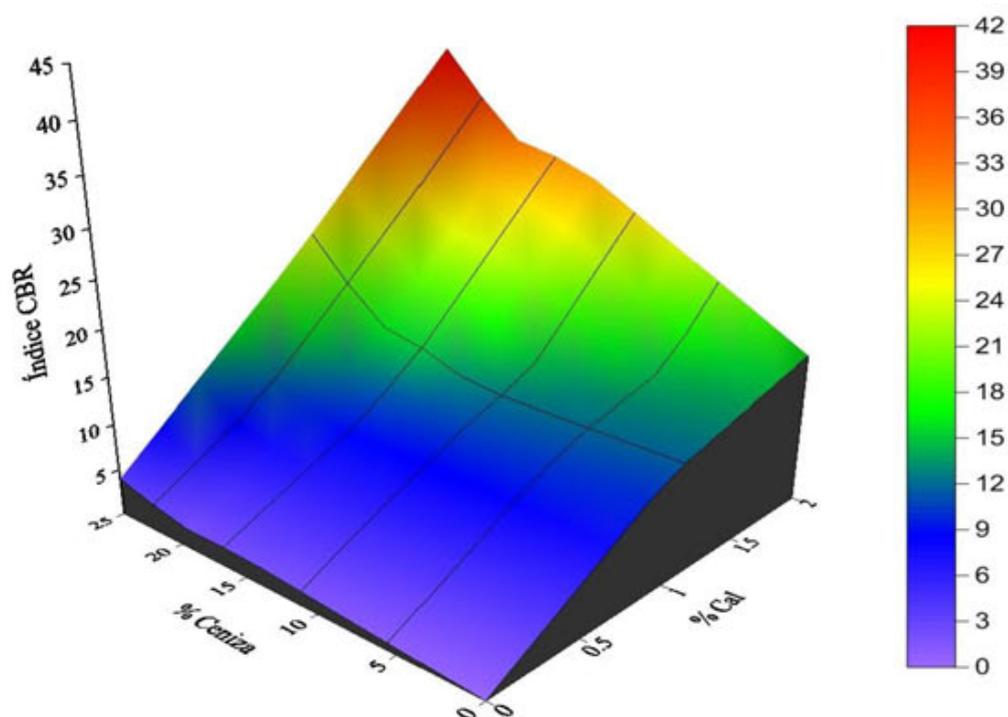


Figura 5-61. CBR (180 segundos) en función del porcentaje de ceniza y de cal.

En la Figura 5-61 se observa el efecto combinado de la ceniza y la cal en el índice CBR. Dentro de los rangos analizados tienen más influencia un 2 % de cal que un 25 % ceniza. El efecto combinado de ambos aditivos tiene un efecto mayor que el que proporciona cada uno de ellos por separado. Esto puede ser debido a que la cal actúa como catalizador de la ceniza potenciando el efecto de esta.

Además de esto se presentan la variación del hinchamiento en función del porcentaje de ceniza y para cada contenido de cal (Figura 5-62). Cuando añadimos cal el valor del hinchamiento permanece prácticamente constante, independientemente del contenido de ceniza. El valor del hinchamiento del suelo sin cal se reduce de manera prácticamente proporcional al contenido de ceniza.

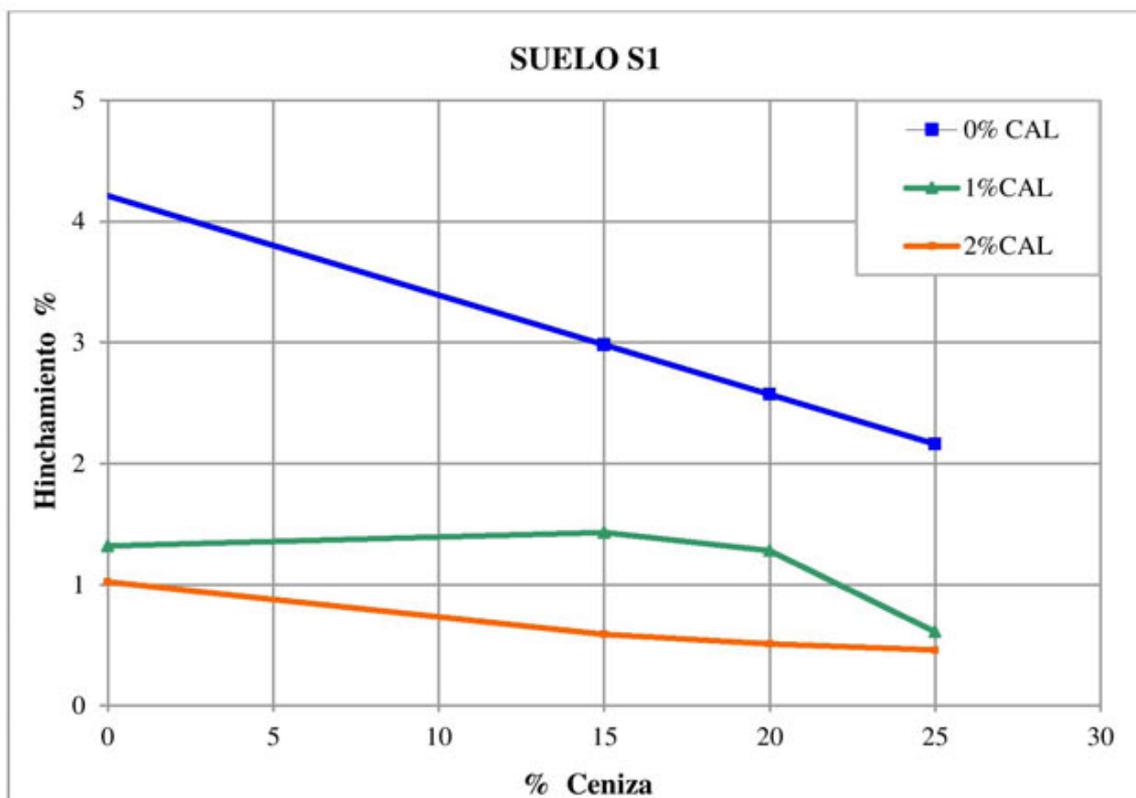


Figura 5-62. Variación del hinchamiento de los suelos tipo S1-YYZ (180 seg)

La reducción del hinchamiento a causa de la ceniza es debido a que en está por sí sola no aparecía hinchamiento alguno, y esto contrarresta el valor del hinchamiento de la arcilla. La reducción del hinchamiento a causa de la cal es debida al poder conglomerante sobre las partículas de arcilla.

5.2.3.2 Suelos S2.

El suelo S2, 65 % suelo limo-arcilloso y 35 % suelo granular, ha sido combinado con los siguientes porcentajes de ceniza y cal, y se han obtenido los siguientes valores de CBR (Tabla 5-24).

SUELO	CBR		
	20 seg	90 seg	180 seg
S2	1	2	3
S2-100	2	8	12
S2-150	3	15	22
S2-200	3	16	21
S2-001	21	42	50
S2-101	33	45	50
S2-151	43	47	75
S2-102	49	51	63

Tabla 5-24. Resultados ensayo CBR de los suelos tipo S2-YYZ

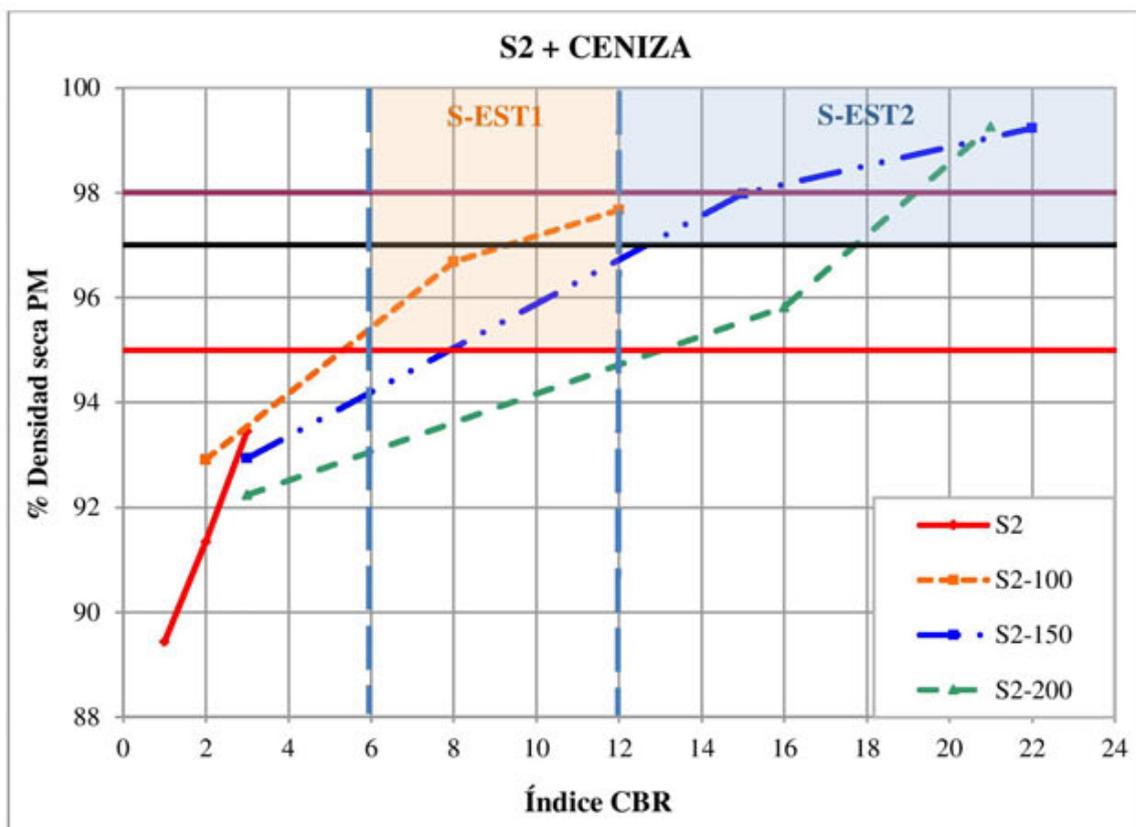


Figura 5-63. Grado de compactación PM – CBR de los suelos tipo S2-YY0

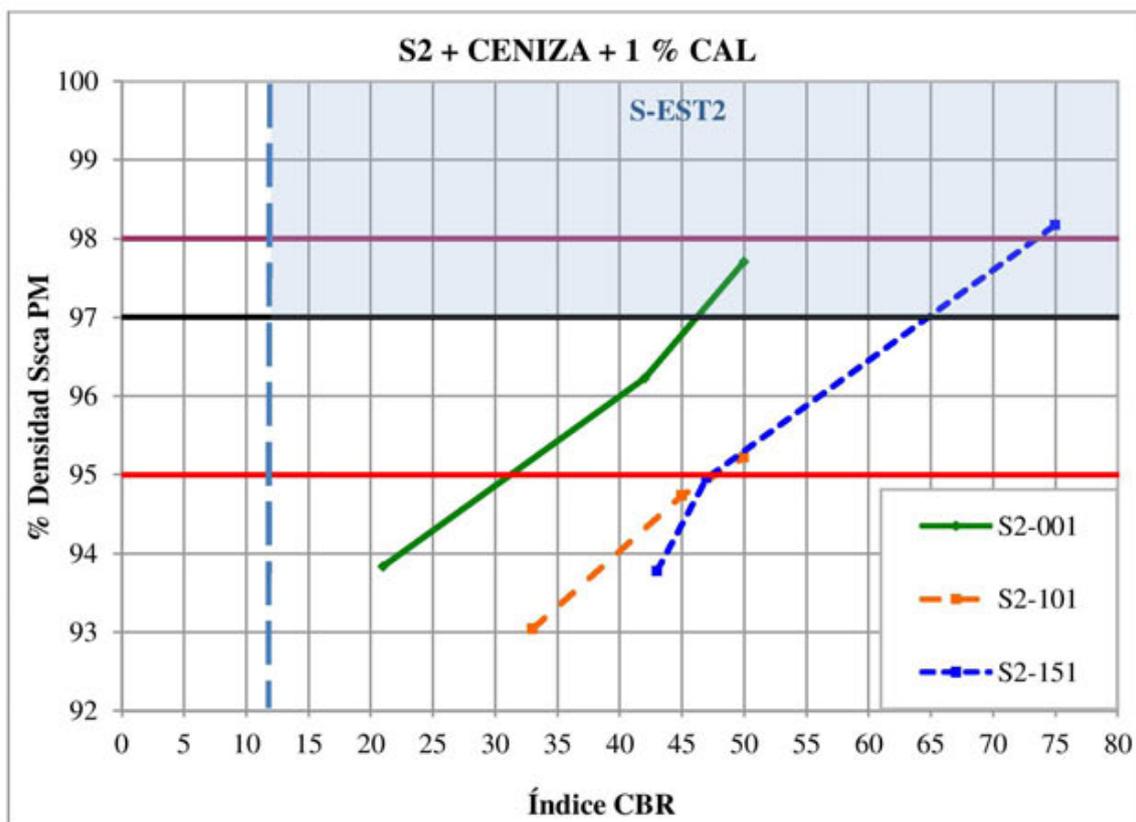


Figura 5-64. Grado de compactación PM – CBR de los suelos tipo S2-YY1

A diferencia del suelo S1, con el suelo S2 (Figura 5-63 y la Figura 5-64) si se alcanzan los valores de densidad requeridos por la norma española para ser suelo estabilizado.

Con porcentajes superiores al 10 % de ceniza y sin cal añadida, es posible obtener suelos del tipo S-EST2. Para añadidos del 1 % de cal, y todos los porcentajes de ceniza analizados, se obtiene valores de capacidad portante suficientes para ser S-EST2. En cambio, las especificaciones relativas a la densidad únicamente se consiguen en dos casos, S2-001 y S2-151.

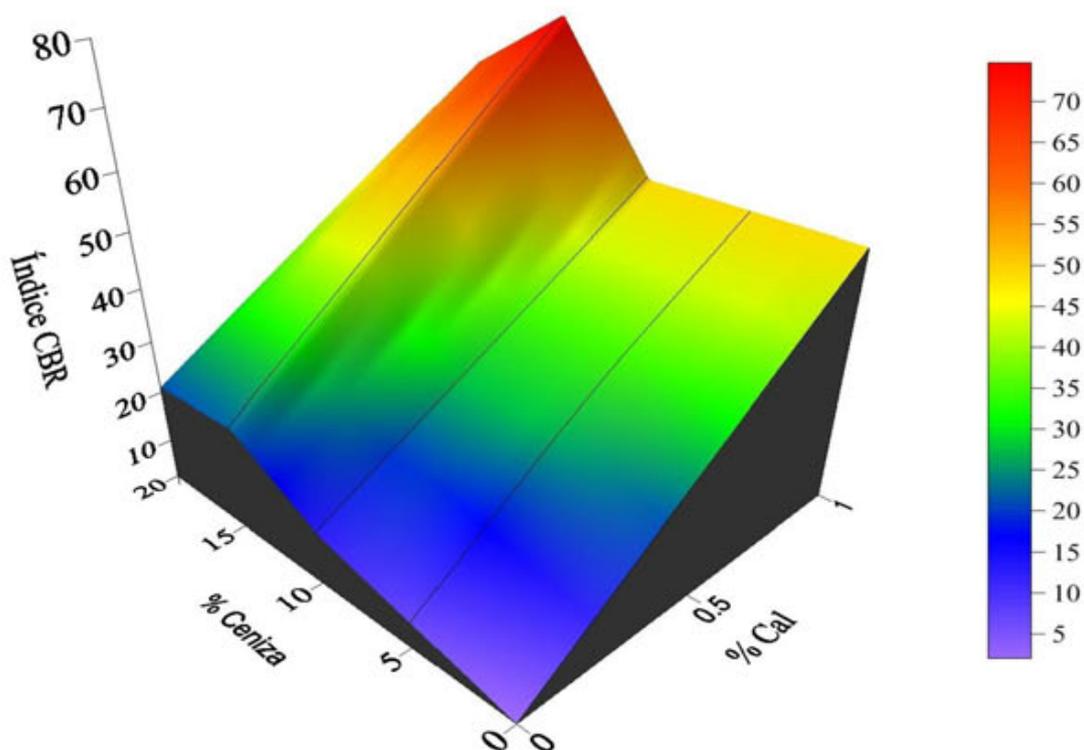


Figura 5-65. CBR (180 segundos) en función del porcentaje de ceniza y de cal.

En la Figura 5-65 se observa que el máximo CBR (75) se obtiene para una combinación de un 1 % de cal y un 15 % de ceniza.

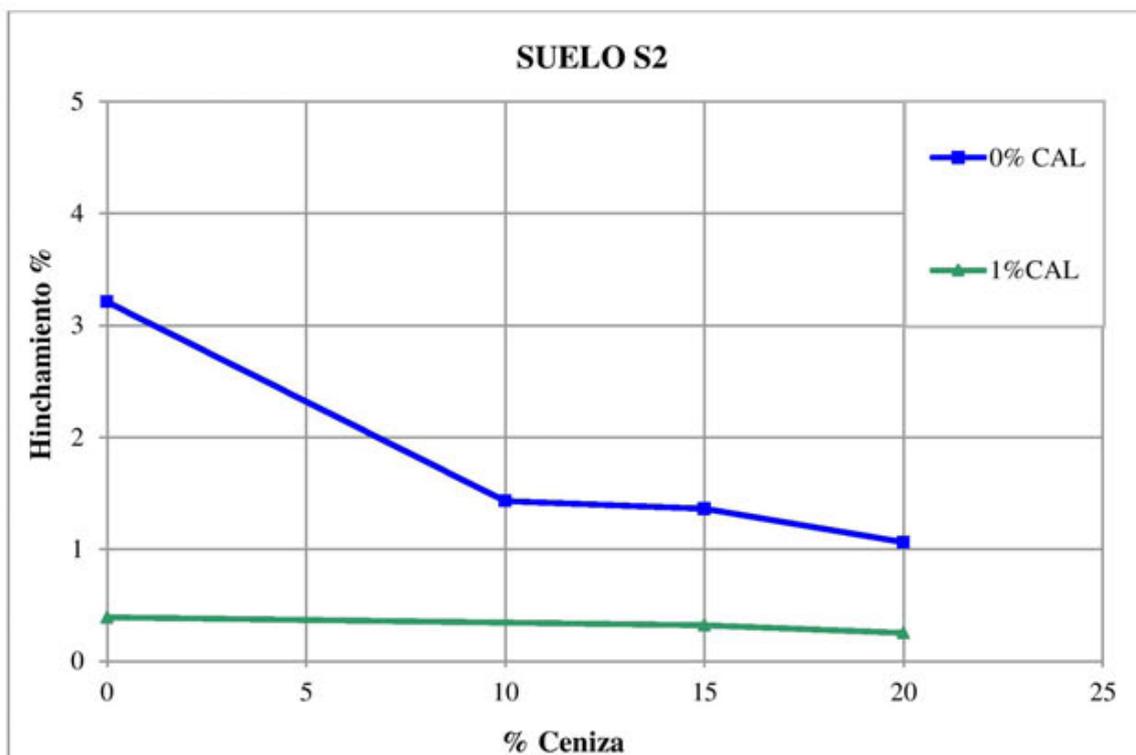


Figura 5-66. Variación del hinchamiento de los suelos tipo S2-YYZ (180 seg)

La cal por si sola controla el hinchamiento del suelo, siendo el comportamiento similar al del suelo S1 (Figura 5-66)

5.2.3.3 Suelos S3.

El suelo S3 parte con un 50 % de arcilla en su composición, más los finos propios del material granular. Presenta un CBR inicial igual a 11 (para 180 segundos de compactación) (Tabla 5-25), lo cual atisba que con pequeños porcentajes de ceniza, el suelo va a ser estabilizado de tipo 1 y 2.

SUELO	CBR		
	20 seg	90 seg	180 seg
S3	9	11	11
S3-150	26	27	34
S3-200	27	43	79
S3-001	48	70	71

Tabla 5-25. Resultados ensayo CBR de los suelos tipo S3-YYZ

En el suelo S3, cualquier porcentaje de ceniza, incluso sin cal, permite cumplir las especificaciones de S-EST2 (Figura 5-67). Cabe destacar que los índices CBR alcanzados son elevados, obteniendo un valor de 79 para un 20 % de ceniza.

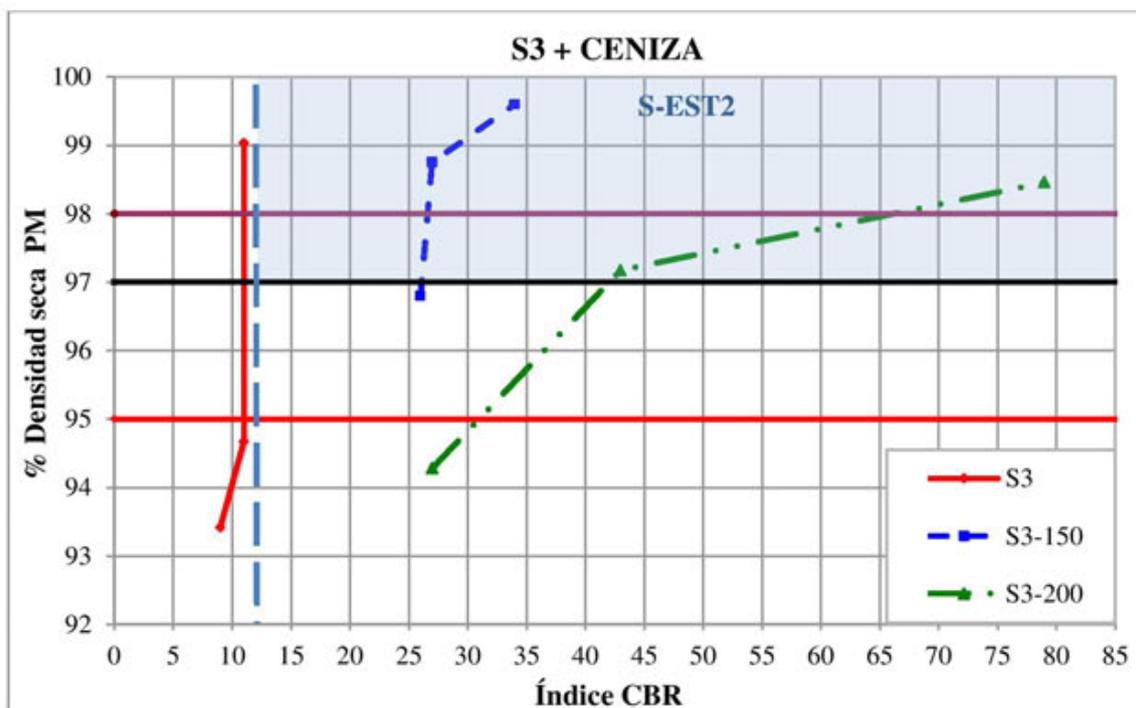


Figura 5-67. Grado de compactación PM – CBR de los suelos tipo S3-YY0

Sin añadir cenizas, con un 1 % de cal se incrementa su capacidad portante hasta un valor de 71.

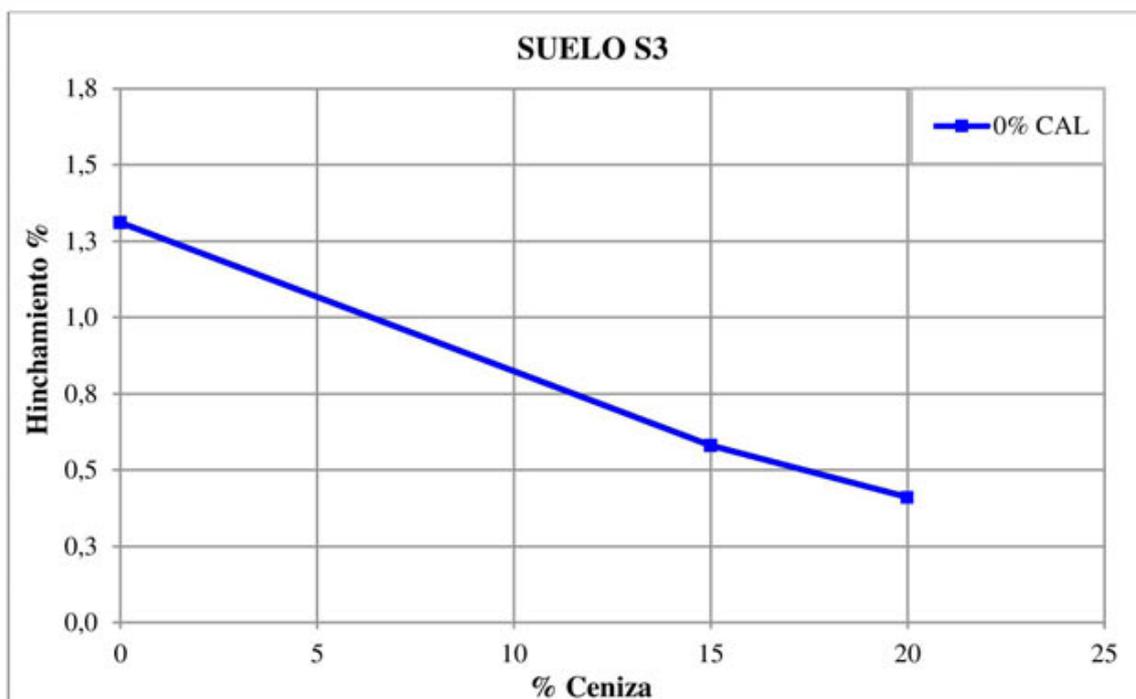


Figura 5-68. Variación del hinchamiento de los suelos tipo S3-YY0

El hinchamiento del suelo se reduce con la ceniza (Figura 5-68), al igual que en los suelos S1 y S2.

5.2.4 ESTUDIO DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE (RCS).

Se han realizado ensayos de resistencia a compresión simple para determinar la mejora que supone añadir ceniza y/o cal a un suelo.

La normativa expone las siguientes especificaciones para las resistencias a compresión simple de los suelos estabilizados (Tabla 5-26):

CARACTERÍSTICA	UNIDAD	NORMA	TIPO DE SUELO ESTABILIZADO		
			S-EST1	S-EST2	S-EST3
CONTENIDO DE CAL O CEMENTO	% en masa de suelo seco		≥ 2	≥ 3	
COMPRESION SIMPLE, a 7 días (*)	MPa	NLT-305	-	-	≥ 1,5
DENSIDAD (Proctor modificado)	% de la densidad máxima	UNE 103501	≥ 95(**)	≥ 97	≥ 98

* Las probetas se compactarán, según la NLT-310

** En coronación de explanada El este valor será del 97 %.

Tabla 5-26. Especificaciones ensayo RCS de los suelos.

Realizándose tres probetas y obteniendo el valor de RCS como la media aritmética de los resultados obtenidos en cada una de las tres probetas.

Cabe destacar que para suelos tratados con ceniza y con cal el tiempo de curado y fraguado es mucho más lento que con el cemento, por lo que las resistencias obtenidas a 7 días alcanzan únicamente un 25-30 % de las máximas (tras 90 días de curado). Esto no sucede en el caso del cemento, con este material se obtienen resistencias iniciales mucho mayores, ya que a 7 días se pueden obtener del orden del 70 % de las resistencias máximas (90 días).

Ese efecto de “retardo” en la obtención de resistencias con respecto al cemento es debido no solo a la cal, sino que también a la ceniza de este tipo, la cual, como les sucede a todas las cenizas de dicha procedencia necesitan mayor tiempo de curado incluso que la cal, y se podría definir como un efecto puzolánico diferido en el tiempo, con respecto al del cemento.

Otra peculiaridad de los suelos estabilizados con cal, desde el punto de vista de resistencia a compresión, es que no es un proceso lineal, es decir, no por añadir más cal se obtienen mayores resistencias. El porcentaje óptimo de cal se encuentra en torno al 4

% para obtener resultados óptimos, habiéndose comprobado que a partir de este valor las resistencias empiezan a disminuir (Sunil Arora y Ahmet H. Aydilek, 2005).

En este caso, la estabilización no se produce únicamente por el efecto de la cal, sino que por la acción combina ceniza-cal, esto puede indicar que es conveniente emplear valores incluso inferiores al 4 %.

La normativa correspondiente a la resistencia a compresión simple RCS del PG3 (artículo 512) únicamente hace referencia al S-EST3, en la cual los suelos solamente pueden ser estabilizados con cemento. En nuestro caso se pretende obtener para los suelos estabilizados con ceniza y cal unas características mecánicas similares a las de un suelo estabilizado con cemento.

Al igual que para los ensayos correspondientes al índice CBR, la forma de compactación de los suelos es con martillo vibrante, lo cual atisba el mismo problema de obtención de densidades de referencia que surgió en los ensayos CBR.

Como sucede en el estudio de capacidad portante las cantidades mínimas de aditivo que exige la norma serán considerados como orientativos (Tabla 5-26).

5.2.4.1 Suelos S1

De acuerdo con la normativa vigente este suelo no se puede emplear en estabilizaciones con cemento, pero debido a que este estudio no se centra únicamente en el cumplimiento de la normativa, sino en el conocimiento y comparación de la estabilización de suelos con ceniza y cal se ha decidido aplicarle un tratamiento de estabilización.

En la Tabla 5-27 aparecen recogidos los resultados del ensayo de resistencia a compresión simple realizados.

RCS (MPa)		CAL (%)			
		0	1	2	3
CENIZA (%)	0	0,47	0,52	0,57	0,87
	20	0,81	0,86	0,90	0,97
	25	0,97	0,99	1,02	1,09
	30	0,92	0,94	0,97	0,98

Tabla 5-27. Resultados ensayo RCS (MPa) de los suelos tipo S1-YYZ

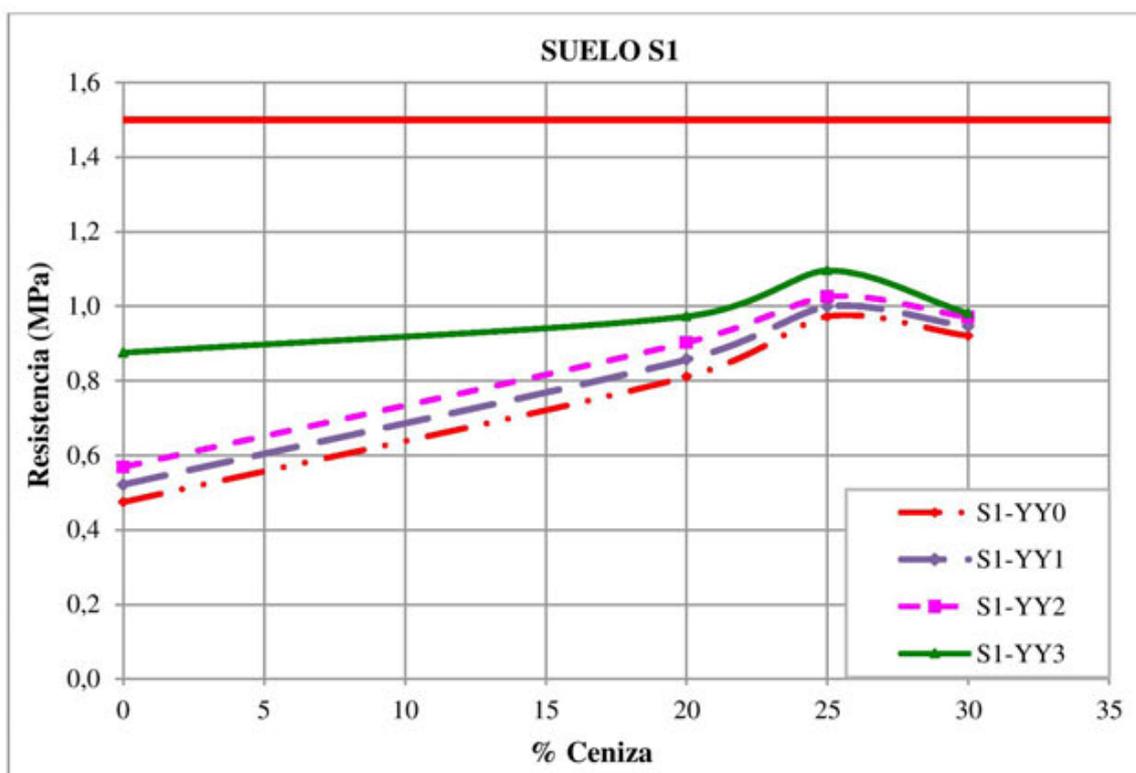


Figura 5-69. Variación de la RCS de los suelos tipo S1-YYZ (7 días).

En la Figura 5-69 aparece representada la influencia de la ceniza y la cal en los valores de RCS del suelo. A medida que se incrementan los porcentajes de ceniza y cal aumentan los valores de RCS.

La influencia de ambas no es independiente, ya que a medida que aumentamos el contenido de cal la influencia de la ceniza es inferior, esto se ve reflejado en la pendiente de las curvas.

La resistencia de este suelo, no alcanza en ningún caso los valores exigidos por la normativa. La mayor resistencia se obtiene con el S1-203, consiguiendo únicamente un 73 % del valor exigido.

Si hacemos una representación de tipo tridimensional (Figura 5-70) se aprecia la influencia de ambas variables (ceniza y cal) en la RCS. Observando la influencia de ambas variables se aprecia como para un contenido de ceniza, la cal tiene poca influencia, en cambio, si mantenemos fijo el contenido de cal, al aumentar la ceniza se incrementa la capacidad portante en mayor medida. Cabe destacar que el máximo corresponde a un 25 % de ceniza y un 3 % de cal.

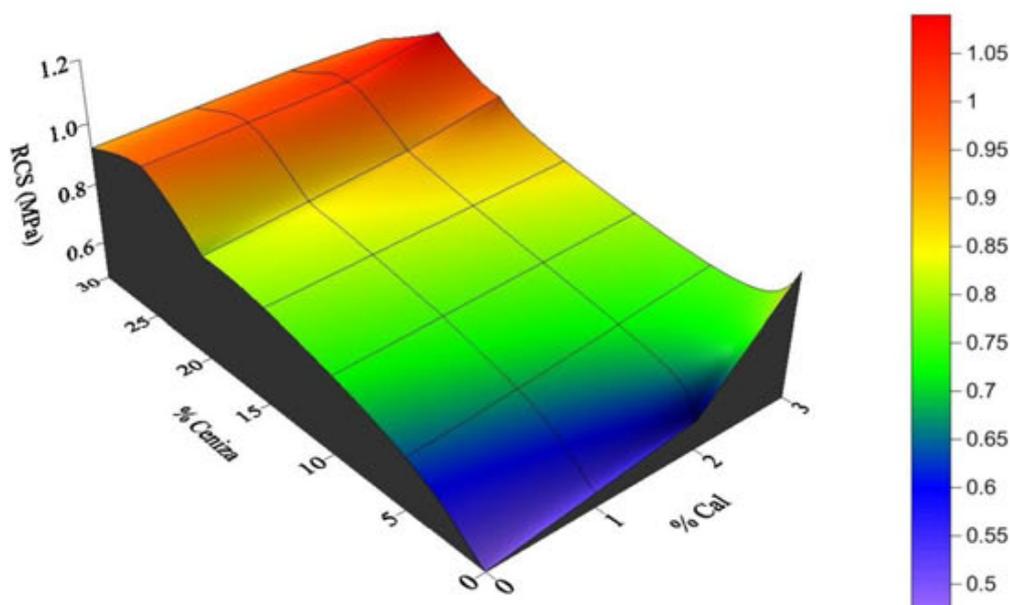


Figura 5-70. RCS de los suelos tipo S1-YYZ

5.2.4.2 Suelos S2

Los suelos S2 poseen un esqueleto mineral mucho más marcado, como ya se observó en su granulometría, lo cual propicia que la estabilización con ceniza y cal sea más probable, evitándose así problemas como en el caso del S1.

En la Tabla 5-28 aparecen recogidos los resultados del ensayo de resistencia a compresión simple realizados.

RCS (MPa)		CAL (%)			
		0	1	2	3
CENIZA (%)	0	0,85	0,85	0,85	1,07
	10	0,91	0,98	1,04	0,87
	15	1,10	1,24	1,37	0,91
	20	1,09	1,12	1,16	0,91

Tabla 5-28. Resultados ensayo RCS (MPa) de los suelos tipo S2-YYZ

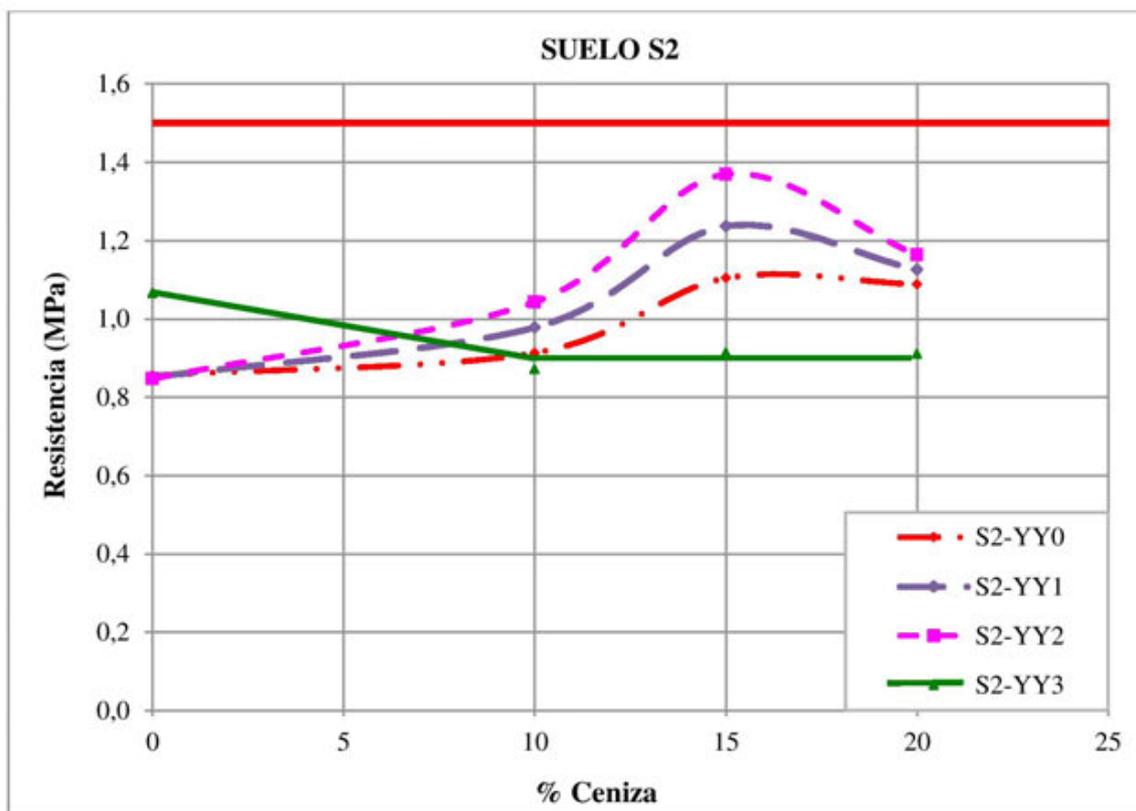


Figura 5-71. Variación de la RCS de los suelos tipo S2-YYZ

Las mayores resistencias se alcanzan con combinaciones del 15 % de ceniza y del 2 % de cal, alcanzando un 93 % de la RCS exigida por el PG3 (Figura 5-71 y Figura 5-72). Para el 3 % de cal, a medida que se le añade ceniza, las resistencias a compresión simple tiende a disminuir, manteniéndose prácticamente constante para contenidos de ceniza a partir del 10 % (Figura 5-71).

En la Figura 5-72 se observa el máximo valor de la capacidad portante, asociado a un 15 % de ceniza y un 2 % de cal.

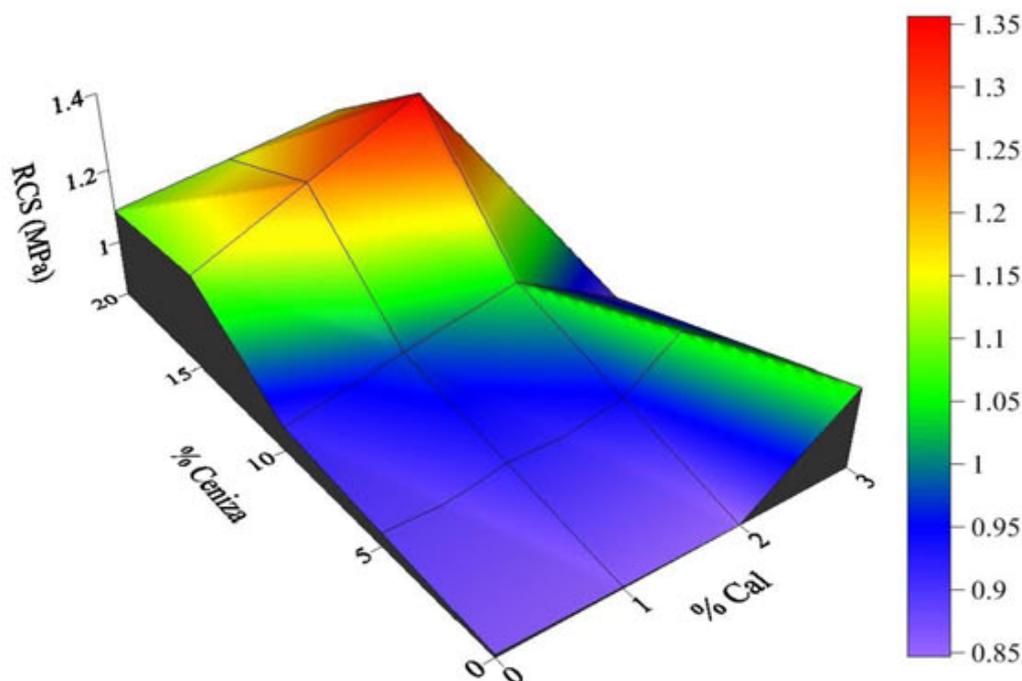


Figura 5-72. RCS de los suelos tipo S2-YYZ

5.2.4.3 Suelos S3

En la Tabla 5-29 aparecen recogidos los resultados del ensayo de resistencia a compresión simple realizados.

CENIZA (%)	RCS (MPa)	CAL (%)			
		0	1	2	3
0		1,07	1,00	0,95	1,15
10		0,99	1,13	1,27	1,00
15		0,99	1,26	1,52	1,17
20		1,05	1,18	1,32	1,17
30		0,97	0,98	1,14	1,31

Tabla 5-29. Resultados ensayo RCS de los suelos tipo S3-YYZ.

En la Figura 5-73 se puede ver la influencia de la ceniza y la cal en la resistencia.

Tanto para un 0 % de cal como para un 3 %, las curvas son prácticamente horizontales, lo que indica que el valor de la resistencia no está influenciado por el contenido de ceniza. En cambio en el caso del 2 % de cal resultó que el aumento de la ceniza es beneficioso hasta un determinado valor, a partir del cual decrecen las resistencias. El máximo de esta curva corresponde a un 15 % de ceniza, este efecto también se puede apreciar en la Figura 5-74. Este valor supera el exigido por la norma para ser considerado S-EST3, pudiendo ser empleado en coronación de explanadas E3.

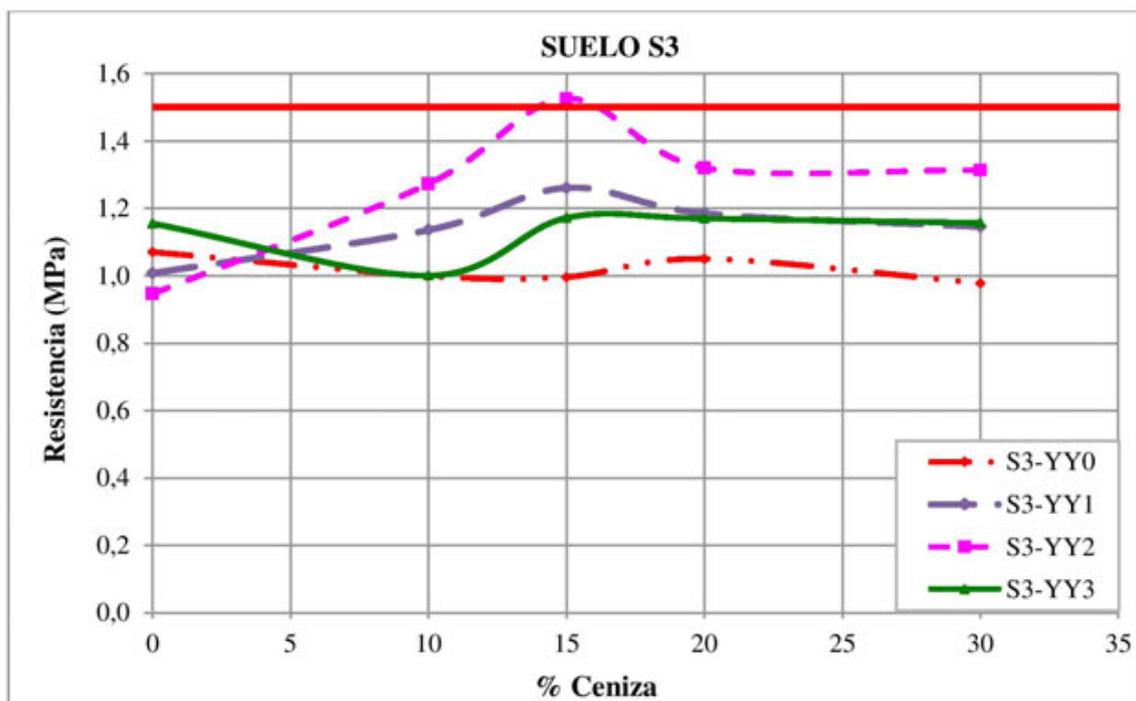


Figura 5-73. Curvas de variación de la RCS de los suelos tipo S3-YYZ.

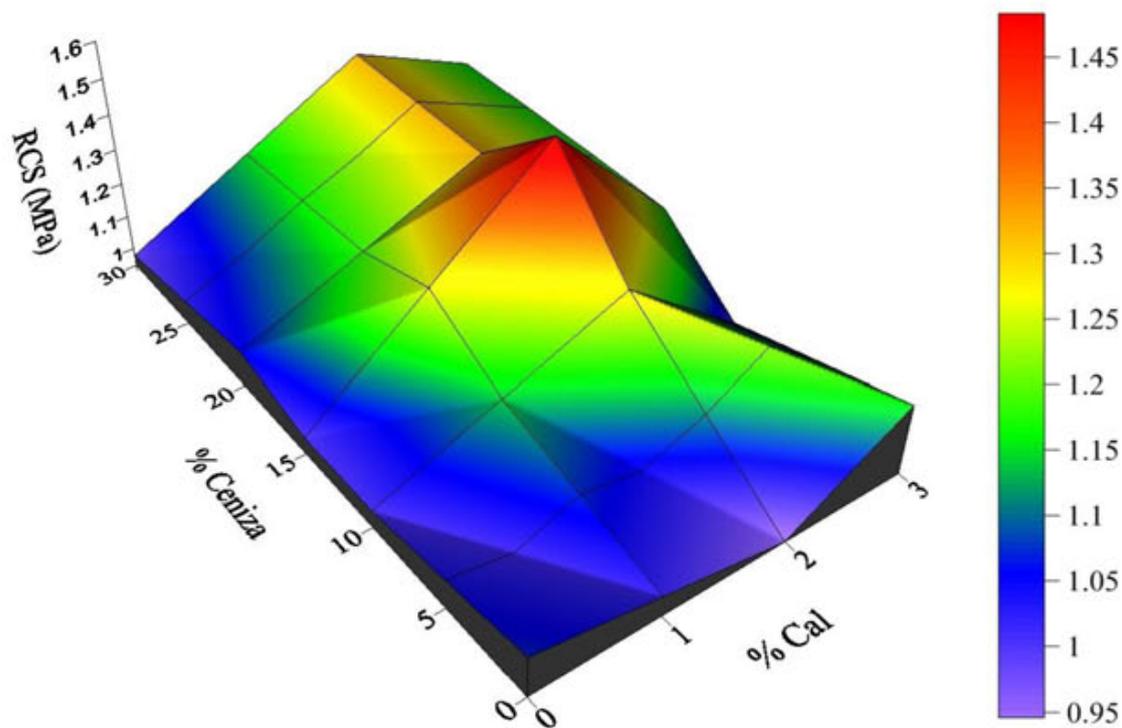


Figura 5-74. RCS de los suelos tipo S3-YYZ

5.2.5 PLASTICIDAD DE LAS MEZCLAS

Tanto el límite líquido como el límite plástico dependen de la proporción de partículas arcillosas (plásticas) que entran a formar parte de la estructura del suelo. El ensayo normalizado para la determinación de los límites de consistencia impone utilizar el material que pasa por el tamiz de abertura 0,4 mm, por lo tanto, la ceniza y la cal con mayor proporción de partículas que pasan por dicho tamiz serán las que tiendan a modificar la plasticidad.

A continuación se presentan los resultados del límite líquido y del índice de plasticidad en función del contenido de cal y para porcentaje de ceniza en cada uno de los suelos de partida analizados.

5.2.5.1 Suelo S1

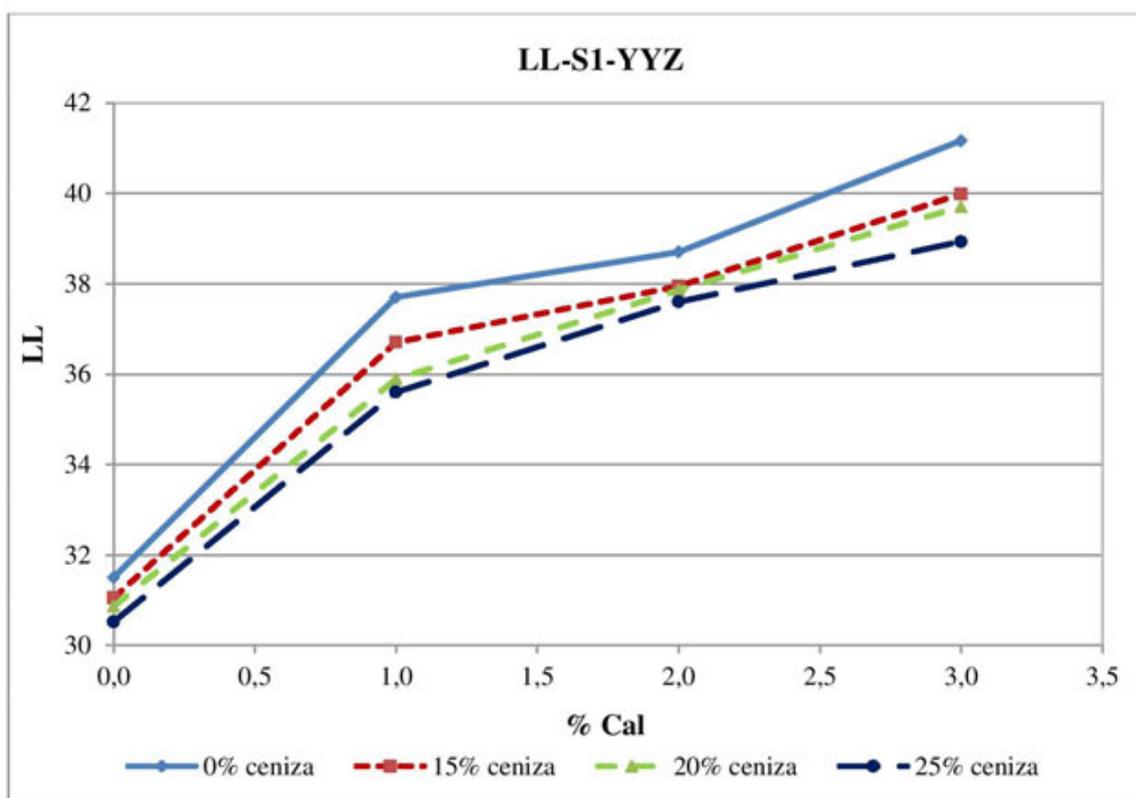


Figura 5-75. Variación del límite líquido de los suelos S1-YYZ.

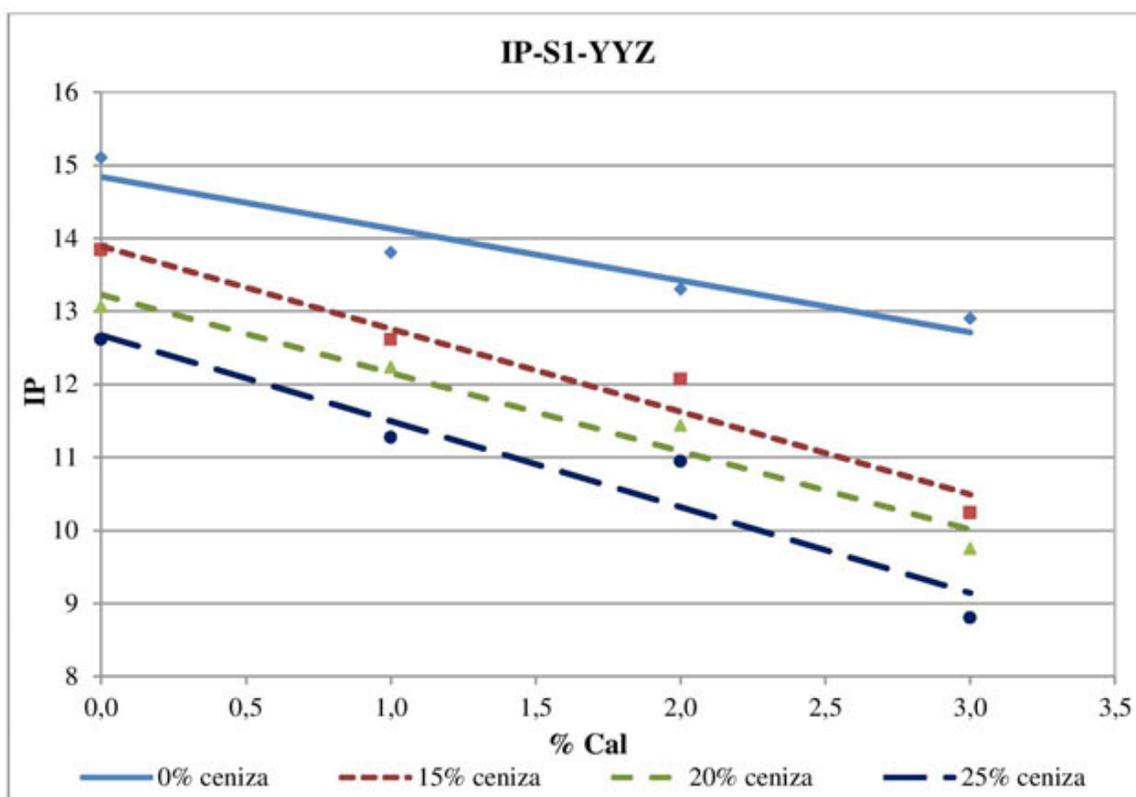


Figura 5-76. Variación del índice de plasticidad de los suelos S1-YYZ.

En la Figura 5-75 y la Figura 5-76 se representa la variación de las plasticidades con la cal para diferentes porcentajes de ceniza. En todos los casos, al aumentar el contenido de cal aumenta el límite líquido y disminuye el índice de plasticidad.

Mientras que la disminución del índice de plasticidad se puede considerar lineal con el contenido de cal, el límite líquido presenta dos zonas diferencias. Pequeñas cantidades de cal (1 %) aumentan el límite líquido del orden de 6 puntos, mientras incrementos de cal desde el 1 % hasta el 3 % supone un aumento de 4 puntos.

5.2.5.2 Suelo S2

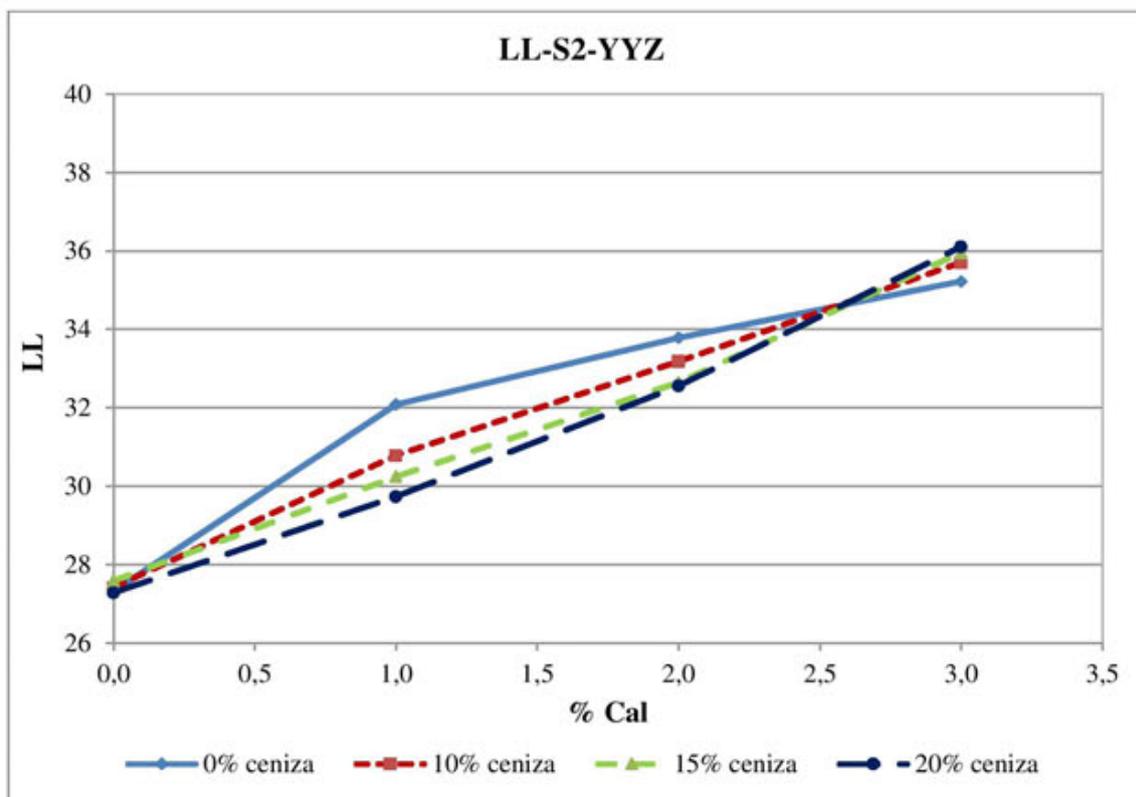


Figura 5-77. Variación del límite liquido de los suelos S2-YYZ.

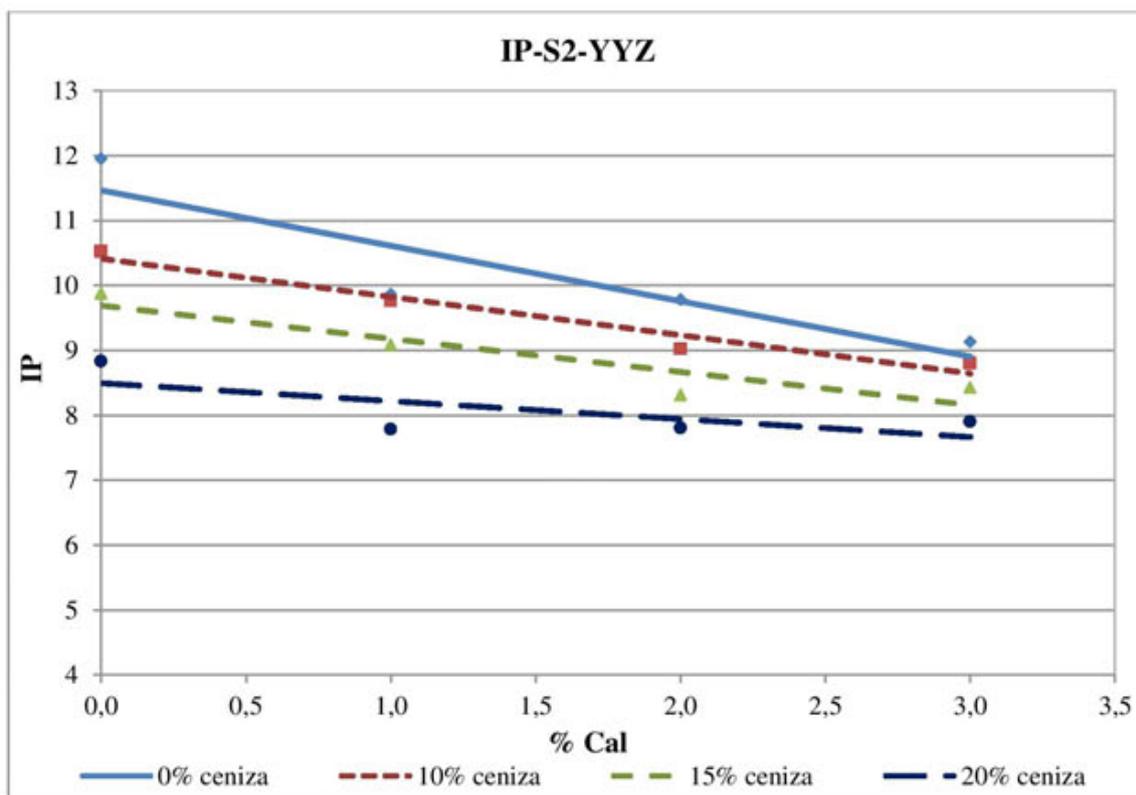


Figura 5-78. Variación del índice de plasticidad de los suelos S2-YYZ.

Los suelos S2 (Figura 5-77 y Figura 5-78) presentan un comportamiento semejante a los suelos S1, ya que en todos los casos, al aumentar el contenido de cal, se incrementa el límite líquido y disminuye el IP. La variación del índice de plasticidad con la cal, para los diferentes porcentajes de ceniza, es practicamente lineal. En referencia al límite líquido, los suelos con ceniza se comportan practicamente igual, independientemente de su porcentaje, incrementando el límite líquido proporcionalmente al contenido de cal. El suelo sin ceniza presenta un quiebro correspondiente al 1 % de cal, a partir del cual su influencia es menor.

5.2.5.3 Suelo S3

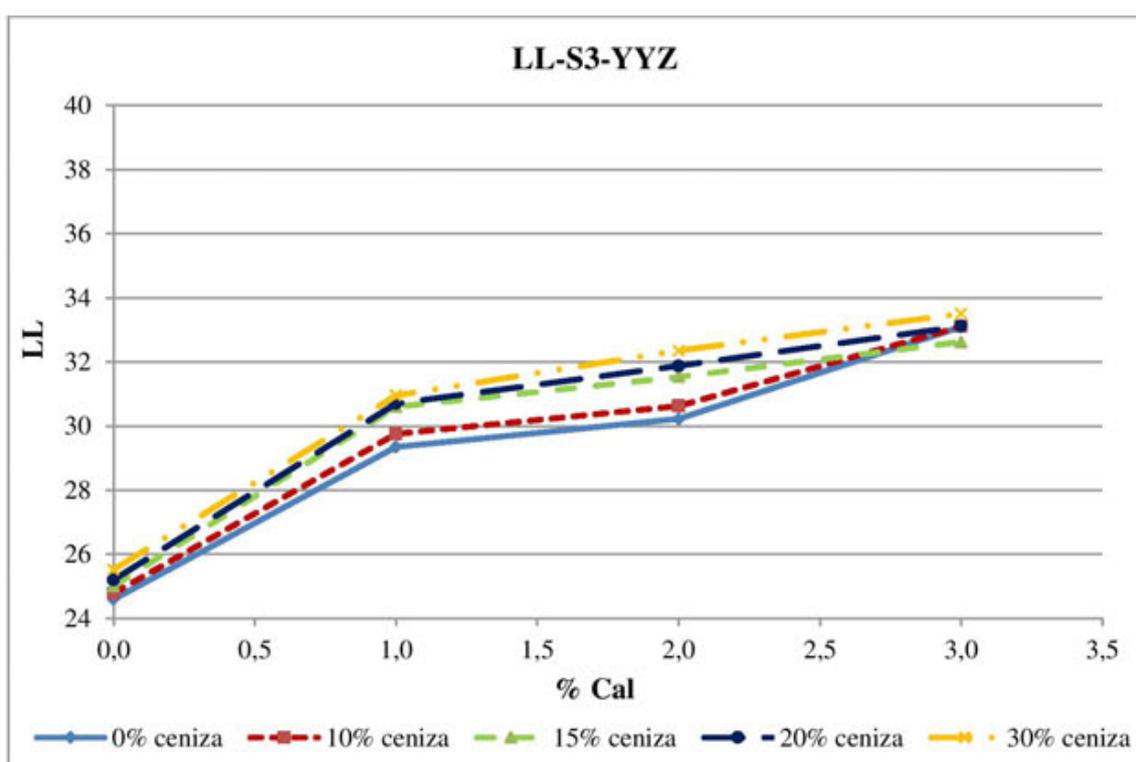


Figura 5-79. Variación del límite líquido de los suelos S3-YYZ.

Para los suelos S3 (Figura 5-79 y Figura 5-80) se sigue observando que un aumento del contenido de cal aumenta el límite líquido y reduce el índice de plasticidad de las mezclas. El índice de plasticidad disminuye de forma prácticamente proporcional con la cal. En cuanto al límite líquido, para todas las muestras ensayadas, se observa una zona inicial, con mayor pendiente, lo que indica una mayor influencia de la cal, y una segunda zona a partir del 1 % donde se reduce está pendiente. Cabe destacar, que a diferencia de los casos anteriores, las curvas correspondientes a porcentajes superiores de ceniza poseen límites líquidos superiores.

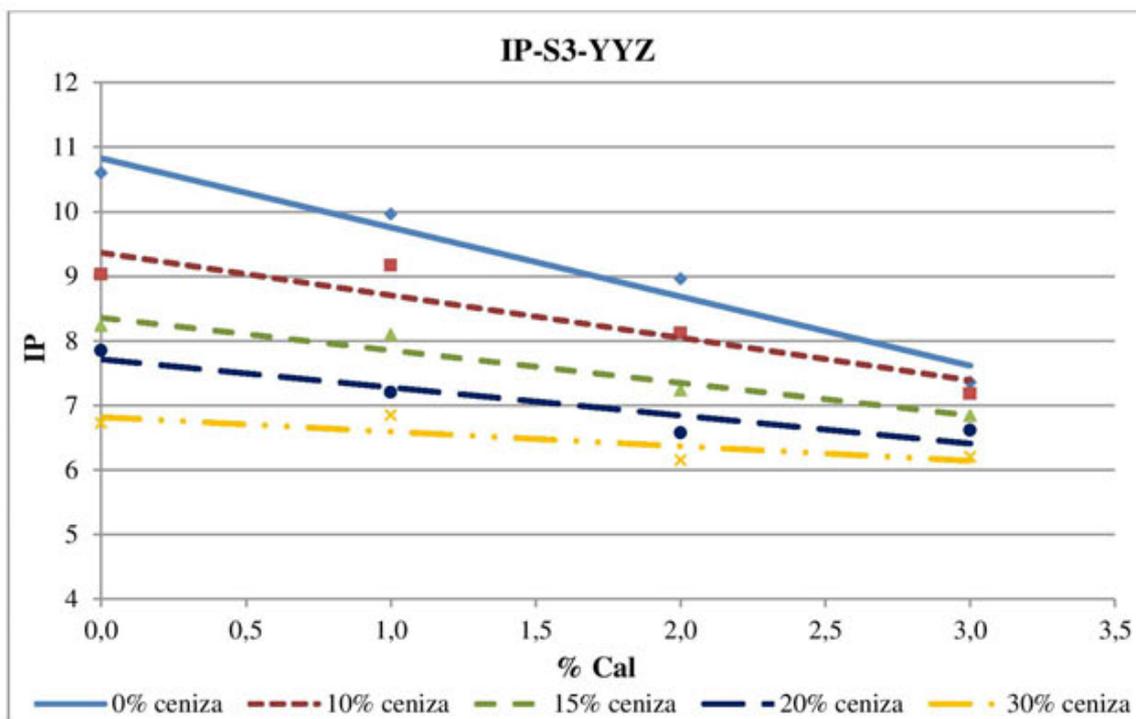


Figura 5-80.Variación del índice de plasticidad de los suelos S3-YYZ.

Una vez analizada la influencia de la cal y la ceniza en el límite líquido y el índice de plasticidad de cada uno de los suelos de partida, se procede a estudiar su influencia en el gráfico de Casagrande.

5.2.5.4 Gráfico de Casagrande

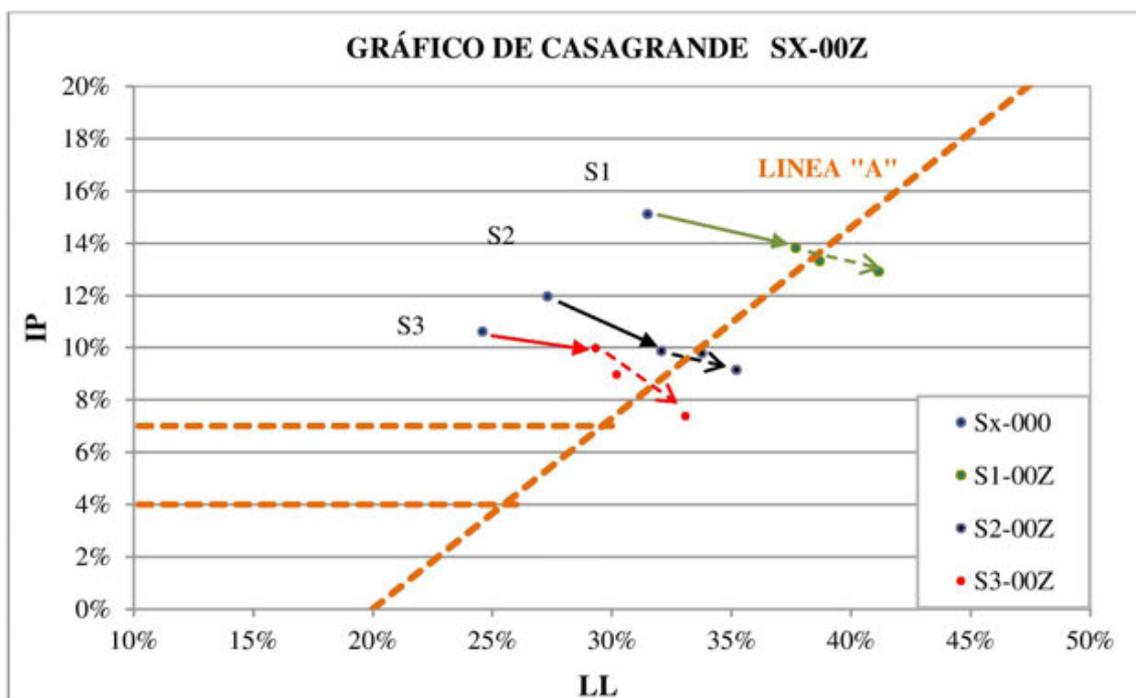


Figura 5-81. Gráfico de Casagrande de suelos Sx-00Z.

Los parámetros plásticos de los suelos de partida y con diferentes porcentajes de cal aparecen recogidos en la Figura 5-82. Las flechas en trazo continuo representan el paso de un 0 % de cal a un 1 %, y las de trazo discontinuo el paso de un 1 % hasta un 3 % de cal añadida. Teniendo en cuenta la evolución del límite líquido y el índice de plasticidad, se observa que la adición de cal a los suelos analizados produce un cambio en el comportamiento plástico del suelo, pasando de ser de tipo arcilloso a limoso.

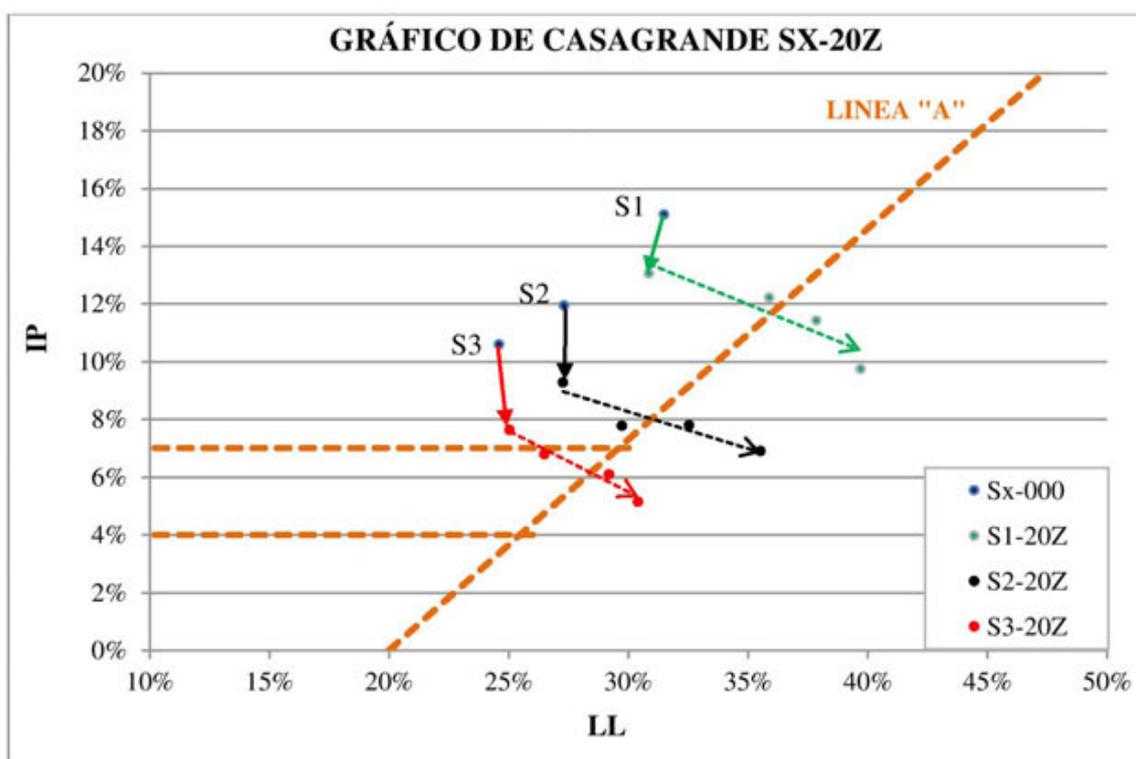


Figura 5-82. Gráfico de Casagrande de suelos Sx-20Z.

En la Figura 5-82 se representan los valores del LL y del IP de diferentes suelos. Las flechas en trazo continuo representan el paso de un 0 % de ceniza a un 20 %, y las de trazo discontinuo el paso de un 0 % hasta un 3 % de cal añadida en suelos con un 20 % de ceniza.

Se observa que la adición de un 20 % de ceniza a cada uno de los suelos disminuye el índice de plasticidad. Mientras que la adición de cal aumenta el límite líquido y disminuye el índice de plasticidad, dando lugar a un suelo con una menor susceptibilidad al agua, asimilando su comportamiento plástico al de un suelo limoso.

S1-YYZ			
SUELO	LL	LP	IP
S1	31,5	16,4	15,1
S1-001	37,7	23,9	13,8
S1-002	38,7	25,4	13,3
S1-003	41,2	28,3	12,9
S1-150	31,1	17,2	13,8
S1-151	36,7	24,1	12,6
S1-152	37,9	25,9	12,1
S1-153	40,0	29,7	10,2
S1-200	30,9	17,8	13,1
S1-201	35,9	23,7	12,2
S1-202	37,9	26,4	11,4
S1-203	39,7	30,0	9,8
S1-250	30,5	17,9	12,6
S1-251	35,6	24,3	11,3
S1-252	37,6	26,7	10,9
S1-253	38,9	30,1	8,8

Tabla 5-30. Plasticidades de suelos S1-YYZ.

S2-YYZ			
SUELO	LL	LP	IP
S2	27,3	15,4	12,0
S2-001	32,1	22,2	9,9
S2-002	33,8	24,0	9,8
S2-003	35,2	26,1	9,1
S2-100	27,4	16,9	10,5
S2-101	30,8	21,0	9,8
S2-102	33,2	24,2	9,0
S2-103	35,7	26,9	8,8
S2-150	27,6	17,7	9,9
S2-151	30,2	21,2	9,1
S2-152	32,6	24,3	8,3
S2-153	36,0	27,5	8,4
S2-200	27,3	18,5	8,8
S2-201	29,7	22,0	7,8
S2-202	32,6	24,8	7,8
S2-203	36,1	28,2	7,9

Tabla 5-31. Plasticidades de suelos S2-YYZ.

S3-YYZ			
SUELO	LL	LP	IP
S3	24,6	14,0	10,6
S3-001	29,3	19,4	10,0
S3-002	30,2	21,3	9,0
S3-003	33,1	25,7	7,4
S3-100	24,8	15,8	9,0
S3-101	29,8	20,6	9,2
S3-102	30,6	22,5	8,1
S3-103	33,1	25,9	7,2
S3-150	25,0	16,8	8,2
S3-151	30,6	22,5	8,1
S3-152	31,5	24,3	7,2
S3-153	32,6	25,8	6,8
S3-200	25,2	17,4	7,9
S3-201	30,7	23,5	7,2
S3-202	31,9	25,3	6,6
S3-203	33,1	26,5	6,6
S3-250	25,4	18,1	7,3
S3-300	25,5	18,8	6,7
S3-301	31,0	24,1	6,9
S3-302	32,4	26,2	6,2
S3-303	33,5	27,3	6,2

Tabla 5-32. Plasticidades de suelos S3-YYZ.

5.2.6 CLASIFICACIÓN

A continuación se presentan las clasificaciones finales de las mezclas según las normativas ASTM, AASHTO y PG-3, basadas únicamente en la granulometría y la plasticidad (Tabla 5-33, Tabla 5-34 y Tabla 5-35).

ASTM				
SUELO \ CAL	0 % CAL	1 % CAL	2 % CAL	3 % CAL
S1	CL	CL	ML	ML
S2	CL	CL	ML	ML
S3	SC	SC	SC	SM
S1-15Z	CL	CL	ML	ML
S1-20Z	CL	CL	ML	ML
S1-25Z	CL	ML	ML	ML
S2-10Z	SC	SC	SM	SM
S2-15Z	SC	SC	SM	SM
S2-20Z	SC	SC	SM	SM
S3-15Z	SC	SC	SM	SM
S3-20Z	SC	SM	SM	SM
S3-30Z	SC	SM	SM	SM
CENIZA	SW-SM	-	-	-

Tabla 5-33. Clasificación de suelos ASTM

AASHTO				
SUELO \ CAL	0 % CAL	1 % CAL	2 % CAL	3 % CAL
S1	A-6 (11)	A-6 (12)	A-6 (12)	A-7-6 (12)
S2	A-6 (3)	A-4 (3)	A-4 (3)	A-4 (3)
S3	A-6 (1)	A-4 (1)	A-4 (1)	A-4 (1)
S1-15Z	A-6 (8)	A-6 (9)	A-6 (9)	A-6 (8)
S1-20Z	A-6 (7)	A-6 (8)	A-6 (8)	A-4 (7)
S1-25Z	A-6 (7)	A-6 (7)	A-6 (7)	A-4 (6)
S2-10Z	A-6 (2)	A-4 (2)	A-4 (2)	A-4 (2)
S2-15Z	A-4 (2)	A-4 (2)	A-4 (2)	A-4 (2)
S2-20Z	A-4 (1)	A-4 (1)	A-4 (1)	A-4 (2)
S3-15Z	A-2-4 (0)	A-2-4 (0)	A-2-4 (0)	A-2-4 (0)
S3-20Z	A-2-4 (0)	A-2-4 (0)	A-2-4 (0)	A-2-4 (0)
S3-30Z	A-2-4 (0)	A-2-4 (0)	A-2-4 (0)	A-2-4 (0)
CENIZA	A-1-b	-	-	-

Tabla 5-34. Clasificación de suelos AASHTO.

PG3				
SUELO\CAL	0 % CAL	1 % CAL	2 % CAL	3 % CAL
S1	Tolerable	Tolerable	Tolerable	Marginal
S2	Tolerable	Tolerable	Tolerable	Tolerable
S3	Tolerable	Tolerable	Tolerable	Tolerable
S1-15Z	Tolerable	Tolerable	Tolerable	Tolerable
S1-20Z	Tolerable	Tolerable	Tolerable	Tolerable
S1-25Z	Tolerable	Tolerable	Tolerable	Tolerable
S2-10Z	Tolerable	Tolerable	Tolerable	Tolerable
S2-15Z	Tolerable	Tolerable	Tolerable	Tolerable
S2-20Z	Tolerable	Tolerable	Tolerable	Tolerable
S3-10Z	Adecuado	Tolerable	Tolerable	Tolerable
S3-15Z	Adecuado	Adecuado	Adecuado	Tolerable
S3-20Z	Adecuado	Adecuado	Adecuado	Adecuado
S3-30Z	Adecuado	Adecuado	Adecuado	Adecuado
CENIZA	Seleccionado	-	-	-

Tabla 5-35. Clasificación de suelos PG3.

Se puede observar la mejora en la clasificación que sufren los suelos a medida que se les añade ceniza y cal. En general todas las combinaciones mantienen su clasificación o la mejoran.

Cabe destacar que en el suelo S1-003 la clasificación empeora, esto es debido al aumento del límite líquido, lo cual ya fue analizado en el apartado de la plasticidad.

La clasificación de estos materiales como suelo no es la más adecuada. Hay que tener en cuenta que cuando se le añade aditivos con propiedades puzolánicas, además de modificar la plasticidad, se produce un incremento significativo de la capacidad portante.

Si consideramos el comportamiento de estos materiales como suelos estabilizados, es más interesante su clasificación como tal (Tabla 5-36, Tabla 5-37 y Tabla 5-38).

SUELO	CBR			ESTABILIZACIÓN	CATEGORÍA DE EXPLANADA
	20 seg	90 seg	180 seg		
S1	0	0	0	-	-
S1-150	1	2	2	-	-
S1-200	1	2	2	-	-
S1-250	1	2	4	-	(E1*)
S1-001	7	8	11	S-EST1 (**)	E1
S1-151	8	9	12	S-EST2 (**)	E2
S1-201	9	11	14	S-EST2 (**)	E2
S1-251	12	22	23	S-EST2 (**)	E2
S1-002	11	14	16	S-EST2 (**)	E2
S1-152	17	28	31	S-EST2 (**)	E2
S1-202	15	17	33	S-EST2 (**)	E2
S1-252	22	27	42	S-EST2 (**)	E2

(E1*): Suelos tolerables índice CBR > 3. No se pueden emplear en coronación.

(**): No se alcanza el grado de compactación exigido por las especificaciones.

Tabla 5-36. Clasificación de suelo estabilizado y explanada (S1-YYZ)

SUELO	CBR			ESTABILIZACIÓN	CATEGORÍA DE EXPLANADA
	20 seg	90 seg	180 seg		
S2	1	2	3	-	(E1*)
S2-100	2	8	12	S-EST1	E1
S2-150	3	15	22	S-EST2	E2
S2-200	3	16	21	S-EST2	E2
S2-001	21	42	50	S-EST2	E2
S2-101	33	45	50	S-EST2	E2
S2-151	43	47	75	S-EST2	E2
S2-102	49	51	63	S-EST2	E2

(E1*): Suelos tolerables índice CBR > 3. No se pueden emplear en coronación.

Tabla 5-37. Clasificación de suelo estabilizado y explanada (S2-YYZ)

Analizando la clasificación mostrada en las tablas anteriores, se observa como los suelos S1 con porcentajes mayores de un 15 % de ceniza y un 1 % de cal, puede asimilarse a un S-EST2.

En cuanto a los suelos S2, la clasificación como S-EST2 se puede conseguir con contenidos de un 15 % de ceniza sin cal o empleando porcentajes de cal superiores al 1 % independientemente del contenido de ceniza.

SUELO	CBR			RCS (MPa)	ESTABILIZACIÓN	CATEGORÍA DE EXPLANADA
	20 seg	90 seg	180 seg			
S3	9	11	11	-	-	(E1*)
S3-150	26	27	34	1,00	S-EST2	E2
S3-200	27	43	79	1,05	S-EST2	E2
S3-300	>30	>30	>30	0,98	S-EST2	E2
S3-001	48	70	71	1,01	S-EST2	E2
S3-101	>30	>30	>30	1,14	S-EST2	E2
S3-151	>30	>30	>30	1,26	S-EST2	E2
S3-201	>30	>30	>30	1,19	S-EST2	E2
S3-301	>30	>30	>30	0,98	S-EST2	E2
S3-002	>30	>30	>30	0,95	S-EST2	E2
S3-102	>30	>30	>30	1,27	S-EST2	E2
S3-152	>30	>30	>30	1,53	S-EST3	E3
S3-202	>30	>30	>30	1,32	S-EST2	E2
S3-302	>30	>30	>30	1,15	S-EST2	E2
S3-003	>30	>30	>30	1,16	S-EST2	E2
S3-103	>30	>30	>30	1,00	S-EST2	E2
S3-153	>30	>30	>30	1,17	S-EST2	E2
S3-203	>30	>30	>30	1,17	S-EST2	E2
S3-303	>30	>30	>30	1,31	S-EST2	E2

(E1*): Suelos tolerables índice CBR > 3. No se pueden emplear en coronación.

Tabla 5-38. Clasificación de suelo estabilizado y explanada (S3-YYZ).

El suelo S3, con cualquier combinación ceniza-cal se consigue un S-EST2. Cabe destacar que es posible obtener un S-EST3 con un 15 % de ceniza y un 2 % de cal.

5.3 GRAVAS TRATADAS CON CENIZAS DE FONDO Y CAL

En este apartado se comprueba si la adición de ceniza y/o cal aporta cohesión a su mezcla con grava, incrementando su capacidad portante, y su resistencia frente a esfuerzos de flexotracción. Para ello se ha realizado un análisis comparativo entre gravas tratadas con ceniza y cal, y una grava cemento, que cumple las especificaciones españolas (artículo 513 del PG3).

En este estudio se ha empleado únicamente la ceniza de fondo de la central térmica de Soto de Ribera.

El árido empleado para la realización del estudio es un árido de tipo silíceo, cuyas características se presenta en el capítulo 3. La granulometría cumple con la exigida por el PG3 para una GC-20, también se ha comprobado que las combinaciones con ceniza y cal se encuentran dentro del huso correspondiente al artículo 515 “grava-escoria” del antiguo PG3 (1975).

Se ha creado una nomenclatura específica para las gravas tratadas:

G – YYZ

Siendo:

- YY: porcentaje de ceniza añadida sobre la grava.
- Z: porcentaje de cal añadida sobre la grava.

De esta manera se definen los porcentajes de partida con los que será tratada la grava.

GRAVA	CAL (%)	CENIZA (%)
G	0	0 ,10 ,15 ,20 ,25 ,30
	2	0 ,10 ,15 ,20 ,25 ,30
	3	0 ,10 ,15 ,20 ,25 ,30

Tabla 5-39. Porcentajes de cal y ceniza añadida a la grava.

DENOMINACIÓN		
0 % CAL	2 % CAL	3 % CAL
G-000	G-002	G-003
G-100	G-102	G-103
G-150	G-152	G-153
G-200	G-202	G-203
G-250	G-252	G-253
G-300	G-302	G-303

Tabla 5-40. Denominación de las gravas tratadas

Los ensayos de caracterización física y mecánica realizados son los correspondientes a la normativa española vigente para la grava-cemento, el artículo 513 del PG3:

- Análisis granulométrico.
- Estudio de compactabilidad.
- Resistencia a compresión simple.
- Análisis de ensayos dinámicos.

5.3.1 ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

Se presentan las curvas granulométricas de las diferentes mezclas de grava con ceniza y/o cal, y de la mezcla de grava-cemento (Figura 5-83, Figura 5-84 y Figura 5-85).

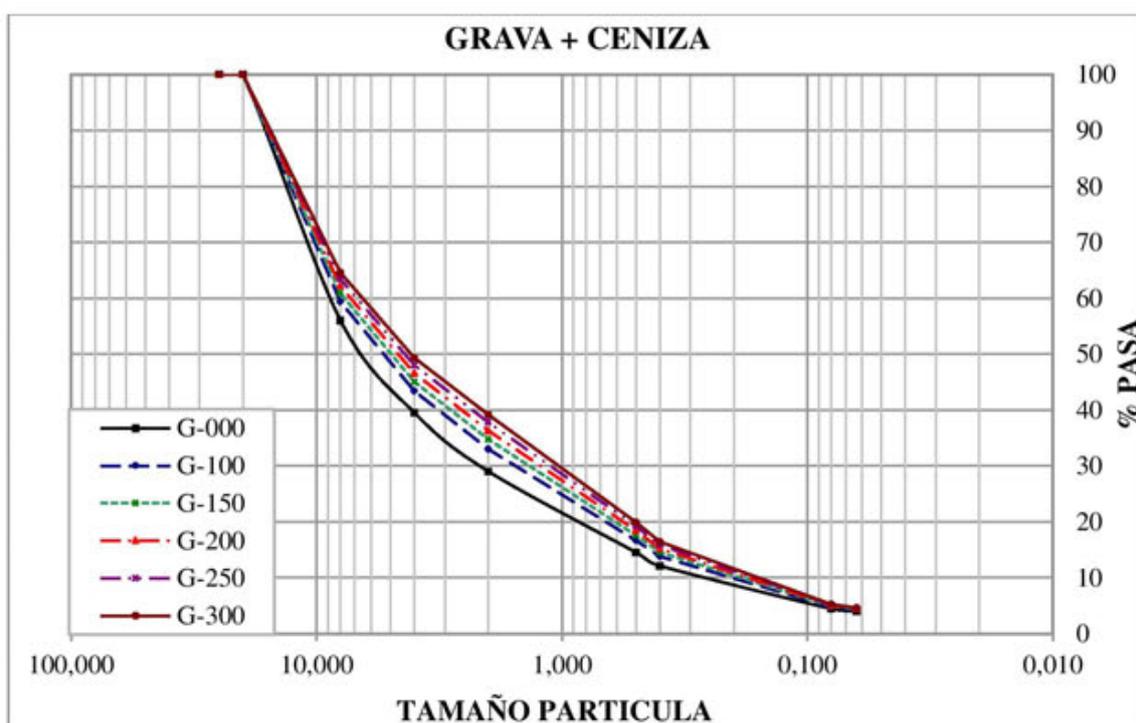


Figura 5-83. Curvas granulométricas de las mezclas G-YY0

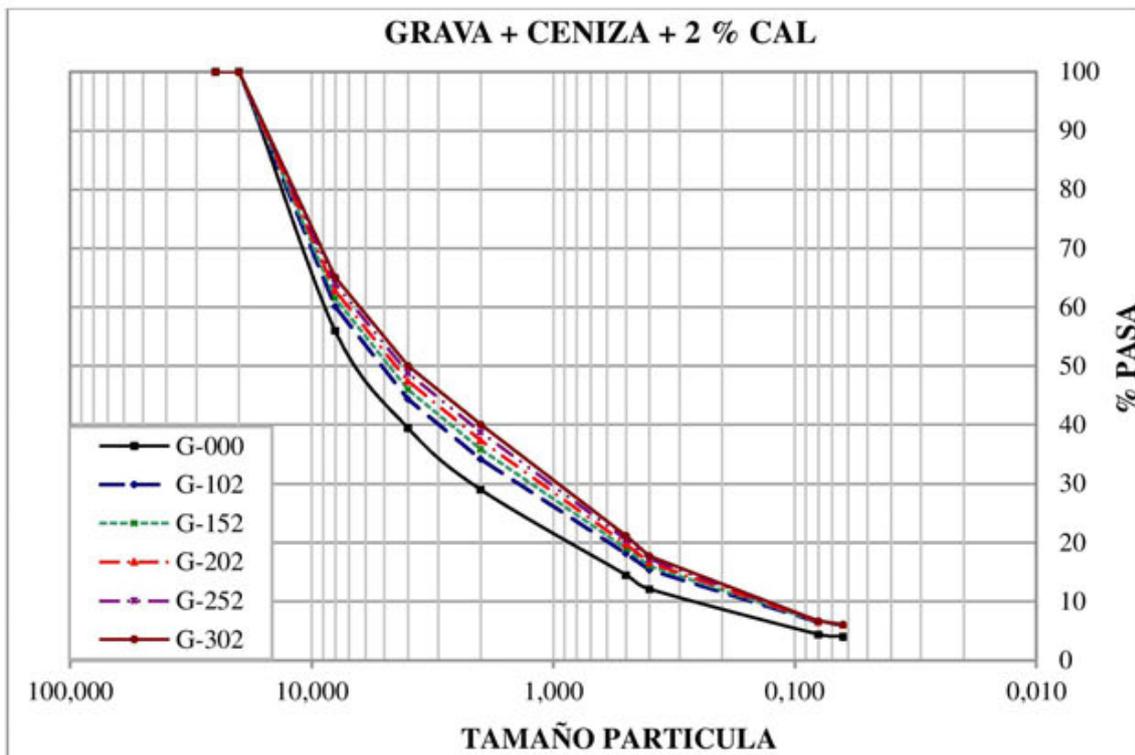


Figura 5-84. Curvas granulométricas de las mezclas G-YY2

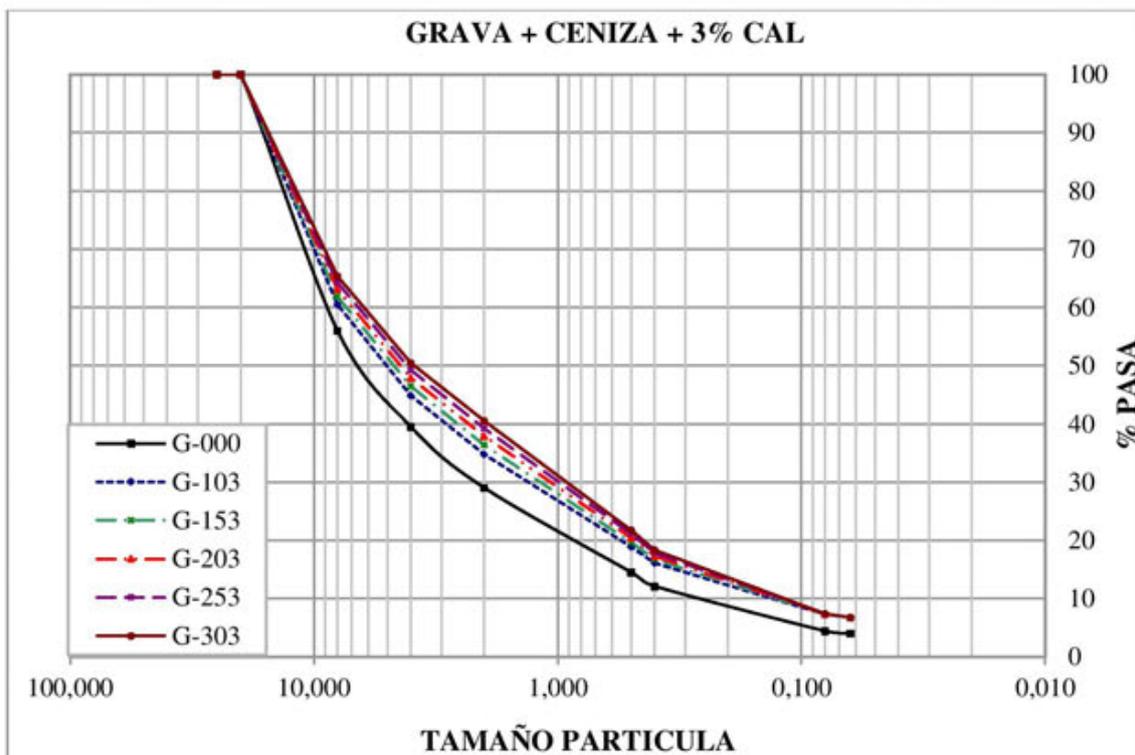


Figura 5-85. Curvas granulométricas de las mezclas G-YY3

La incorporación de ceniza a la grava hace más continua la granulometría, reduciendo los huecos. En cambio, la cal produce un aumento de partículas finas (0.08mm).

5.3.2 ESTUDIO DE COMPACTABILIDAD

Se han realizado ensayos de compactación proctor modificado, como exige el artículo 513 del PG3, para diferentes contenidos de ceniza y cal. De esta forma se observará el efecto que éstas tienen sobre la densidad seca y la humedad. Además, a título comparativo, en todas las gráficas también se representa la curva de la grava-cemento.

La humedad óptima proctor se empleara en la fabricación de las probetas de los ensayos de Resistencia a Compresión Simple y dinámicos.

Se presentan a continuación las curvas proctor modificado de la grava con diferentes porcentajes de ceniza y con el 0 %, 2 % y 3 % de cal añadida (Figura 5-86, Figura 5-87 y Figura 5-88).

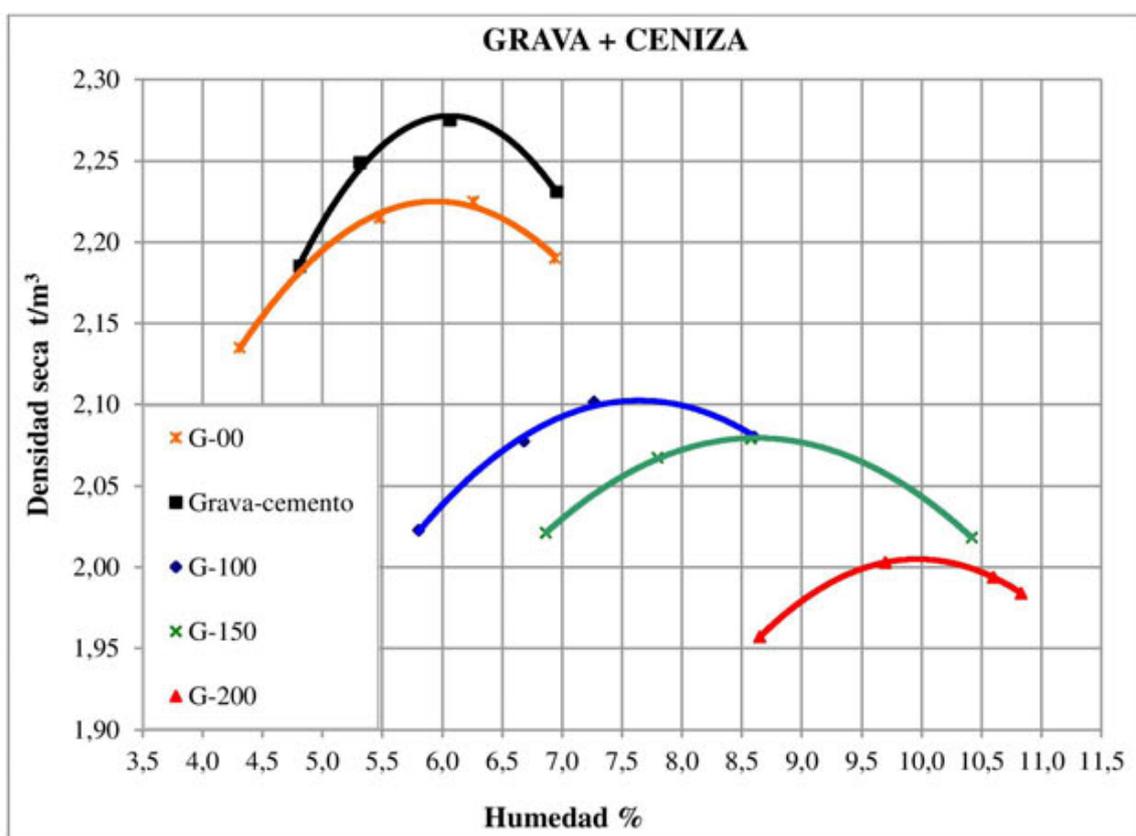


Figura 5-86. Curvas proctor de las mezclas G-YY0

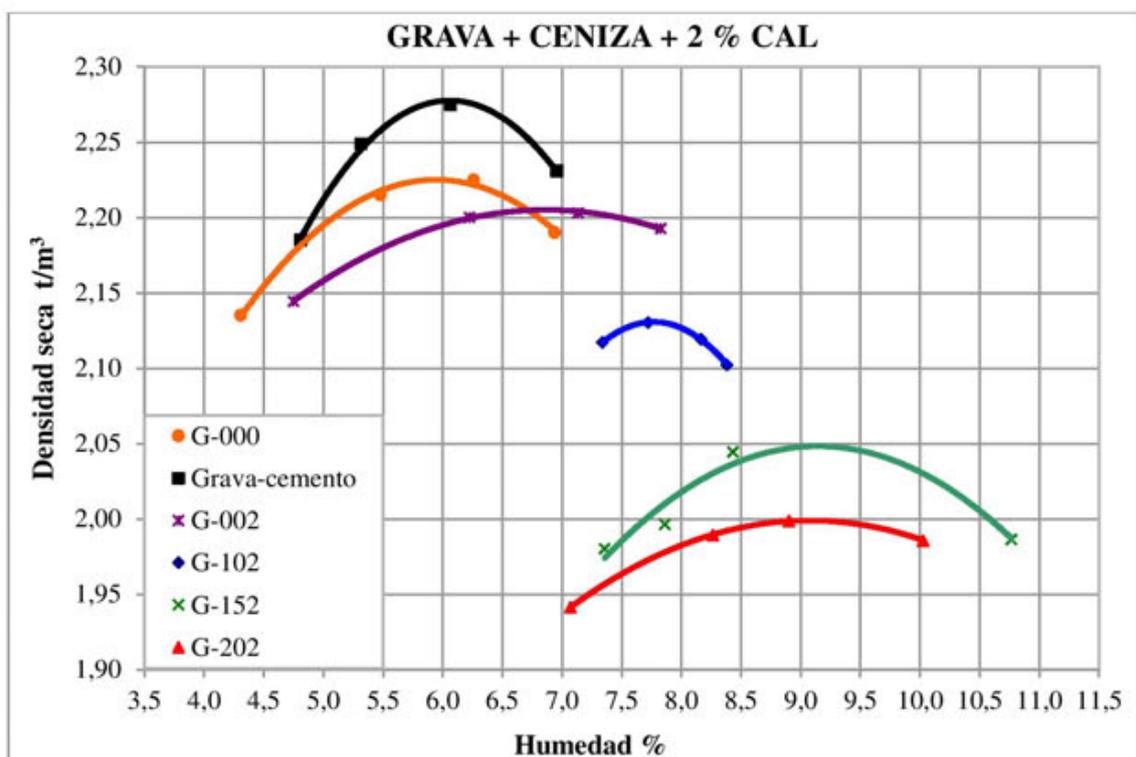


Figura 5-87. Curvas proctor de las mezclas G-YY2

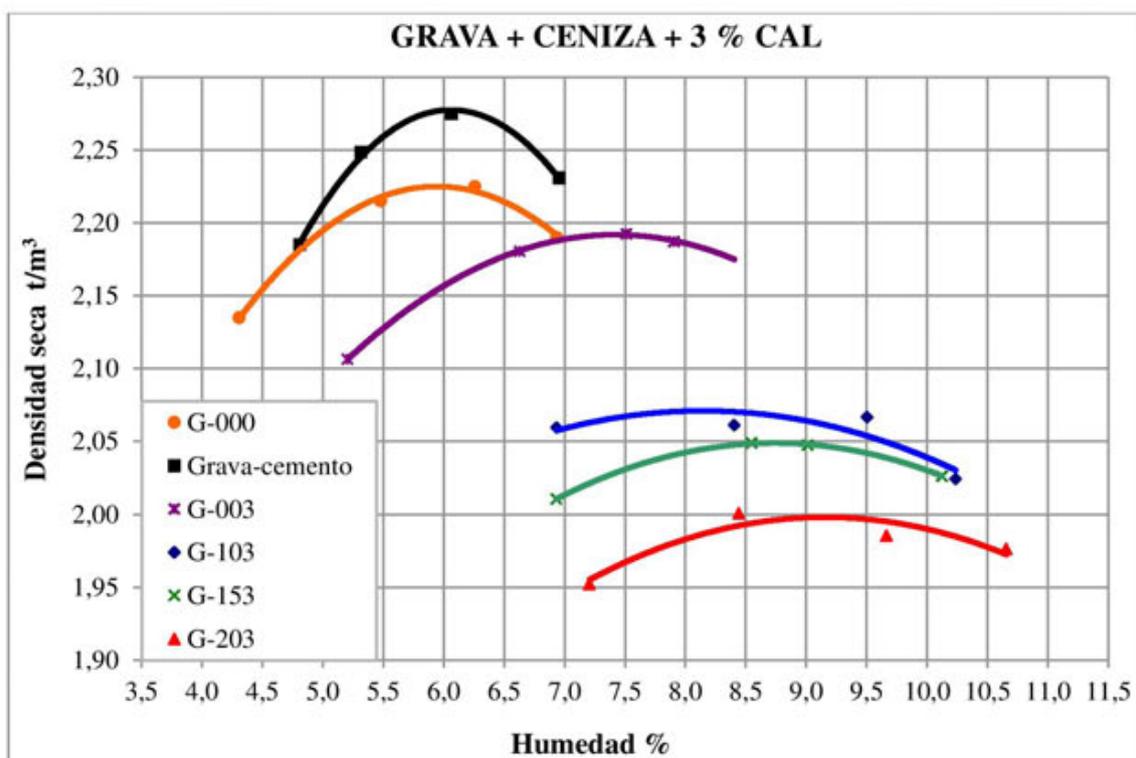


Figura 5-88. Curvas proctor de las mezclas G-YY3

Para realizar un mejor análisis y ver la influencia de la ceniza y la cal sobre la densidad seca y la humedad óptima se representa la Figura 5-89 y la Figura 5-90.

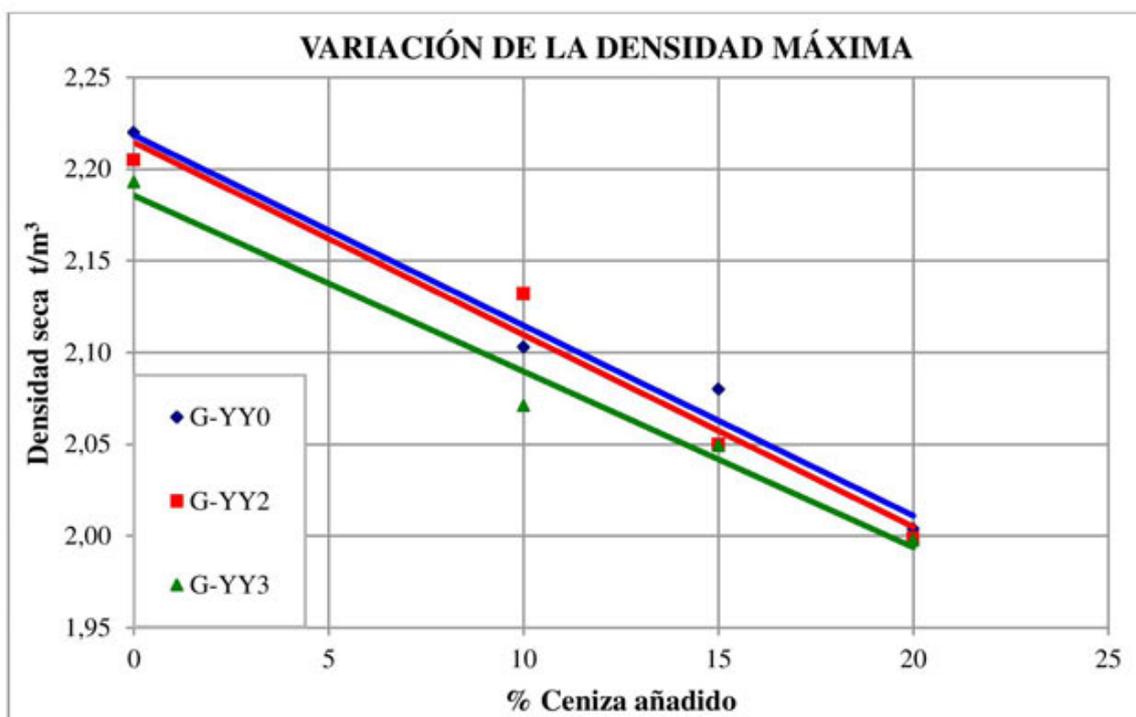


Figura 5-89. Variación de la densidad máxima con la ceniza.

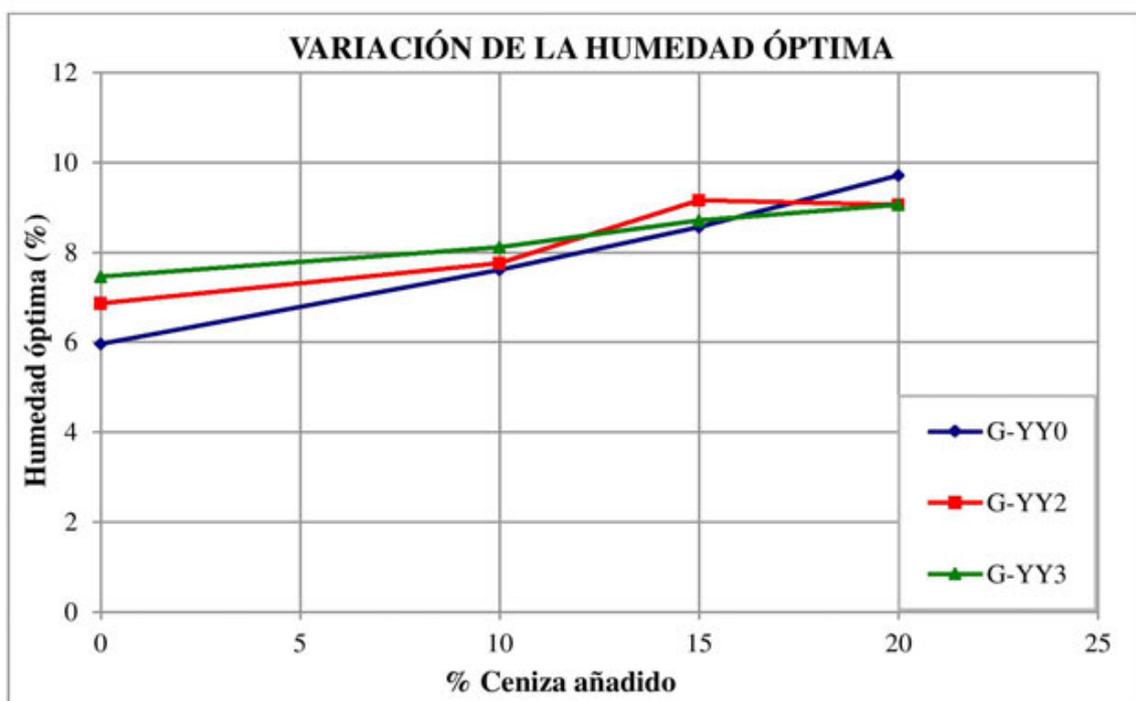


Figura 5-90. Variación de la humedad óptima con la ceniza.

Como era de esperar la adición de ceniza, debido al bajo peso específico, produce una disminución significativa de la densidad seca máxima prácticamente proporcional al porcentaje de ésta. La incorporación de cal, para todos los contenidos de ceniza, también produce una disminución de la densidad.

La humedad óptima aumenta con el contenido de ceniza, pasar de un 0 % a un 20 % de ceniza supone un incremento del 4 % de humedad. La incorporación de cal no modifica significativamente las humedades óptimas.

5.3.3 ESTUDIO DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE

Este apartado se realiza en base a la norma NLT-305. Se ha estudiado el tiempo necesario de compactación de las probetas para alcanzar un porcentaje de densidad aceptable, es decir, superior al 98 % de la densidad del proctor modificado. Esto se ha logrado con 30 segundos, que es superior al que propone la normativa (20 segundos).

En este estudio se trata de comprobar si la ceniza y la cal pueden reemplazar al cemento. Para ello se determina la resistencia a compresión simple. Además, se han variado los contenidos de ceniza y cal tratando de buscar cual es la combinación que proporcione mejores resultados.

La normativa española establece que los valores de resistencia a compresión simple de la grava-cemento deben estar comprendidos entre 4,5 y 7 MPa a 7 días (Tabla 5-41). En cambio la adquisición de resistencias con la ceniza y la cal es mucho más lenta. Para ver este efecto se han empleado periodos de curado de 7, 28 y 90 días.

	Zona	RCS (MPa)	
		Mín.	Máx.
GRAVA-CEMENTO	Calzada	4,5	7
	Arcenes	4,5	6

Tabla 5-41. Especificaciones RCS (Artículo 513 PG3)

En la Tabla 5-42 aparecen recogidos los resultados de los ensayos de resistencia compresión simple realizados. En la Figura 5-91 se presentan los valores obtenidos para 7, 28 y 90 días de curado de las mezclas G-152, G-153 y G-203.

DIAS	0 % CAL			2 % CAL			3 % CAL		
	RCS (MPa)			RCS (MPa)			RCS (MPa)		
	7	28	90	7	28	90	7	28	90
GRAVA	0,161			0,359	0,485	0,586	0,24	0,392	0,528
G-10Z	0,353	0,666	0,822	0,478	0,628	2,375	0,635	0,805	2,454
G-15Z	0,456	0,653	0,561	0,567	1,091	2,753	0,623	1,031	2,680
G-20Z	0,461	0,471	0,557	0,639	0,929	3,053	0,603	0,988	3,212
G-25Z						2,932			
G-30Z						2,633			

Tabla 5-42. Resultados de ensayos de resistencia a compresión simple.

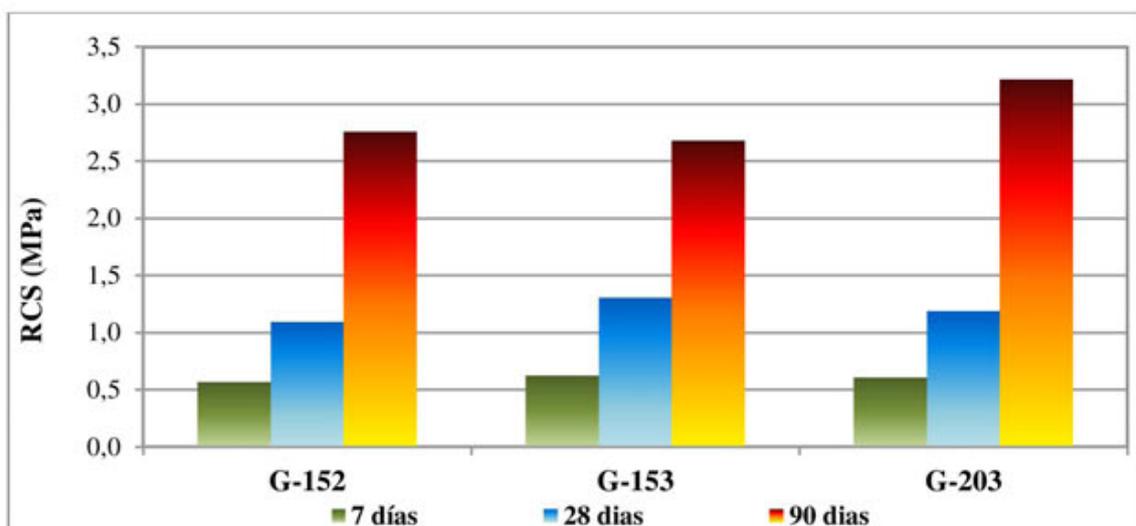


Figura 5-91. Resistencia a compresión simple.

Además de los resultados obtenidos, también se presentan curvas que relacionan RCS con el tiempo de curado para cada porcentaje de ceniza y cal, y así poder obtener unas conclusiones más apropiadas (Figura 5-92, Figura 5-93 y Figura 5-94).

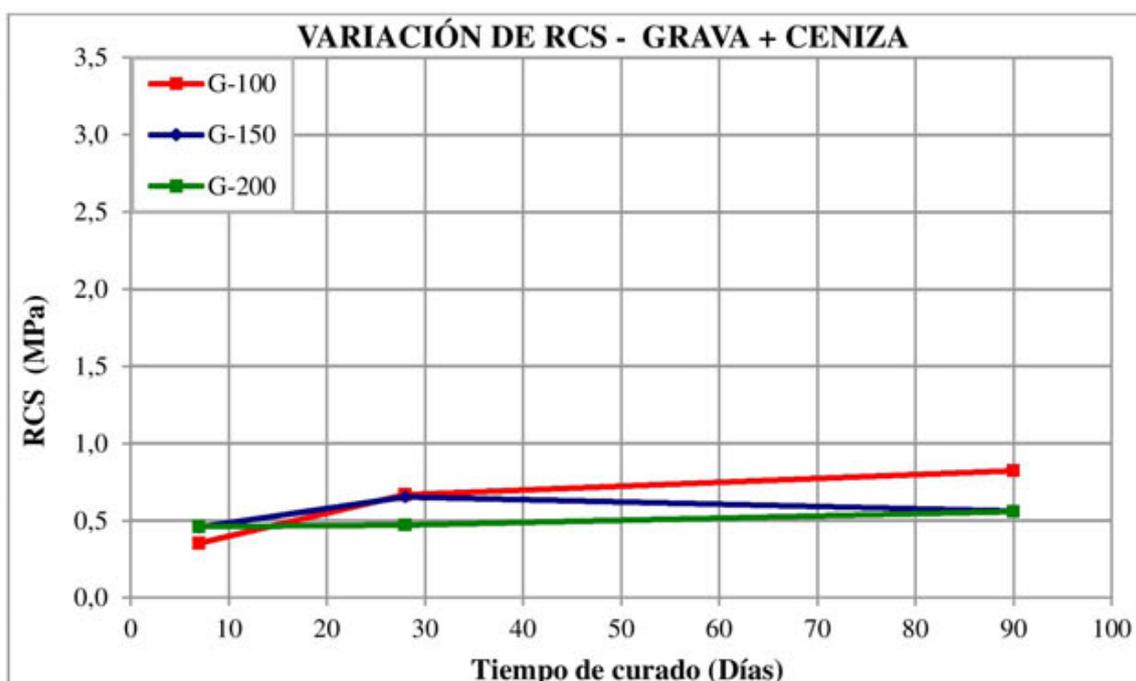


Figura 5-92. Variación de RCS en el tiempo de curado de las mezclas G-YY0

En las mezclas de grava con ceniza sin cal, la influencia del tiempo de curado en las resistencias es prácticamente inapreciable. Por otra parte el contenido de ceniza tampoco presenta variaciones significativas. La ceniza sin cal presenta unos valores de RCS muy bajos, no alcanzándose en ningún caso 1 MPa.

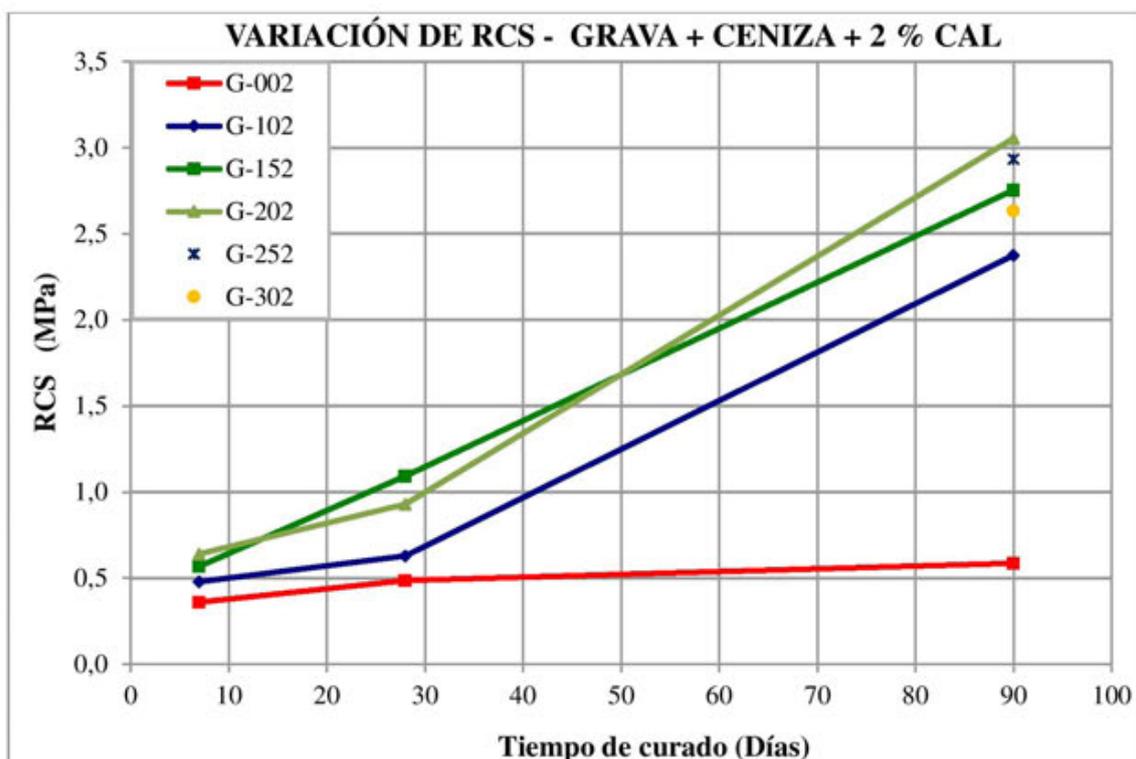


Figura 5-93. Variación de RCS en el tiempo de curado de las mezclas G-YY2

El empleo únicamente de cal proporciona valores de RCS muy bajos, además el tiempo de curado apenas tiene influencia. La combinación de ceniza y cal tiene un pequeño efecto para periodos de curado cortos, pero se ve que la cal activa la ceniza a medida que se incrementa el tiempo de curado. Aunque no se alcanzan las especificaciones mínimas correspondientes a una grava-cemento (4,5 MPa), la resistencia adquiere valores apreciables del orden de 3 MPa para 90 días (Figura 5-93).

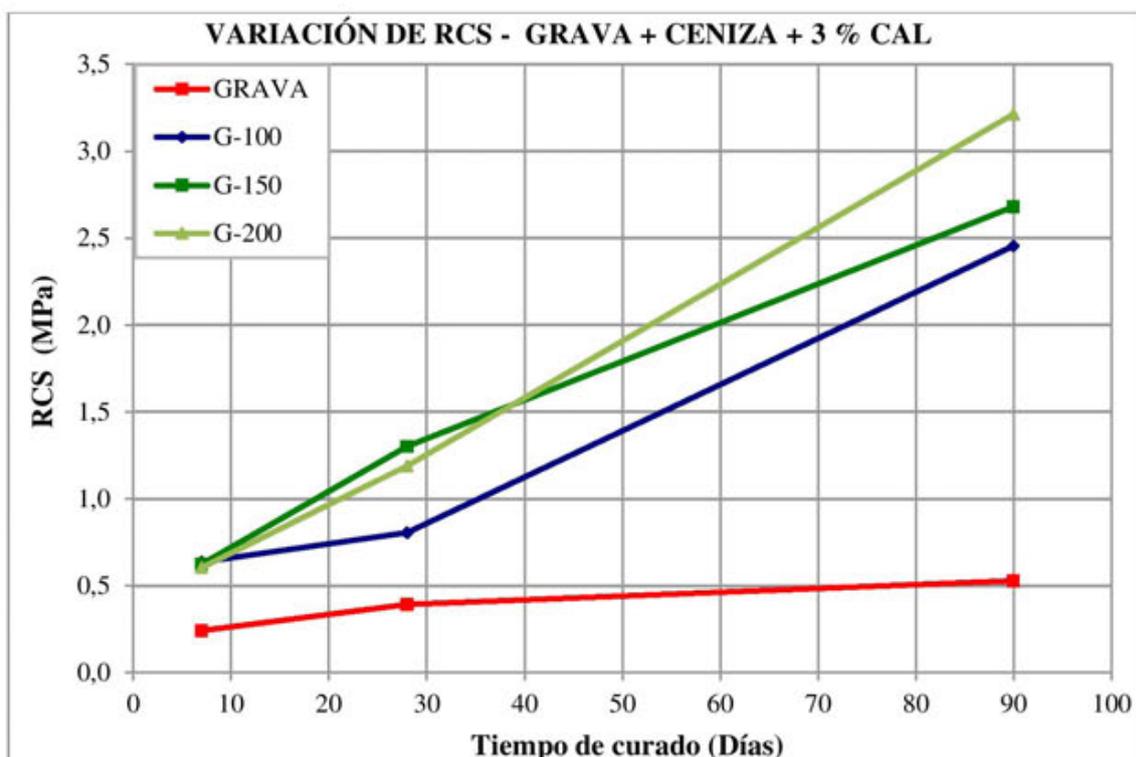


Figura 5-94. Variación de RCS en el tiempo de curado de las mezclas G-YY3

Las curvas obtenidos para un 3 % de cal (Figura 5-94) practicamente se superponen con las del 2 %, por lo que los comentarios realizados anteriormente son aplicables a este contenido de cal.

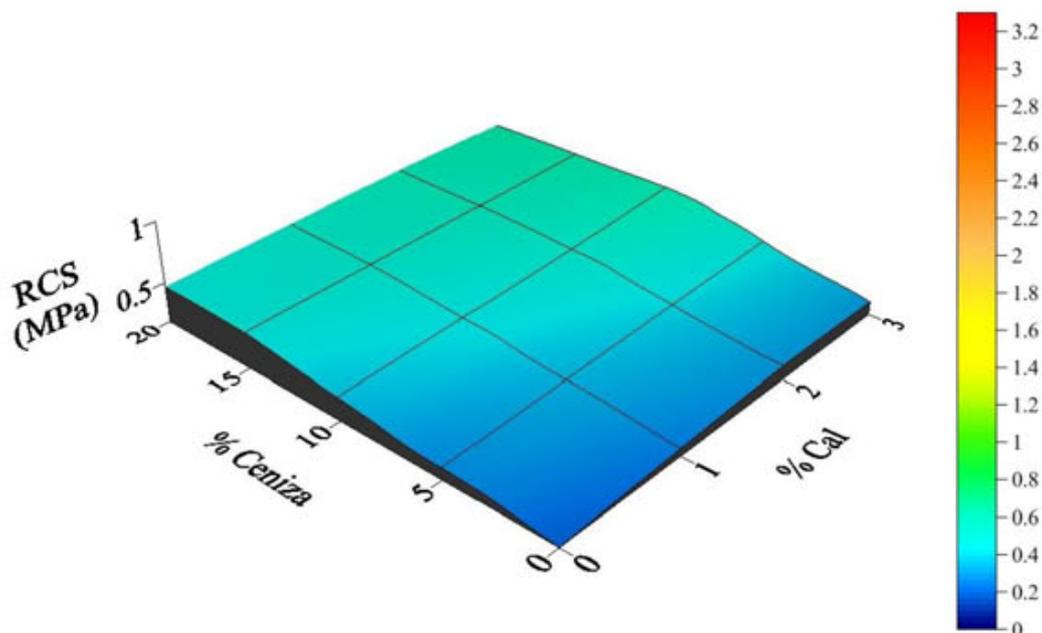


Figura 5-95. Resultados de ensayos de resistencia a compresión simple 7 Días.

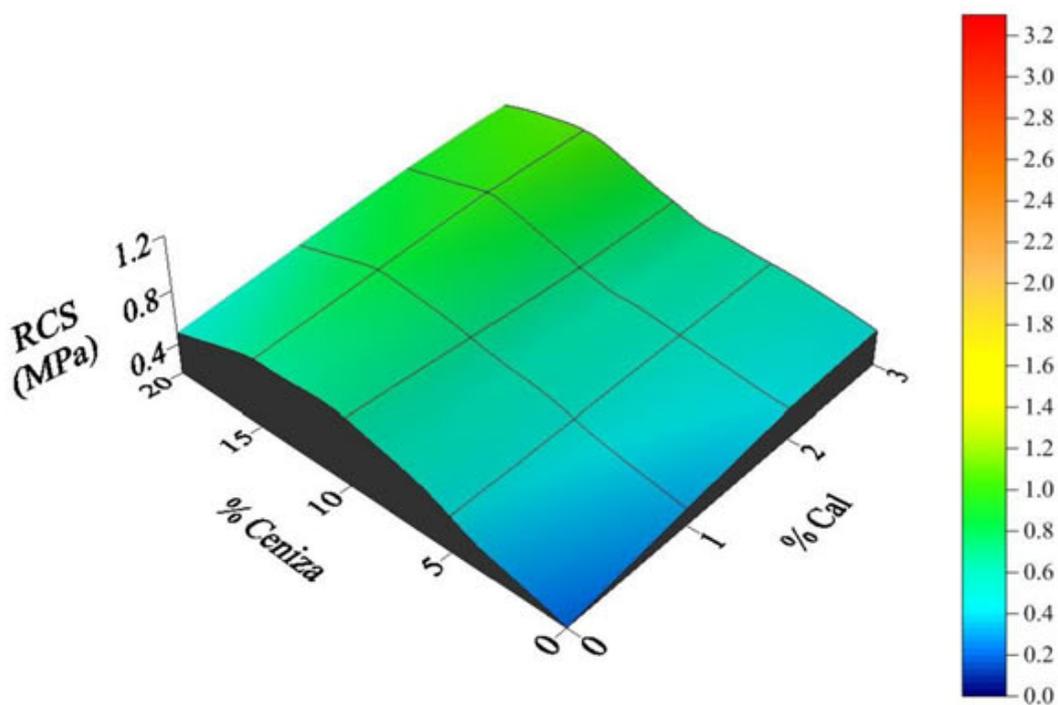


Figura 5-96. Resultados de ensayos de resistencia a compresión simple 28 Días.

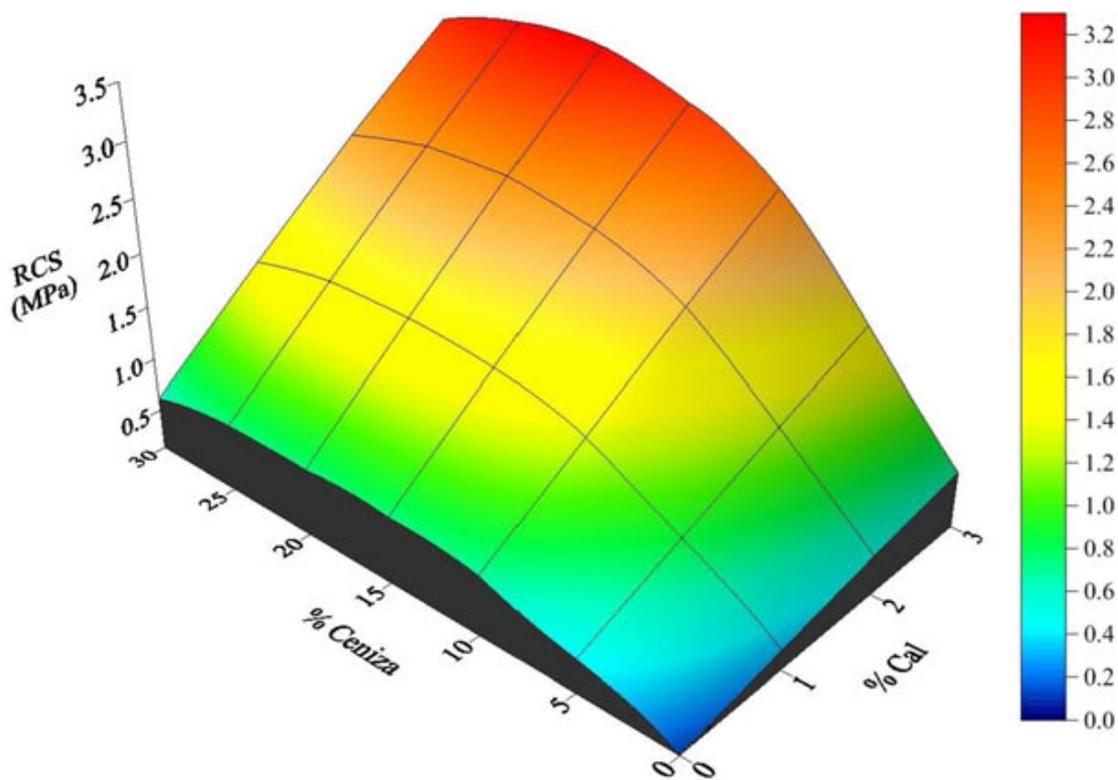


Figura 5-97. Resultados de ensayos de resistencia a compresión simple 90 Días.

Estas gráficas en 3D (Figura 5-95, Figura 5-96 y Figura 5-97), representan la variación de las resistencias con los contenidos de ceniza y cal para cada uno de los tiempos de curado. Para un tiempo de curado de 7 días, apenas se aprecian modificaciones en la RCS de las mezclas, alcanzándose valores del orden de 0,6 MPa para cualquier contenido de ceniza y cal. Las probetas curadas durante 28 días presentan valores ligeramente superiores a los de 7 días, alcanzándose la RCS máxima (1 MPa) para las mezclas G-152 y G153.

Se observa un claro aumento de las resistencias a medida que se le añade ceniza y cal, con un periodo de curado de 90 días. El máximo de la gráfica se obtiene para un 20 % de ceniza y un 3 % de cal.

El comportamiento de obtención de resistencias con el tiempo por parte de las mezclas grava-ceniza-cal es similar al de la grava-escoria propuesta por la normativa española (PG3-1975).

Aumentar el periodo de curado siempre supone una mejora del comportamiento mecánico, pero se ha comprobado que no todo aumento de los contenidos de ceniza y cal supone siempre un incremento de las resistencias. Para una adecuada dosificación es necesario tener en cuenta el efecto catalizador de la cal sobre la ceniza, por ello es necesario combinarlas en una proporción adecuada. Se ha observado que con un 2 % de cal, cuando se supera el 20 % de ceniza, las resistencias comienzan a disminuir.

Además del análisis de los valores de RCS de las diferentes mezclas, se presenta la variación de los módulos con el tiempo de curado, y para cada porcentaje de ceniza y cal.

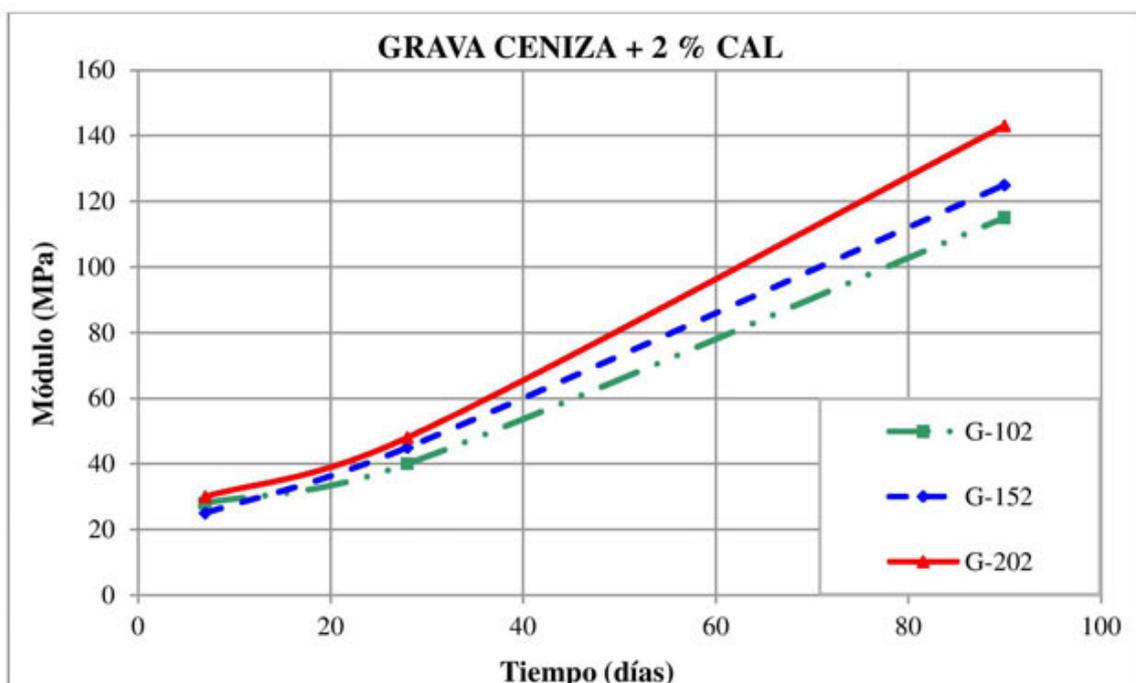


Figura 5-98. Variación del módulo elástico a compresión con el tiempo.

En la Figura 5-98 se observa un claro aumento del módulo, sobre todo a partir de los 28 días. Este valor se incrementa del orden de 3 veces cuando pasamos de 28 a 90 días.

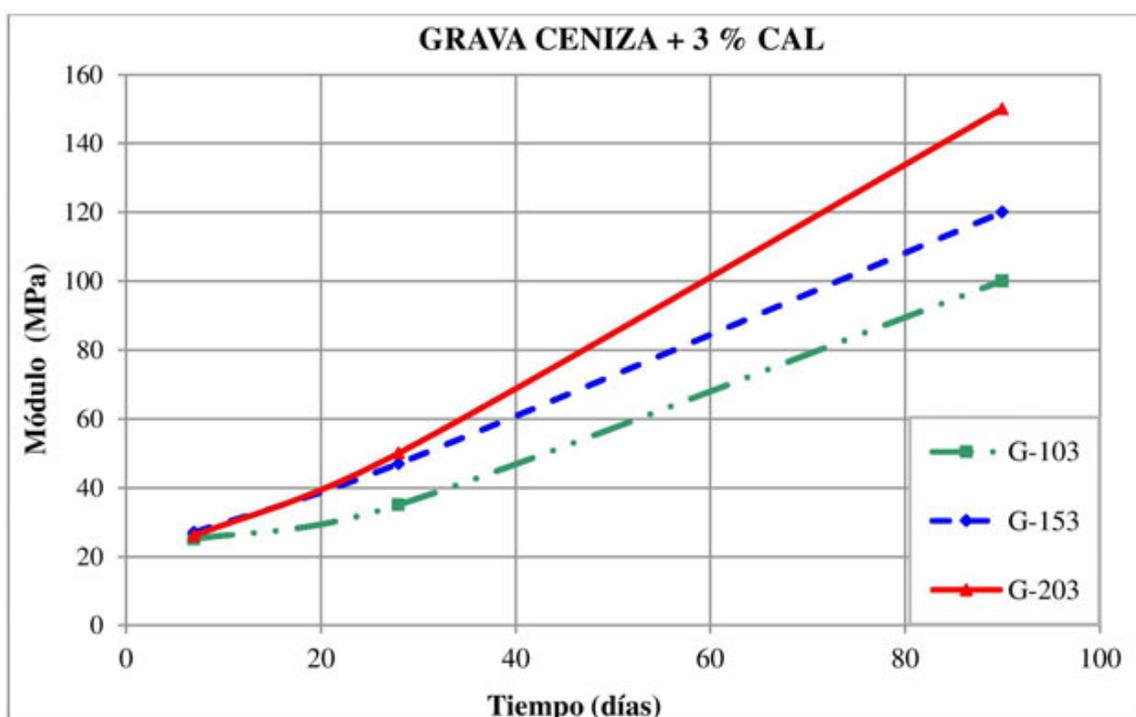


Figura 5-99. Variación del módulo elástico a compresión con el tiempo.

El crecimiento del módulo para la mezcla G-203 es del 300 % (Figura 5-99), como en el caso anterior para la mezcla G-152.

5.3.4 ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO A SOLICITACIONES DINÁMICAS

Los ensayos dinámicos nos permiten comparar el comportamiento frente a solicitaciones repetidas, para ello se ha creado un ensayo de flexión de tres puntos para tener unos valores de referencia.

Como material de referencia se ha empleado una grava-cemento curada 28 días transcurridos los cuales previsiblemente se alcanza el 75 % de la resistencia final; en cambio, las probetas de grava-ceniza-cal, se han ensayado tras un curado de 28 y 90 días.

Con respecto a los materiales con cemento, la Instrucción española EHE en su tabla 30.4.b proporciona unos valores estimados de la resistencia a compresión de hormigones a la edad de “j” días en relación con la resistencia a 28 días (Tabla 5-43).

EHE tabla 30.4.b					
Edad del hormigón, en días	3	7	28	90	360
Endurecimiento normal	40 %	65 %	100 %	120 %	135 %
Endurecimiento rápido	55 %	75 %	100 %	115 %	120 %

Tabla 5-43. Evolución de resistencias en hormigones

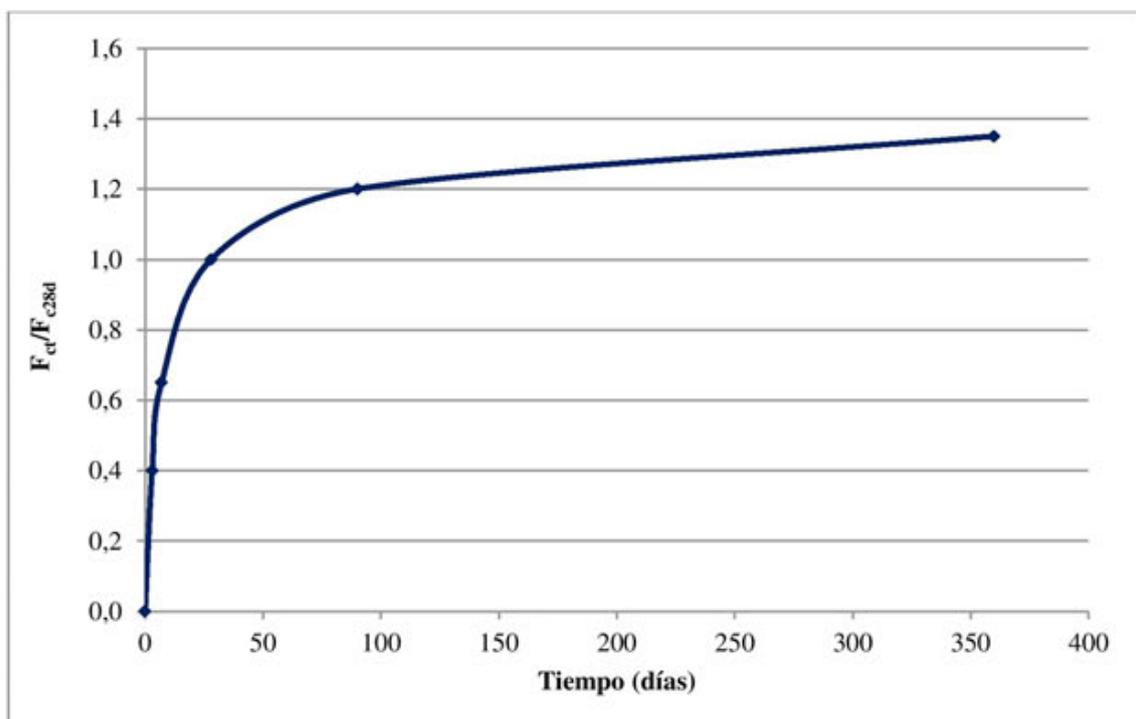


Figura 5-100. Evolución de resistencias en hormigones

- GRAVACEMENTO

La grava-cemento empleada está fabricada siguiendo las especificaciones de una GC-20 definida en el artículo 513 del PG3. El árido posee las mismas características que el de la grava tratada con ceniza y cal. Además, el porcentaje de cemento sobre la grava es del 4,25 %, ya que la normativa española recomienda un 3 y 5,5 %. En este caso se ha seleccionado un contenido intermedio.

5.3.4.1 Ensayo de flexión

Este ensayo ha sido realizado con la grava-cemento, y con la grava-ceniza, en este caso con un 15 % de ceniza y diferentes porcentajes de cal.

Se aprecia como las gravas sin cal, no adquieren consistencia alguna a 90 días, esto se debe a que la ceniza por sí sola no es capaz de fraguar, y necesita de un elemento que “active” ese poder puzolánico; dicho elemento es la cal que reacciona con la ceniza produciendo un fraguado de la mezcla ceniza cal. En la Figura 5-101 se ve el aspecto de estas probetas tras 90 días de curado en cámara húmeda. Hay que indicar que no se pudieron manipular, ya que al tratar de situarlas sobre la cuna de ensayo se disgregaban completamente.



Figura 5-101. Grava G-150 (90 días).

Al añadir cal, las mezclas adquieren resistencias que incluso permitían su manipulación tras 28 días de curado (Figura 5-102), no obstante su resistencia a flexión es demasiado baja.



Figura 5-102. Grava G-152 (28 días).

Esta tipología de probetas también es la empleada en el ensayo dinámico, pero es necesario un serrado parcial, que simule un fisura. Después de este proceso, las probetas curadas durante 28 días se deterioraban mucho, por lo que se optó únicamente por las probetas curadas durante 90 días. Incluso en este caso se presentaba dificultades a la hora de realizar la prefisura. El principal motivo por el que se ha empleado un 15 % de ceniza se debe a las dificultades de manipulación de las probetas, para todos los tiempos de curado, cuando se incrementaba el contenido por encima de este valor.

En la Tabla 5-44 se presentan los resultados de los ensayos.

		GRAVACIMIENTO 28 DÍAS	G-15Z 90 DÍAS
0 % CAL	CARGA DE ROTURA (KN)	10	0
	σ_F TENSION (MPa)	1,23	0
2 % CAL	CARGA DE ROTURA (KN)		3,00
	σ_F TENSION (MPa)		0,37
3 % CAL	CARGA DE ROTURA (KN)		3,50
	σ_F TENSION (MPa)		0,43

Tabla 5-44. Resultados ensayo de flexión.

La representación gráfica de los ensayos aparece recogida en la Figura A-29, la Figura A-30 y la Figura A-31 del anexo: resultados.

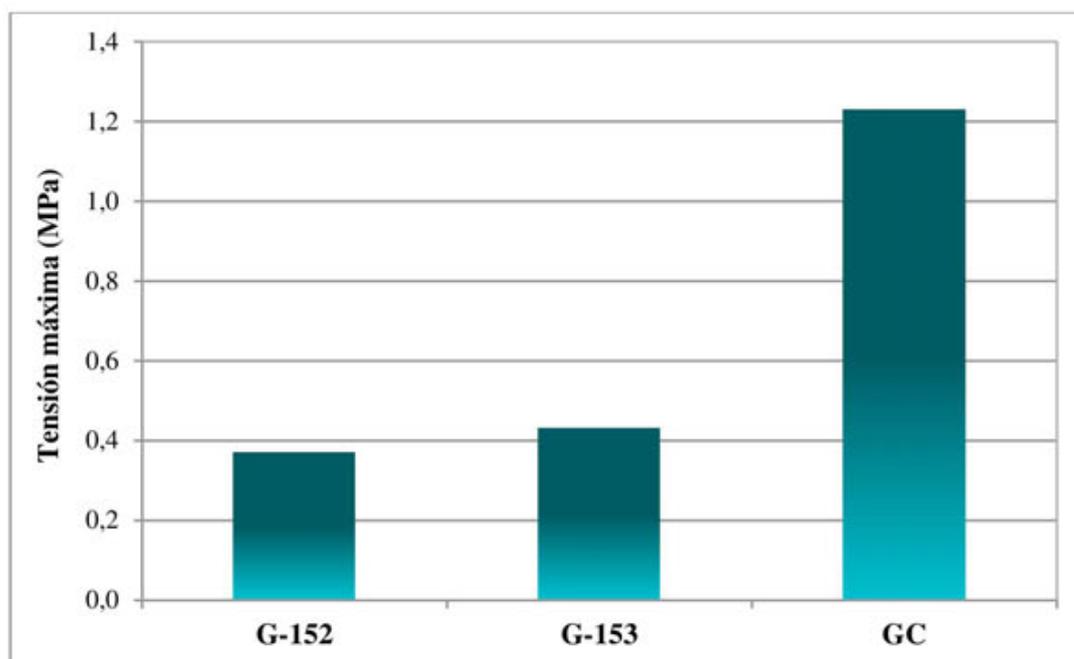


Figura 5-103. Resultados ensayo de flexión.

Las resistencias a flexión alcanzadas con las mezclas de ceniza y cal son muy inferiores a las de la grava-cemento. Incluso con tiempos de curado de 90 días se alcanza del orden de 1/3 de las resistencias de estas últimas (Figura 5-103).

5.3.4.2 Ensayo dinámico

Al igual que en el ensayo de flexión, la ausencia de normativa y las características del material estudiado, hace necesario la creación de un ensayo propio. Este ensayo se define en el capítulo 3.2 Metodología.

Las condiciones del ensayo son las siguientes:

- Frecuencia = 10 Hz.
- Ensayo en control de carga
- Carga Q: La carga aplicada ha sido de tipo senoidal, produciendo siempre compresiones en la cara de apoyo, con un mínimo del 10 % de la carga Q.
- Criterio de rotura: El fallo a fatiga se producirá cuando la amplitud de fisuración sea igual o mayor al doble de la correspondiente al ciclo inicial (1.200).

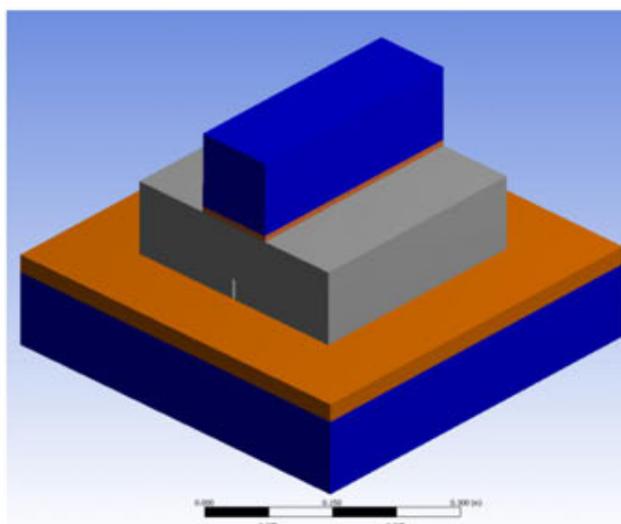


Figura 5-104. Esquema ensayo dinámico.

- Grava-cemento

Teniendo en cuenta los resultados obtenidos en el ensayo de flexión simple, y las tensiones de tracción que este produce sobre las probetas, mediante cálculo analítico se estimó unos rangos de las cargas a aplicar en el ensayo dinámico, en el cual la probeta se encuentra apoyada en toda su superficie. Se partió de un valor de 8,5 kN con el que resistían por encima de 500.000 ciclos, lo cual hace atisbar que nos encontramos en unos valores de ratio tensional muy bajos, por lo que se fue incrementando la carga hasta obtener resultados óptimos para poder comparar. Se llegó hasta los 11,5 kN, para la que resistió 32.000 ciclos (tabla A-3, Anexo).

De este ensayo sobre la grava-cemento, con una carga de 11,5 kN se presentan las siguientes graficas:

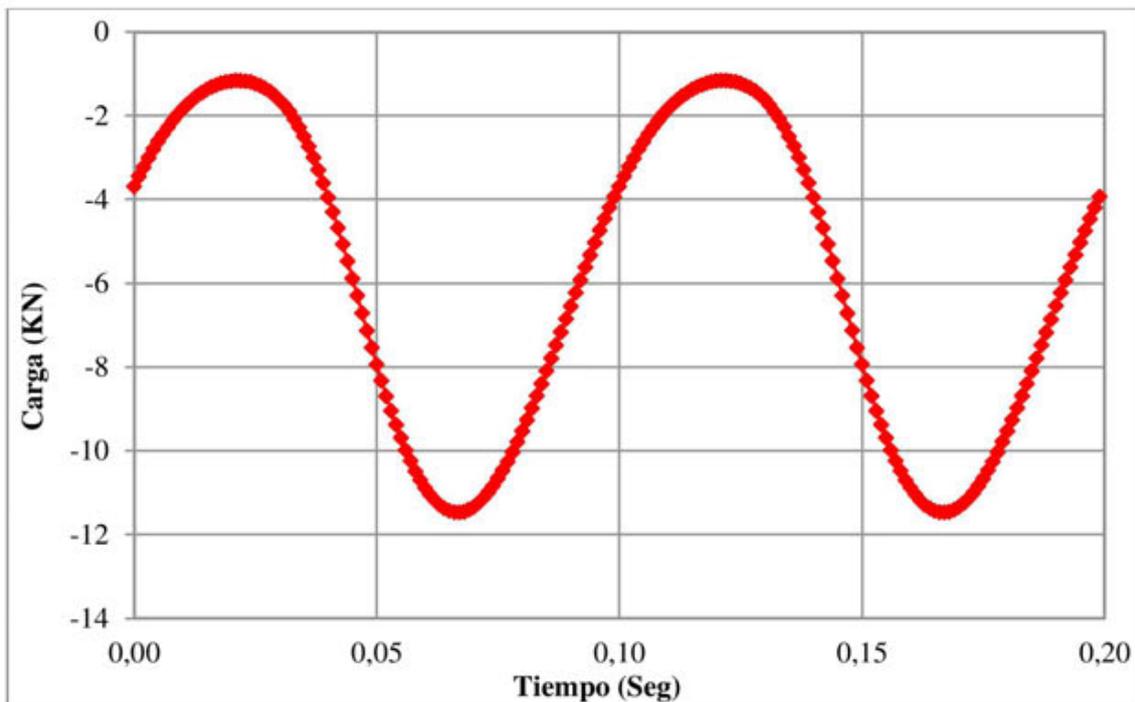


Figura 5-105. Curva tiempo – carga de grava-cemento.

En la Figura 5-105 se observa la forma sinusoidal de la aplicación de la carga así como la frecuencia y amplitud de la misma.

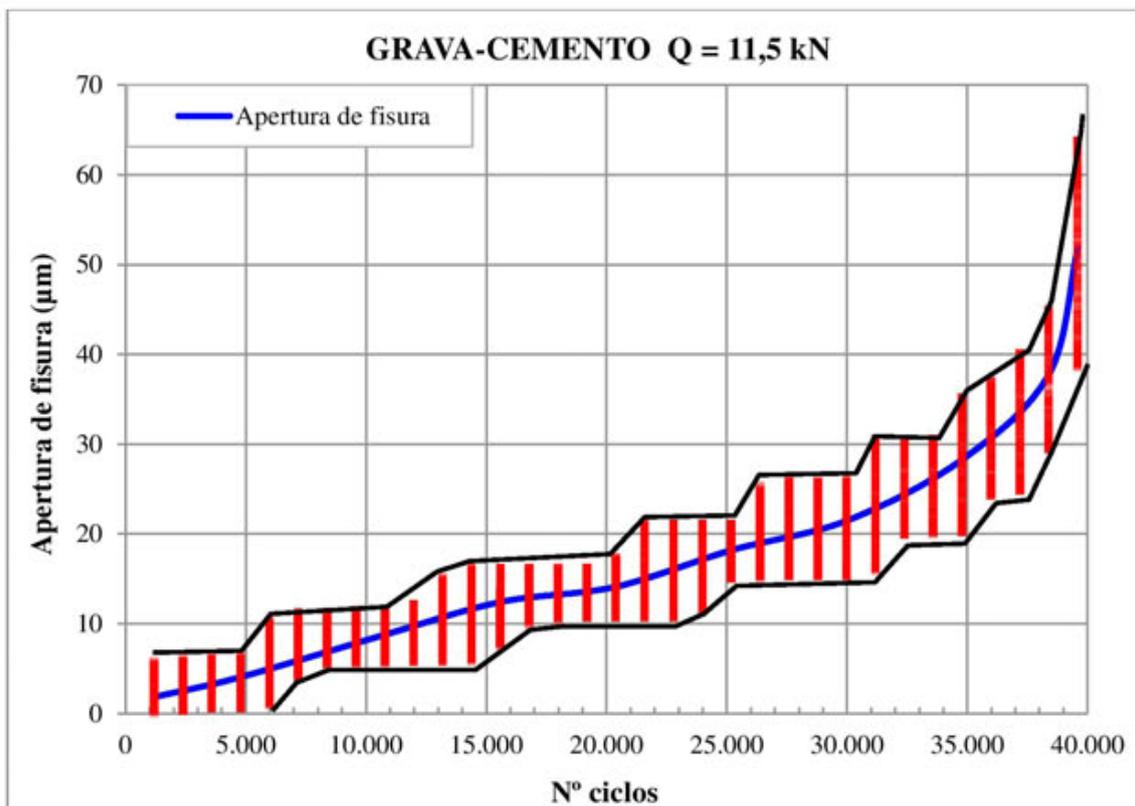


Figura 5-106. Apertura de fisura de la grava-cemento

En la Figura 5-106 se representa la apertura y la amplitud de fisura. Se producen una serie de “escalones” claramente marcados, que nos indican un crecimiento de ambas, no homogéneo, es decir, a medida que la acción de la carga consigue “despegar” las diferentes partículas de árido (como se aprecia en la Figura 5-107). Dichas partículas pierden la adherencia con la mezcla de finos y cemento, produciéndose una falta de cohesión entre partículas, y por lo tanto el aumento de la fisura.

Además de esto, a medida que aumenta los ciclos, estos escalones son de menor duración, gracias a la disminución del área resistente, de la inercia y por lo tanto del módulo resistente; esto es debido al incremento de las fisuras a medida que aumenta los ciclos. Este proceso se repite hasta el instante en el que la fisura alcanza un valor tal que el área resistente de la sección es tan baja que se produce la rotura por flexión de la probeta.

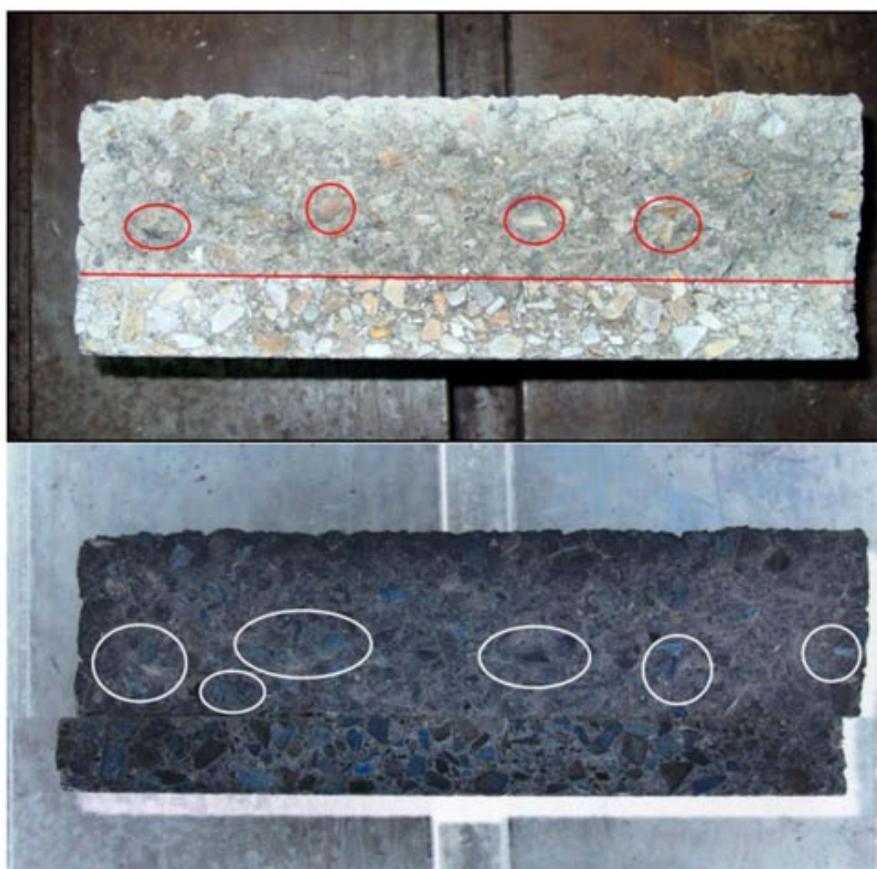


Figura 5-107. Sección de rotura ensayo dinámico grava-cemento. Normal y negativo.

En la Figura 5-107 vienen señalados los áridos en los que se aprecia su limpieza superficial. Además de la fotografía en formato normal, también se presenta el negativo

de las mismas, donde se observa el brillo presente en las partículas del árido, y por lo tanto la falta de adherencia entre partículas.

- G-152

Al igual que para la grava-cemento, en el caso de la G-152, los valores de las solicitaciones aplicadas se ha basado en los resultados de las tensiones máximas del ensayo de flexotracción. Puesto que las resistencias son mucho menores que en la grava-cemento, para conseguir aplicar un número de ciclos significativo ha sido necesario reducir de forma importante las cargas máximas aplicadas. En este caso se ha realizado el ensayo con una carga máxima de 2 kN. Un criterio semejante se ha empleado también para el estudio de la grava G-153.

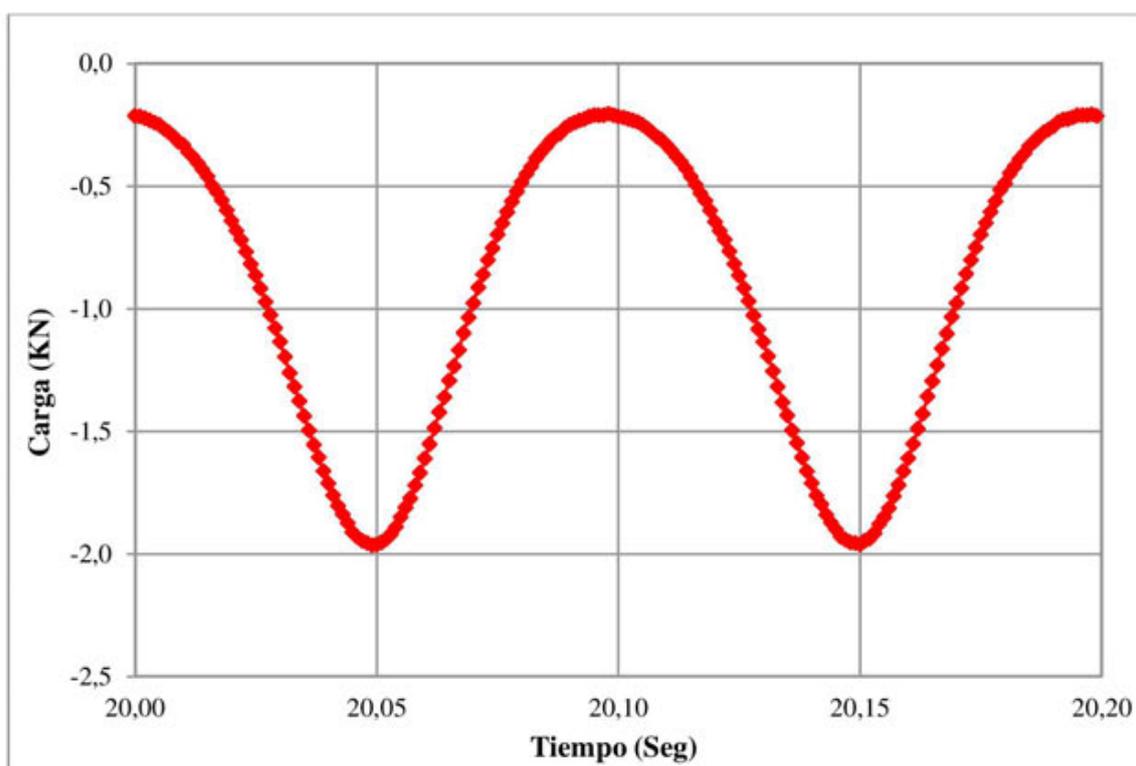


Figura 5-108. Curva tiempo – carga de G-152.

En las Figura 5-108 se representa la forma de la onda aplicada. A partir de esta solicitación se produce una reacción en la parte superior de la fisura, que se manifiesta en forma de apertura de fisura y amplitud de fisura.

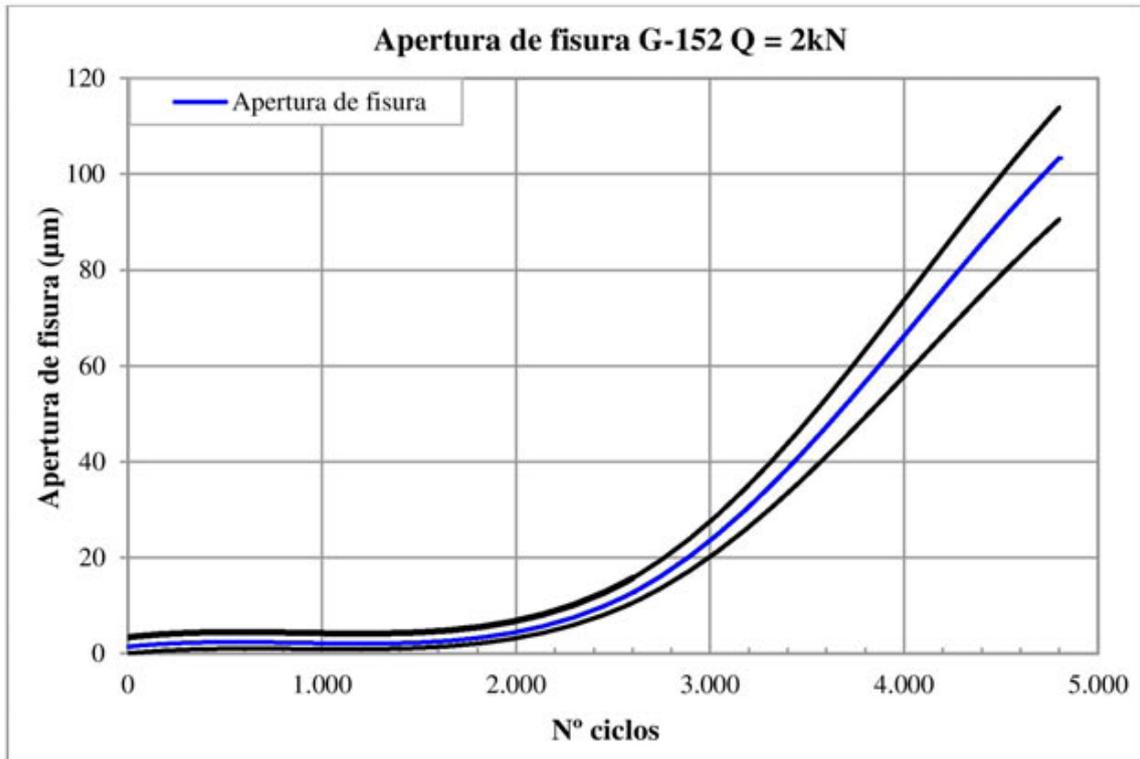


Figura 5-109. Apertura de fisura G-152.

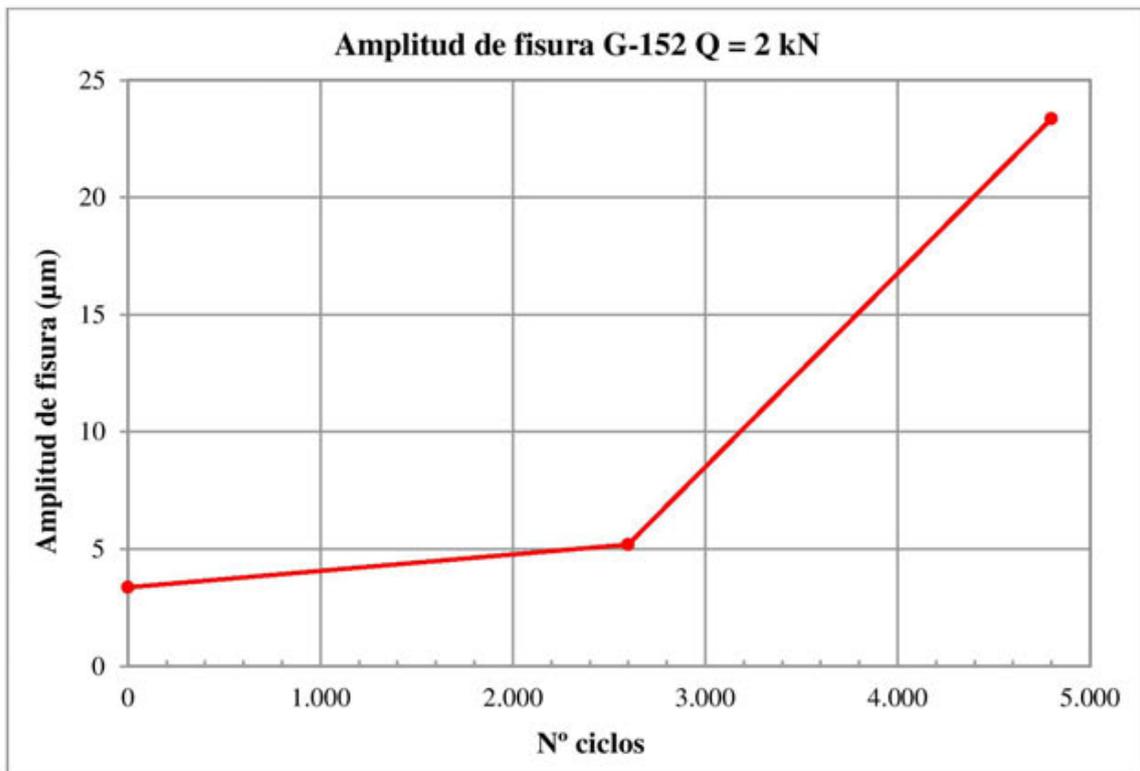


Figura 5-110. Amplitud de fisura G-152.

En la Figura 5-109 y la Figura 5-110 se representan la apertura de fisura y la amplitud de fisura en función del número de ciclos. Se ve un claro incremento de ambas magnitudes a partir de ciclo 2600. Se analizan a continuación los calores particulares de los ciclos 200 y 2.600:

- Diferencia en la apertura de fisura:
 - Ciclo 200-201 = 1,38 μm
 - Ciclo 2600-2601 = 12,66 μm
- Diferencia en la amplitud de fisura:
 - Ciclo 200-201 = 3,35 μm
 - Ciclo 2600-2601 = 5,19 μm

Los resultados muestran un crecimiento excesivamente rápido de la fisura, prácticamente doblándose las amplitudes de fisura en tan solo 2.400 ciclos, con cargas relativamente bajas. Si se desea obtener una ley de fatiga del material frente, se deben emplear cargas más bajas, que no corresponden a las aplicadas por el tráfico real, por lo que tratar de determina una ley de fatiga para un material con sollicitaciones inferiores a las reales no tiene interés.

En la Figura 5-111, se aprecia que a diferencia de las probetas de grava-cemento, donde el árido estaba claramente “limpio”, en estas probetas las partículas siguen envueltas por la matriz de ceniza y cal, lo cual nos indica que se puede tratar de una rotura por flexión pura.



Figura 5-111. Sección de rotura ensayo dinámico G-152. Imagen normal y negativo.

Cabe destacar la gran cantidad de huecos que posee la mezcla. Esto es debido a la falta de adhesividad de ciertos tamaños de la propia ceniza, que son demasiado grandes para reaccionar con la cal y demasiado pequeños para aportar esqueleto mineral. Esto hace que una vez rota la probeta, las partículas se pueden desprender fácilmente de la sección, debido a la falta de cohesión con el resto de la mezcla (Figura 5-112).



Figura 5-112. Detalle de rotura ensayo dinámico G-152.

- G-153

La mezcla G-153 se comenzó ha ensayado con una carga máxima de 3 kN (), obteniéndose los siguientes resultados:

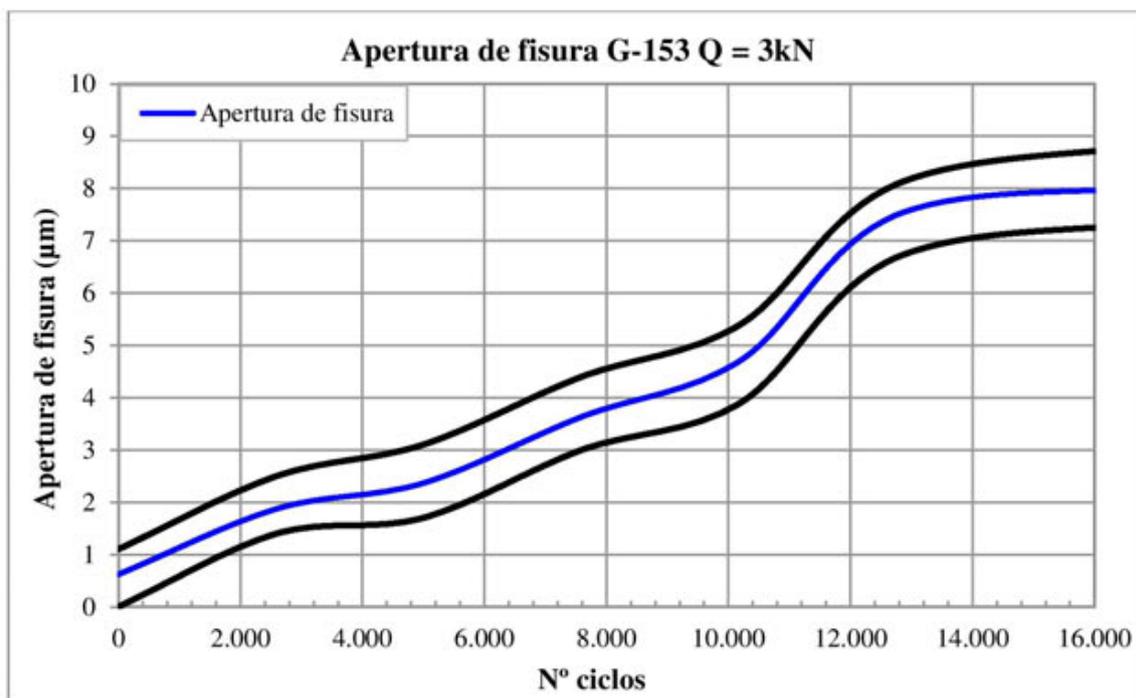


Figura 5-113. Apertura de fisura G-153.

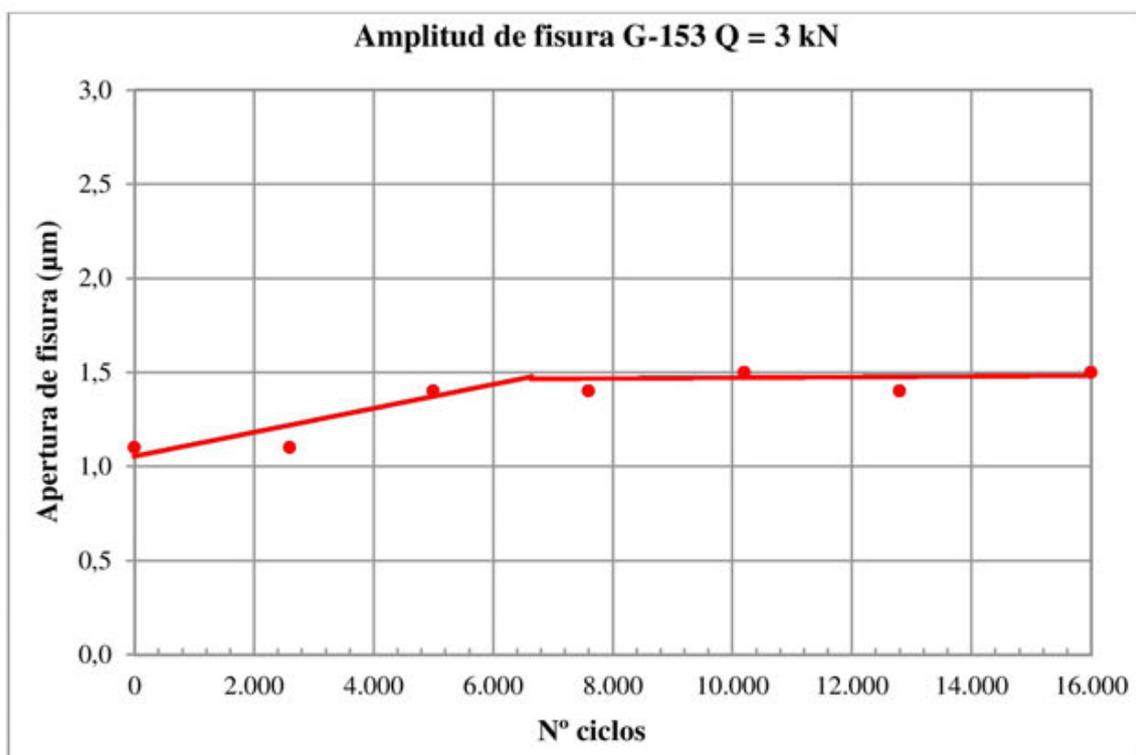


Figura 5-114. Amplitud de fisura G-153.

Debido que la apertura y la amplitud de fisura se mantienen constantes, entre el ciclo 10.000 y 16.000 (Figura 5-113 y Figura 5-114), se decidió aumentar la carga hasta un valor de 3,5 kN. Se presentan en (Figura 5-115) los resultados correspondientes a esta última carga.

CICLO	AMPLITUD DE FISURA (µm)	APERTURA DE FISURA (µm)
20	1,70	10
260	3,60	20
500	350	470

Figura 5-115. Ensayo dinámico Q = 3,5 kN G-153.

En este caso la rotura se produce a los 500 ciclos, lo cual representa una rotura instantánea.

La escasa diferencia entre la carga de 3 kN y de 3,5 kN, y la gran diferencia entre las respuestas de las probetas tras realizar el ensayo dinámico, nos indican que este material no posee resistencia frente a sollicitaciones dinámicas, ya que para un pequeño incremento de las mismas, se genera una rotura rápida.



Figura 5-116. Sección de rotura ensayo dinámico G-153. Imagen normal y negativo.

Como en la anterior mezcla, se aprecian los huecos producidos en la sección de rotura por las partículas incapaces de poder reaccionar con la cal debido a su tamaño (Figura 5-117). Estas partículas no son lo suficientemente resistentes como para aportar resistencia al esqueleto mineral, y como sucedía en el caso anterior, se desprenden de la probeta una vez rota.



Figura 5-117. Detalle de rotura ensayo dinámico G-153.

Los ensayos dinámicos nos indican que las mezclas de grava-ceniza-cal resisten un numero de ciclos mucho menor que la grava-cemento, incluso para una carga aplicada menor (Figura 5-118).

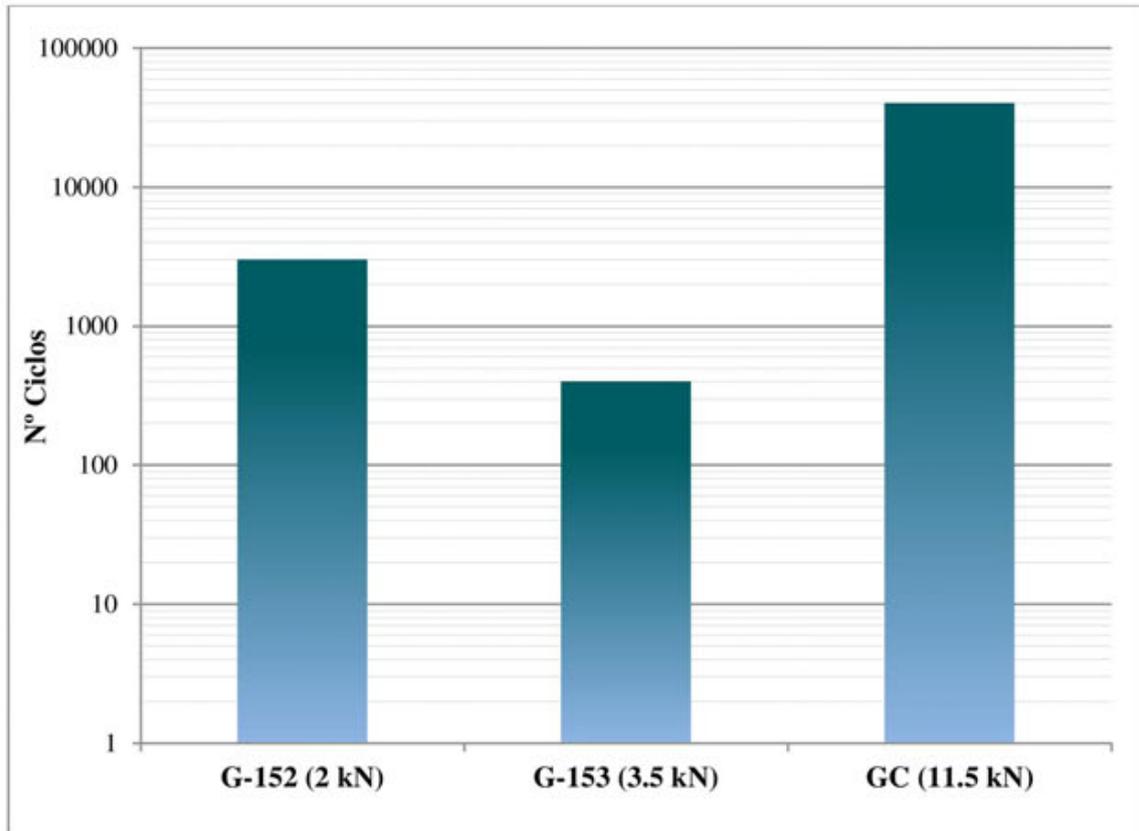


Figura 5-118. Comparativa ensayo dinámico.

La mezcla de grava-ceniza-cal posee una resistencia frente a sollicitaciones dinámicas muy inferior a las de la grava-cemento, incluso se puede decir que las mezclas de grava-ceniza-cal poseen escasa adherencia entre partículas.

CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

6.1 CONCLUSIONES GENERALES

Las cenizas de fondo de las centrales térmicas de Soto de Ribera y Aboño presentan una naturaleza química de tipo sílico-aluminoso. Teniendo en cuenta esta composición y según los ensayos realizados, pueden considerarse como materiales puzolánicos capaces de combinarse con cal para formar compuestos estables por reacciones de hidratación similares al cemento Pórtland.

Las cenizas de fondo se pueden utilizar como material de relleno en terraplenes, pero no se recomienda su aplicación en zonas susceptibles de ser erosionadas.

Las cenizas permiten estabilizar y mejorar gravas y suelos de baja calidad, incluso para su empleo en sub-bases del firme.

6.2 CONCLUSIONES PARTICULARES

6.2.1 EMPLEO DE CENIZAS DE FONDO EN LA CONSTRUCCIÓN DE EXPLANADAS DE CARRETERA

Las cenizas de fondo estudiadas pueden considerarse desde el punto de vista granulométrico como arenas continuas, bien graduadas, permeables y no plásticas. Comparativamente, la ceniza de Soto de Ribera presenta un tamaño de grano menor que la ceniza de Aboño.

Ambas cenizas poseen un peso específico bajo en comparación con otros materiales, siendo además su compactabilidad poco sensible a la humedad y a la energía aplicada.

Aunque las densidades secas son bajas, ambas cenizas desarrollan una capacidad portante excelente para prácticamente cualquier humedad y energía de compactación. Se han obtenido valores del índice CBR superiores a 70 con las cenizas de Soto de Ribera, y mayores de 110 con la de Aboño.

Según la clasificación ASTM, tanto la ceniza de Soto de Ribera como la de Aboño se consideran SW-SM, arenas limosas bien graduadas con pocos finos, y poca o nula plasticidad.

Según la AASHTO, ambas cenizas se clasifican como A-1-b: arena gruesa bien graduada.

Según la clasificación española PG-3 (art.330), las cenizas cumplen los requisitos de un SUELO SELECCIONADO, permitiendo su uso en cimient, núcleo y coronación de la explanada.

Ambas cenizas son de tipo arenoso, con reducido peso específico y ausencia de finos plásticos, lo que limita su empleo en capas susceptibles de ser erosionadas

6.2.2 SUELOS MEJORADOS CON CENIZAS DE FONDO

Las cenizas de fondo aumentan el rozamiento interno entre partículas y reducen notablemente la plasticidad, lo que permite mejorar suelos tolerables y adecuados para su uso en cimient, núcleo y coronacion de terraplén.

Suelos tolerables con elevadas plasticidades y nula capacidad portante, mejorados con un 50 % de ceniza de Soto de Ribera, se pueden emplear en coronacion de explanadas de tipo E1.

La adición de un 50 % de ceniza de Soto de Ribera a suelos tolerables, con bajas capacidades portantes, permite su uso en coronacion de explanadas de categoria E3.

Suelos adecuados mejorados con un 40 % de ceniza de Aboño o con un 30 % de ceniza de Soto de Ribera, se pueden emplear en coronacion de explanadas E3.

6.2.3 SUELOS ESTABILIZADOS CON CENIZA DE FONDO Y CAL

La incorporacion de ceniza y cal a suelos cumple las especificaciones relativas a suelos estabilizados de la normativa españolas. En estas estabilizaciones, la cal actúa como catalizador de la ceniza, potenciando su carácter puzolánico y como consecuencia incrementando la capacidad portante de las mezclas.

El efecto conjunto de la ceniza y la cal aumenta el límite líquido de los suelos, y reduce el índice de plasticidad, modificando el comportamiento de los suelos de arcillosos a limosos.

En cuanto al suelo S1 (inicialmente suelo tolerable), aunque no cumple las especificaciones relativas a los grados de compactación de la normativa, mejora sustancialmente la capacidad portante, si se le añade un 15% de ceniza y un 1% de cal se consigue un índice CBR que permite clasificarlo como S-EST2.

El suelo S2 (inicialmente suelo tolerable) con un 15% de ceniza, sin adición de cal, puede ser utilizado como S-EST2, en coronación de explanadas tipo E2.

El suelo S3 (suelo tolerable, de mejores características) únicamente con un 15% de ceniza, puede ser clasificado como suelo S-EST2; si además se le añade un 2% de cal, es posible su empleo como S-EST3.

6.2.4 GRAVAS TRATADAS CON CENIZA DE FONDO Y CAL

Las gravas tratadas con la ceniza de la central Soto de Ribera y cal, necesitan más tiempo de curado que la grava-cemento para alcanzar resistencias a compresión simple aceptables, pero incluso a 90 días no alcanzan los valores exigidos por la normativa española a 7 días (4,5 – 7 MPa) como base del firme.

Atendiendo a los resultados obtenidos a flexión estática y a sollicitaciones dinámicas, la grava tratada con ceniza y cal posee un mal comportamiento. Por lo tanto, no es recomendable su empleo en capas en las que los esfuerzos sufridos por el material sean de flexotracción.

Un grava con un 20 % de ceniza y un 3 % de cal se puede emplear en SUBBASE de firmes; incluso la mezcla con un 15 % de ceniza y un 2 % de cal es recomendable para capas de SUBBASE en carreteras con tráfico ligero. NO SE RECOMIENDA el empleo de este tipo de material en capas de BASE.

6.3 FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

El trabajo desarrollado se ha centrado en la aplicación de las cenizas de fondo en la construcción de las capas inferiores de un firme de carreteras, pero el campo de aplicación de este residuo en ingeniería civil puede ser muy variado.

Se plantean las siguientes líneas de investigación sobre el uso de las cenizas de fondo de central térmica:

- Como árido fino y/o filler de aportación en mezclas bituminosas.
- En rellenos ligeros de obras geotécnicas.
- Como aditivo en hormigones.

Mediante la investigación y el trabajo constante será posible ampliar el estado del conocimiento sobre el empleo de las cenizas de fondo en la ingeniería civil, lo cual servirá sobretodo para mejorar y respetar el medioambiente de las generaciones venideras.

CAPÍTULO 7. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1]. Hispavista.com. Evolución histórica de los residuos sólidos urbanos.
<http://edifesa.galeon.com/HISTORIA.htm>
- [2]. Kucharz, Tom. 2005. Guía de conocimiento sobre medio ambiente. Gloobal hoy n°6. <http://www.gloobal.net/>
- [3]. Organisation for Economic Co-operational and Developement (OECD).
www.oecd.org
- [4]. Unión Europea (UE). Europa- El portal de la Unión Europea.
http://europa.eu/index_es.htm.
- [5]. Instituto nacional de Estadística (INE), 29 Julio de 2009: “Encuestas sobre Generación de Residuos. Año 2007”. Notas de Prensa.
- [6]. Belmonte Sánchez, A.F. (2009).”Análisis de la reutilización de los residuos procedentes de la industria de SILESTONE en la fabricación de mezclas bituminosas”. Tesis doctoral. Universidad de Granada.
- [7]. Directiva 2008/98/CE del Parlamento Europeo y del Consejo, de 19 de noviembre de 2008, sobre los residuos.
- [8]. Ley 22/2011, de 28 de julio, de residuos y suelos contaminados.
- [9]. Plan Nacional Integrado de Residuos, 2008-2015 (PNIR)
- [10]. Bañón Blázquez, Luis y Beviá García, José F. Manual de carreteras, construcción y mantenimiento. Capítulo 15.3 Clasificación de suelos.
- [11]. Clasificación ASTM, (USCS Unified Soil Classification System).
- [12]. Clasificación AASHTO, (American Association of State Highway and Transportation Officials).
- [13]. Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carretera y Puentes.
PG-3.
- [14]. CEDEX, 2011. Catálogo de residuos
<http://www.cedexmateriales.vsf.es/view/default.aspx>.

- [15]. Instrucción de carreteras (I.C 6.1) “Secciones de Firme”. 2003.
- [16]. Echarri Prim, Luis. Ciencias de la Tierra y del Medio Ambiente. Libro electrónico. <http://www.tecnun.es/asignaturas/Ecologia/Hipertexto/indice.html>.
- [17]. Sampedro Rodríguez, A. 2013. “Empleo de Residuos en carreteras. Panorámica actual”. Carreteras. AEC: Revista de la asociación española de la carretera. N° 187 pag 8-17.
- [18]. Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente (MARM). Estadísticas producción de residuos.
- [19]. Dames & Moore. (1993). “Glass feedstock evaluation project: engineering suitability evaluation”. Clean Washington Center, Seattle.
- [20]. Henry, K. S., and Morin, S. H. (1997). “Frost susceptibility of crushed glass used as construction aggregate.” ASCE: Journal of Cold Regions Engineering, Vol. 11, N° 4, pp. 326-333
- [21]. M.M. Disfani, et al (2011). “Recycled crushed glass in road work applications”. Waste Management. Volume 31, N° 11, pág 2341-2351
- [22]. Chesner, W. H. (1992). “Waste Glass and Sewage Sludge Frit Use in Asphalt Pavements”. ASCE: Utilization of Waste Material in Civil Engineering Construction, pag 296–307.
- [23]. M. Arabani (2011), “Effect of glass cullet on the improvement of the dynamic behaviour of asphalt concrete”. Construction and Building Materials. Volume 25, Issue 3, Pages 1181-1185.
- [24]. IDAE (Instituto para la Diversificación y Ahorro de Energía). 1996. Incineración de residuos sólidos urbanos. Manuales de Energías Renovables, Biblioteca Cinco Días.
- [25]. Informe resumido del Grupo Internacional de Trabajo Ash, 1994

- [26]. R. Forteza et al (2004). "Characterization of bottom ash in municipal solid waste incinerators for its use in road base". Waste Management. Volumen 24, N° 9, Pages 899-909
- [27]. Emanuele Toraldo, Sabrina Saponaro, Alessandro Careghini, Edoardo Mariani (2013). "Use of stabilized bottom ash for bound layers of road pavements". Journal of Environmental Management. Volume 121, Pags 117–123.
- [28]. C. Ferreira, A. Ribeiro, L. Ottosen (2003) "Possible applications for municipal solid waste fly ash". Journal of hazardous Materials. Volume 96, Issues 2-3 Pags 201-216
- [29]. Evert Mulder (1996) "Pre-treatment of MSWI fly ash for useful application". Waste management. Volume 16, Issues 1-3 , Pags 181-184.
- [30]. Masashi Kamon, Takeshi Katsumi, Youichi Sano (2000). "MSW fly ash stabilized with coal ash for geotechnical application". Journal of Hazardous Materials Volumen 76, Issues 2-3 , Pags 265-283.
- [31]. CEDEX (2010) "Ficha técnica 4.1: Residuos de construcción y demolición"
- [32]. Chi Sun Poon, Dixon Chan (2006) "Feasible use of recycled concrete aggregates and crushed clay brick as unbound road sub-base". Construction and Building Materials. Volume 20, Issue 8 , págs 578-585.
- [33]. Fabiana da Conceição Leite , Rosângela dos Santos Motta , Kamilla L. Vasconcelos , Liedi Bernucci (2011). "Laboratory evaluation of recycled construction and demolition waste for pavements" Construction and Building Materials. Volume 25, Issue 6 , Pags 2972-2979.
- [34]. Jiménez, J.R., Agrela, F., Ayuso, J., López, M. (2011) "A comparative study of recycled aggregates from concrete and mixed debris as material for unbound road sub-base". Materiales de Construcción, Vol 61, N° 302.

- [35]. Rosario Herrador; Pablo Pérez; Laura Garach, Ph.D.; and Javier Ordóñez, Ph.D. (2012) "Use of Recycled Construction and Demolition Waste Aggregate for Road Course Surfacing" ASCE: Journal of Transportation Engineering. Volumen 138, N° 2. Pags 182-190.
- [36]. CEDEX (2011) "Ficha técnica 5.1: Reciclado de pavimentos asfálticos (RAP)"
- [37]. ORDEN CIRCULAR 8/2001 sobre reciclado de firmes (PG4).
- [38]. Artículo 542 del PG-3,2008 , Mezclas bituminosas en caliente.
- [39]. EAPA, European Asphalt Pavement Association, <http://www.eapa.org/>.
- [40]. ASEFMA, Asociación española de fabricantes de mezclas asfálticas <http://www.asefma.es/>
- [41]. CEDEX (2011) "Ficha técnica 5.2: Reciclado de pavimentos de hormigón (RCP)"
- [42]. Orden FOM/891/2004, artículos 510, 513, 550 y 551 (PG3).
- [43]. CEDEX, 2010. Ficha técnica 4.2: Neumáticos fuera de uso (NFU).
- [44]. Cano Serrano, Encarnación; Cerezo García, Lidia; Urbina Fraile, Marina. (2008). "Valorización material y energética de neumáticos fuera de uso actualización". Informe de Vigilancia Tecnológica CIMTAN.
- [45]. Ahmed Shalaby & Riaz Ahmed Khanb (2005)."Design of unsurfaced roads constructed with large-size shredded rubber tires: a case study". Resuorce Conservation & Recycling. Volumen 44, N° 4, Pags 318-332.
- [46]. Ayse Edinçliler, Gökhan Baykal, Altug Saygılı (2010). "Influence of different processing techniques on the mechanical properties of used tires in embankment construction". Waste management. Volume 30, Issue 6, Pags 1073-1080.
- [47]. Movilla Quesada, Diana. (2012). "Optimización y análisis del comportamiento de materiales tratados con cal en carreteras: aplicación a lodos de tuneladora y mezclas bituminosas". Tesis doctoral. ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Santander.

- [48]. Castro-Fresno, D; del Coz Díaz, J.J.; Menéndez Rodríguez, P.; García Espinel, D.(2011) “Stabilization of sludge from earth pressure balance for use in earth embankments”. Applied Clay Science. , Volume 53, Issue 4, Pags 533-537.
- [49]. <http://www.webaero.net/>
- [50]. UNESID, unión de empresas siderúrgicas <http://www.unesid.org/>
- [51]. CEDEX, 2011.”Ficha técnica: Escorias de horno alto”.
- [52]. Juan M. Manso, Vanesa Ortega-López, Juan A. Polanco, Jesús Setién.(2013). “The use of ladle furnace slag in soil stabilization”. Construction and Building Materials. Volumen 40, Pages 126-134.
- [53]. CEDEX, 2011.”Ficha técnica: Escorias de acería de horno de arco eléctrico (EAF-Slag)”.
- [54]. PIRET, J. (1978) “Travaux effectués avec l’aide financière de la CECA durant les 10 dernières années”, Centre de Recherches Métallurgiques.
- [55]. Moisés Frías Rojas y M.I. Sánchez de Rojas (2004). “Chemical assessment of the electric arc furnace slag as construction material: Expansive compounds” Cement and Concrete research. Volumen 34, Nº 10, págs 1881-1888.
- [56]. Marco Pasetto, Nicola Baldo (2011). “Mix design and performance analysis of asphalt concretes with electric arc furnace slag”. Construction and Building Materials. Volume 25, Issue 8, pags 3458-3468.
- [57]. Prieto Barrio, M.I.; Cobo Escamilla, A.; Rodríguez Sáiz, A.; Manso Villalín, J.M. 2011. "Estudio de la corrosión de armaduras embebidas en morteros fabricados con sustitución parcial y total de áridos por escorias blancas de horno cuchara". V Congreso de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural.
- [58]. Losáñez González, María Milagros (2006). “Aprovechamiento integral de escorias blancas y negras de acería eléctrica en construcción y obra civil” Tesis doctoral, Universidad del País Vasco.

- [59]. CEDEX, 2007. “Ficha técnica: Escoria de Acería LD (BOF-Salg)”.
- [60]. López F. A.; Medina F. 1989. “Escorias LD: co-productos de la industria siderúrgica”, Revista: Revista de metalurgia (Madrid), Volumen 25, pags 247-254.
- [61]. Ruiz Rubio A.; García Carretero J. 1991. “La aplicación de las escorias de acería en carreteras”, Ingeniería Civil, CEDEX, Núm. 80, pags 5-9.
- [62]. EURACOAL, European Association for Coal and Lignite.
<http://www.euracoal.org>
- [63]. IGME Instituto Tecnológico y Geominero de España, 1995. ”Manual de Reutilización de residuos de la industria minera, siderometalúrgica y termoeléctrica”.
- [64]. González Cañibano, J. 1991. “Composición mineralógica de los estériles de hulla y antracita en España”, IX Congreso Internacional de Minería Industria Minera.
- [65]. Esteras González, S.; Jiménez Sáez, R.; Ibarzábal Oset, J.L.;González Cañibano, J.; Ruiz Rubio, A. 1994. “Utilización de los estériles del carbón como materiales para capas de firmes. I Características y ensayos de lixiviación”, Ingeniería Civil, CEDEX, Núm. 95.
- [66]. CEDEX, 2011. “Ficha técnica: Esteriles del Carbón”.
- [67]. Jiménez, S. 2000. “Utilización de estériles de carbón en terraplenes de carreteras de la comunidad de Castilla y León”, Actas del V Congreso Nacional de Firmes, pp.197-202.
- [68]. OFRIR Observatorio Francés del Reciclaje en Infraestructuras de Carreteras
<http://ofrir.lcpc.fr>
- [69]. Dac Chi, N. 1994. “Empleo de los desechos de minas de carbón y escorias metalúrgicas en Europa”, Carreteras, Núm. 69, pags 71-76.

- [70]. González Cañibano, J.; García, M.; Fernández, J.M. 1994. “Utilización de los estériles del carbón en la construcción de firmes de carreteras”, VII Congreso Internacional de Minería y Metalurgia.
- [71]. UNESA, Asociación española de la energía eléctrica. www.unesa.es
- [72]. H.S. Pietersen and J.M.J.M. Bijen, 1994. “Fly Ash and Slag Reactivity in Cements: Tem Evidence and Application of Thermodynamic Modelling”. Studies in Environmental Science, vol 60, pag. 949-960.
- [73]. M. Mateos y D.T.Davidson. 1961 “Further Evaluation of Promising Chemical Additives for Accelerating Hardening of Soil-Lime-Fly Ash Mixtures” (Evaluación de Aditivos Químicos Prometedores como Aceleradores del Endurecimiento de Mezclas de Suelo-Cal-Cenizas Volantes). Highway Research Board, Bulletin N°. 304, pág. 32-50.
- [74]. M. Mateos, y D.T.Davidson 1962. “Lime and Fly Ash Mixtures and Some Aspects of Lime Stabilization” (Proporciones de Cal y Cenizas Volantes en Mezclas de Suelo-Cal-Cenizas Volantes y Algunos Aspectos de la Estabilización de Suelos con Cal). Highway Research Board, Bulletin N°. 335, Pág. 40-64.
- [75]. M. Mateos 1964. “Heat Curing of Sand-Lime Fly Ash Mixtures” (Curado a Diferentes Temperaturas de Mezclas de Arena, Cal y Cenizas Volantes), Materials research and standards, ASTM, Pág. 112-117.
- [76]. M. Mateos. 1977. “Estabilización de Dos Tipos de Caliza con Cenizas Volantes Solamente”. CIMBRA, No.148, Pág.5.
- [77]. M. Mateos. 1986. “Los Conocimientos de Las Cenizas Volantes Hace 30 años”. CIMBRA, No. 236, Pág. 8-11.
- [78]. M. Mateos. 1989. “Sobre Empleo de Las Cenizas Volantes en Capas de Base de Firmes de Carreteras”, Revista de Obras Públicas, Pág. 211-213.
- [79]. Sanjeev Kumar y James Stewart, 2003. “Evaluation of Illinois Pulverized Coal Combustion Dry Bottom Ash for Use in Geotechnical Engineering Applications”. Journal of Energy Engineering. Volume 129, pages 42–55.

- [80]. Kate, J.M. 2005. "Strength and Volume change Behavior of Expansive soils treated with Fly Ash". Innovations in Grouting and Soil Improvement, pag 1-15.
- [81]. Aykut Senol; Tuncer B. Edil; Md. Sazzad Bin-Shafique; Hector A. Acosta, Craig H. Benson. 2006. "Soft subgrades' stabilization by using various Fly Ashes". Resuorce, Conservation and Recycling. Volume 46. Pag 365-376.
- [82]. A. Hilmi Lav, M. Aysen Lav, A. Burak Goktepe (2006) "Analisis and Design of a Stabiliced Fly Ash as Pavement Base Material". FUEL Volume 85, issue 16, pg. 2359-2370, The 2005 World of Coal Ash conference.
- [83]. Buhler, R. and Cerato, A. (2007) "Stabilization of Oklahoma Expansive Soils using Lime and Class C Fly Ash". ASCE: Problematic Soils and Rocks and In Situ Characterization: pags 1-10.
- [84]. García-Arango, I., and Hacar-Rodríguez, F. 1988. "Empleo de cenizas volantes en capas de base de firmes de carretera". Revista de Obras Públicas. N° 135, pags 15-42.
- [85]. Meng Shutao, Hu Liufu, Wei Daoxin, Shen Jinan, Li Yongqi (1998) "The performance of stabilized base pavements under accelerated loading". Ministerio de Comunicaciones del gobierno chino, y Dpto. de Transportes de la Universidad de Louisiana.
- [86]. Rodríguez Moreno, M.A. 2001. "Estabilización de bases granulares con cenizas volantes y cal". Universidad de los Andes, Departamento de Ingeniería Civil.
- [87]. P. Eskioglou y N. Oikonomou, 2008 "Protection of environment by the use of fly ash in road construction". Global NEST Journal, Vol 10, No 1, pp 108-113
- [88]. Bulent Hatipoglu, Tuncer B. Edil y Craig H. Benson (2008)"Evaluation of Base Prepared from Road Surface Gravel Stabilized with Fly Ash" GeoCongress 2008 ASCE.
- [89]. Fernando Pardo de Santayana Carillo (1991)"Comportamiento Geotécnico de Cenizas Volantes en Rellenos Compactados y Su Evolución a lo Largo del Tiempo". Tesis doctoral CEDEX.

- [90]. N.Ali, JS Chan, S. Simms, R. Bushmn y AT Bergan (1996) “Mechanistic Evaluation of Fly Ash Asphalt Concrete Mixtures”. ASCE: Journal of Materials in Civil Engineering. Volumen 8, Issue 1.
- [91]. Oscar Javier Reyes Ortiz, Juan Ricardo Troncosa Rivera y Javier Fernando Camacho Tauta (2006). “Comportamiento mecánico y dinámico de una mezcla asfáltica con adición de cenizas volantes”.Ingenieria y Universidad. Volumen 10. Nº1.
- [92]. UNE-EN 103101:1995. “Análisis granulométrico de suelos por tamizado”. AENOR.
- [93]. UNE-EN 103103:1994. “Determinación del límite liquido de un suelo por el método del aparato de Casagrande”. AENOR
- [94]. UNE 103104:1993. “Determinación del límite plástico de un suelo”. AENOR.
- [95]. UNE-EN 933-3:2012. “Ensayos para determinar las propiedades geométricas de los áridos. Parte 3: Determinación de la forma de las partículas. Índice de lajas”. AENOR
- [96]. UNE-EN 933-2:1996. “Ensayo para determinar las propiedades geométricas de los áridos. Parte 2: Determinación de la granulometría de las partículas. Tamices de ensayo, tamaño nominal de las aberturas”. AENOR
- [97]. UNE-EN 1097-2:1999. “Ensayos para determinar las propiedades mecánicas y físicas de los áridos. Parte 2: Métodos para la determinación de las resistencia a la fragmentación. Ensayo de los ángeles”. AENOR
- [98]. UNE-EN 933-8:2000. “Ensayos para determinas las propiedades geométricas de los áridos. Parte 8: Evaluación de los finos. Ensayo de equivalente de arena”. AENOR.
- [99]. UNE-EN 196-5:2006. “Ensayo de puzolanicidad para los cementos puzolánicos”. AENOR.

- [100]. UNE-EN 1097-3:1999. “Ensayos para determinar las propiedades mecánicas y físicas de los áridos. Parte 3: Determinación de la densidad aparente y la porosidad”. AENOR
- [101]. UNE 103601:1996. “Ensayo del hinchamiento libre de un suelo en edómetro”. AENOR
- [102]. NLT-254/99. “Ensayo de colapso en suelos”. CEDEX.
- [103]. UNE 103300:1993. “Determinación de la humedad de un suelo mediante secado en estufa”. AENOR.
- [104]. NLT-148/91. “Toma de muestras de roca, escorias, grava, arena, polvo mineral y bloques de piedra empleados como materiales en construcción de carreteras”: CEDEX.
- [105]. UNE 103500:1994. “Geotecnia. Ensayo de compactación. Proctor normal”. AENOR.
- [106]. UNE 103501:1994. “Geotecnia. Ensayo de compactación. Proctor modificado”. AENOR
- [107]. NLT-310/90. “Compactación con martillo vibrante de materiales granulares tratados”. CEDEX.
- [108]. UNE 103502:1995. “Método de ensayo para determinar en laboratorio el índice C.B.R. de un suelo”. AENOR.
- [109]. .NLT 305/90. “Resistencia a compresión simple de materiales tratados con conglomerantes hidráulicos”. CEDEX.
- [110]. NLT 311/96. “Densidad máxima y humedad óptima de compactación, mediante martillo vibrante, de materiales granulares con o sin productos de adición”. CEDEX.
- [111]. Sunil Arora y Ahmet H. Aydilek. (2005) “Class F Fly-Ash-Amended Soils as Highway Base Materials” Journal of Materials in Civil Engineering, Volumen 17, Número 6, pag 640-649.

ANEXO. RESULTADOS

A.1. EMPLEO DE CENIZAS DE FONDO EN LA CONSTRUCCION DE EXPLANADAS DE CARRETERAS

Ensayo	HUMEDAD %	DENSIDAD SECA t/m ³
Proctor Normal	1,3	1,119
	3,3	1,103
	4,7	1,122
	5,8	1,114
	9,4	1,065
	11	1,066
	15	1,071
	16,2	1,072
Proctor Modificado	19,9	1,069
	0,2	1,149
	3,5	1,175
	7,4	1,115
	10,1	1,136
	15,6	1,138
Proctor Modificado Martillo vibrante	23,4	1,121
	1,60%	1,154
	3,00%	1,140
	6,00%	1,132
	7,90%	1,097
	10,10%	1,087
	15,10%	1,049
17,70%	1,094	

Tabla A-1. Resultados ensayos de compactación Soto de Ribera

Ensayo	HUMEDAD %	DENSIDAD SECA t/m ³
Proctor Normal	0,60%	1,254
	2,50%	1,294
	4,20%	1,299
	5,60%	1,270
	8,70%	1,262
	10,90%	1,281
	14,50%	1,282
	17,90%	1,258
Proctor Modificado	0,40%	1,437
	3,20%	1,433
	6,20%	1,423
	9,00%	1,405
	11,20%	1,422
	14,90%	1,421
Proctor Modificado Martillo vibrante	0,40%	1,403
	1,80%	1,424
	4,00%	1,374
	6,10%	1,347
	9,30%	1,348
	10,60%	1,322

Tabla A-2. Resultados ensayos de compactación Aboño

- **Ceniza de Soto De Ribera**

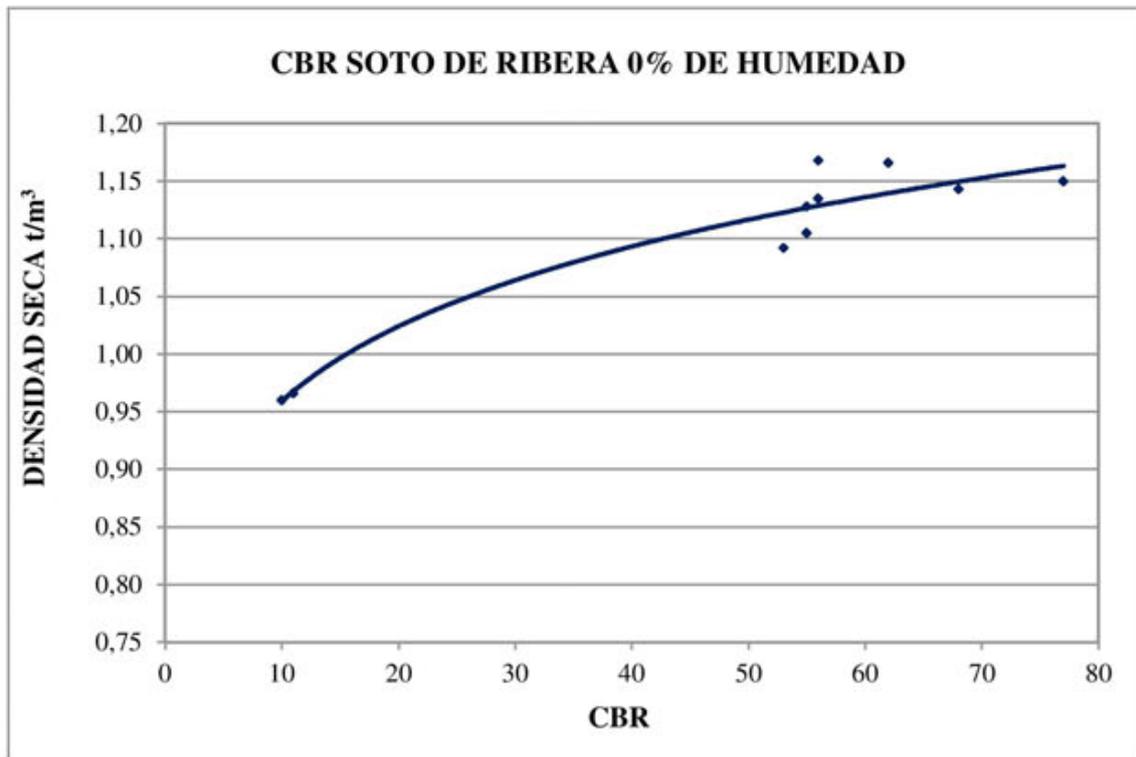


Figura A-1. Densidad Seca - CBR Soto de Ribera con H = 0%

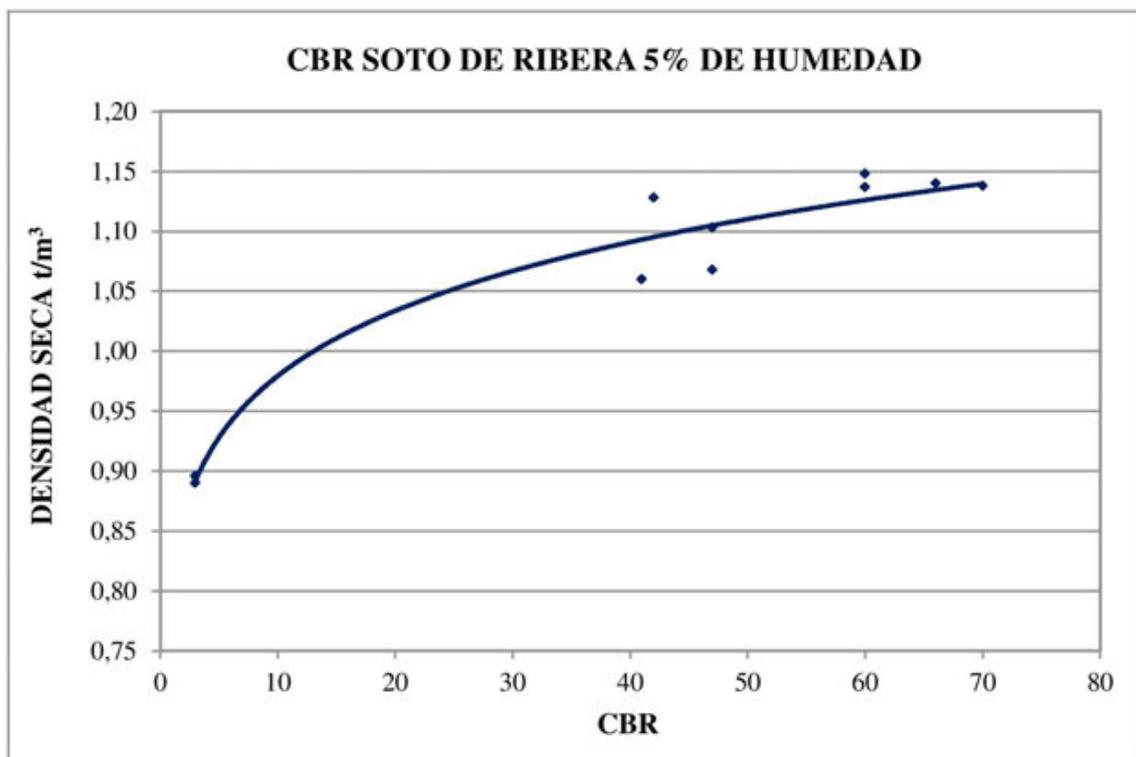


Figura A-2. Densidad seca-CBR Soto de Ribera con H = 5%

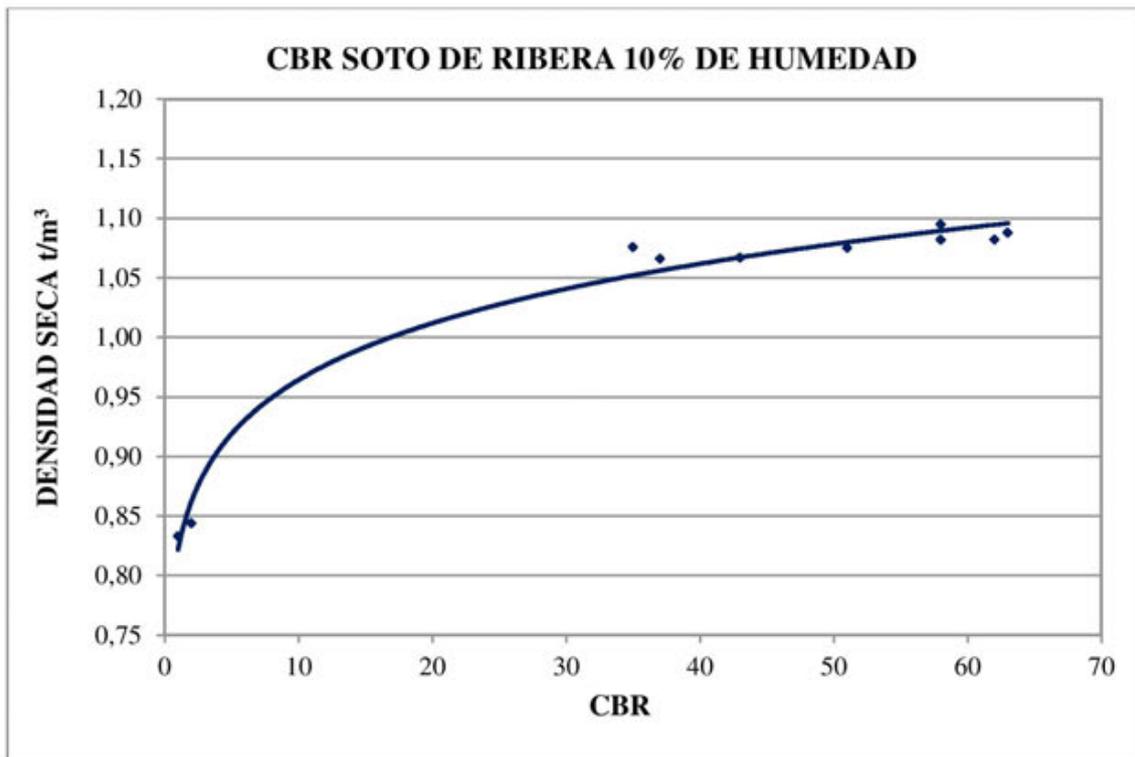


Figura A-3. Densidad seca -CBR Soto de Ribera con H = 10%

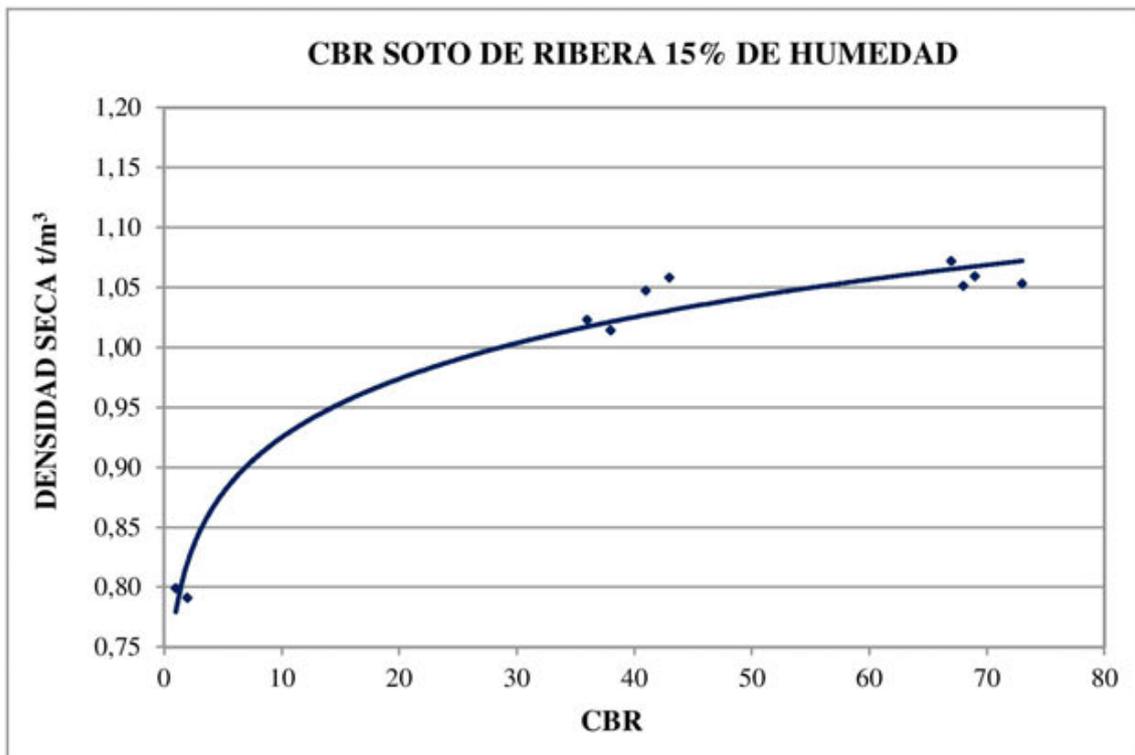


Figura A-4. Densidad seca -CBR Soto de Ribera con H = 15%

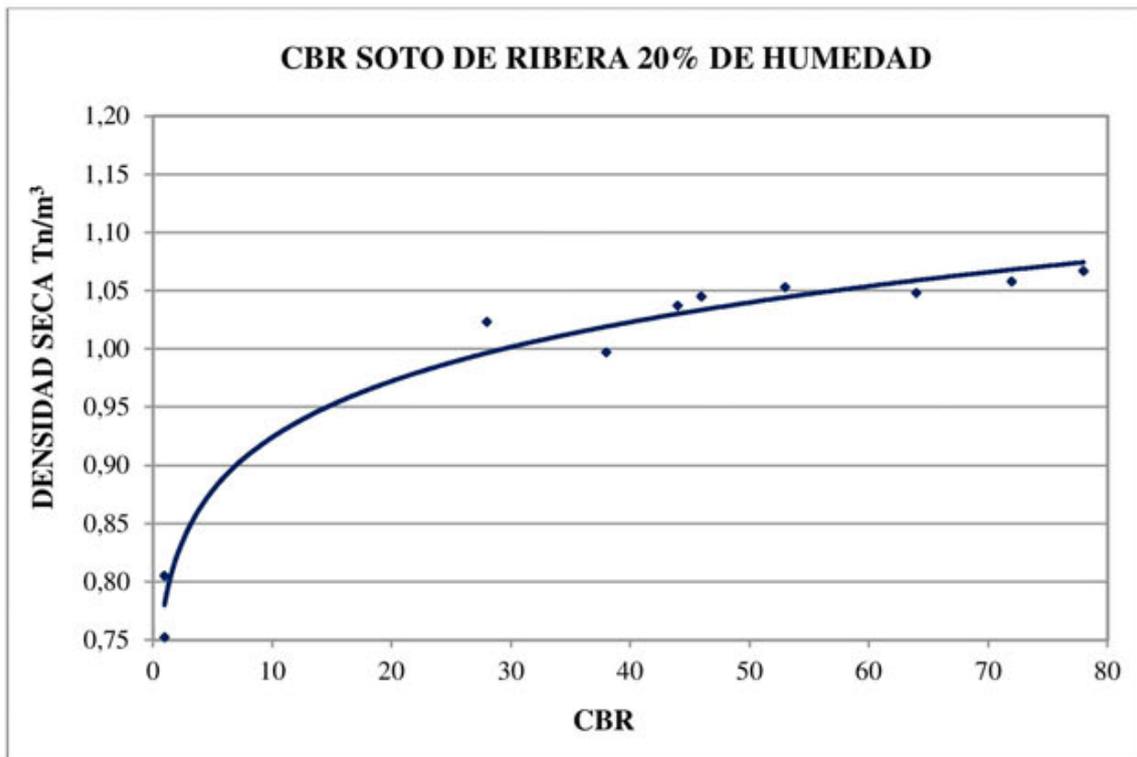


Figura A-5. Densidad seca -CBR Soto de Ribera con H = 20%

- **Ceniza de Aboño**

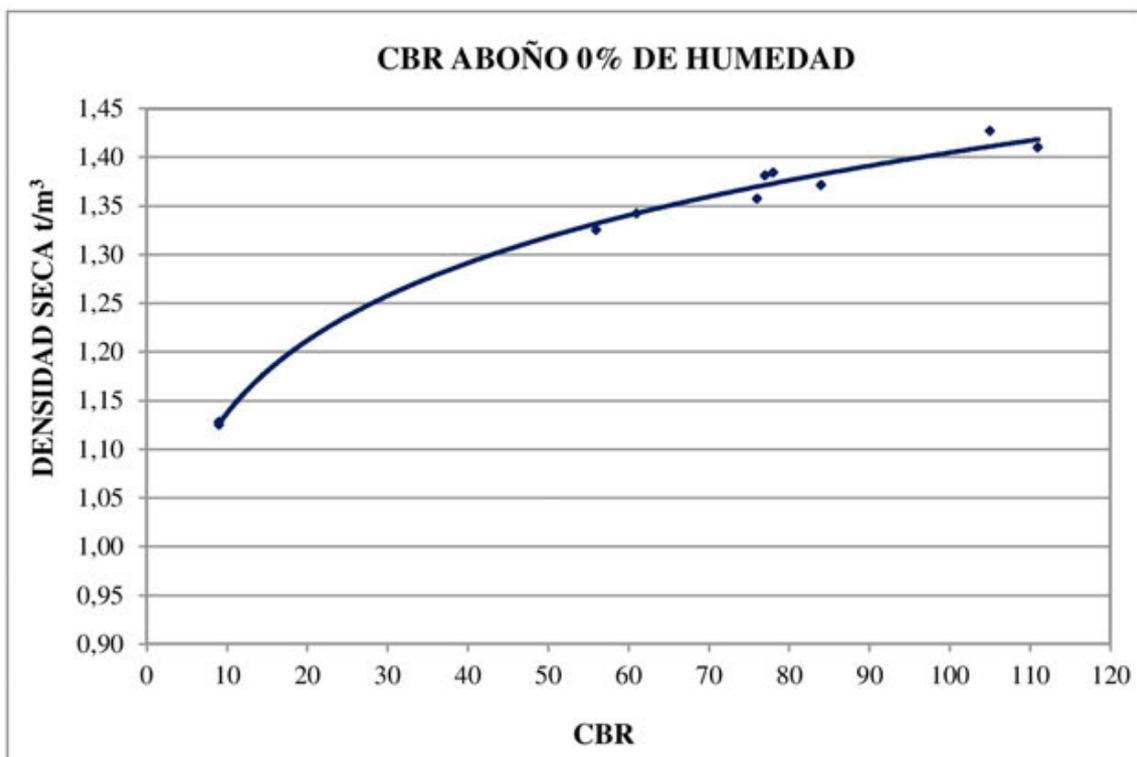


Figura A-6. Densidad seca -CBR de Aboño con H = 0%

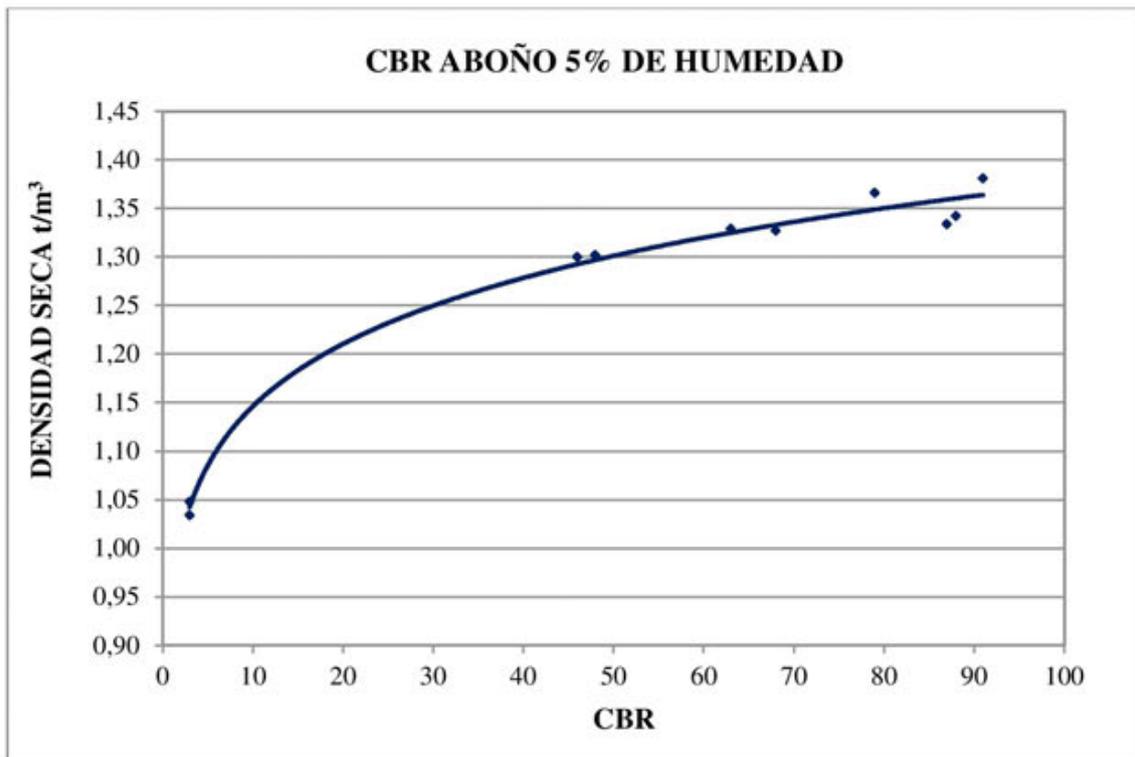


Figura A-7. Gráfica Densidad seca -CBR de Aboño con H = 5%

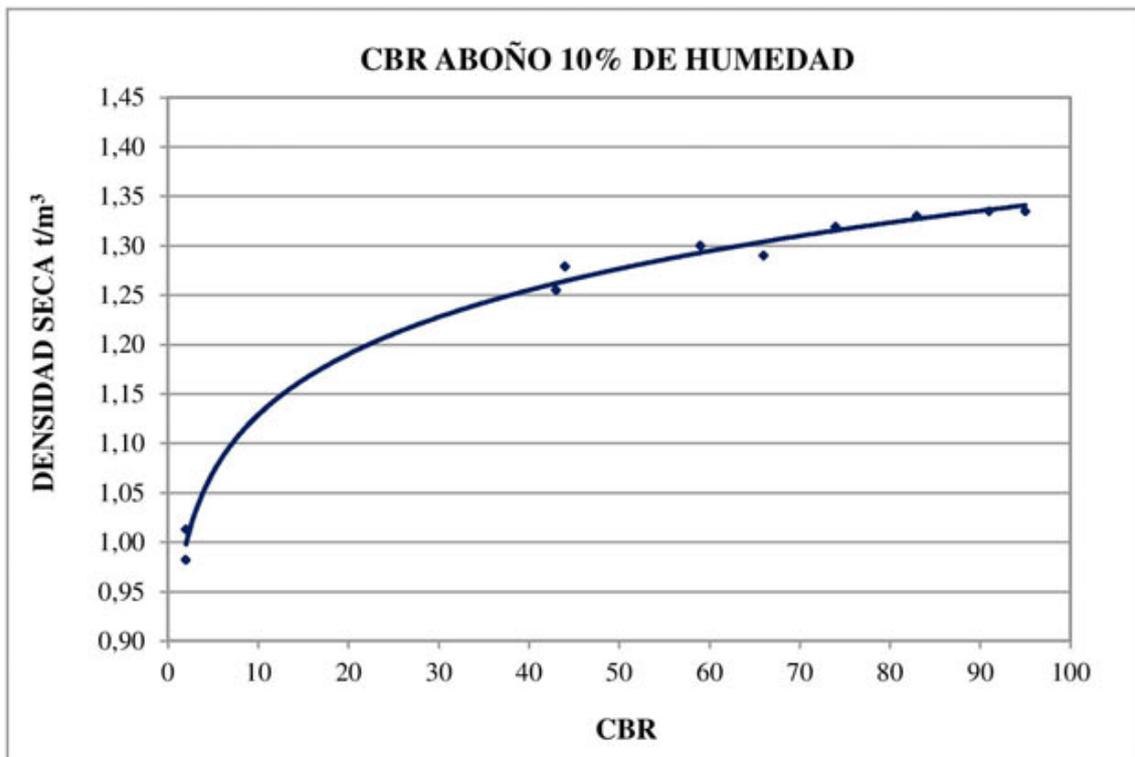


Figura A-8. Densidad seca -CBR de Aboño con H = 10%

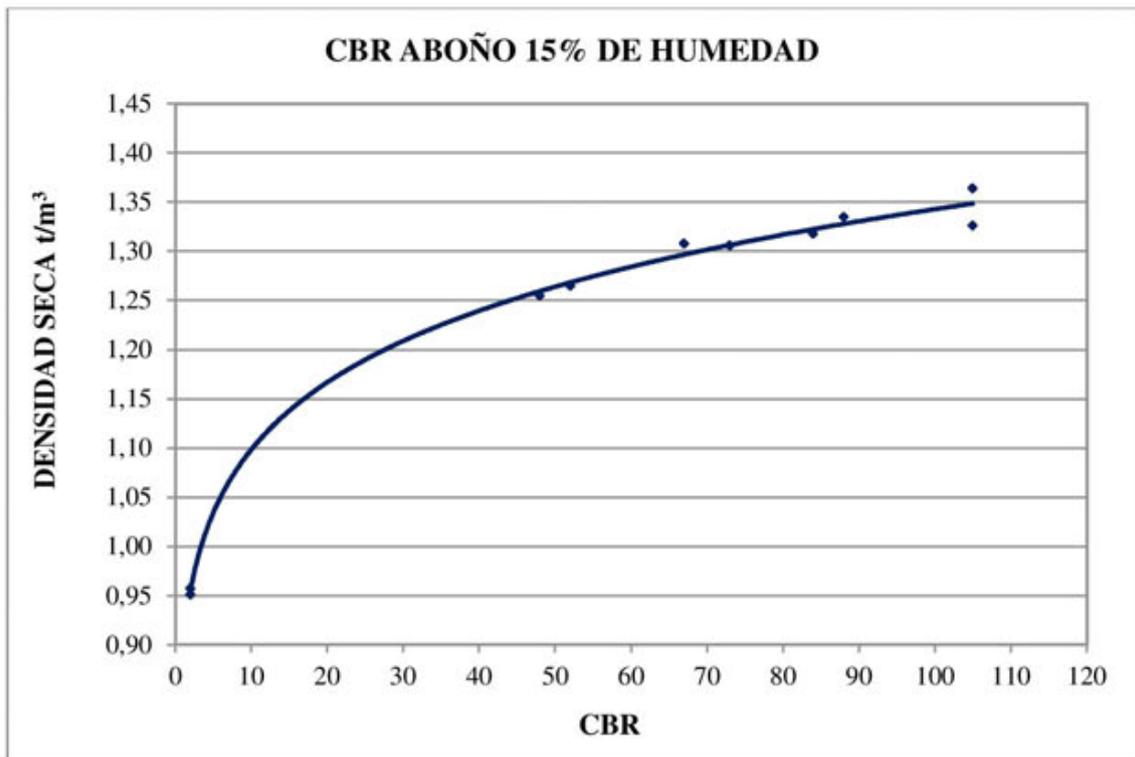


Figura A-9. Densidad seca -CBR de Aboño con H = 15%

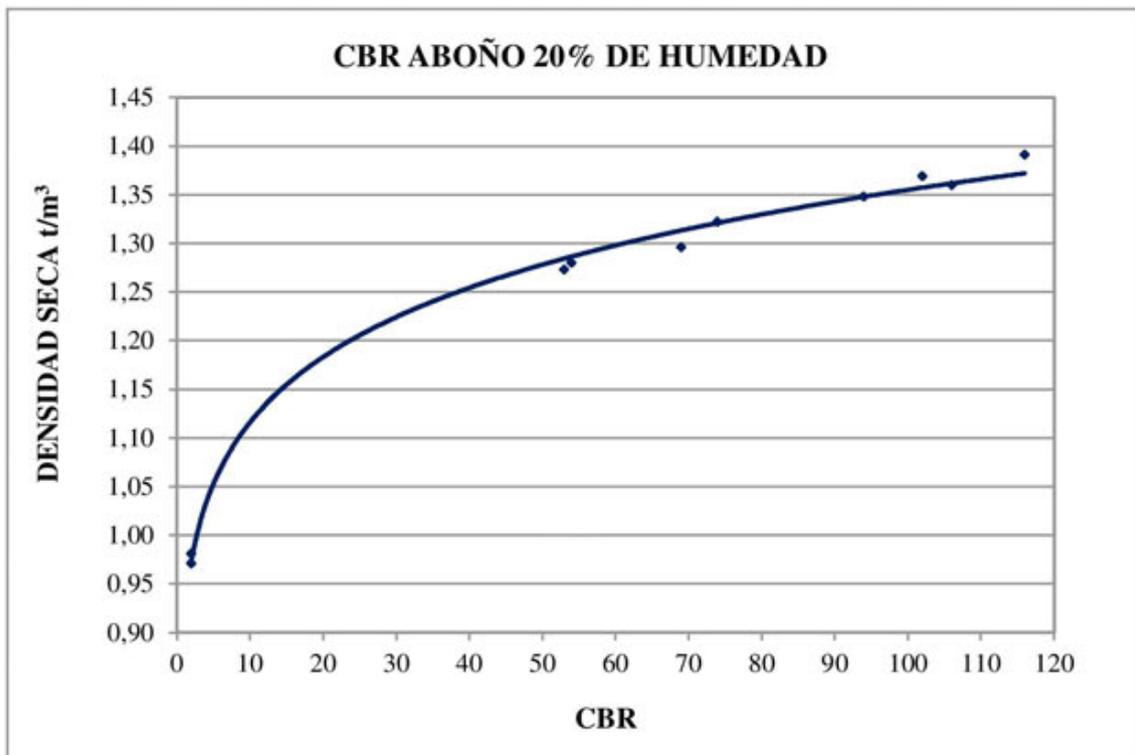


Figura A-10. Densidad seca -CBR de Aboño con H = 20%

A.2. SUELOS MEJORADOS CON CENIZAS DE FONDO

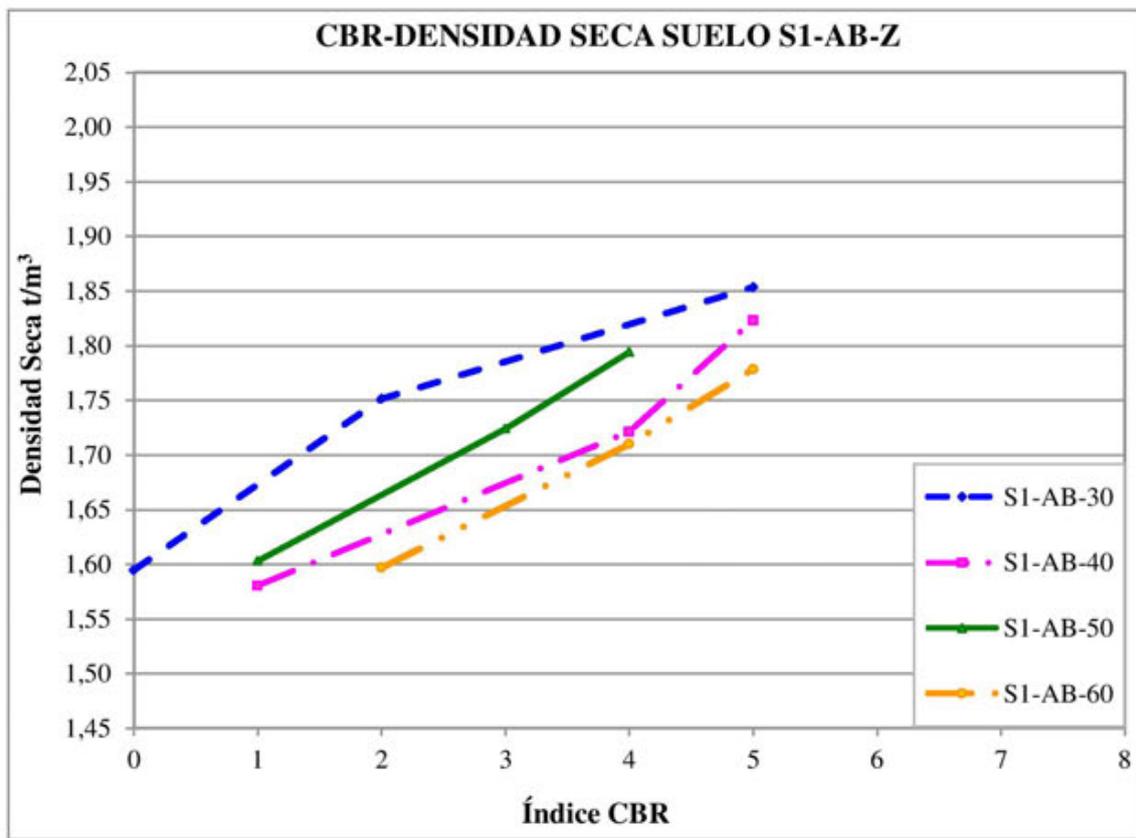


Figura A-11. CBR de los suelos S1-AB-Z



Figura A-12. CBR del suelo S1-SR-50

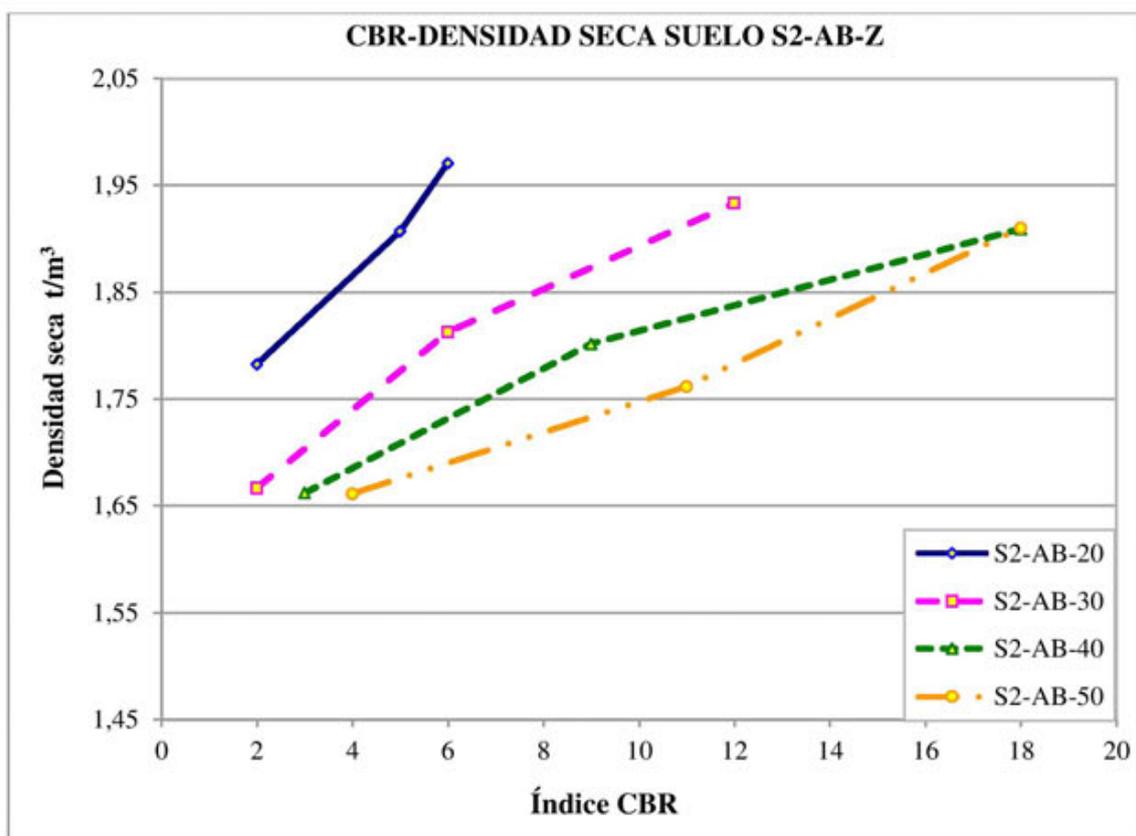


Figura A-13. CBR de los suelos tipo S2-AB-Z.

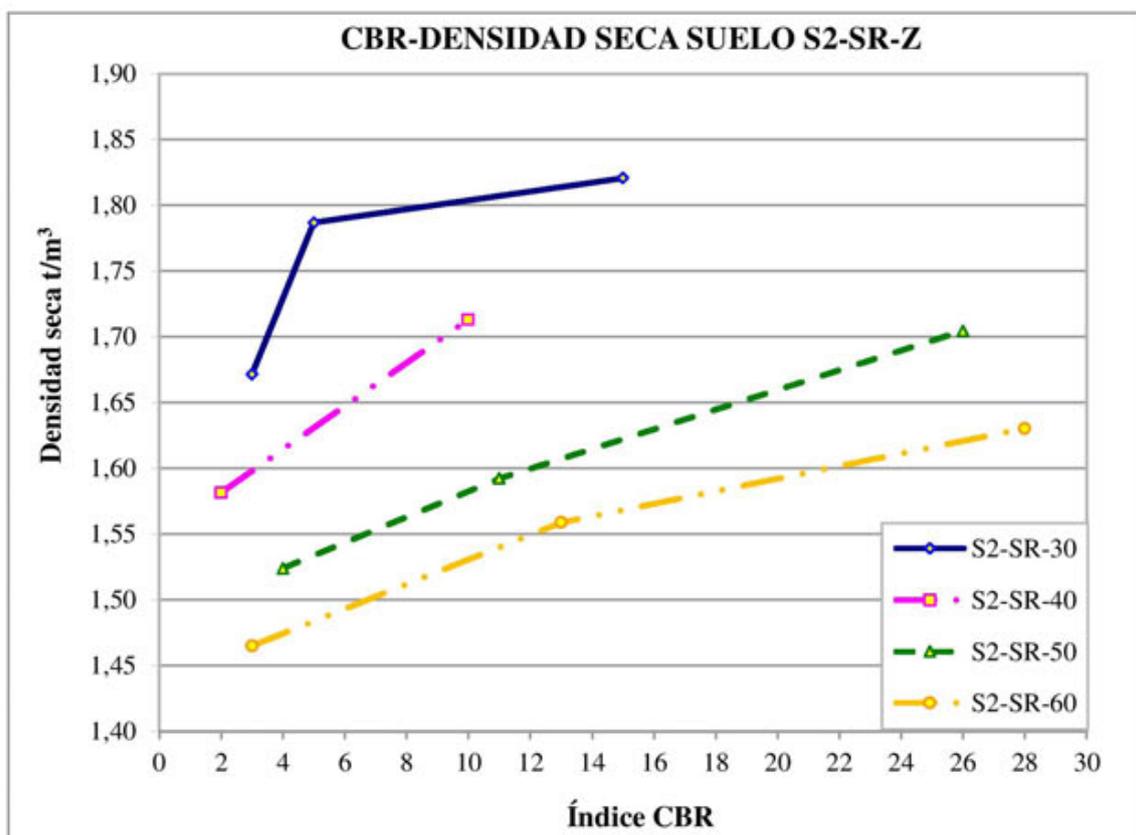


Figura A-14. CBR de los suelos tipo S2-SR-Z.

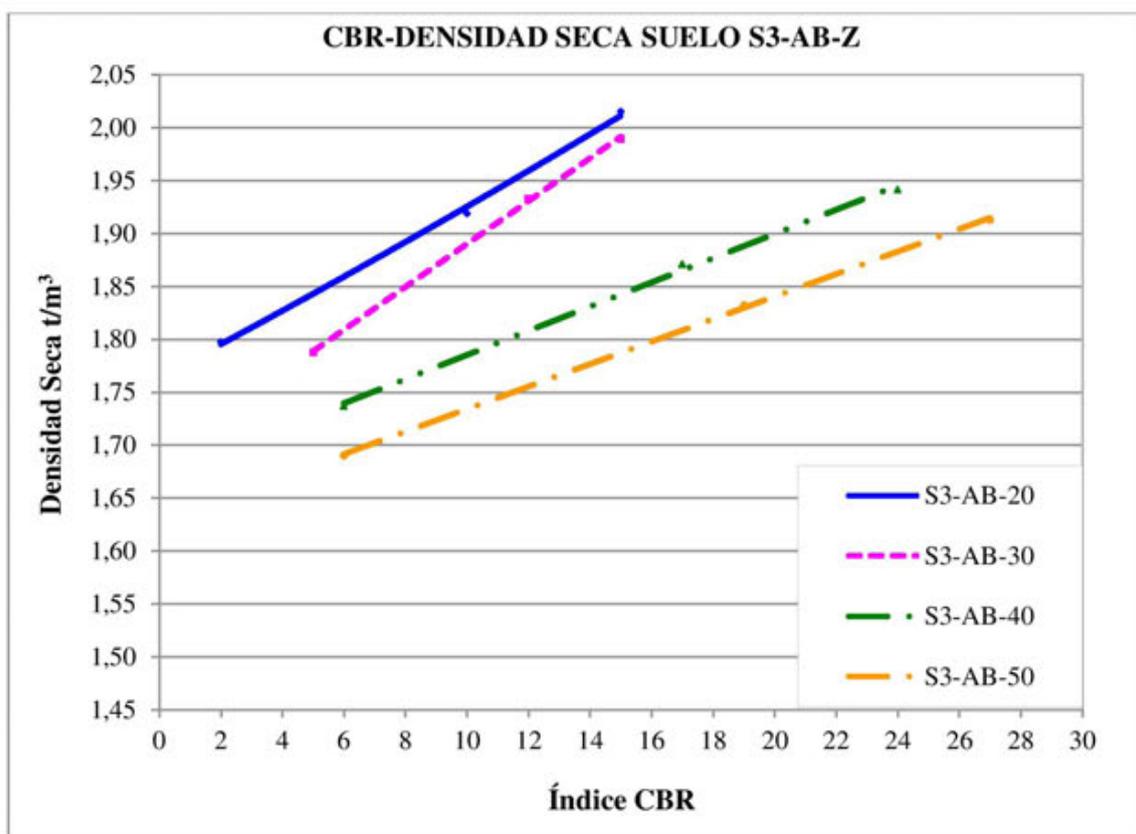


Figura A-15. CBR de los suelos tipo S3-AB-Z.

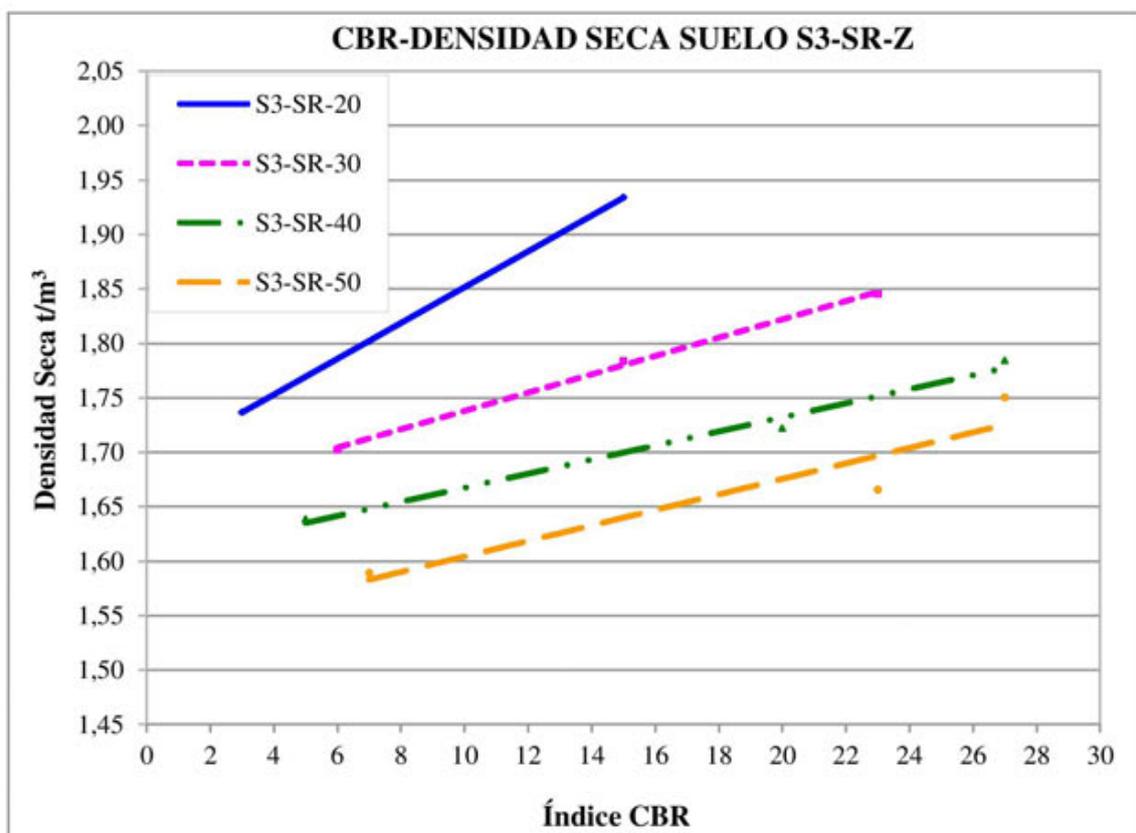


Figura A-16. CBR de los suelos tipo S3-SR-Z.

A.3. SUELOS ESTABILIZADOS CON CENIZAS DE FONDO Y CAL

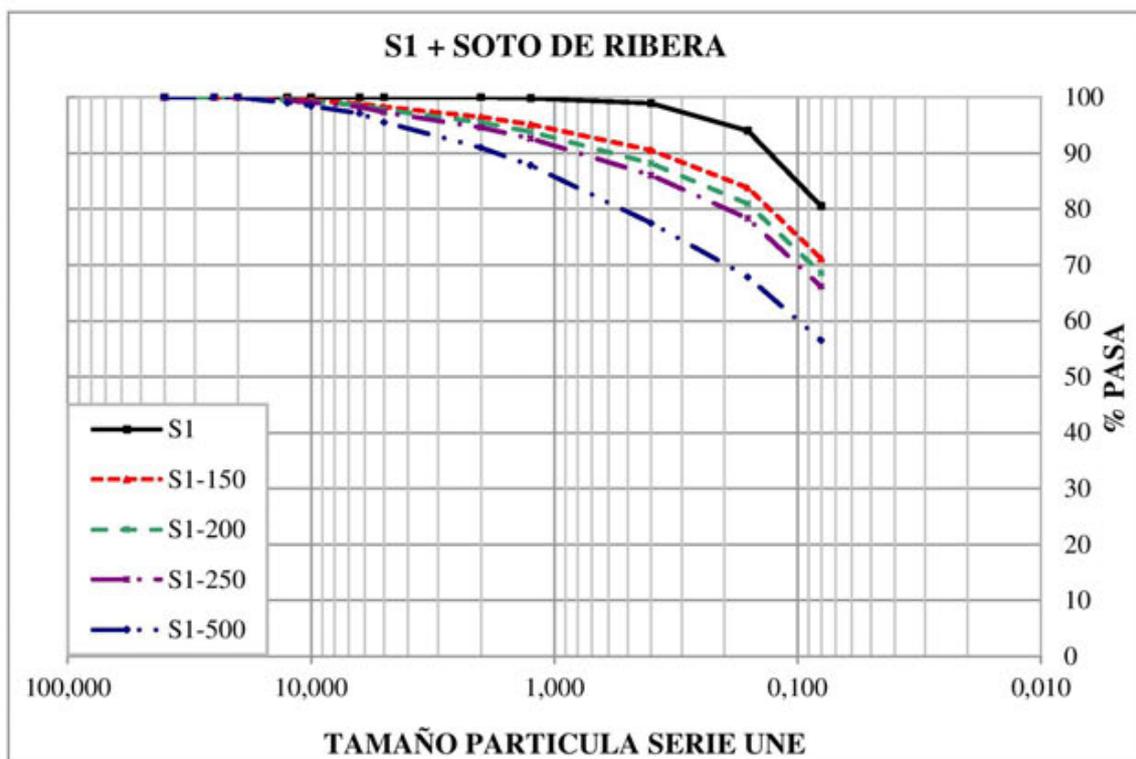


Figura A-17. Curvas granulométricas de los suelos tipo S1-YY0.

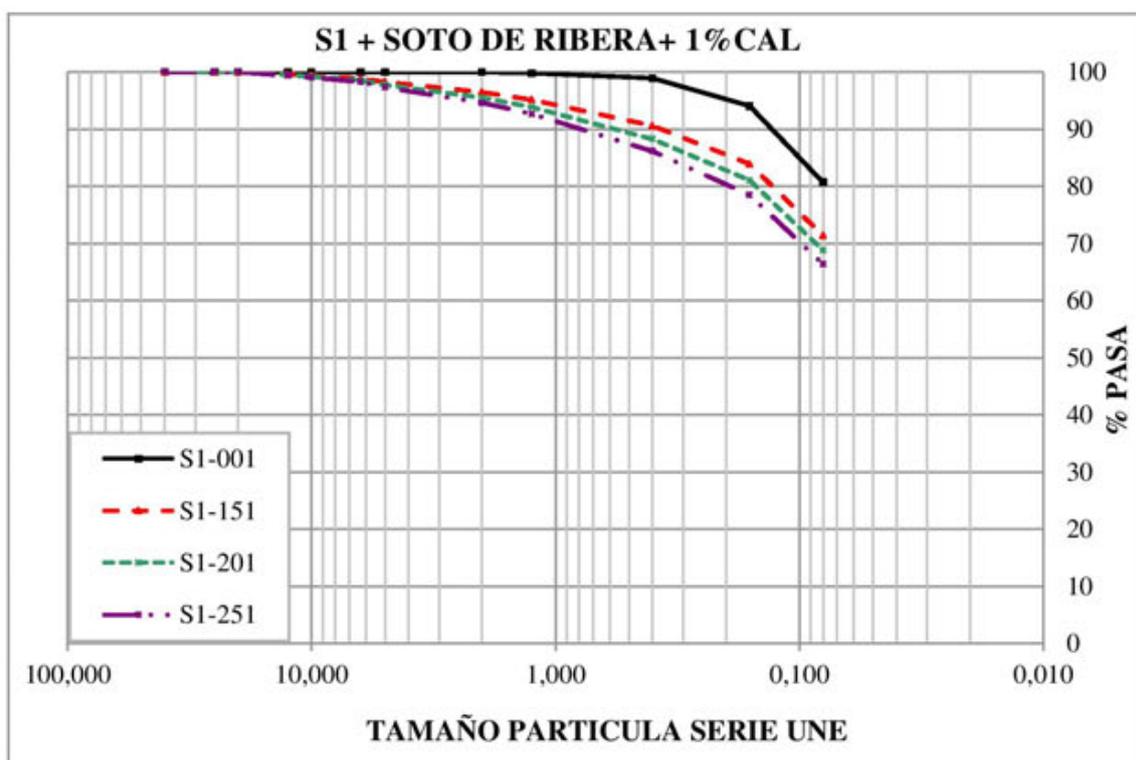


Figura A-18. Curvas granulométricas de los suelos tipo S1-YY1.

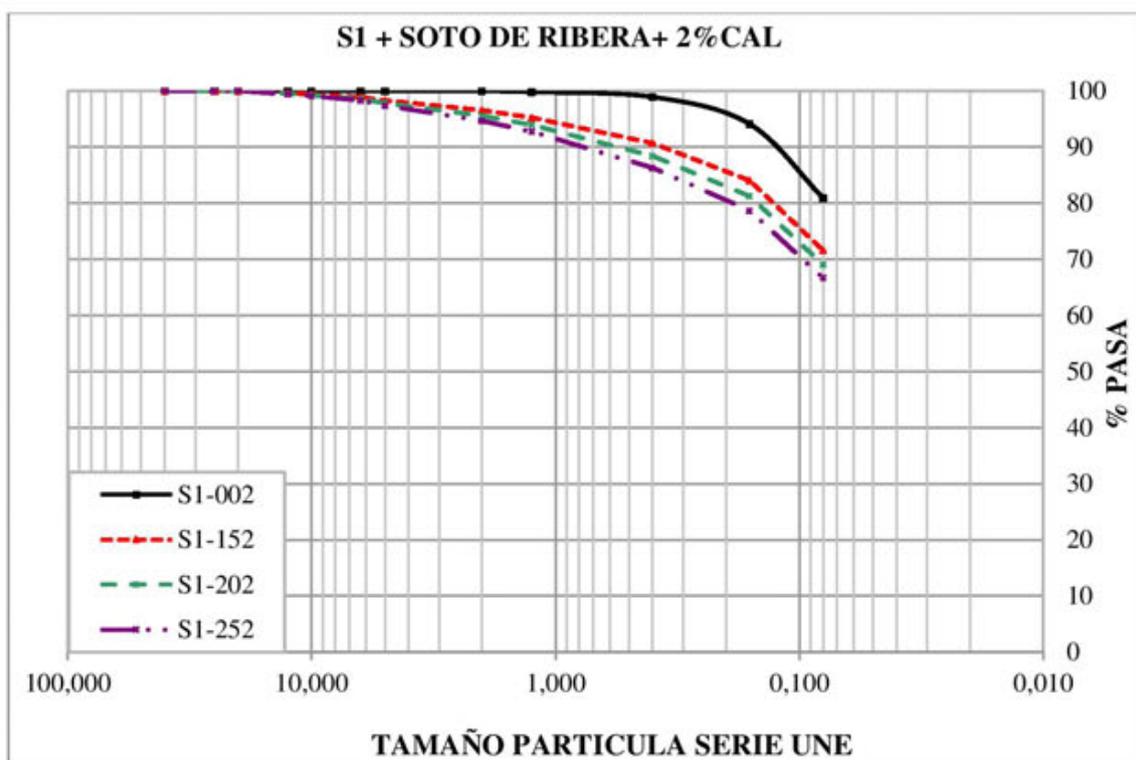


Figura A-19. Curvas granulométricas de los suelos tipo S1-YY2.

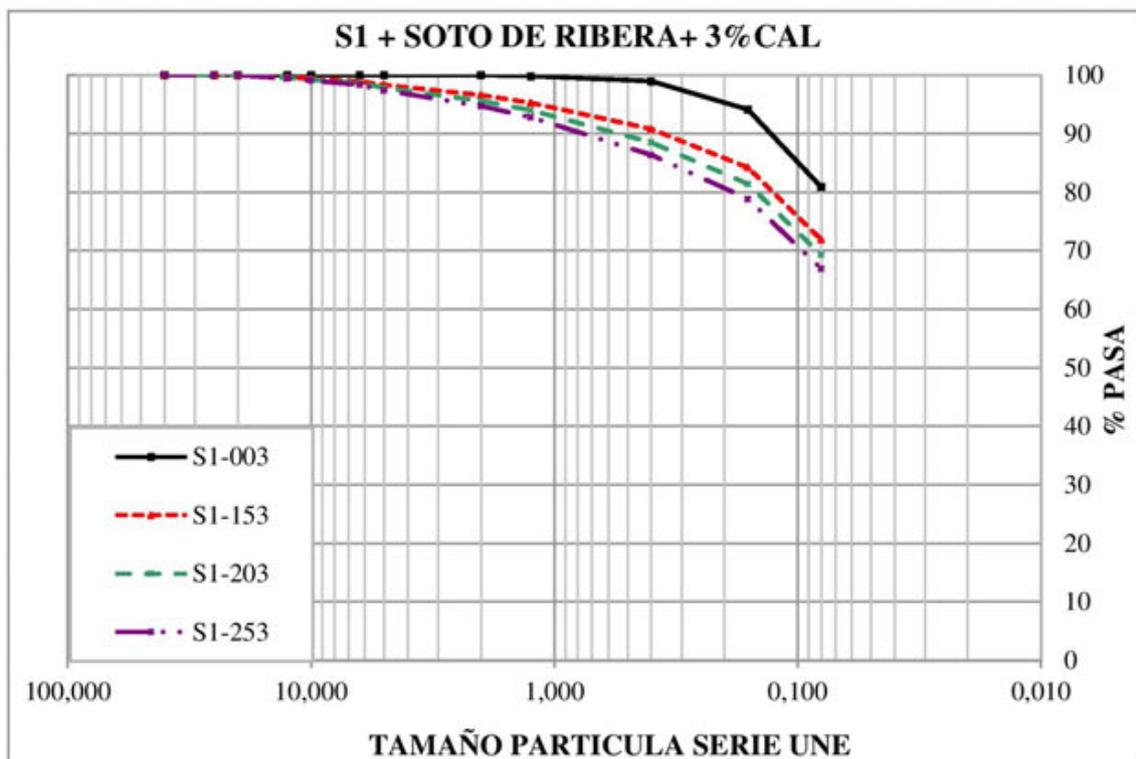


Figura A-20. Curvas granulométricas de los suelos tipo S1-YY3.

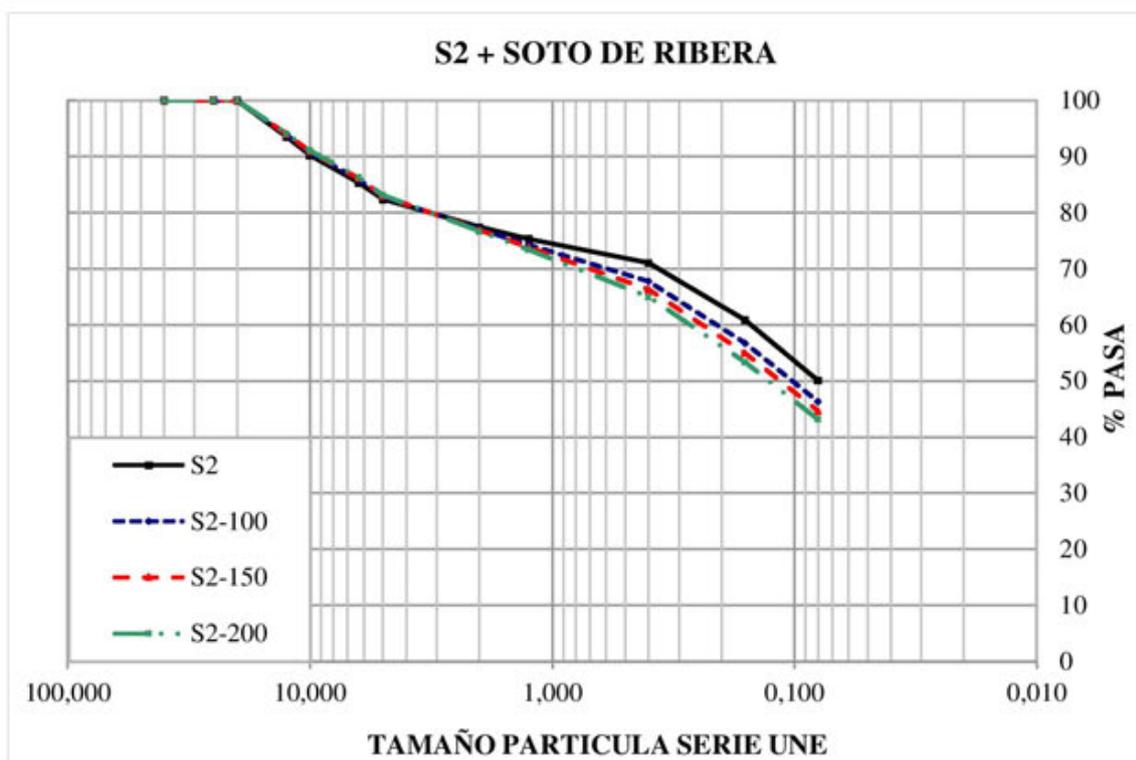


Figura A-21. Curvas granulométricas de los suelos tipo S2-YY0.

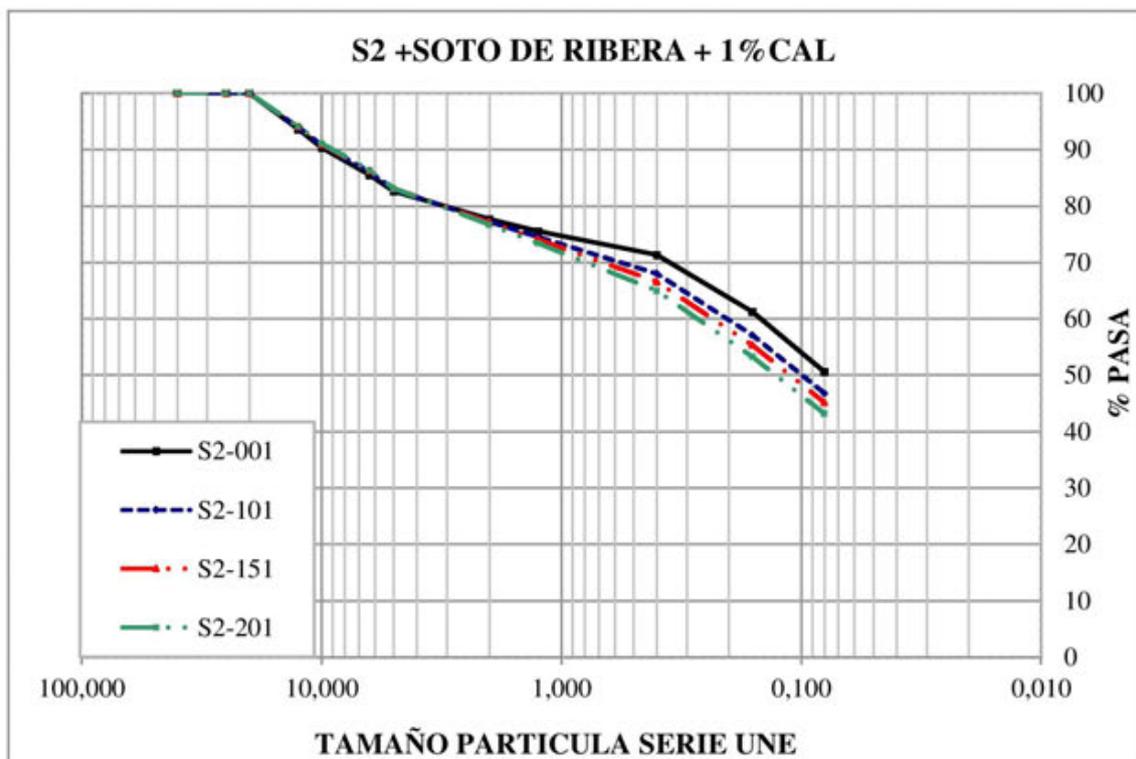


Figura A-22. Curvas granulométricas de los suelos tipo S2-YY1.

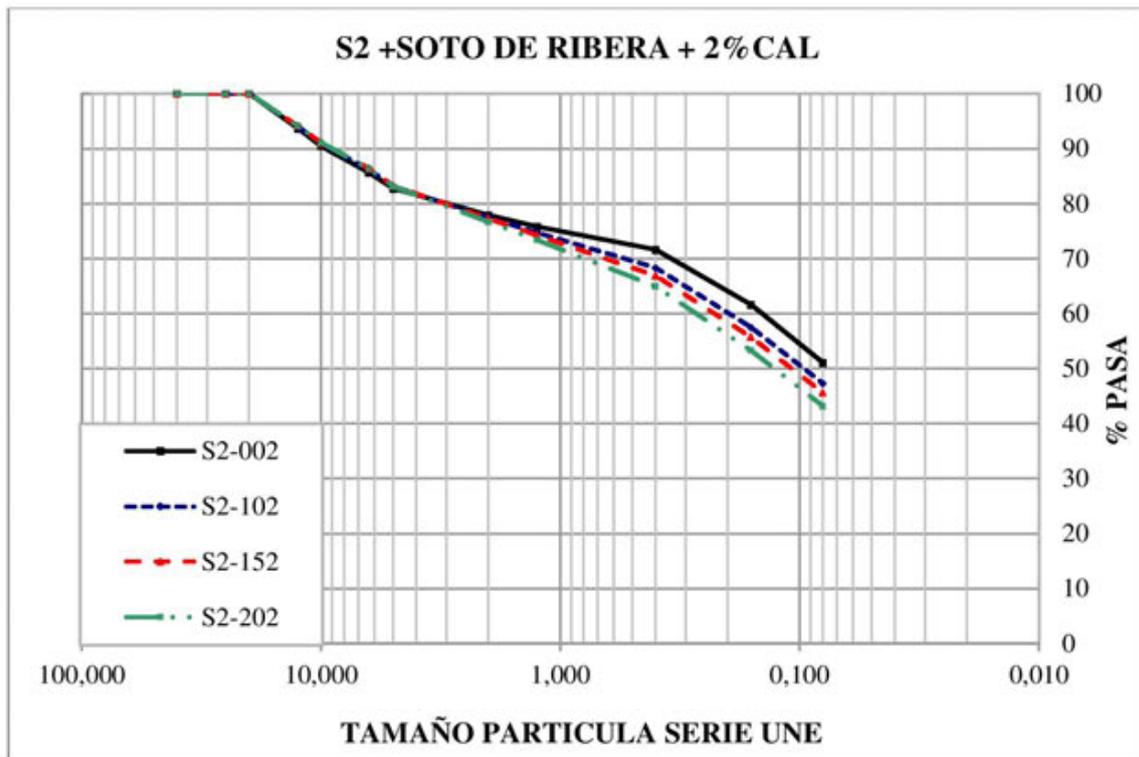


Figura A-23. Curvas granulométricas de los suelos tipo S2-YY2.

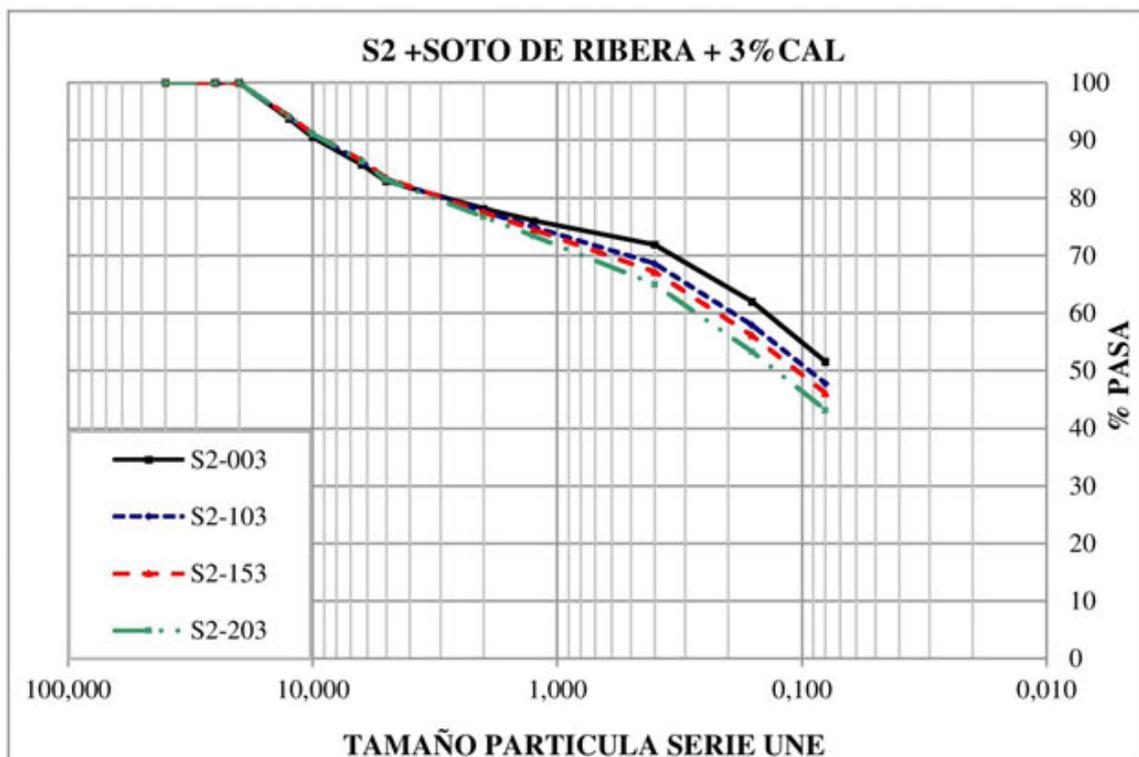


Figura A-24. Curvas granulométricas de los suelos tipo S2-YY3.

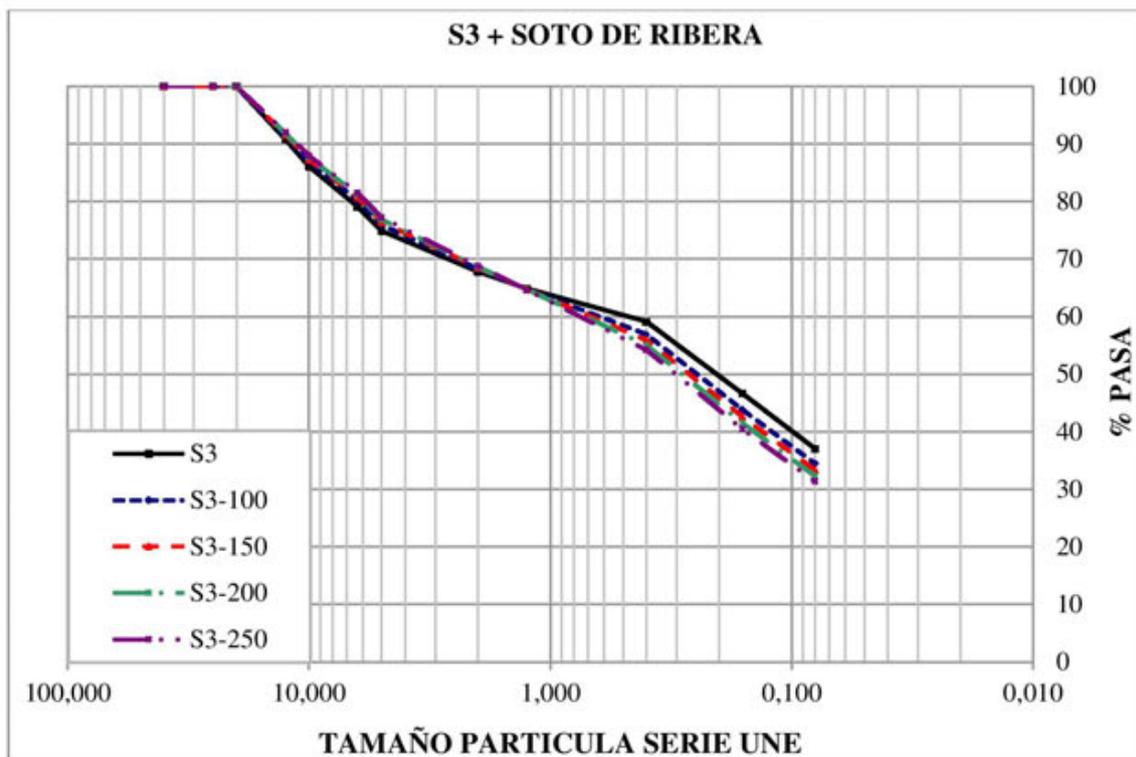


Figura A-25. Curvas granulométricas de los suelos tipo S3-YY0.

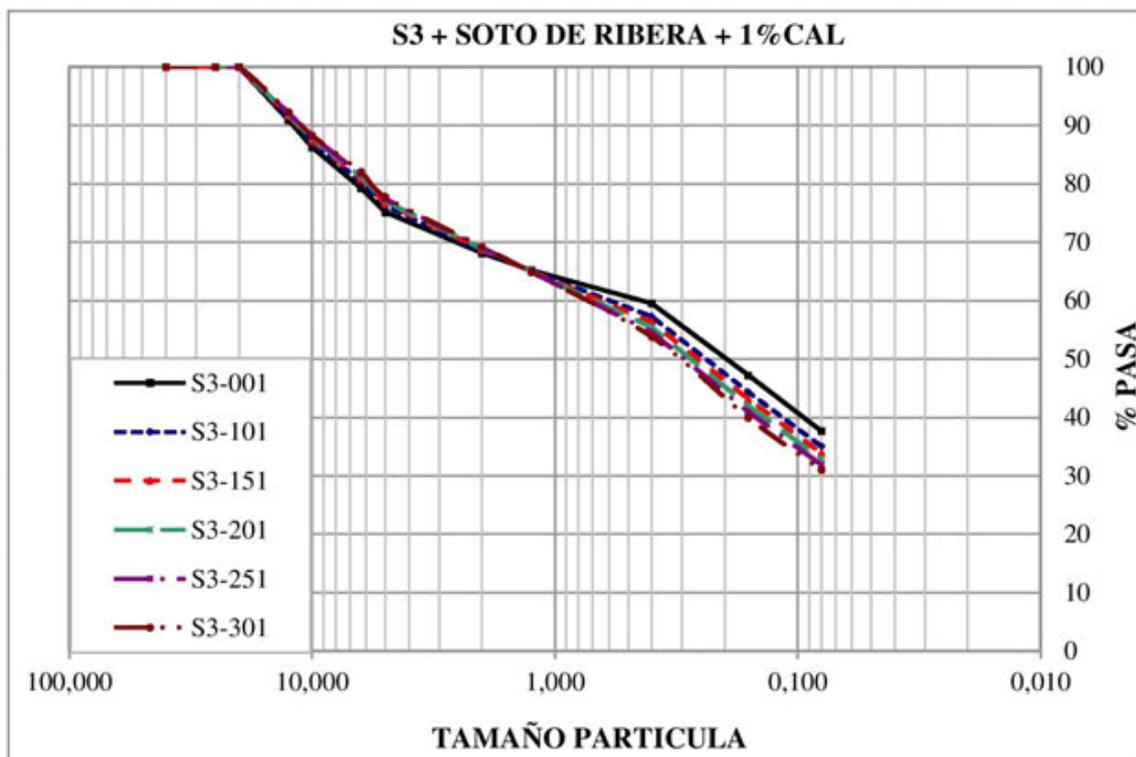


Figura A-26. Curvas granulométricas de los suelos tipo S3-YY1.

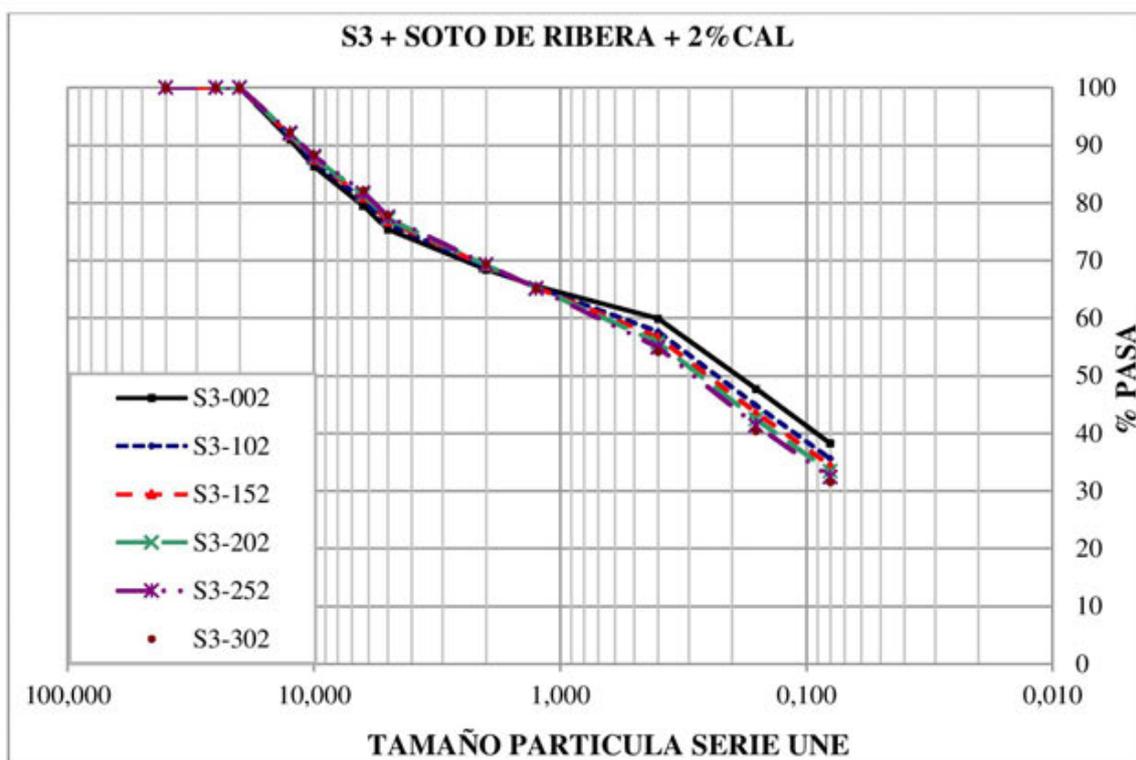


Figura A-27. Curvas granulométricas de los suelos tipo S3-YY2.

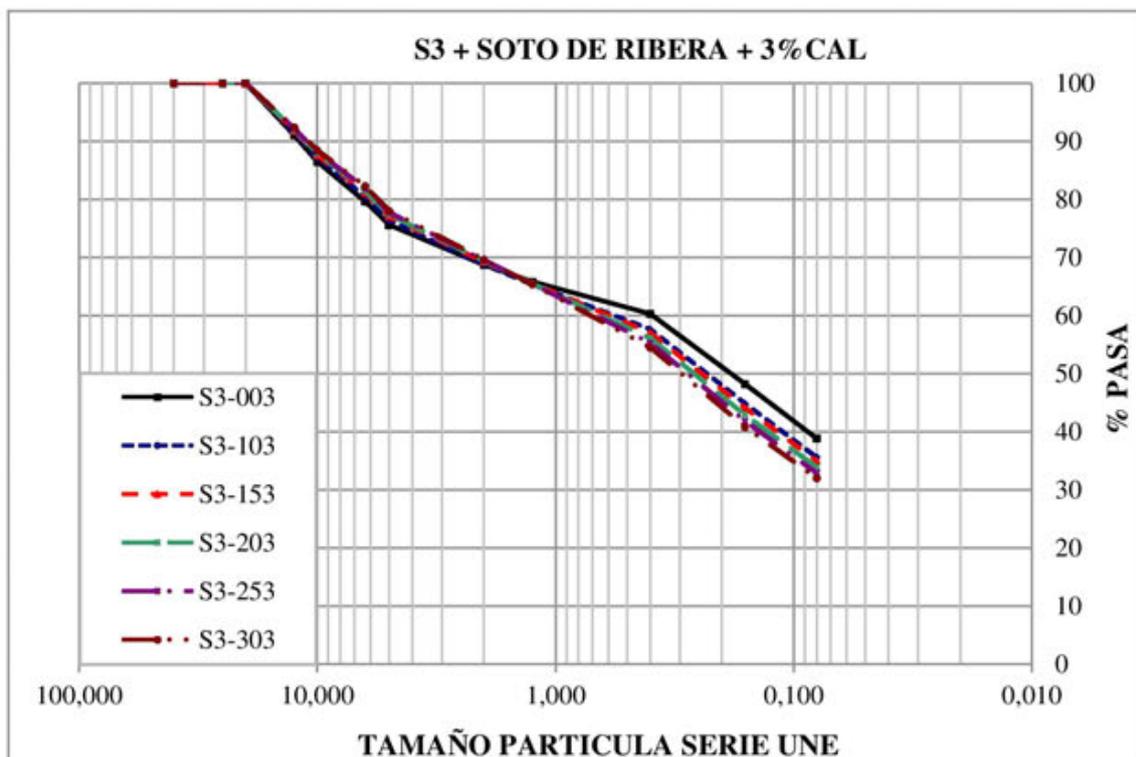


Figura A-28. Curvas granulométricas de los suelos tipo S3-YY3.

A.4. GRAVAS TRATADAS CON CENIZAS DE FONDO Y CAL



Figura A-29. Curva carga-flecha ensayo flexotracción gravacemento.

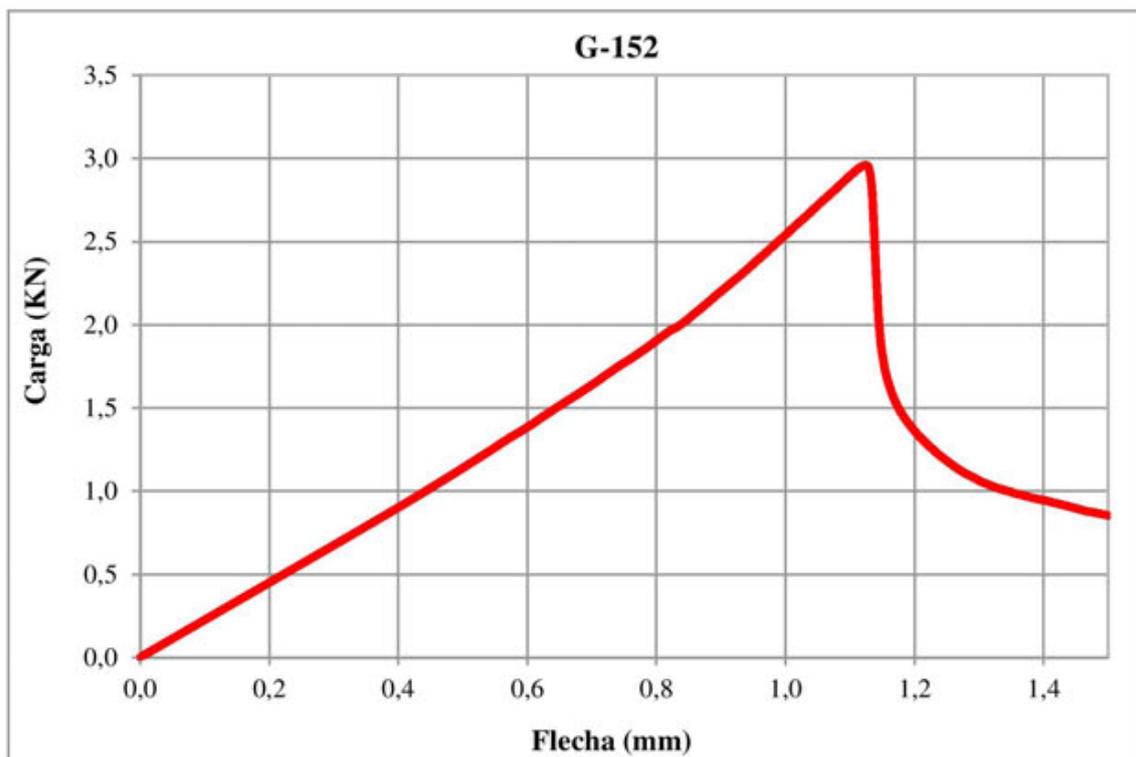


Figura A-30. Curva carga-flecha ensayo flexotracción G-152.

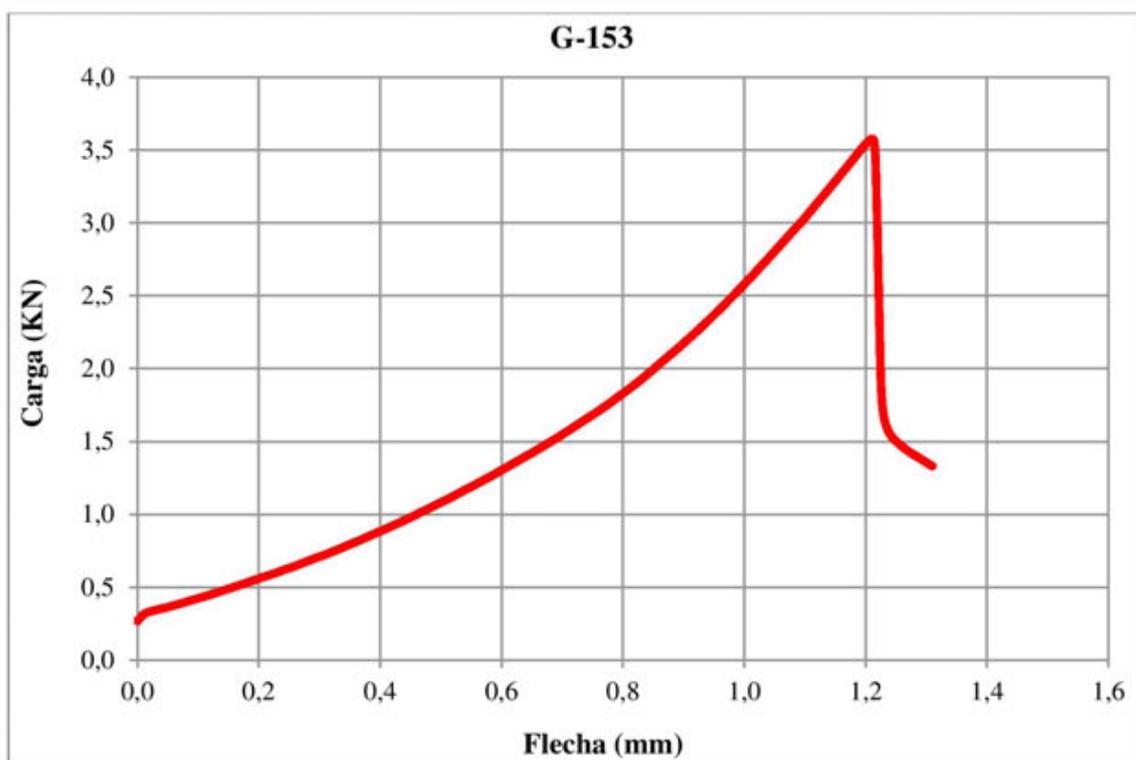


Figura A-31. Curva carga-flecha G-153.

Nº CICLO	APERTURA DE FISURA (µm)	AMPLITUD DE FISURA (µm)
1.200	1,81	5,76
4.800	4,05	5,76
10.800	8,76	5,76
15.600	12,40	8,65
20.400	14,10	6,63
25.200	18,17	6,05
30.000	21,46	10,66
34.800	28,28	14,99
38.400	37,76	15,57
39.600	51,82	25,08

Tabla A-3. Ensayo dinámico grava-cemento Q = 11,5 kN.

