



UNIVERSIDAD DE CANTABRIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

DEPARTAMENTO DE CIENCIA E INGENIERÍA DEL TERRENO Y DE LOS
MATERIALES

TESIS DOCTORAL

**“Valorización de suelos no aprovechables
de la traza mediante su mezcla con escoria
blanca de acería eléctrica en la construcción
de infraestructuras del transporte terrestre:
Ejecución de un terraplén experimental”**

Autor:

JOSÉ MIGUEL MONTENEGRO COOPER

Director:

MIGUEL SERGIO CELEMÍN MATACHANA

Santander, Octubre de 2012

A mi familia

Esta tesis ha sido financiada parcialmente por la siguiente institución:

- **Proyecto de Investigación titulado “Mejora de suelos marginales e inadecuados mediante escoria blanca de acería eléctrica para la construcción de terraplenes” financiado por el Ministerio de Fomento (ref. 80029/A04)**

Agradecimientos

Al finalizar esta tesis doctoral quiero darles las gracias a todas las personas que hicieron posible este trabajo, ya que sin su importantísima ayuda me habría sido imposible cumplir con esta meta.

En primer lugar quiero agradecer a mi director de tesis, Profesor Miguel Sergio Celemín Matachana, de la Universidad de León, por aceptarme para realizar esta tesis doctoral bajo su dirección. Su apoyo y confianza en mi trabajo y su capacidad para guiar mis ideas ha sido un aporte invaluable, no solamente en el desarrollo de esta tesis, sino también en mi formación como investigador. Quiero resaltar especialmente el tiempo, esfuerzo y paciencia que ha dedicado en la mejora que he desarrollado en el arte de la escritura. Muchas gracias también por el enorme empeño para que fuera posible desarrollar una experiencia práctica en obra, la que finalmente pudo efectuarse gracias a su esfuerzo y entrega.

Quiero darle las gracias también de forma muy especial a mi tutor en la Universidad de Cantabria, Profesor Jorge Cañizal Berini, por su importante aporte y activa participación en el desarrollo de esta tesis. Debo destacar, por encima de todo, su disponibilidad y paciencia. La experiencia, dedicación y consejo que me ha transmitido ha enriquecido enormemente este trabajo.

Deseo expresar mi agradecimiento al director de Grupo de Geotecnia de la Universidad de Cantabria, Profesor César Sagaseta Millán, porque sin su ayuda habría sido imposible finalizar esta tesis.

Quiero agradecer muy encarecidamente, y de todo corazón, el apoyo económico que me dio el Grupo de Geotecnia de la Universidad de Cantabria durante largos años, ya que dicho aporte fue fundamental para tener el tiempo y la dedicación necesaria para completar esta investigación.

Quiero transmitir mi más sincero agradecimiento a cada uno de los miembros del Grupo de Geotecnia de la Universidad de Cantabria por su fraternal acogida. Quiero darles las gracias a los Profesores Jorge Castro González y Almudena Da Costa García por hacer que mi estancia en el Grupo fuera agradable y ayudarme en lo que estuviera a su alcance para finalizar mi tesis. No puedo dejar de mencionar el incondicional apoyo que me han prestado Javier y Fernando, por su ayuda y por una lista interminable de cosas que me habéis enseñado, por su disponibilidad y por hacer que el trabajo fuera ameno, siempre tratando de crear un ambiente agradable y sacarme una sonrisa con cosas sencillas. También quiero agradecer las muestras de apoyo y ánimo de Beatriz, porque me has hecho reír durante este periodo que he estado con ustedes. A lo largo de estos años compartí con varios compañeros, queriendo agradecer especialmente a Ana, Belén, Sergio, Marina, Pablo, Fernando y José Luis, por su constante apoyo, por la amistad y complicidad forjada durante el desarrollo de mi tesis. No puedo olvidar a Teresa, la que junto a su sonrisa y a su excelente disponibilidad siempre me ayudó en todo momento.

Igualmente, quiero darles las gracias a los Profesores Javier Jesús González Martínez, de la Universidad del País Vasco, y Jesús Setién Marquínez, de la Universidad de Cantabria, por sus importantes enseñanzas en lo que se refiere a las escorias de acería, principalmente en la realización e interpretación de las técnicas de fluorescencia de rayos X, difracción de rayos X y termogravimetría y calorimetría diferencial, así como guiar varios resultados en la dirección adecuada para alcanzar interesantes conclusiones. Quiero agradecer encarecidamente al Profesor Enrique Covián Regales, de la Universidad de Oviedo, por ese apoyo y ánimo constante que siempre sentí cada vez que hablamos o nos reunimos, además de estar siempre dispuesto a ayudarme, así como haber sido la persona que se encargó de la supervisión de la auscultación topográfica efectuada en los terraplenes experimentales.

Debo también agradecer al Ministerio de Fomento de España, por haber financiado el proyecto de investigación que dio origen a la presente tesis doctoral, en particular a Herminia Cano Linares, coordinadora del proyecto, y a Fernando Saldaña Martín, Jefe de Servicio de la Demarcación de Carreteras del Estado en Cantabria.

Es necesario agradecer a las empresas que nos ayudaron durante todos estos años en diversos intentos por efectuar la construcción de los terraplenes experimentales: Luis Fernández Cabezas, ex-Ingeniero de Begar, Construcciones y Contratas S.A., actualmente, Jefe de grupo de obras en Chile de Isolux-Corsan-Corviam, Construcción S.A., Falko Schmidt, ex Ingeniero de Appia xxi, actualmente en Terrasolum S.L., José Luis Orúe Egusquiza, gerente de Bimasal, S.L, suministrador de la escoria blanca del terraplén experimental, y finalmente a Manuel Álvarez Muñoz, director de Vías y Construcciones S.A., empresa con la que se ejecutó la experiencia en obra.

Asimismo, tengo que agradecer la enorme ayuda brindada por Miguel Ángel Pérez Pérez, ex Director General del Servicio Cántabro de Empleo, y por Nemesio Miguélez González, ex Jefe de Recursos Humanos de la Universidad de León.

Quiero agradecer al Grupo de Geotecnia de la Pontificia Universidad Católica de Valparaíso (Chile), especialmente a su director, al Profesor Raúl Espinace Abarzúa, por haber confiado en mí y haberme dado la posibilidad de efectuar mis estudios en España. No puedo olvidar el esfuerzo y las gestiones efectuadas por los Profesores Álvaro Peña Fritz y Juan Humberto Palma González, porque sin su ayuda habría sido complicado vivir esta aventura.

Durante el desarrollo de mi trabajo he recibido el apoyo invaluable de varios amigos, principalmente de España, Francia, México y Chile, entre otros, que sin su fundamental sustento habría sido muy difícil alcanzar esta meta, sobre todo al enfrentar esta última etapa: por esas largas conversaciones transoceánicas, por esas charlas-paseos, por esos trotes por el Sardinero, por esas cervezas tranquilas y una larga lista de momentos que compartimos. Varios han estado de paso por Santander y ya han emigrado, otros viven acá. Vosotros sabéis quienes sois. ¡¡Gracias totales a todos!!

Quiero efectuar mi más especial y más sentido agradecimiento para mi familia: mi madre Priscilla, mi padre José Miguel, mi hermano Matías, la Silvia, la tía Marcela, mis primos y mis tíos, por todo el apoyo, ayuda y ánimo constante que he recibido y, que

pesar de la distancia, los he sentido muy cerca. No caben aquí mis palabras de agradecimiento.

Por último, quiero terminar con la primera estrofa del poema "Instantes" del escritor argentino José Luis Borges, la cual me gusta mucho y en ocasiones intento seguir: *"Si pudiera vivir nuevamente mi vida, / en la próxima trataría de cometer más errores. / No intentaría ser tan perfecto, me relajaría más. / Sería más tonto de lo que he sido, / de hecho tomaría muy pocas cosas con seriedad. / Sería menos higiénico. / Correría más riesgos, / haría más viajes, / contemplaría más atardeceres, / subiría más montañas, nadaría más ríos. / Iría a más lugares adonde nunca he ido, / comería más helados y menos habas, / tendría más problemas reales y menos imaginarios".*

Gracias Totales...

Santander, 9 de octubre de 2012

José Miguel Montenegro Cooper

Índice

CAPÍTULO 1 : ESCORIA Y SUELO: MATERIALES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE TERRAPLENES. ANTECEDENTES Y PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA..... 35

1.1	Introducción	35
1.2	Proceso de elaboración del acero	37
1.2.1	Introducción.....	37
1.2.2	La siderurgia integral.....	38
1.2.3	La siderurgia eléctrica.....	42
1.2.4	Afino de la colada.....	44
1.2.5	Estado actual de la fabricación de acero	45
1.2.6	Situación actual de las escorias siderúrgicas	51
1.3	Valorización de las escorias: Escorias blancas de acería eléctrica	55
1.3.1	Introducción.....	55
1.3.2	Criterios de valorización.....	56
1.3.3	Principales características de las escorias	58
1.3.4	Propiedades cementantes de las escorias	68
1.3.5	Estabilidad volumétrica	79
1.3.6	Normativa medio ambiental para la valorización de las escorias	88
1.3.7	Aplicaciones de las escorias de acería	93
1.4	Materiales para terraplenes y control de calidad	99
1.5	Utilización de residuos industriales mezclados con suelos.....	109
1.6	Conclusiones del capítulo	112

CAPÍTULO 2 : MATERIALES Y TÉCNICAS UTILIZADAS EN LA INVESTIGACIÓN 113

2.1	Introducción	113
2.2	Materiales empleados en la investigación	113
2.2.1	Descripción de los materiales	113
2.2.2	Preparación de la muestras	116
2.3	Metodología del estudio geotécnico	117
2.3.1	Identificación y compactación	118
2.3.2	Propiedades cementantes	119
2.3.3	Estabilidad volumétrica	126

2.4	Metodología del estudio químico-mineral	130
2.4.1	Caracterización de los materiales	130
2.4.2	Estabilidad volumétrica	139
2.5	Metodología del estudio medioambiental	140
CAPÍTULO 3 : PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS.....		143
3.1	Introducción y objetivos	143
3.2	Estudio geotécnico.....	143
3.2.1	Materiales.....	143
3.2.2	Resistencia mecánica	160
3.2.3	Estabilidad volumétrica	237
3.3	Estudio químico-mineral	286
3.3.1	Caracterización de los materiales	286
3.3.2	Estabilidad volumétrica	302
3.4	Estudio medioambiental.....	321
3.5	Conclusiones del capítulo	325
3.5.1	Generales.....	325
3.5.2	Estudio geotécnico.....	325
3.5.3	Estudio químico mineral.....	329
3.5.4	Estudio medioambiental.....	329
CAPÍTULO 4 : ESTUDIO DEL TERRAPLÉN EXPERIMENTAL CONSTRUIDO CON LA MEZCLA SUELO-ESCORIA		331
4.1	Introducción	331
	Descripción del trabajo realizado	333
4.2	Ensayos de laboratorio	337
4.2.1	Caracterización geotécnica.....	337
4.2.2	Caracterización químico-mineral.....	360
4.2.3	Caracterización medioambiental.....	380
4.3	Resultados de los ensayos in situ.....	384
4.3.1	Terraplenes experimentales.....	384
4.3.2	Control de la compactación.....	394
4.3.3	Evolución de las propiedades cementantes.....	401
4.3.4	Estabilidad volumétrica de los terraplenes experimentales	425
4.4	Análisis de resultados	433

4.4.1	Consideraciones generales.....	433
4.4.2	Control de la compactación de los terraplenes y evolución de la densidad seca y la humedad	434
4.4.3	Propiedades mecánicas del terraplén de suelo y escoria (VZ07).....	435
4.4.4	Propiedades mecánicas del terraplén de suelo y cal (VC03)	438
4.4.5	Análisis conjunto de las propiedades mecánicas de ambas mezclas obtenidas en el laboratorio y en la obra	441
4.4.6	Estabilidad volumétrica en el laboratorio y en la obra.....	443
4.4.7	Propiedades químico-minerales.....	444
4.4.8	Estudio medioambiental.....	445

CAPÍTULO 5 : CONCLUSIONES, FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN Y REFLEXIÓN FINAL..... 447

Conclusiones	447
Futuras líneas de investigación	453
Reflexión final	455

REFERENCIAS..... 457

ANEJO I: RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO PRESENTADOS EN EL CAPÍTULO 3..... CD adjunto

ANEJO II: RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO Y OBRA PRESENTADOS EN EL CAPÍTULO 4..... CD adjunto

ANEJO III: FOTOGRAFÍAS DE LA CONSTRUCCIÓN DE LOS TERRAPLENES EXPERIMENTALES:SUELO-ESCORIA Y SUELO-CAL CD adjunto

ANEJO IV: ESTUDIO DE LA RELACIÓN CUANTITATIVA ENTRE HINCHAMIENTO OBSERVADO Y MINERALES EXPANSIVOS..... CD adjunto

ANEJO V: DIFRACCIÓN DE RAYOS X SOBRE MUESTRAS ENSAYADAS A COMPRESIÓN SIMPLE CURADAS DIFERENTES EDADES CD adjunto

Lista de Figuras

Capítulo 1

Figura 1.1: Esquema ilustrativo del proceso de obtención de arrabio en un horno alto.	39
Figura 1.2: Proceso de elaboración de acero mediante convertidor al oxígeno LD.	41
Figura 1.3: Materias primas, subproductos y producto terminal en la fabricación de acero por medio del convertidor al oxígeno.	41
Figura 1.4: Croquis de un horno eléctrico de arco (EAF).	43
Figura 1.5: Mapa de producción mundial de acero durante en el año 2011.	46
Figura 1.6: Mapa de distribución de las diferentes tipos de acerías en España.	51
Figura 1.7: Clasificación de las principales escorias de hierro y acero.	52
Figura 1.8: Esquema bidimensional de una estructura cristalina y amorfa de un compuesto mineral.	62
Figura 1.9: Difractogramas de la escoria blanca de acería eléctrica efectuados a muestras con diferentes velocidades de enfriamiento.	71
Figura 1.10: Formación de capa difusa de las partículas de arcilla.	75
Figura 1.11: Distintas estructuras en la arcilla (dispersa en la parte A) de la figura, esto es, sin estabilizar con cal, y floculada, en la parte B) en las que se ha reflejado la distinta capa doble que se forma con cationes de sodio (Na^+) y de cal (Ca^{++}), respectivamente.	76
Figura 1.12: Curvas de expansión de aluminatos y silicatos cálcicos, así como C_2F , en una ensayo en agua a 80 °C.	84
Figura 1.13: Distribución porcentual de los principales usos de las escorias de acería.	94
Figura 1.14: Criterios a considerar en la selección de un material para ser empleado en la construcción de terraplenes.	99
Figura 1.15: Sección transversal tipo definida en el PG3.	100
Figura 1.16: Sistemas de control para medir el grado de compactación de un material.	101
Figura 1.17: Criterio clásico empleado para control de compactación mediante el ensayo Proctor.	102
Figura 1.18: Zonas en las que se distribuyen similares parámetros de resistencia: (a) ángulo de rozamiento y cohesión, y (b) módulo de deformación para una presión de confinamiento de 2 kp/cm ² .	103

Figura 1.19: Criterio de compactación incluido en el PG3: (a) zonas con igual orden de magnitud del parámetro geotécnico “ α ”, y (b) criterio de compactación adoptado.	104
Figura 1.20: Criterio del control de compactación exigido por el PG3 empleando el ensayo de placa de carga.....	105
Figura 1.21: Criterio del control de compactación propuesta de Oteo (2003) empleando el ensayo de placa de carga.....	106
Figura 1.22: Recomendación para fijar el espesor de la tongada.	107
Figura 1.23: Determinación del espesor más conveniente de una capa según Rico y Del Castillo (1976).	107
Figura 1.24: Maquinaria recomendada en función del porcentaje de finos y el tamaño máximo.	108

Capítulo 2

Figura 2.1: Hormigonera vertical con capacidad máxima de 80 kg.....	117
Figura 2.2: Recipiente utilizado en la mezcla manual de materiales.....	117
Figura 2.3: Probetas compactadas de CBR de las mezclas SA sumergidas para ser ensayadas a 90 días.....	121
Figura 2.4: Almacenamiento y protección superficial del perímetro de 20 probetas para evitar la evaporación del agua de amasado.	122
Figura 2.5: Masa Army y molde Harvard empleados en la fabricación de las probetas.	123
Figura 2.6: Molde empleado en la compactación estática de probetas.....	124
Figura 2.7: Configuración del sistema durante el llenado de los moldes.	124
Figura 2.8: Disposición del sistema estático de compactación antes de proceder a la fabricación de una probeta.	125
Figura 2.9: Probeta recién compactada, inmediatamente después de quitar los moldes metálicos extremos, con el molde central de 7,62 cm de altura.	125
Figura 2.10: Procedimiento de lectura con deformímetro durante el ensayo de expansión potencial.	129
Figura 2.11: Esquema de la fenomenología de la fluorescencia de rayos X.....	131
Figura 2.12: Espectrómetro para la determinación de la fluorescencia de rayos X.	132
Figura 2.13: Analizador ELTRA modelo CS – 2000 para la determinación del contenido total de carbono y azufre.	133
Figura 2.14: Difractograma típico de un material.	134

Figura 2.15: Tipos de interferencia en un ensayo de difracción de rayos X: constructiva (izquierda) y destructiva (derecha).	135
Figura 2.16: Difractrometro PHILIPS, modelo PW1729/40 empleado en la presente investigación.	136
Figura 2.17: TG-DSC marca SETARAM modelo SETSYS-1700 empleado en la presente investigación.	138

Capítulo 3

Figura 3.1: Situación de los materiales en la Carta de Casagrande.	146
Figura 3.2: Representación de las curvas de compactación del suelo (S) y las mezclas (SA), así como de las curvas de saturación del suelo (S).	149
Figura 3.3: Representación de las curvas de compactación del suelo (S), las mezclas (SA) y la escoria blanca (A), así como de las curvas de saturación de S y A, cribados por 2,00 mm.	150
Figura 3.4: Situación de los materiales en la Carta de Casagrande.	153
Figura 3.5: Representación de las curvas de compactación del suelo H, las mezclas HR y la escoria R así como de las curvas de saturación de H y R, cribados por 2,00 mm.	154
Figura 3.6: Variación del CBR de las probetas de SA00 con el peso específico seco y el tiempo sumergido.	161
Figura 3.7: Variación del CBR de las probetas de SA10 con el peso específico seco y el tiempo sumergido.	162
Figura 3.8: Variación del CBR de las probetas de SA20 con el peso específico seco y el tiempo sumergido.	162
Figura 3.9: Variación del CBR de las probetas de SA30 con el peso específico seco y el tiempo sumergido.	163
Figura 3.10: Evolución del índice de CBR de las mezclas SA10, agrupadas por los niveles de energía de compactación de las probetas.	165
Figura 3.11: Evolución del índice de CBR de las mezclas SA20, agrupadas por los niveles de energía de compactación de las probetas.	165
Figura 3.12: Evolución del índice de CBR de las mezclas SA30, agrupadas por los niveles de energía de compactación de las probetas.	166
Figura 3.13: Evolución de la capacidad portante del suelo S y las mezclas SA, sumergidas en agua durante diferentes periodos de tiempo (95 % del $\gamma_{d,max}$) ..	169
Figura 3.14: Resistencia a compresión simple obtenida en el suelo de Camargo y sus mezclas con la escoria A, en la serie en la que se detectó pérdida de humedad - por evaporación-, en las probetas.	171

Figura 3.15: Variación de la resistencia a compresión simple con respecto a la absorción de agua de las mezclas de suelo de Camargo con escoria en porcentajes del 10, 20 y 30%.....	174
Figura 3.16: Tensión-deformación de las probetas de suelo S compactadas con un peso específico seco de $16,9 \text{ kN/m}^3$ y diferentes humedades (17, 19 y 21%)..	177
Figura 3.17: Resistencia a compresión simple del suelo S, obtenida a diferentes contenidos de humedad y pesos específicos secos.....	179
Figura 3.18: Variación del módulo secante de deformación en la rotura del suelo S a diferentes contenidos de humedad y pesos específicos secos.	180
Figura 3.19: Variación del módulo secante de deformación al 50% de la tensión de rotura en el suelo S a diferentes contenidos de humedad y pesos específicos secos.	183
Figura 3.20: Probeta de compresión simple con su correspondiente protección con PARAFILM M® alrededor de ella.	184
Figura 3.21: Evolución de la resistencia a compresión simple de las probetas SA fabricadas con la maza Army.....	187
Figura 3.22: Evolución temporal del incremento porcentual de resistencia a compresión simple de las mezclas SA con respecto a la resistencia del suelo (SA00).....	188
Figura 3.23: Evolución del módulo secante de deformación en rotura de las probetas SA confeccionadas con la maza Army.	191
Figura 3.24: Evolución del módulo secante de deformación al 50% de la tensión de rotura de las probetas SA compactadas con la maza Army.	192
Figura 3.25: Evolución de la resistencia a compresión simple de las probetas SA fabricadas con el método neumático de compactación.	196
Figura 3.26: Evolución temporal del incremento porcentual de resistencia a compresión simple de las mezclas SA con relación a la del suelo (SA00).	198
Figura 3.27: Evolución temporal del módulo secante de deformación en rotura de SA_N.	200
Figura 3.28: Evolución temporal del módulo secante de deformación a la mitad de la tensión de rotura de las probetas SA_N.	201
Figura 3.29: Tensión-deformación de las probetas de suelo H compactadas con un peso específico seco de $16,9 \text{ kN/m}^3$ y diferentes humedades.	204
Figura 3.30: Resistencia a compresión simple del suelo H, obtenida a diferentes humedades y pesos específicos secos.	205
Figura 3.31: Variación del módulo secante de deformación en rotura del suelo H a diferentes humedades y pesos específicos secos.....	206

Figura 3.32: Variación del módulo secante de deformación a una tensión del 50% de la de rotura en el suelo H a diferentes humedades y pesos específicos secos.	207
Figura 3.33: Evolución de la resistencia media a compresión simple de las probetas HR compactadas mediante la maza Army.....	210
Figura 3.34: Evolución temporal del incremento porcentual de resistencia a compresión simple de las mezclas HR con relación a la resistencia del suelo (HR00).	211
Figura 3.35: Evolución del módulo secante en rotura de las probetas HR compactadas con la maza Army.	213
Figura 3.36: Evolución del módulo secante de deformación a una tensión igual al 50% de la de rotura de las probetas HR compactadas con la maza Army.....	215
Figura 3.37: Evolución de la resistencia a compresión simple de las probetas HR_N fabricadas con el método neumático de compactación.....	218
Figura 3.38: Evolución temporal del incremento porcentual de la resistencia inicial a compresión simple de las mezclas HR_N con relación a la del suelo (HR00). .	219
Figura 3.39: Evolución temporal del módulo secante de deformación en rotura de las probetas HR_N fabricadas con el método neumático.	221
Figura 3.40: Evolución del módulo secante de deformación medido a una tensión del 50% de la de rotura en las probetas HR_N compactadas con el método neumático.	222
Figura 3.41: Variación longitudinal del peso específico seco y forma habitual de rotura de las probetas fabricadas con la maza Army y con el método neumático.....	224
Figura 3.42: Resultados de resistencia a compresión simple obtenidos en las probetas compactadas mediante la maza Army (SA) y el procedimiento neumático (SA_N): (a) SA00 y SA00N, (b) SA10 y SA10N, (c) SA20 y SA20N y (d) SA30 y SA30N.	227
Figura 3.43: Resultados de resistencia a compresión simple obtenidos en las probetas compactadas mediante el sistema convencional (HR) y el método neumático (HR_N): (a) HR00 y HR00N, (b) HR06 y HR06N y (c) HR20 y HR20N.....	231
Figura 3.44: Evolución temporal del incremento porcentual de la resistencia inicial a compresión simple de las mezclas con relación a la del suelo utilizado en cada una de ellas.	235
Figura 3.45: Comparación del $[RCS (SAXX_{xdías}) - RCS (SA00_{0días})]/RCS (SA00_{0días})$ con el $[CBR (SAXX_{xdías}) - CBR (SA00_{4días})]/CBR (SA00_{4días})$	236
Figura 3.46: Hinchamiento libre en edómetro de las mezclas SA.	241
Figura 3.47: Evolución temporal del hinchamiento CBR de las mezclas SA compactadas con un 100 % de la energía PN: (a) SA00, (b) SA10, (c) SA20 y (d) SA30.....	246

Figura 3.48: Relación entre el agua absorbida y el porcentaje de hinchamiento medido en las probetas de CBR de las mezclas SA.	249
Figura 3.49: Hinchamiento CBR medido en las probetas de las mezclas HR compactadas con un 100% de la energía PN.....	253
Figura 3.50: Relación entre el agua absorbida y el porcentaje de hinchamiento CBR del suelo y las mezclas HR.....	255
Figura 3.51: Resultado del ensayo de expansión potencial de la escoria A.	258
Figura 3.52: Resultado del ensayo de expansión potencial de la escoria A durante las primeras 250 horas.	259
Figura 3.53: Resultado del ensayo de expansión potencial del suelo SA00.	260
Figura 3.54: Resultado del ensayo de expansión potencial de las mezclas SA.....	261
Figura 3.55: Resultado del ensayo de expansión potencial de la escoria R.	264
Figura 3.56: Resultado del ensayo de expansión potencial en las escorias RN y RA en las primeras 200 horas.	266
Figura 3.57: Resultado del ensayo de expansión potencial del suelo HR00.....	266
Figura 3.58: Resultado del ensayo de expansión potencial de la mezcla HR06.....	267
Figura 3.59: Resultado del ensayo de expansión potencial de la mezcla HR20.....	268
Figura 3.60: Variación temporal de la velocidad de expansión potencial de las tres escorias blancas.	275
Figura 3.61: Normalización ($\Delta H_{\max}/[\Delta H_{\max}]_{\max.}$) después del punto de inflexión de las tres escorias.	277
Figura 3.62: Difracción de rayos X del suelo S.....	290
Figura 3.63: Difracción de rayos X del suelo H.	291
Figura 3.64: Difracción de rayos X de la escoria A.....	293
Figura 3.65: Difracción de rayos X de la escoria RN.....	293
Figura 3.66: Difracción de rayos X de la escoria RA.	294
Figura 3.67: Difracción de rayos X de la mezcla SA30.	296
Figura 3.68: Difracción de rayos X de la mezcla HR20.....	296
Figura 3.69: Termogravimetría y calorimetría diferencial del suelo S: (a) pérdida de masa y entalpía (b) pérdida de masa y seguimiento de los gases desprendidos con masa molar 18 (H ₂ O) y 44 (CO ₂).	299
Figura 3.70: Termogravimetría y calorimetría diferencial del suelo H: (a) pérdida de masa y entalpía, (b) pérdida de masa y seguimiento de los gases desprendidos con masa molar 18 (H ₂ O) y 44 (CO ₂).	299
Figura 3.71: Termogravimetría y calorimetría diferencial de la escoria A: pérdida de masa y entalpía.	300

Figura 3.72: Termogravimetría y calorimetría diferencial de la escoria RN: pérdida de masa y entalpía.	300
Figura 3.73: Termogravimetría y calorimetría diferencial de la escoria RA: pérdida de masa y entalpía.	301
Figura 3.74: Termogravimetría y calorimetría diferencial de la mezcla SA30: (a) pérdida de masa y entalpía (b) pérdida de masa y seguimiento de los gases desprendidos con masa molar 18 (H ₂ O) y 44 (CO ₂).	301
Figura 3.75: Termogravimetría y calorimetría diferencial de la mezcla HR20: (a) pérdida de masa y entalpía (b) pérdida de masa y seguimiento de los gases desprendidos con masa molar 18 (H ₂ O) y 44 (CO ₂).	302
Figura 3.76: Difracción de rayos X del suelo S envejecido.	304
Figura 3.77: Difracción de rayos X del suelo H envejecido.	304
Figura 3.78: Termogravimetría y calorimetría diferencial del suelo S: (a) pérdida de masa y entalpía de la muestra anhidra y envejecida (b) pérdida de masa y seguimiento de los gases desprendidos con masa molar 18 (H ₂ O) y 44 (CO ₂) de la muestra envejecida.	306
Figura 3.79: Termogravimetría y calorimetría diferencial del suelo H efectuada después del ensayo de expansión potencial: (a) pérdida de masa y entalpía antes y después del ensayo de expansión (b) pérdida de masa y seguimiento de los gases desprendidos con masa molar 18 (H ₂ O) y 44 (CO ₂) después del ensayo de expansión.	307
Figura 3.80: Difracción de rayos X de la escoria A envejecida.	308
Figura 3.81: Difracción de rayos X de la escoria RN envejecida.	308
Figura 3.82: Difracción de rayos X de la escoria RA envejecida.	309
Figura 3.83: Resultado del ensayo de termogravimetría y calorimetría diferencial de la escoria A: (a) pérdida de masa y entalpía antes y después del ensayo de expansión (b) pérdida de masa y seguimiento de los gases desprendidos con masa molar 18 (H ₂ O) y 44 (CO ₂) después del ensayo de expansión.	311
Figura 3.84: Resultado del ensayo de termogravimetría y calorimetría diferencial de la escoria RN: (a) pérdida de masa y entalpía antes y después del ensayo de expansión (b) pérdida de masa y seguimiento de los gases desprendidos con masa molar 18 (H ₂ O) y 44 (CO ₂) después del ensayo de expansión.	311
Figura 3.85: Resultado del ensayo de termogravimetría y calorimetría diferencial de la escoria RA: (a) pérdida de masa y entalpía antes y después del ensayo de expansión (b) pérdida de masa y seguimiento de los gases desprendidos con masa molar 18 (H ₂ O) y 44 (CO ₂) después del ensayo de expansión.	312
Figura 3.86: Difracción de rayos X de la mezcla SA30 envejecida.	313

Figura 3.87: Difracción de rayos X de la mezcla HR20 envejecida.....	314
Figura 3.88: Resultado del ensayo de termogravimetría y calorimetría diferencial de la mezcla SA30: (a) pérdida de masa y entalpía antes y después del ensayo de expansión, (b) pérdida de masa y seguimiento de los gases desprendidos con masa molar 18 (H ₂ O) y 44 (CO ₂) después del ensayo de expansión.....	316
Figura 3.89: Resultado del ensayo de termogravimetría y calorimetría diferencial de la escoria HR20: (a) pérdida de masa y entalpía antes y después del ensayo de expansión (b) pérdida de masa y seguimiento de los gases desprendidos con masa molar 18 (H ₂ O) y 44 (CO ₂) después del ensayo de expansión.....	316

Capítulo 4

Figura 4.1: Fotografía aérea de Venta de Baños.	333
Figura 4.2: Emplazamiento de los terraplenes experimentales.....	334
Figura 4.3: Carta de Casagrande que incluye la clasificación de los materiales según el art. 330 del PG-3.....	341
Figura 4.4: Carta de Casagrande que incluye los criterios de clasificación del art. 330 del PG-3.....	344
Figura 4.5: Carta de Casagrande para la clasificación de un suelo según el art. 330 del PG-3	348
Figura 4.6: Evolución temporal de la expansión potencial de la escoria Z y de las mezclas VZ07 y VC03.	350
Figura 4.7: Tensión-deformación de las probetas de suelo V ensayadas a compresión simple a los 0, 3, 7, 28 y 90 días de curado.	352
Figura 4.8: Tensión-deformación de las probetas de VZ07 ensayadas a compresión simple a los 0, 3, 7, 28 y 90 días de curado.	353
Figura 4.9: Tensión-deformación de las probetas de VC03 ensayadas a compresión simple a los 0, 3, 7, 28 y 90 días de curado.	353
Figura 4.10: Evolución temporal de la resistencia media a compresión simple del suelo V y las mezclas VZ07 y VC03.....	355
Figura 4.11: Evolución temporal del módulo secante medio en rotura del suelo V y las mezclas VZ07 y VC03.	357
Figura 4.12: Evolución temporal del módulo secante medio a una tensión del 50 % de la de rotura medido en el suelo V y en las mezclas VZ07 y VC03.	359
Figura 4.13: Difractograma del suelo V.	363
Figura 4.14: Difractograma de la cal apagada.....	364
Figura 4.15: Difractograma de la escoria Z anhidra.	365
Figura 4.16: Difracción de la escoria Z calcinada.....	366

Figura 4.17: Difracción de la escoria Z envejecida.....	367
Figura 4.18: Difractograma entre los ángulos de reflexión (2θ) 28 y 40° de la escoria Z: (1) anhidra, y (2) envejecida.....	368
Figura 4.19: Resultado e interpretación de la termogravimetría y calorimetría diferencial del suelo V.....	370
Figura 4.20: Resultado e interpretación de la termogravimetría y calorimetría diferencial de la escoria Z anhidra.....	370
Figura 4.21: Resultado e interpretación de la termogravimetría y calorimetría diferencial de la escoria Z envejecida.....	371
Figura 4.22: Resultado e interpretación de la termogravimetría y calorimetría diferencial de la cal apagada C.....	371
Figura 4.23: Difractograma de la VZ07 anhidra.....	374
Figura 4.24: Difractograma de la VZ07 envejecida.....	375
Figura 4.25: Difractograma de la VC03 anhidra.....	376
Figura 4.26: Difractograma de la VC03 envejecida.....	377
Figura 4.27: Termogravimetría y calorimetría diferencial de la VZ07 anhidra e hidratada.....	379
Figura 4.28: Termogravimetría y calorimetría diferencial de la VC03 anhidra e hidratada.....	380
Figura 4.29: Grava encontrada en una muestra recogida del terraplén de suelo-escoria en contraste con una probeta de compresión simple tallada sobre un bloque procedente del terraplén suelo-cal.....	385
Figura 4.30: Disposición en planta de los ensayos y de las actividades realizadas para la monitorización de los terraplenes experimentales: (a) VZ07, y (b) VC03.....	386
Figura 4.31: Ubicación prevista para los terraplenes experimentales.....	386
Figura 4.32: (a) Extensión del geocompuesto en la base de apoyo del terraplén suelo- escoria, y (b) sistema de recolección de las aguas pluviales.....	387
Figura 4.33: Extensión de la primera capa de los terraplenes experimentales: (a) suelo- cal, y (b) suelo-escoria.....	387
Figura 4.34: (a) Volcado del suelo desde el camión tolva, y (b) vertido de agua para la mezcla suelo-escoria.....	388
Figura 4.35: Dosificación del estabilizador: (a) suelo-cal, y (b) suelo-escoria.....	389
Figura 4.36: Control de la dosificación del estabilizador: (a) bandeja de control vacía en el instante anterior al de vertido de la escoria, y (b) bandeja de control con escoria en su interior, después del paso de la dosificadora.....	389
Figura 4.37: Mezcladora en la ejecución de una capa: (a) suelo-cal, y (b) suelo-escoria.	390

Figura 4.38: Escarificado de una capa de suelo-escoria después de la ejecución de la mezcla.	391
Figura 4.39: Compactación de la segunda capa del terraplén de suelo-escoria, con rodillo liso vibratorio.	391
Figura 4.40: Problemas de circulación sobre el terraplén suelo-escoria producto de sobrepasar ligeramente la humedad óptima de esa mezcla.	393
Figura 4.41: Superficie de una capa compactada de mezcla: (a) suelo-cal, y (b) suelo-escoria.	393
Figura 4.42: Vista general del terraplén de suelo-cal.	394
Figura 4.43: Vista general del terraplén de suelo-escoria.	394
Figura 4.44: Diagrama humedad-densidad de los resultados de laboratorio (ensayo Proctor) y de campo (determinaciones de densidad/humedad in situ) de VZ07.	396
Figura 4.45: Diagrama humedad-densidad de los resultados de laboratorio (ensayo Proctor) y de campo (determinaciones de densidad/humedad in situ) de VC03.	397
Figura 4.46: Ensayo de placa de carga efectuado sobre la cimentación del terraplén suelo-cal.	401
Figura 4.47: Evolución de la densidad seca en la coronación de los terraplenes experimentales.....	404
Figura 4.48: Evolución de la humedad en la capa de coronación de los terraplenes experimentales.....	405
Figura 4.49: Evolución temporal del módulo de compresibilidad en el primer ciclo de carga (E_{v1}) medido en la coronación de ambos terraplenes.....	408
Figura 4.50: Evolución temporal del módulo de compresibilidad en el segundo ciclo de carga (E_{v2}) medido en la coronación de ambos terraplenes.....	409
Figura 4.51: Tensión-deformación de las probetas recogidas del núcleo del terraplén suelo-cal ensayadas diferentes edades.....	410
Figura 4.52: Relación entre la densidad seca y la resistencia a compresión simple de probetas ensayadas a diferentes edades obtenida del núcleo del terraplén de suelo-cal.	412
Figura 4.53: Relación entre la densidad seca y el módulo secante de deformación en rotura obtenido del ensayo de compresión simple desde probetas inalteradas recogidas desde el núcleo del terraplén de suelo-cal.....	414
Figura 4.54: Relación entre la densidad seca y el módulo secante de deformación al 50% de la tensión de rotura obtenido del ensayo de compresión simple en	

probetas inalteradas talladas en los bloques extraídos del núcleo del terraplén de suelo-cal.	415
Figura 4.55: Variación de la tensión desviadora con respecto a la deformación axial de las probetas de compresión triaxial de VC03 ensayadas a la edad de 9 días. .	417
Figura 4.56: Variación de la tensión desviadora con respecto a la deformación axial de las probetas de compresión triaxial de VC03 ensayadas a la edad de 95 días.	417
Figura 4.57: Trayectorias de tensiones del ensayo de compresión triaxial de una muestra de VC03 ensayada a la edad de 9 días.....	418
Figura 4.58: Trayectorias de tensiones del ensayo de compresión triaxial de una muestra de VC03 ensayada a la edad de 95 días.....	419
Figura 4.59: Penetrómetro marca “SUNDA” ubicado en la coronación del terraplén de suelo-escoria durante la realización del ensayo de penetración dinámica DPSH.	420
Figura 4.60: Penetración de los primeros centímetros de la puntaza cónica en la coronación del terraplén de suelo-escoria.	420
Figura 4.61: Resultado del ensayo de penetración realizado a las edades de 14-15, 28-29 y 89-90 días desde la construcción de los terraplenes: (a) suelo-escoria, y (b) suelo-cal.	422
Figura 4.62: Evolución temporal de la resistencia a la penetración en el núcleo de los terraplenes experimentales: (a) suelo-escoria, y (b) suelo-cal.	424
Figura 4.63: Evolución del número medio de golpes en el núcleo del terraplén de suelo-escoria y de suelo-cal.	425
Figura 4.64: Ubicación de las bases de referencia (BR) y los puntos de control del hinchamiento (PCH) de los terraplenes: (a) suelo-escoria, y (b) suelo-cal.....	428
Figura 4.65: Distribución de los puntos de control de hinchamiento del terraplén de suelo-cal.	429
Figura 4.66: Detalle de las placas de control colocadas sobre la coronación del terraplén: (a) desplazamiento solidario, y (b) desplazamiento no solidario.....	430
Figura 4.67: Lecturas topográficas realizadas sobre el terraplén de suelo-escoria: (a) momento de la realización de las lecturas, y (b) posicionamiento del prisma encima del punto de control de hinchamiento.	430
Figura 4.68: Resultados de resistencia media a compresión simple obtenidos en laboratorio y campo.	442

Lista de Tablas

Capítulo 1

Tabla 1.1: Principales fases en el proceso de fabricación de acero mediante la siderurgia eléctrica.....	44
Tabla 1.2: Producción mundial de acero (kt).....	47
Tabla 1.3: Principales países productores de acero en Europa (kt).....	48
Tabla 1.4: Porcentajes de fabricación de acero en el mundo mediante las siderurgias integral, eléctrica y otros métodos.	49
Tabla 1.5: Distribución porcentual de la fabricación de acero en Europa mediante las siderurgias integral, eléctrica y otros métodos.....	50
Tabla 1.6: Cuantías de generación de escorias por tonelada de acero manufacturado.	52
Tabla 1.7: Estimación de los volúmenes de escorias de acería generados en el mundo en 2009 y 2010 (Miles de toneladas).....	53
Tabla 1.8: Estimación de los volúmenes de escorias de acería generados por los principales países productores europeos en 2009 y 2010 (kt).	54
Tabla 1.9: Revisión bibliográfica de la composición química de las principales escorias. Fuente: Tabla basada en Yildirim y Prezzi (2011).....	60
Tabla 1.10: Composición química media de las principales escorias, así como del cemento Pórtland. (^a CEDEX, 2010; ^b Yildirim y Prezzi, 2011 y ^c Hewlett, 1998, ^d UNE EN 459-1).....	61
Tabla 1.11: Revisión bibliográfica de la composición mineral de las principales escorias. Fuente: Tabla basada en Yildirim y Prezzi (2011).....	64
Tabla 1.12: Propiedades técnicas de agregados naturales e industriales.	66
Tabla 1.13: Propiedades técnicas de agregados naturales e industriales	67
Tabla 1.14: Reactividad y basicidad de algunos minerales reactivos encontrados habitualmente en las escorias de acero.	72
Tabla 1.15: Valores máximos permitidos por el Decreto 34/2003, el Decreto 104/2006 y el Decreto 32/2009 de cada parámetro en un ensayo de lixiviación.	92

Capítulo 2

Tabla 2.1: Notación y porcentaje en peso seco de cada uno de los materiales.....	115

Capítulo 3

Tabla 3.1: Principales resultados de los ensayos de identificación y compactación de los materiales.....	144
Tabla 3.2: Índice de poros de los materiales y mezclas SA compactadas tras el ensayo Proctor normal.	148
Tabla 3.3: Principales resultados de identificación y compactación de los materiales empleados en las mezclas HR.	152
Tabla 3.4: Índice de poros de los materiales y mezclas HR compactadas tras el ensayo Proctor normal.	154
Tabla 3.5: Rango de pesos específicos secos obtenidos en las probetas de CBR agrupadas por nivel de energía de compactación e incremento del índice de CBR alcanzado en dichos niveles de energía entre 4 y 90 días.	167
Tabla 3.6: Valor del 95 % del $\gamma_{d,max.}$, empleado en el estudio de la evolución del índice de CBR del suelo y las mezclas a diferentes edades.....	168
Tabla 3.7: Evolución de la capacidad portante del suelo S y las mezclas SA, sumergidas en agua durante diferentes periodos de tiempo (95 % del $\gamma_{d,max.}$)..	168
Tabla 3.8: Valores medios de la tensión de rotura y del contenido de humedad al momento de la realización del ensayo de compresión simple de esta serie.	172
Tabla 3.9: Pesos específicos secos y humedades del suelo S que se han ensayado para conocer sus propiedades de resistencia y deformación.....	176
Tabla 3.10: Evolución de la resistencia media a la compresión simple y error estándar de la media, de las probetas SA curadas en cámara húmeda.	185
Tabla 3.11: Módulo secante de deformación medio y error estándar de la media determinados a la tensión de rotura de las probetas SA.	190
Tabla 3.12: Módulo secante de deformación medio al 50% de la tensión de rotura y error estándar de la media, de las probetas SA curadas durante diferentes periodos de tiempo.	192
Tabla 3.13: Peso específico seco y humedad, medios, obtenidos en las probetas SA_N.	194
Tabla 3.14: Resistencia media a la compresión simple y error estándar de la media de las probetas SA_N curadas en diferentes periodos de tiempo.....	195
Tabla 3.15: Evolución del módulo secante medio en rotura y error estándar de la media de las probetas SA_N curadas diferentes periodos de tiempo.....	199
Tabla 3.16: Evolución temporal del módulo secante medio de deformación al 50% de la tensión de rotura en las probetas SA_N.	201
Tabla 3.17: Pesos específicos secos y humedades del suelo H.....	203

Tabla 3.18: Resistencia media a compresión simple y error estándar de la media de las probetas HR medida a diferentes períodos de tiempo.	209
Tabla 3.19: Módulo secante de deformación en rotura de las probetas HR curadas diferentes períodos de tiempo.	212
Tabla 3.20: Evolución temporal del módulo secante de deformación a una tensión del 50% de la de rotura medido en las probetas HR curadas diferente tiempo.	214
Tabla 3.21: Pesos específicos secos y humedades medias medidas en las probetas fabricadas con el método de compactación neumático.	216
Tabla 3.22: Resistencia media a la compresión simple y error estándar de la media de las probetas HR_N curadas diferentes períodos de tiempo.	217
Tabla 3.23: Módulo secante de deformación y error estándar de la media en rotura de las probetas HR_N curadas diferentes períodos de tiempo.	221
Tabla 3.24: Módulo secante de deformación a una tensión del 50% de la de rotura de las probetas HR_N curadas diferentes períodos de tiempo.	222
Tabla 3.25: Pesos específicos secos y humedades medias obtenidas en las mezclas SA en el ensayo Proctor normal, probetas fabricadas con la maza Army y probetas compactadas con el procedimiento neumático.	226
Tabla 3.26: Resistencia media a compresión simple de las probetas SA00, SA10, SA20 y SA30 compactadas con la maza Army (SA) y con el procedimiento neumático (SA_N).	228
Tabla 3.27: Pesos específicos secos y contenidos de humedad del ensayo Proctor normal, y los obtenidos en las probetas HR fabricadas en el molde Harvard y el procedimiento neumático.	230
Tabla 3.28: Resistencia media a compresión simple de las probetas HR00, HR06 y HR20 compactadas con la maza Army (HR) y con el procedimiento neumático (HR_N).	232
Tabla 3.29: Resultados de los ensayos de hinchamiento libre, hinchamiento CBR y contenido de sulfatos solubles de las mezclas SA.	239
Tabla 3.30: Resultados del peso específico seco, agua absorbida, hinchamiento CBR y % de reducción del hinchamiento obtenidos del ensayo de CBR efectuado sobre el suelo SA00 y la mezcla SA10 sumergidas durante diferentes períodos de tiempo.	244
Tabla 3.31: Resultados del peso específico seco, agua absorbida, hinchamiento CBR y % de reducción del hinchamiento obtenidos del ensayo de CBR efectuado sobre las mezclas SA20 y SA30 sumergidas durante diferentes períodos de tiempo.	245
Tabla 3.32: Porcentaje medio de reducción del hinchamiento CBR de las muestras SA10, SA20 y SA30 compactadas con 25, 50 y 100% de la E. PN.	250

Tabla 3.33: Resultados de los ensayos de hinchamiento libre, hinchamiento en las probetas de CBR y contenido de sulfatos solubles en la mezcla HR.	251
Tabla 3.34: Resultados del peso específico seco, agua absorbida, hinchamiento CBR y % de reducción del hinchamiento obtenidos en el ensayo de CBR en el suelo y las mezclas HR.	254
Tabla 3.35: Resultados del ensayo de expansión potencial efectuado en las mezclas SA y sus materiales unitarios. Como referencia se ha incluido el resultado del hinchamiento CBR.	262
Tabla 3.36: Resultados del ensayo de expansión potencial efectuado en los materiales unitarios y mezclas HR. Como referencia se ha incluido el resultado del hinchamiento CBR de éstas últimas.	269
Tabla 3.37: Resultados de la expansión potencial estimados con el modelo y medidos en el ensayo de laboratorio.	277
Tabla 3.38: Resultados de la expansión potencial estimados con el modelo y medidos en el ensayo de laboratorio.	278
Tabla 3.39: Resultado del ensayo de colapso y de las determinaciones de materia orgánica, sales solubles y yesos de las mezclas SA.	280
Tabla 3.40: Resultados de colapso, materia orgánica, sales solubles y yesos de las mezclas HR.	281
Tabla 3.41: Composición química de las escorias (A y R) y los suelos (S y H).	289
Tabla 3.42: Relevancia de los principales minerales encontrados en los suelos S y H. ...	291
Tabla 3.43: Relevancia de los principales minerales existentes en las escorias A, RN y RA.	294
Tabla 3.44: Relevancia de los principales minerales detectados en las mezclas SA30 y HR20.	297
Tabla 3.45: Relevancia de los principales minerales encontrados en los suelos S y H envejecidos.	305
Tabla 3.46: Principales minerales encontrados en las escorias A, RN y RA tras el ensayo de expansión potencial.	309
Tabla 3.47: Pérdida de masa de las principales descomposiciones observadas en la Figura 3.83 (a), Figura 3.84 (a) y Figura 3.85 (a) de las escorias A, RN y RA después del ensayo de expansión potencial.	312
Tabla 3.48: Principales minerales encontrados en las mezclas SA30 y HR20 envejecidas.	314

Tabla 3.49: Comparación de los porcentajes de expansión inicial (2h) y retardada (ASTM D 4792) y las estimaciones de contenidos de minerales expansivos en las escorias A, RN y RA.	319
Tabla 3.50: Capacidad de cambio catiónico de los minerales arcillosos.....	320
Tabla 3.51: Resultados del ensayo de lixiviación según la norma UNE EN 12457-4 realizado sobre escorias y sus mezclas con el suelo.	324

Capítulo 4

Tabla 4.1: Notación para designar a los materiales unitarios y sus mezclas.	335
Tabla 4.2: Ensayos geotécnicos realizados y sus correspondientes normas.	336
Tabla 4.3: Resultados de ensayos de identificación y compactación de los suelos V y SC y escoria Z.	340
Tabla 4.4: Resultados de los ensayos químicos, colapso e hinchamiento de los suelos V y SC y escoria Z.	340
Tabla 4.5: Propiedades geotécnicas de las mezclas VZ05, VZ07 y VZ10.	343
Tabla 4.6: Propiedades geotécnicas generales de las mezclas VZ07 y VC03.	347
Tabla 4.7: Resultados de los ensayos químicos, colapso e hinchamiento de las mezclas VZ07 y VC03.	347
Tabla 4.8: Expansión potencial de la escoria Z y las mezclas VZ07 y VC03.	349
Tabla 4.9: Resistencia media a compresión simple obtenida a las edades de 0, 3, 7, 28 y 90 días en el suelo V y las mezclas VZ07 y VC03.....	354
Tabla 4.10: Módulo secante medio de deformación en rotura obtenido a las edades de 0, 3, 7, 28 y 90 días en el suelo V y las mezclas VZ07 y VC03.....	358
Tabla 4.11: Módulo secante medio de deformación a una tensión del 50 % de la de rotura en el suelo V y las mezclas VZ07 y VC03 ensayadas a las edades de 0, 3, 7, 28 y 90 días.	359
Tabla 4.12: Composición química del suelo V, la escoria Z y la cal apagada C.	361
Tabla 4.13: Minerales detectados en el suelo V.....	363
Tabla 4.14: Minerales detectados en la cal apagada C.....	364
Tabla 4.15: Minerales detectados en la escoria Z anhidra.	365
Tabla 4.16: Minerales detectados en la escoria Z calcinada.....	366
Tabla 4.17: Minerales detectados en la escoria Z envejecida.....	367
Tabla 4.18: Composición química de las mezclas VZ07 y VC03.	372
Tabla 4.19: Minerales detectados en la mezcla VZ07 anhidra.....	374
Tabla 4.20: Minerales detectados en la mezcla VZ07 envejecida.....	375
Tabla 4.21: Minerales detectados en la mezcla VC03 anhidra.	376
Tabla 4.22: Minerales detectados en la mezcla VC03 envejecida.	377

Tabla 4.23: Resultados del ensayo de lixiviación (UNE EN 12457-4) efectuados sobre los materiales unitarios.	382
Tabla 4.24: Resultados del ensayo de lixiviación (UNE EN 12457-4) efectuados sobre las mezclas.	383
Tabla 4.25: Resultados del ensayo de placa de carga efectuado sobre el suelo de cimentación (SC) de los terraplenes.	400
Tabla 4.26: Resultado del ensayo de placa de carga efectuado sobre la coronación de los terraplenes experimentales.	401
Tabla 4.27: Módulos de compresibilidad en el primer (E_{v1}) y en el segundo ciclo de carga (E_{v2}) medidos en la coronación de los terraplenes.	407
Tabla 4.28: Evolución temporal de la resistencia media a compresión medida a diferentes edades de curado de muestras recogidas del núcleo del terraplén de suelo-cal.	411
Tabla 4.29: Módulo medio de deformación en rotura (E_{rot}) medido en el ensayo de compresión simple efectuado sobre probetas recogidas en el núcleo del terraplén de VC03.	413
Tabla 4.30: Módulo medio de deformación al 50% de la tensión de rotura ($E_{50\%rot}$) medido en el ensayo de compresión simple efectuado sobre probetas recogidas en el núcleo del terraplén de VC03.	413
Tabla 4.31: Número de golpes, N_{20} , registrado en las capas de los terraplenes experimentales a diferentes edades de curado.	423
Tabla 4.32: Edades en las que se efectuaron las lecturas topográfica de los puntos de control del hinchamiento (LT) y de las medidas de las líneas de asiento (LCA) en los terraplenes de suelo-escoria y suelo-cal.	431
Tabla 4.33: Movimientos verticales ascendentes máximos y mínimos registrados en los puntos de control de hinchamiento de ambos terraplenes.	432

Resumen

El acero es uno de los materiales más utilizados en la construcción, dado que en él se reúnen excelentes propiedades mecánicas, además del valor residual. Existen dos procedimientos para su fabricación: la siderurgia integral y la eléctrica. Ambos generan dos grupos de subproductos: los de la fase de fusión y los de la de afino. La denominada escoria blanca de acería eléctrica -o escoria de horno cuchara- *Ladle Furnace Slag (LFS)*, se origina en el segundo de estos procesos. Parte de esta escoria es llevada a vertedero y ocasionalmente, reutilizada por la industria del cemento.

Por otro lado, en la construcción de una carretera pueden encontrarse materiales clasificados, según el Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes (PG3), –como marginales o inadecuados, que deben ser transportados a caballeros. La presente investigación estudia la posibilidad de construir un terraplén mezclando un suelo no aprovechable de la traza con un subproducto, la escoria blanca, contemplando la estabilidad volumétrica.

La escoria blanca puede asemejarse a una arena limosa sin plasticidad, que al combinarla con un suelo arcilloso -en presencia de agua- desarrolla una cierta cementación entre sus partículas, produciendo una mejora de las propiedades mecánicas del material final. En esta investigación se han estudiado dos suelos, dos escorias y cinco mezclas (la del primero con tres porcentajes de una de las escorias y la del segundo, con dos de la otra). En general, se comprobó que combinando dos materiales expansivos (escoria y suelo) se redujo considerablemente el hinchamiento de la mezcla, pudiendo éste incluso anularse; sin embargo, una de las cinco mezclas aumentó su expansión respecto al suelo. La existencia de un determinado porcentaje de escoria, que no reduce la expansión de la mezcla, hace pensar en una adición mínima, por encima de la cual no solo es posible reducir, sino incluso anular el hinchamiento, debiendo ésta, en su caso, determinarse en el laboratorio. Tanto la escoria blanca como las mezclas con suelo, presentaron contenidos de fluoruros y sólidos totales disueltos por encima de los valores máximos permitidos por la normativa medioambiental; sin embargo, los procedimientos descritos en ésta no

tienen en cuenta la compactación ni las reacciones cementantes de la mezcla, propiedades que influyen directamente en la fijación de los contaminantes.

El capítulo 1 se inicia con la descripción del contexto en el que se genera la escoria blanca. Se ha efectuado una breve descripción de los procedimientos más empleados en la fabricación de acero, relacionando las cifras mundiales de producción de los últimos años con la generación de escoria. En concreto, en el año 2011, se produjeron, en España, unas 475 kt de escoria blanca, empleándose la mitad como materia prima en la fabricación de cemento, mientras que el resto se depositó en vertederos. Sin embargo, dado que la escoria blanca presenta reactividad hidráulica con ciertos suelos arcillosos, con desarrollo de propiedades cementantes y estabilidad volumétrica, cabe pensar en una doble valorización en la construcción de terraplenes viales: la del suelo no aprovechable de la traza y la de la escoria. Uno de los aspectos más importantes a tener en cuenta en toda valorización es la afección al medioambiente, por lo que en este capítulo se presenta el correspondiente marco normativo vigente.

En el capítulo 2 se describe la selección de los materiales y técnicas a utilizar en el capítulo siguiente. En cuanto a los primeros, se tuvieron en cuenta circunstancias como la garantía del suministro de la escoria y el suelo, la homogeneidad y las condiciones para la realización de una prueba a escala real con una mezcla. En los ensayos de laboratorio se han estudiado los materiales desde tres puntos de vista: geotécnico, composición químico-mineral y medioambiental. En el primero, se ha puesto especial interés en conocer las propiedades mecánicas de los suelos, la estabilidad volumétrica de las escorias, y aquéllas y ésta, en las mezclas. El estudio químico-mineral ha permitido conocer las reacciones responsables de la expansividad, así como las características más adecuadas del suelo que permiten aprovechar la reactividad de la escoria.

Los resultados de los ensayos de laboratorio se presentan en el capítulo 3 y en los anejos, poniéndose de manifiesto que la escoria blanca puede ser considerada un estabilizador de suelos. La elevada expansión potencial que la caracteriza se debería

a la hidratación de los aluminatos (exp. inicial), a la de la lima (medio plazo), así como a la hidrocarbonatación de la periclase (largo plazo). Dado el prolongado tiempo necesario para la estabilización de las lecturas de hinchamiento de la escoria hidratada, se propone acortarlo mediante la aplicación de un modelo matemático que utiliza sólo una parte de la información recopilada en el ensayo. En esta investigación se llegó a la conclusión de que añadiendo la adecuada proporción de escoria blanca a un suelo arcilloso se mejora la resistencia de la mezcla con respecto a la del suelo, al tiempo que se reduce la deformabilidad y la expansividad en relación a éste y a la escoria. Por último, se ha observado que el grado de mejora de la mezcla depende de la capacidad de intercambio catiónico de la arcilla.

Las conclusiones y enseñanzas obtenidas en el capítulo anterior han servido para planificar y construir un terraplén con una mezcla de suelo y escoria. El capítulo 4 presenta una comparación entre los resultados obtenidos en el laboratorio e *in situ*, al añadirle al suelo dos estabilizadores diferentes: escoria blanca de acería eléctrica y cal. En la parte dedicada a la campaña experimental en laboratorio, se utilizó un procedimiento similar al empleado en el capítulo anterior, llegándose a similares conclusiones. Por otro lado, con un mínimo tratamiento previo de la escoria, y con medios mecánicos y procedimientos convencionales, se construyó un terraplén mezclándola con suelo, ejecutándose como contraste, otro de suelo y cal. Se ha podido comprobar que la resistencia y la rigidez de la mezcla compactada suelo-escoria aumentaron a lo largo del tiempo de curado, tanto en los ensayos de laboratorio como en los de campo.

Por último, se proponen líneas de investigación que permitan aprovechar los resultados y la experiencia adquirida en este trabajo.

Abstract

Steel is one of the most widely used materials in the construction industry, due to its excellent mechanical properties and its residual value. Steel production usually involves one of two procedures: either integrated steel production or Electric-Arc Furnace (EAF) steel production. These procedures generate two groups of by-products that originate in either the melt or in the refining process. Ladle furnace slag (LFS) produced in the EAF process is taken to landfill sites although their reuse in the cement industry is a more recent initiative.

According to Spanish regulations (PG-3), disposal of unprofitable soils that may be excavated during road construction works should also be done at landfill sites. This research examines embankment construction with these types of soils mixed with LFS, carefully monitoring the expansiveness that frequently occurs in the materials that form the mixture and which are key to achieving volume stability of the final product.

LFS behaves like silty sand with no plasticity and reacts with clayey soil – in the presence of water- to develop a degree of cementation between the particles, upgrading their mechanical properties. Two soils, two slags and five mixtures (the first soil with three percentages of one slag and the second, with two of the other) are studied in this research. In general, the swelling of the mixtures of both expansive materials (slag and soil) was considerably reduced and even stopped. However, the expansion of one mixture increased in accordance with the expansion of the soil that it contained. The existence of a certain percentage of slag, which does not reduce the mixture's expansiveness in either one or both of its constituents, suggests that a minimum addition exists –to be determined in the laboratory- above which it would be possible to reduce –and even to eliminate-, swelling. The fluoride content and the total content of dissolved solids, measured both in the LFS and the LFS/soil mixtures, exceeded the maximum values permitted under Spanish environmental regulations. However, the corresponding test methods did not take account of compaction and the cementing reactions of the mixtures, properties that have a direct influence on contaminant fixing.

Chapter 1 begins with a description of how LFS is generated and includes a little information on the steel manufacturing procedures, linking world production over past years with current levels of slag generation. In Spain, for instance, 475 kt of LFS were produced in 2011; half of which was used as a raw material in the cement industry, while the rest was disposed of in landfill sites. However, due to the hydraulic reactivity of LFS with clayey soils, producing cementitious properties and volumetric stability, a twofold benefit may be expected in embankment construction works: the reuse of unprofitable soil from road foundations mixed with LFS produced by EAF. Bearing in mind that environmental benefits have to meet stringent standards, this chapter also discusses regional environmental regulations published in Spain.

Chapter 2 describes the materials and techniques applied in the following chapter. Uninterrupted supplies of soil and slag, their homogeneity, and the conditions needed to construct a trial embankment with a single soil-slag mixture were all considered when selecting the materials. Soil, slag and soil-slag mixtures were studied from a geotechnical, a chemical, a mineralogical and an environmental point of view. Among other geotechnical aspects, the mechanical properties of the soils, the volumetric stability of the slags and both of these factors in the mixtures were studied. The principal reactions that explain the characteristics of the soil that improve its reactivity with the slag and the expansiveness of the mixture were also analysed.

The results of the laboratory tests, presented in Chapter 3 and in the appendices, show that LFS can stabilize soil. The high potential expansion usually observed in the slag is due to aluminates hydration (initial expansion), lime hydration (medium-term), and to the hydrocarbonation of periclase (long-term). As stabilization requires a lengthy period, a mathematical model was developed that uses only part of the information taken from the potential expansion test, which makes it unnecessary to complete the full test and saves time and effort. This research has demonstrated that the resistance of the soil-slag mixture -with regard to the soil- can be increased, and deformability and expansiveness diminished, in relation to both the soil and the slag, by adding a suitable proportion of LFS to a clayey soil. Finally, it was observed that the degree to which the mixture improved depended on the clay cation exchange capacity.

The conclusions and the lessons learnt in the previous chapter were applied to the planning and eventual construction of an embankment with a soil-slag mixture. Chapter 4 presents a comparison between the laboratory tests and *in situ* results, after adding two different stabilizers to the soil: LFS and hydrated lime. A similar procedure was followed in the laboratory test campaign to that performed in the previous chapter, reaching comparable conclusions. Conventional machinery and procedures were used to build two experimental embankments, one of which employed the LFS -that had undergone minimal pre-treatment- mixed with soil and the other, the conventional soil-lime mixture. The results demonstrated that strength and stiffness, measured in both laboratory and field tests, of the compacted soil-slag mixture increased throughout the curing time.

Finally, further lines of research are proposed, in order to take full advantage of the results and experience gained in this work.

Capítulo 1 : Escoria y suelo: Materiales para la construcción de terraplenes. Antecedentes y planteamiento del problema

1.1 Introducción

El acero es un material que ha permitido dar soluciones integrales a varios problemas planteados por el desarrollo, dado que en él se reúnen excelentes propiedades de resistencia, tenacidad, ductilidad, dureza, maleabilidad, entre otras.

En el año 2011 se fabricaron en todo el mundo unas 1.490 Mt de acero bruto, empleándose más de un 50% de dicha producción en la construcción, según World Steel Association. Hace algunos años atrás existía una demanda por este material que crecía anualmente; sin embargo, a partir del año 2008, y debido a la situación económica mundial, se ha interrumpido tal tendencia.

Existen dos procedimientos para la fabricación de acero: la siderurgia integral y la eléctrica. En ambos se generan principalmente dos grupos de subproductos: los generados durante la fusión y el afino del material resultante de aquélla. La denominada escoria blanca de acería eléctrica -o escoria de horno cuchara-, se origina en el segundo de estos procesos, y ello tanto en la siderurgia integral como en la eléctrica.

En España, cerca de un 80 % del acero es fabricado mediante la siderurgia eléctrica, refiriéndose esta investigación al subproducto generado durante el afino del acero.

Por cada tonelada de acero manufacturado se originan entre 20 y 30 kg de escoria de horno cuchara, dato que, junto con el de la producción de acero del último año disponible (2011), que fue de 15,6 Mt, permite estimar que en dicho año se pudieron producir unas 390 kt de escoria blanca en todo el país. Según datos de OFICEMEN y UNESID, un 50% de esta escoria -la de mejor calidad-, se emplea como materia prima en la producción del cemento, mientras que la otra mitad se lleva a vertedero. La escoria de horno cuchara es, por consiguiente, un material residual que, en condiciones normales, presenta una producción estable y una razonable distribución espacial en el territorio nacional, lo que le permite cumplir los dos primeros requisitos de valorización de residuos en ingeniería civil (OCDE, 1977 y 1997).

La escoria blanca de acería eléctrica presenta una reactividad química de naturaleza hidráulica e incluso de carácter puzolánico, por lo que al ser mezclada con un suelo húmedo da lugar a un material resistente, susceptible de ser utilizado en la construcción de infraestructuras del transporte. Si el suelo presenta las características que lo hacen ser clasificado como marginal o inadecuado: p.e., plasticidad o hinchamiento, la mezcla de escoria blanca con tales suelos no aprovechables, no sólo da como resultado un material de mayor resistencia, sino también el beneficio adicional de reducción e incluso desaparición de las circunstancias que motivaban su rechazo inicial.

La construcción de infraestructuras del transporte terrestre está sometida, por razones de economía de recursos, al principio de compensación de tierras mediante el que los materiales procedentes de los desmontes deberían ser utilizados en la ejecución de los terraplenes. Se evita así la apertura de canteras de préstamos y la habilitación de vertederos, así como los correspondientes impactos ambientales y costes derivados de las necesarias actuaciones. Por varias razones, entre las que cabría señalar la proliferación de vías de comunicación, las mayores prestaciones que las modernas especificaciones técnicas exigen a los materiales de construcción de las infraestructuras y la necesidad de construir en terrenos de peor calidad, es frecuente que la excavación de la traza haga aparecer materiales que por no cumplir las citadas especificaciones deban ser transportadas a caballeros.

Mediante la utilización de la escoria blanca de acería eléctrica cabe la posibilidad de que, en el futuro, cada vez más materiales de la traza puedan ser valorizados en la

construcción de la infraestructura en la que son encontrados, sin merma de las prestaciones requeridas por el progreso del conocimiento y con notables beneficios para el medio ambiente y la gestión económica de las cada vez más costosas vías de comunicación.

A continuación se realiza una breve descripción del proceso de fabricación del acero para entender globalmente la problemática y facilitar la comprensión de su influencia en la generación de las distintas escorias.

1.2 Proceso de elaboración del acero

1.2.1 Introducción

El hierro es un mineral que, en su estado natural, presenta un muy reducido aprovechamiento desde el punto de vista ingenieril. Sin embargo, cuando se combina con ciertos elementos químicos para formar una aleación, se obtienen nuevos materiales con distintas –y generalmente mejores- características que los constituyentes de aquélla; en particular, al mezclar hierro con bajos porcentajes de carbono, se obtiene el acero. Las propiedades de este nuevo material varían en función del porcentaje de carbono y de otros elementos en su aleación, tales como manganeso, cromo, silicio y aluminio, por citar algunos de los más conocidos.

Se denomina acero a la aleación de hierro y carbono con porcentaje en peso de carbono inferior al 2,0 % con respecto al primero de ellos. En caso de superarse tal porcentaje, dicha aleación se conoce por fundición. En general, los aceros presentan contenidos de carbono comprendidos entre 0,2 y 0,3 %, aunque, la composición química –y por tanto su contenido de carbono- dependen del tipo de acero que se desee obtener (Apraiz, 1984).

La técnica utilizada para tratar el hierro y originar su aleación con el carbono para producir acero –o algún otro tipo de aleación- se le denomina siderurgia. Actualmente, y como se adelantó, son dos los procesos siderúrgicos más empleados para la obtención de acero: la siderurgia integral y la siderurgia eléctrica. La principal diferencia entre ambas es la materia prima empleada, ya que en el primer caso se

emplea fundamentalmente mineral de hierro, mientras que en el segundo se recicla acero manufacturado ya obsoleto.

Actualmente, y debido a que es preciso ajustar complicadas composiciones químicas en los aceros, no se utiliza el mismo horno en la fusión que en el afino de la colada. Este último proceso se realiza en el horno cuchara. Es decir, la fabricación de acero se compone de la metalurgia primaria o fusión y de la metalurgia secundaria o afino.

En las siguientes páginas se describe brevemente la siderurgia integral, la eléctrica, y el afino de la colada en los aspectos que afectan a las principales propiedades de las escorias generadas.

1.2.2 La siderurgia integral

El hierro es uno de los metales más abundantes en la naturaleza, el cual se presenta normalmente combinado con otros. De los compuestos de hierro existentes, en la fabricación de acero se emplean principalmente dos: los óxidos y los carbonatos (Apraiz, 1984). Debido a que ellos se encuentran a su vez mezclados con otros elementos, es por lo que, para optimizar la energía eléctrica utilizada en la fabricación de acero, se efectúa un tratamiento previo, que consiste p.e. en la selección y separación de la materia prima empleada en la fabricación de acero mediante imán y otros procedimientos, entre otros tratamientos. (Fruehan, 1998).

Ya efectuado el citado tratamiento previo, los materiales son conducidos al horno alto, el cual se encuentra formado por una cápsula cilíndrica de acero recubierta interiormente por un material refractario – material resistente a elevadas temperaturas sin sufrir cambios físico químicos de importancia-. El diámetro de la cápsula disminuye hacia arriba y hacia abajo (Ver Figura 1.1). La parte inferior del horno está dotada de varias aberturas tubulares llamadas toberas, por donde se fuerza el paso del aire que enciende el combustible añadido.

En el interior de este horno se cargan las siguientes materias primas: mineral de hierro, carbón de coque –como combustible- y caliza – empleado como fundente formador de escoria-. Al descender los materiales acopiados en el horno, se va

incrementando su temperatura lentamente, tal como se observa en la figura antes señalada. A una temperatura cercana a los 1.800 °C se produce la reducción del óxido de hierro. Este último proceso consiste en la separación del óxido de hierro (FeO) en dos elementos independientes, hierro (Fe) por un lado y oxígeno (O) por el otro, para producir la aleación del hierro (Fe) con bajos porcentajes de carbono (C). A este último material se le denomina arrabio, que, por lo general, presenta porcentajes de carbono comprendidos entre 3 y 4%.

Cerca del fondo del horno alto, se encuentra un orificio por el que fluye el arrabio cuando aquel es vaciado. Por otro ubicado encima del anterior, pero debajo de las toberas, hay un tercero por el que se extrae la escoria de horno alto (*Blast furnace slag, BFS*). Por cada tonelada de acero fabricado se generan cerca de 200 a 250 kg de esta escoria.

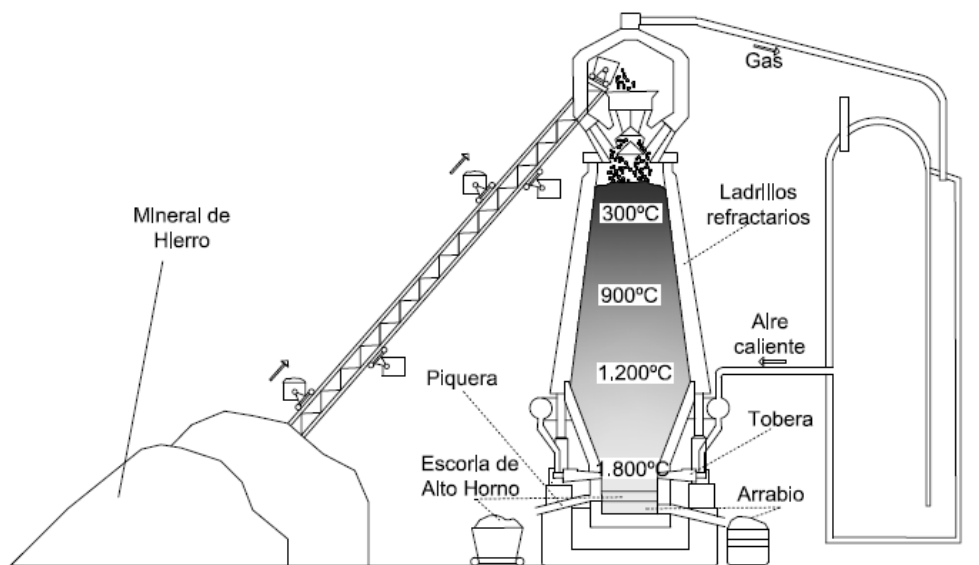


Figura 1.1: Esquema ilustrativo del proceso de obtención de arrabio en un horno alto.

Fuente: <http://www.kalipedia.com> y elaboración propia

Extraído el arrabio del horno alto se transporta a alta temperatura hacia el convertidor al oxígeno. Este es un horno con forma de barril abierto en su parte superior y recubierto interiormente por materiales refractarios de pH básicos.

Los principales movimientos que efectúa el convertidor al oxígeno para proceder a la fabricación del acero se pueden observar en la Figura 1.2. La finalidad de la presente fase es reducir el contenido de carbono de la colada, la cual presenta inicialmente un porcentaje cercano al 4%, hasta alcanzar un valor inferior al 1%, aunque por lo general en los aceros sea inferior a 0,1%. En este momento del proceso se buscan las siguientes finalidades (Fruehan, 1998):

- Reducir el contenido de carbono desde un porcentaje de 4 %, hasta situarlo por debajo del 0,1%.
- Controlar los contenidos de fósforo y sulfuro
- Eleva la temperatura de la colada de acero hasta unos 1.650 °C

En el interior del convertidor al oxígeno, se introducen arrabio, chatarra y fundentes, aportándose el oxígeno presurizado mediante una lanza. La elevada temperatura del arrabio líquido, así como la gran agitación producida por la inyección de oxígeno a presión, contribuyen a que se produzca una rápida oxidación del carbono, silicio, manganeso y fósforo, combinándose los óxidos de estos elementos con los fundentes -agregados al iniciarse el soplado de oxígeno mediante la lanza para formar la escoria en estado líquido. Por otro lado, el carbono oxidado del arrabio líquido se elimina principalmente como monóxido de carbono, el cual sale como gas del convertidor (ver Figura 1.3). Cuando el soplado finaliza, la escoria flota en la superficie del baño de acero y al ser enfriado se obtienen entre 80 y 120 kg de escoria de convertidor al oxígeno (*Basic Oxygen Furnace, BOF*) por cada tonelada de acero.

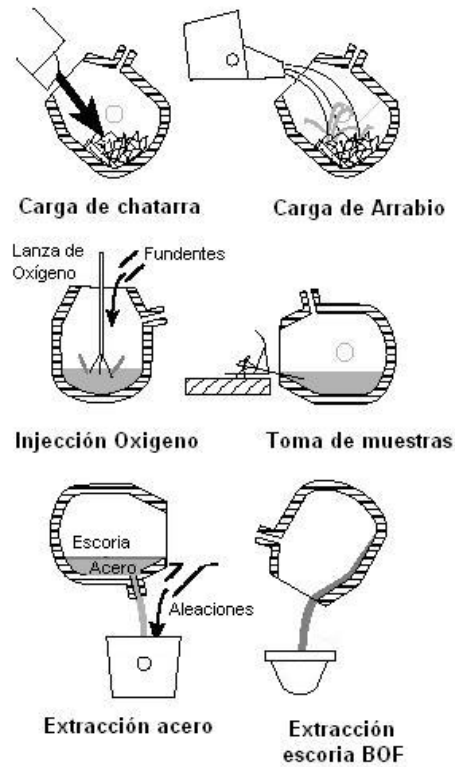


Figura 1.2: Proceso de elaboración de acero mediante convertidor al oxígeno LD.

Fuente: Fruehan (1998)

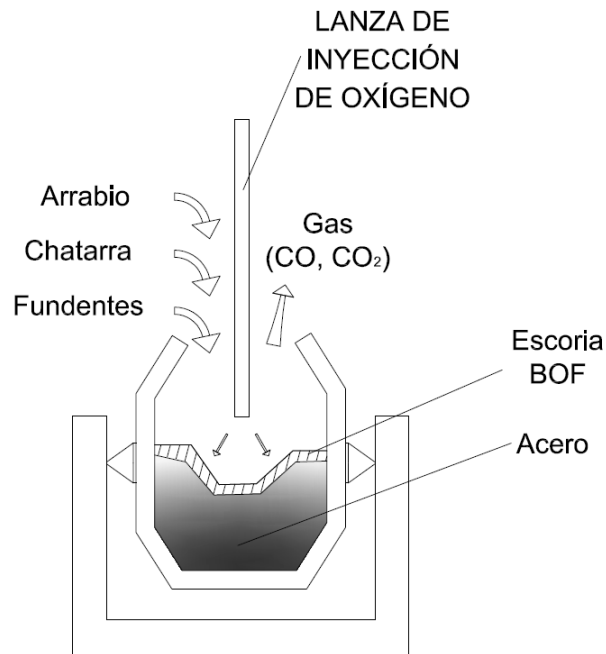


Figura 1.3: Materias primas, subproductos y producto terminal en la fabricación de acero por medio del convertidor al oxígeno.

Fuente: Shi (2004) y elaboración propia

Anteriormente se ha explicado brevemente en qué consiste la siderurgia integral. A continuación se describirá el proceso de la siderurgia eléctrica.

1.2.3 La siderurgia eléctrica

La chatarra es la principal materia prima en la fabricación de acero en la siderurgia eléctrica, clasificándose, habitualmente en tres tipos (Fruehan, 1998):

- Chatarra recuperada u obsoleta
- Chatarra industrial
- Chatarra “de la casa”, según la denominación consolidada en el sector

El primer tipo corresponde a elementos de acero considerados obsoletos por sus propios usuarios. Esta chatarra presenta una elevada contaminación, por lo que habitualmente se le efectúa un tratamiento preliminar consistente en la selección de las piezas adecuadas, mediante un exhaustivo control de la materia prima. Los otros dos grupos de chatarra presentan, en general, bastante menos contaminantes que la chatarra anteriormente señalada, ya que tanto la industrial como la denominada “de la casa”, provienen de empresas del sector siderúrgico. La diferencia radica en que la primera tiene su origen en empresas que tratan acero ya fabricado, mientras que el último grupo de chatarra procede directamente de la acería.

Además de la chatarra, al interior del horno se agregan fundentes, esto es, formadores de escoria (Apraiz, 1984). La escoria producida en la fusión se denomina escoria de horno de arco eléctrico (*electric arc furnace –EAF- slag*) o escoria negra y se generan unos 110-150 kg de escoria por cada tonelada de acero (IHOBE, 2000).

Todos los materiales son introducidos en el horno eléctrico de arco, el cual consta de tres partes: la cuba, la bóveda y 3 electrodos de grafito. La cuba y la bóveda constituyen la estructura física del horno, el cual se encuentra revestido interiormente por material refractario. La Figura 1.4 muestra un croquis ilustrativo de un horno eléctrico de arco y sus principales componentes.

La Tabla 1.1 recopila las principales fases del proceso de fabricación de acero mediante la siderurgia eléctrica. En el proceso de fusión, la electricidad pasa a un elevado voltaje por los electrodos, generando un arco eléctrico, lo que, junto al ligero soplado de oxígeno, produce la oxidación del hierro, sílice, fósforo, manganeso, y carbono. Todos los elementos anteriores son eliminados de la colada de acero combinándose con la cal añadida (Apraiz, 1984), excepto el carbono, el cual se extrae de la colada en forma de monóxido de carbono, siendo evacuado a la atmósfera después de pasar un exhaustivo proceso de eliminación y/o reducción de los principales contaminantes.

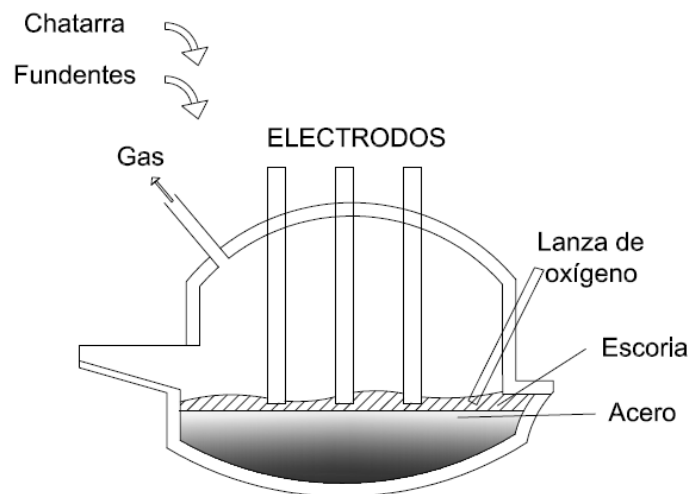


Figura 1.4: Croquis de un horno eléctrico de arco (EAF).

Fuente: Shi (2003) y elaboración propia

Tabla 1.1: Principales fases en el proceso de fabricación de acero mediante la siderurgia eléctrica.

Fuente: IHOBE (2000)

	Acero común	Acero especial		Acero inoxidable
Fusión	•Oxidación •Desfosforación	•Oxidación •Desfosforación		•Atmósfera controlada
Afino	•Desoxidación •Desulfuración	Con vacío •Desoxidación •Desulfuración •Control H₂ •Control N₂ •Control O₂ •Metalurgia inclusiones	Sin vacío •Desoxidación •Desulfuración •Metalurgia inclusiones	•Desulfuración •Descarbonatación

Finalizada la fusión, e independientemente de que se haya utilizado el convertidor al oxígeno o el horno eléctrico de arco, la colada es trasladada a alta temperatura al horno cuchara, donde tiene lugar la fase de afino que será descrita a continuación.

1.2.4 Afino de la colada

Actualmente se fabrican tres tipos de acero: el acero común, el especial y el inoxidable. Dependiendo del que se desee obtener y de las condiciones que se den en el horno cuchara - con o sin vacío- serán necesarias unas u otras fases durante el afino (ver Tabla 1.1), por lo que la escoria resultante de uno u otro tipo presentará diferentes propiedades. Todas las fases se efectúan en el interior del horno cuchara, que consta de una cuba revestida interiormente con material refractario, abierta en su parte superior. La desoxidación y la desulfuración son las fases que siempre tendrán que tener lugar, tanto si se fabrica acero normal como especial.

En general, la coloración de una escoria es indicativa de su grado de oxidación. En una reacción de transferencia de electrones existen elementos químicos, oxidantes y reductores. El color negro de la escoria de horno eléctrico indica su alto grado de

oxidación, mientras que el blanco de la escoria de horno cuchara indica que se encuentra totalmente reducida o desoxidada. Tonalidades intermedias representan grados de oxidación comprendidos entre el máximo de la escoria negra y el mínimo de la blanca (Apraiz, 1984).

La colada entra en el horno cuchara con un elevado grado de oxidación, añadiéndosele para su protección (Apraiz, 1984; Fruehan, 1998; IHOBE, 2000), elementos formadores de una escoria reductora, tales como cal, espato flúor y carbón de coque o grafito. Al entrar en contacto la escoria reductora con la colada de acero, la primera se oxida y la segunda se reduce. Se añaden diferentes ferroaleaciones y otros productos con la finalidad de ajustar la combinación química deseada, así como de eliminar las impurezas. La masa sólida que flota encima de la colada se denomina escoria de horno cuchara (*ladle furnace slag, LFS*) o escoria blanca. La tasa de generación de la escoria blanca en el horno cuchara es de unos 20-30 kg por tonelada de acero (IHOBE, 2000).

Anteriormente se han explicado, de forma muy resumida, los principales procesos de fabricación del acero, así como identificado los subproductos más importantes. A continuación se expone la situación mundial y española en lo que respecta a la fabricación del acero.

1.2.5 Estado actual de la fabricación de acero

El siglo XX ha sido uno de los períodos de mayor desarrollo de la industria del acero, tanto en el aspecto tecnológico como en lo que a sus tasas de producción se refiere (Apraiz, 1984). El aumento de la fabricación ha continuado exponencialmente en parte de la primera década del presente siglo. En 2001 se produjeron unas 850 Mt de acero en todo el mundo, alcanzándose en 2007 la cifra récord de 1.351 Mt (*World Steel Association*). En tan solo 6 años, la producción de acero se incrementó en algo más del 50 %. Entre el año 2008 y el 2011 se produjo un considerable descenso de la producción de acero en todo el mundo, en donde se fabricaron 1490 Mt. En este periodo, tan sólo Asia incrementó su producción anual de acero. En efecto, el continente asiático experimentó un notable incremento de la producción de acero entre 2007 y 2011, pasando ésta de 761 a 954 Mt, a pesar de la actual situación económica. La mayor parte de este aumento correspondió a China -490 y 683 Mt de acero

producidas en 2007 y 2011, respectivamente-, alcanzando una participación en el mercado en el año 2011 del 46 % aproximadamente. Cabe señalar que tres de los cinco mayores productores mundiales de acero son asiáticos: China, Japón e India, registrándose una participación continental cercana al 58 % en el año 2011. Es decir, en la actualidad, la producción de este continente es muy importante en el contexto mundial. Por detrás de Asia se encuentran Europa y los países de la ex Unión Soviética -o también llamados CIS-, según *World Steel Association*- con una participación mundial de 12 y 8%, respectivamente. La Figura 1.5 muestra un mapa con la producción y distribución porcentual de la fabricación de acero durante el año 2011.

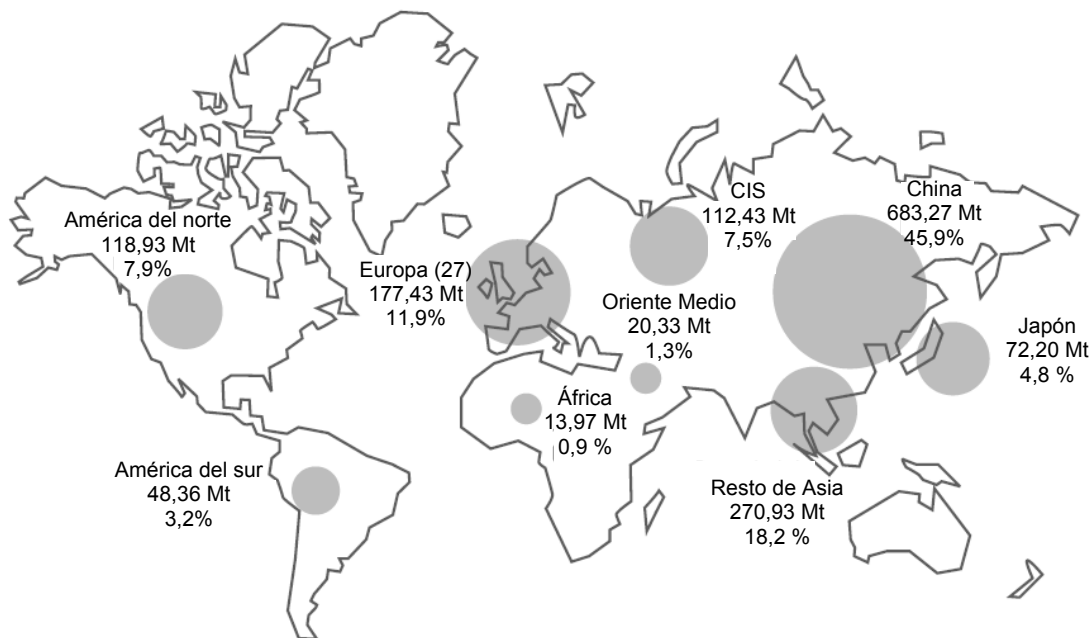


Figura 1.5: Mapa de producción mundial de acero durante en el año 2011.

Fuente: *World Steel Association* y elaboración propia

La Tabla 1.2 recoge la cantidad de acero fabricado entre los años 2006 y 2012 en las zonas definidas por *The World Steel Association*. En 2012 sólo se han incluido los registros de acero entre enero y junio. En todos los continentes tuvo lugar un descenso de la producción en el año 2008 con respecto al año anterior.

En 2009, las únicas zonas en las que aumentó la producción fueron Asia y Medio Oriente. América de Norte y del Sur, así como Europa y Oceanía, siguieron registrando descensos de importancia durante este último año. En 2010 se advirtió

Capítulo 1: Escoria y suelo: Materiales para la construcción de terraplenes. Antecedentes y planteamiento del problema

una recuperación, pero en ningún caso alcanzó los niveles del año 2007. Asia continuó aumentando notablemente su producción durante el año 2011, convirtiéndose con ello en líder mundial.

Tabla 1.2: Producción mundial de acero (kt).

Fuente: World Steel Association

	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012*
África	18.780	18.755	17.009	14.843	16.621	13.966	**
Amer. N.	131.789	132.618	125.365	82.251	111.565	118.927	63.359*
Amer. S.	45.298	48.232	47.586	37.819	43.873	48.357	23.623*
Asia	676.184	761.940	749.496	776.330	722.359	954.190	493.856*
CIS	119.906	124.169	113.986	97.358	108.200	112.434	56.693*
Europa	206.965	209.732	198.550	139.143	172.630	177.431	108.081*
Med. Orie.	15.376	16.452	16.036	16.591	19.590	20.325	**
Oceanía	8.691	8.783	8.424	6.014	6.687	7.248	2.815*
MUNDO	1.251.196	1.351.289	1.329.719	1.219.715	1.428.711	1.190.060	765.883

*: Sólo se tiene registro de la producción hasta junio de 2012

**: La suma de la producción de África y Med. Oriente es 17.456 Mt.

La Tabla 1.3 muestra la producción de acero entre los años 2006 y 2012 de los 8 mayores productores de Europa, registrándose en 2012 la correspondiente a los seis primeros meses. Hasta el año 2007 todos los países registraron un incremento en su producción de acero, advirtiéndose en 2008 una ligera caída. En 2009 el descenso, con respecto a la cantidad de acero fabricado el año 2007 -último año en el que se registró un aumento generalizado a nivel mundial de la producción de acero-, fue bastante más acusado, de entre 25 a 47 % inferior.

Tabla 1.3: Principales países productores de acero en Europa (kt)

Fuente: *World Steel Association*

	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012*
Alemania	47,224	48,550	45,833	32,671	43.830	44.288	21.881*
Austria	7.129	7.578	7.630	5.662	7.206	7.474	3.821*
Bélgica	11.631	10.692	10.860	5.636	7.973	8.114	3.880*
España	18.391	18.999	18.640	14.300	16.343	15.591	7.515*
Francia	19.758	20.770	17.879	12.836	15.414	15.777	8.382*
Italia	27.058	28.604	30.477	19.737	25.750	28.662	14.813*
Polonia	9.107	10.593	9.685	7.208	7.993	8.794	4.555*
Reino Unido	13.268	13.766	13.538	10.080	9.709	9.481	4.733*
Otros países	47.235	48.161	43.457	31.013	38.412	39.249	19.354*
EUROPA	206.965	209.732	197.999	139.143	172.630	177.431	88.934*

*Producción de acero de enero a junio de 2012.

Al igual que la tendencia mundial y europea, en España se venían observando en la última década importantes incrementos en la producción de acero. Esta situación se alteró en los años 2002 y 2003, pero fue en el 2008 y posteriores, cuando se inició la caída –constante- de la producción. La tasa de crecimiento media de la última década –sin considerar desde 2008 en adelante- fue de un 2,8%, alcanzando una tasa máxima -observada en 2004- de 8,2 % con respecto a la fabricación del año anterior. En relación a la reducción observada entre 2007 y 2011, se ha cuantificado una disminución del 18%.

Anteriormente se comentaron los volúmenes anuales de acero, pero no se ha distinguido qué porcentaje correspondía a cada tipo de siderurgia, por lo que a continuación se presenta la estadística teniendo en cuenta tal diferenciación.

La Tabla 1.4 recoge los porcentajes de acero producidos por uno y otro tipo de siderurgia en las distintas zonas de estudio. Se advierte que independientemente del año de comparación y de la situación económica mundial, los porcentajes de fabricación por medio de la siderurgia integral (≈ 70 %) y eléctrica (≈ 29 %) se mantienen aproximadamente constantes (*World Steel Association*). Estos porcentajes

se encuentran muy influidos por la elevada fabricación de acero que se produce en China mediante la siderurgia integral -cercana al 90%-.

En América del sur, Asia, CIS, Europa y Oceanía se emplea preferentemente el convertidor al oxígeno para la fabricación de acero.

Llama la atención que en los países de la ex unión soviética (CIS) se continúe utilizando el horno Martin-Siemens en un porcentaje aproximado del 14%.

Tabla 1.4: Porcentajes de fabricación de acero en el mundo mediante las siderurgias integral, eléctrica y otros métodos.

Fuente: *World Steel Association*

	Año	Siderurgia integral (%)	Siderurgia eléctrica (%)	Otros métodos (%)
África	2009	33,5	66,5	
	2010	33,4	66,6	
Amér. N.	2009	37,2	62,8	
	2010	39,3	60,7	
Amér. S.	2009	61,3	37,4	1,3
	2010	64,4	34,5	1,2
Asia	2009	80,5	19,4	0,1
	2010	80,0	19,9	0,1
CIS	2009	64,5	21,3	14,2
	2010	64,6	21,1	14,3
Europa	2009	55,6	43,9	0,5
	2010	57,7	41,9	0,4
Med. Orie.	2009	11,3	88,7	
	2010	12,2	87,8	
Oceanía	2009	80,9	19,1	
	2010	82,1	17,9	
MUNDO	2009	70,2	28,5	1,3
	2010	69,8	29,0	1,2

La Tabla 1.5 recoge la distribución de los porcentajes de acero fabricado mediante la siderurgia integral, eléctrica y otros métodos en Europa. Como se observa, un 56% de la producción corresponde a la siderurgia integral. En Francia, Alemania y Reino Unido generan aproximadamente un 60, 70 y 80% respectivamente, de su producción nacional de acero mediante la siderurgia integral. En cambio, países como Italia, España, Grecia y Portugal fabrican la mayoría de su producción mediante la siderurgia eléctrica (64, 80, 100 y 100 %, respectivamente).

La fabricación de acero mediante la siderurgia integral se encontró encabezada en 2010, en Europa, por Alemania (30.615 kt), Francia (9.813 kt), Italia (8.587 kt) y Reino Unido (7.323 kt), mientras que en la siderurgia eléctrica el liderazgo correspondió a Italia (17.163 kt), seguida por Alemania (13.215 kt) y España (12.503 kt).

Tabla 1.5: Distribución porcentual de la fabricación de acero en Europa mediante las siderurgias integral, eléctrica y otros métodos.

Fuente: *World Steel Association*

	Año	Siderurgia integral	Siderurgia eléctrica	Otros métodos
Alemania	2009	65,3	34,7	
	2010	69,8	30,2	
Austria	2009	89,6	10,4	
	2010	91,2	8,8	
Bélgica	2009	58,4	41,6	
	2010	64,9	35,1	
España	2009	21,5	78,5	
	2010	23,5	76,5	
Francia	2009	59,8	40,2	
	2010	63,7	36,3	
Italia	2009	29,3	70,7	
	2010	33,3	66,7	
Polonia	2009	45,4	54,6	
	2010	50,0	50,0	
Reino Unido	2009	79,0	21,0	
	2010	75,4	24,6	
Europa	2009	55,6	43,9	0,5
	2010	57,7	41,9	0,4

Europea cita la escoria granulada de alto horno “*granulated blast furnace slag, GBS*”, y escoria enfriada de alto horno “*air cooled blast furnace slag, ABS*”. Durante la fusión del acero se generan las escorias: convertidor al oxígeno (llamada también BOS o BOF) y las dos de arco eléctrico denominadas escoria de arco eléctrico al carbono (*EAF C*) y de aceros especiales o inoxidables (*EAF S*). Por último, durante el afino se produce la escoria de horno cuchara, denominada escoria blanca de acería eléctrica (*ladle furnace slag, LFS*). En la Tabla 1.6 se recogen la cantidad de escoria generada por cada tonelada de acero.

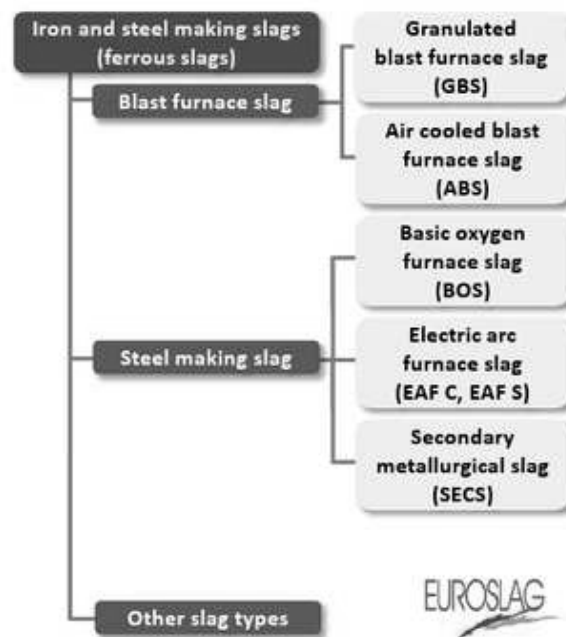


Figura 1.7: Clasificación de las principales escorias de hierro y acero.

Fuente: *Euroslag*

Tabla 1.6: Cuantías de generación de escorias por tonelada de acero manufacturado.

Fuente: Apraiz (1984), IHOBE (2000) y Fruehan (1998)

	Escoria (kg) generada por tonelada de acero
Escoria de horno alto (<i>BFS</i>)	200-250
Escoria de convertidor al oxígeno (<i>BOF</i>)	80-120
Escoria de arco eléctrico (<i>EAF</i>)	110-150
Escoria de horno cuchara (<i>LFS</i>)	20-30

Para estimar la cantidad de escoria generada en un año, se requiere conocer la siguiente información:

- Cantidad de acero producido y distribución porcentual del procedimiento de elaboración (siderurgia integral y eléctrica).
- Cuantía de generación de escorias por tonelada de acero fabricado.

En las siguientes Tablas (Tabla 1.7 y Tabla 1.8) se recogen las estimaciones de escoria generada, en Europa y en el mundo, en los años 2009 y 2010, sin que se observen cambios significativos en las cifras correspondientes.

Tabla 1.7: Estimación de los volúmenes de escorias de acería generados en el mundo en 2009 y 2010 (Miles de toneladas).

Fuente: Elaboración propia

	Año	<i>BFS</i> (kt)	<i>BOF</i> (kt)	<i>EAF</i> (kt)	<i>LFS</i> (kt)
África	2009	1.118,8	497,2	1.283,2	371,1
	2010	1.249,1	555,1	1.439,0	415,5
Amer. N.	2009	6.884,4	3.059,7	6.715,0	2.056,3
	2010	9.865,1	4.384,5	8.803,6	2.789,1
Amer. S.	2009	5.216,2	2.318,3	1.838,8	945,5
	2010	6.357,2	2.825,4	1.967,7	1.096,8
Asia	2009	140.612,8	62.494,6	19.579,0	19.408,3
	2010	130.024,6	57.788,7	18.687,4	18.059,0
CIS	2009	14.129,1	6.279,6	2.695,8	2.434,0
	2010	15.726,9	6.989,7	2.967,9	2.705,0
Europa	2009	17.406,8	7.736,4	7.940,9	3.478,6
	2010	22.411,7	9.960,8	9.403,2	4.315,8
Med. Orie.	2009	421,8	187,5	1.913,1	414,8
	2010	537,7	239,0	2.236,0	489,8
Oceanía	2009	1.094,7	486,5	149,3	150,4
	2010	1.235,3	549,0	155,6	167,2
MUNDO	2009	192.654,0	85.624,0	45.190,4	30.492,9
	2010	224.379,1	99.724,0	53.862,4	35.717,8

La escoria de horno alto es la que se genera en mayor cantidad, habiéndose alcanzado la máxima producción mundial (224 Mt) en el año 2010. El continente que

más escoria genera es Asia, seguido de Europa y CIS –utilizando los datos del año 2010-.

Tabla 1.8: Estimación de los volúmenes de escorias de acería generados por los principales países productores europeos en 2009 y 2010 (kt).

Fuente: Elaboración propia

	Año	<i>BFS</i> (kt)	<i>BOF</i> (kt)	<i>EAF</i> (kt)	<i>LFS</i> (kt)
Alemania	2009	6.813,5	3.028,2	2.091,9	1.159,4
	2010	7.283,0	3.236,9	1.820,6	1.159,4
Austria	2009	1.527,7	679,0	102,5	189,5
	2010	1.555,0	691,1	86,7	189,5
Bélgica	2009	1.404,9	624,4	578,2	267,3
	2010	1.561,3	693,9	487,9	267,3
España	2009	919,1	408,5	1.938,8	475,0
	2010	1.004,6	446,5	1.889,5	475,0
Francia	2009	2.794,6	1.242,0	1.085,4	519,3
	2010	2.976,9	1.323,0	980,1	519,3
Italia	2009	1.885,7	838,1	2.629,0	715,1
	2010	2.143,2	952,5	2.480,3	715,1
Polonia	2009	1.082,1	480,9	751,9	264,8
	2010	1.191,7	529,7	688,5	264,8
Reino Unido	2009	2.446,9	1.087,5	375,8	344,2
	2010	2.335,4	1.038,0	440,2	344,2
Europa	2009	26.237,5	11.661,1	11.969,4	5.243,3
	2010	27.228,5	12.101,5	11.424,1	5.243,3

Como cabía esperar, la generación de escoria blanca no ha estado exenta del crecimiento global producido en la industria del acero. En el año 2000 se originaron 21,2 Mt de esta escoria, aumentando hasta los 35,7 Mt en 2010. Es decir, en diez años su producción se ha incrementado en más del 60%.

El creciente volumen de escoria que previsiblemente se generará a corto y largo plazo hace necesaria la búsqueda de soluciones a los problemas que plantea su almacenamiento, aun cuando se haga en instalaciones adecuadas sometidas al preceptivo control. Conviene tener en cuenta que, como se verá, se trata de un

material con propiedades susceptibles de ser aprovechadas en ingeniería civil. Es igualmente destacable la circunstancia favorable de los grandes volúmenes que moviliza la construcción de infraestructuras del transporte, por lo que es en ese ámbito de la ingeniería en el que, en principio, es posible encontrar las mejores alternativas.

1.3 Valorización de las escorias: Escorias blancas de acería eléctrica

1.3.1 Introducción

La Real Academia Española, define un residuo como “material que queda como inservible después de haber realizado un trabajo u operación”, mientras en la acepción correspondiente al término “subproducto” se lee: “en cualquier operación, producto que en ella se obtiene además del principal. Suele ser de menor valor que éste”. Es decir, el primero debe ser depositado en vertederos controlados, por el contrario, el subproducto, en tanto que poseedor de un cierto valor, ofrece la posibilidad de su aprovechamiento. Las escorias de acería entran generalmente dentro de este segundo grupo. Es importante realizar un profundo análisis de sus principales propiedades para escoger el uso que permita aprovecharlas en las mejores condiciones. En caso de no existir una investigación que avale la utilización de una escoria en un determinado uso, ésta se considera a efectos prácticos un residuo. Desde el momento en el que ésta cumple los requerimientos técnicos exigidos para ser empleada en un determinado proceso productivo, la escoria adquiere la consideración de subproducto. Lógicamente, es la investigación lo que puede conducir a que un material modifique su estatus desde el de residuo al de subproducto. A este respecto, cabe señalar que hay algún residuo que en su transición a la consideración de subproducto ha superado incluso el comportamiento del material natural de referencia.

La industria del cemento es una de las pioneras en la utilización de subproductos; así es muy conocido el uso de los cementos siderúrgicos (mezclas de clínker de cemento Pórtland con escorias de alto horno) y de los puzolánicos (id. con cenizas volantes), que proporcionan propiedades de puesta en obra y durabilidad superiores a las del cemento Pórtland convencional.

Ejemplo representativo de la obtención de un árido de prestaciones superiores a las de los naturales es el de la escoria negra en la construcción de bases y sub-bases de pavimentos, debido a su elevada dureza, densidad relativa y resistencia, entre otras propiedades.

A continuación se exponen brevemente algunas consideraciones que se deben tener en cuenta para proceder a la valorización de un subproducto.

1.3.2 Criterios de valorización

La Organización para la Cooperación y el Desarrollo Europeo (OCDE) publicó en 1977 un documento en el que se recogían diversas orientaciones a tener en cuenta en la valorización de un residuo que, a pesar del tiempo transcurrido, no han perdido su carácter de guía. La primera de las recomendaciones hacía referencia a la necesidad de una cantidad mínima de producto susceptible de valorización (50 kt). El segundo criterio era de tipo geográfico, y establecía que la distancia entre el punto de aprovisionamiento y el de utilización del residuo no debía ser superior a unos 20 km. En tercer lugar había una prevención sobre la afección al medio ambiente, a través de la necesidad de estudiar la eventual liberación de sustancias tóxicas. Finalmente, se hacía la observación relativa a la prevención de la producción de asientos como consecuencia de la disolución de sustancias solubles. En esencia, las recomendaciones de la OCDE siguen vigentes, en tanto que atañen a la necesidad de que la operación de valorización sea viable desde el punto de vista técnico, económico y medioambiental.

Una escoria puede incumplir tanto con una exigencia técnica como medioambiental, pudiendo evaluarse la posibilidad de efectuar un tratamiento preliminar con el objeto de mejorar la propiedad defectuosa. El tratamiento que finalmente se efectúe dependerá de la escoria, de la propiedad que se desee mejorar, tiempo disponible, etc. Adicionalmente, la manipulación incrementará los costes de utilización y por tanto deberá tenerse en cuenta en la evaluación económica que decidirá su empleo.

En todo caso, independientemente de si es o no necesaria la realización de un tratamiento previo, se requiere efectuar un estudio para la valorización de una escoria.

Su profundidad depende del uso que se le vaya a dar. En general, las principales propiedades que se estudian en las escorias son:

- propiedades físico-químicas,
- resistencia mecánica
- estabilidad volumétrica,
- estabilidad medioambiental.

Las propiedades físico-químicas a tener en cuenta también dependen del uso que se le quiera dar, así como de la interacción con otros materiales. Por ejemplo, en el caso de que se estudie la utilización de la escoria como árido, es necesario que sus partículas no se desintegren ni que varíen sus propiedades con el transcurso del tiempo ni que reaccionen con los materiales con los que se combinan. Por el contrario, si la escoria se utiliza como agente cementante -o en esa línea de aprovechamiento -, su “inestabilidad físico-química” es imprescindible, ya que su reacción con otros materiales mejorará las propiedades resistentes de la mezcla resultante. Es decir, las propiedades que interesa estudiar son función del uso que se la pretenda dar. El apartado 1.3.4 profundiza en los agentes que afectan a las reacciones cementantes.

Un material se considera estable volumétricamente si los resultados de los ensayos de asentamiento y expansión cumplen con los límites máximos permitidos para ser empleado en la finalidad estudiada – en el caso que se contempla en este estudio, serían los exigidos para la construcción de terraplenes-. En el apartado 1.3.5 se detallan los principales factores que afectan la estabilidad volumétrica de las escorias.

La valorización de un subproducto no debe poner en peligro la salud humana ni intervenir negativamente en el medioambiente (Proctor et al, 2000, Ley 22/2011, de 28 de julio). Actualmente se presta atención creciente al reciclado de materiales, debido a que favorece la conservación de los recursos naturales y de la energía; ayuda a proteger la calidad del aire y el agua reduciendo los vertidos y, por último, disminuye el coste a las empresas que han introducido estos materiales como materia prima dentro de su industria (Shelburne y DeGroot, 1998). El procedimiento para la valorización de un residuo, así como la normativa en vigor serán objeto del apartado 1.3.6.

1.3.3 Principales características de las escorias

Las propiedades físicas, químicas, mineralógicas y medioambientales de una escoria son diferentes en cada colada, fábrica, región y país. Esto se debe principalmente a las políticas de gestión, tipo de materia prima disponible, equipos utilizados, extensión de la zona de acopio de las escorias, entre otras (Koros, 2003 y Juckes, 2003).

A continuación se presenta la revisión bibliográfica relativa a las principales propiedades de las escorias de acería, comenzando por su composición química.

Composición química

En general, se advierte que los óxidos más abundantes de las escorias de acería (horno alto, convertidor al oxígeno, arco eléctrico y horno cuchara) son: la lima (CaO), la sílice (SiO_2), la alúmina (Al_2O_3), la magnesia (MgO) y los óxidos de hierro (FeO), alcanzando, en conjunto, un porcentaje superior al 90%. Yildirim y Prezzi (2011) estudiaron la composición química de las escorias convertidor al oxígeno, arco eléctrico y horno cuchara, mostrándose el resultado en la Tabla 1.9, junto con el valor máximo y mínimo de la presencia de cada óxido, mientras que en la Tabla 1.10 se resume la tabla anterior y se agregan las composiciones químicas típicas de la escoria de horno alto, del cemento Portland y de la cal.

La escoria de convertidor al oxígeno (siderurgia integral) y la del horno de arco eléctrico presentan similar composición química, dado que ambas son generadas durante el proceso de fusión del acero. Los óxidos de calcio (CaO), silicio (SiO_2) y hierro (Fe_2O_3) son los más abundantes en estas escorias. La composición química de la escoria blanca es diferente a las anteriores, ya que durante el afino en el horno cuchara, se le agregan ciertas aleaciones para conseguir la composición de acero deseada. La composición química de esta escoria tiene mayores contenidos de calcio (CaO), silicio (SiO_2) y alúmina (Al_2O_3), así como menores de hierro (Fe_2O_3). En efecto, esta escoria presenta contenidos de cal comprendidos entre el 30 y el 60 % (Kanagawa y Kuwayama, 1997, Shi, 2002, Shi, 2004, y Tossavainen et al, 2007).

El óxido de calcio es el elemento más abundante en todas las escorias, tal como se muestra en la Tabla 1.10. No obstante, su contenido de lima es inferior al del clínker de cemento Portland. Un elevado contenido de cal en estos materiales industriales,

que prácticamente no presentan control de calidad de sus propiedades, puede llevar a que éstos sean inestables volumétricamente, debido a la hidratación del óxido de calcio no combinado químicamente.

Las escorias de horno alto y horno cuchara presentan porcentajes de sílice y alúmina más elevados que las de horno de arco eléctrico y convertidor al oxígeno. Además, aquéllas tienen contenidos en óxido de hierro inferiores a éstas. La elevada presencia de calcio, sílice y alúmina, así como unos adecuados índices de basicidad, hacen pensar que la escoria blanca puede desarrollar propiedades cementantes al combinarla con agua y otros minerales, lo que tendría como consecuencia una reducción de la movilidad de algunos contaminantes, tal como el óxido de hierro. Teniendo en cuenta lo anterior, la escoria de horno alto y la de horno cuchara presentan potencialmente una mayor capacidad cementante que las otras dos.

El contenido de magnesio en las escorias es bastante inferior que el de la lima. Existen recomendaciones que, dependiendo del uso que se vaya a dar a la escoria, limitan su contenido de magnesio para evitar problemas de estabilidad volumétrica. Este valor máximo suele estar en el 5% (Geiseler, 1996 y Motz y Geiseler, 2001)

Tabla 1.9: Revisión bibliográfica de la composición química de las principales escorias. Fuente: Tabla basada en Yildirim y Prezzi (2011)

Ref.	Esc.	CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	MgO	FeO	Fe ₂ O ₃	Fe _{total}	SO ₃	MnO	TiO ₂	P ₂ O ₅	Cal libre
Das et al (2007)	BOF	47,7	12,2	1,2	0,8	26,3	—	—	0,3	0,3	—	3,3	—
Juckes (2003)	BOF	36,4-45,8	10,7-15,2	1-3,4	4,1-7,8	—	—	19-24	0,1-0,2	2,7-4,3	—	1-1,5	2,5-12
Mahieux et al (2009)	BOF	47,5	11,8	2,0	6,3	—	22,6	—	—	1,9	0,5	2,7	—
Poh et al (2006)	BOF	52,2	10,8	1,3	5,04	17,2	10,1	—	—	2,5	0,6	1,3	10,2
Shen et al (2009)	BOF	39,3	7,8	0,98	8,56	—	38,06	—	0,0	4,2	0,9	—	—
Shi (2004)	BOF	30-55	8-20	1-6	5-15	10-35	—	—	0,1-0,2	2-8	0,4-2	0,2-2	—
Tossavainen et al (2007)	BOF	45,0	11,1	1,9	9,6	10,7	10,9	—	—	3,1	—	—	—
Waligora et al (2010)	BOF	47,7	13,3	3	6,4	—	24,4	—	—	2,6	0,7	1,5	9,2
Xuequan et al (1999)	BOF	45-60	10-15	1-5	3-13	7-20	3-9	—	—	—	—	1-4	—
RANGO	BOF	30-60	7,8-20	0,98-6	0,8-9,6	7-35	3-38,06	19-24	0,1-0,3	0,3-4,3	0,4-2,0	0,2-4,0	2,5-12
Barra et al (2001)	EAF	29,5	16,1	7,6	5,0	—	32,56	—	0,6	4,5	0,78	0,6	—
Luxán et al (2000)	EAF	24,4	15,4	12,2	2,9	34,4	—	—	—	5,6	0,56	1,2	—
Manso et al (2006)	EAF	23,9	15,3	7,4	5,1	—	—	42,5	0,1	4,5	—	—	0,5
Shi (2004)	EAF	35-60	9-20	2-9	5-15	15-30	—	—	0,1-0,2	3-8	—	0,0-0,3	—
Tossavainen et al (2003)	EAF	38,8	14,1	6,7	3,9	5,6	20,3	—	—	5	—	—	—
Tsakiridis et al (2008)	EAF	35,7	17,5	6,3	6,5	—	26,4	—	—	2,5	0,8	—	—
RANGO	EAF	23,9-60	9-20	2-12,2	2,9-15	5,6-34,4	20,3-32,6	42,5	0,1-0,6	2,5-8	0,56-0,8	0,-0,6	0,5
Nicolae et al (2007)	LFS	49,6	14,7	25,6	7,9	0,44	0,22	0,17	0,8	0,4	—	0,2	—
Shi (2004)	LFS	30-60	2-35	5-35	1-10	0-15	—	—	0,1-1	0-5,0	—	0,1-0,4	—
Qian et al (2002)	LFS	49,5	19,59	12,3	7,4	—	0,9	—	—	1,4	—	0,4	2,5
Setién et al (2009)	LFS	50,5- 57,5	12,6-19,8	4,3- 18,6	7,5- 11,9	—	1,6-3,3	—	—	0,4-0,5	0,3-0,9	0-0,01	3,5-19
RANGO	LFS	30-60	2-35	4,3-35	1-11,9	0-15	0,22-3,3	0,17	0,1-1	0-5	0,3-0,9	0-0,4	2,5-19

Tabla 1.10: Composición química media de las principales escorias, así como del cemento Pórtland. (a CEDEX, 2010; b Yildirim y Prezzi, 2011 y c Hewlett, 1998, d UNE EN 459-1).

	^a BFS	^b BOF	^b EAF	^b LFS	^c Cemento Pórtland	^d Cal*
CaO	38-42	30-60	23,9-60	30-60	64-66	≥70, ≥80, ≥90**
SiO ₂	32-37	7,8-20	9-20	2-35	19-22	NE
Al ₂ O ₃	10-14	0,98-6	2-12,2	4,3-35	4-6	NE
MgO	7-9	0,8-9,6	2,9-15	1-11,9	2-3	≤ 5
FeO	0,4-0,8	7-35	5,6-34,4	0-15	0,9-1,5	NE
Fe ₂ O ₃	0,2-0,6	3- 38,06	20,3-32,6	0,22-3,3	0,03-0,16	NE
Fe total	0,3-0,5	19-24	42,5	0,17	0,2-0,3	NE
SO ₃	-	0,1-0,3	0,1-0,6	0,1-1	0,07-0,23	≤ 2
MnO	-	0,3-4,3	2,5-8	0-5	-	NE
TiO ₂	<1	0,4-2,0	0,56-0,8	0,3-0,9	1,0-1,2	NE
P ₂ O ₅	0,7-1,0	0,2-4,0	0,-0,6	0-0,4	<2,0	NE
Cal libre	-	2,5-12	0,5	2,5-19		NE

NE: No especificado por la norma UNE EN 459-1; * La norma UNE EN 459-1 exige contenidos de CO₂ de ≤ 4, ≤ 7 y ≤ 12, respectivamente, dependiendo de tipo de cal cálcica (CL90, CL80 ó CL70). ** Depende del tipo de cal cálcica (CL90, CL80 ó CL70).

Además de conocer la composición química de las escorias, se debe estudiar su composición mineralógica. A continuación se describe brevemente la composición mineral de cada una de las escorias.

Composición mineral

En la obra: “Introducción a la ciencia de los materiales” (Callister, 2002), se define un material cristalino como “aquél en el que sus átomos se sitúan en una disposición repetitiva y periódica a lo largo de varias distancias atómicas; es decir, existe un orden de largo alcance tal que, al solidificar el material, los átomos se sitúan según un patrón tridimensional repetitivo, en el cual cada átomo está enlazado con su vecino más próximo” (sic). En cambio los materiales no cristalinos o amorfos presentan una distribución desordenada o al azar de sus átomos. El grado de vitrificación relaciona

en peso el material amorfo con respecto al total. La Figura 1.8 muestra un esquema bidimensional de un material cristalino y de otro amorfo.

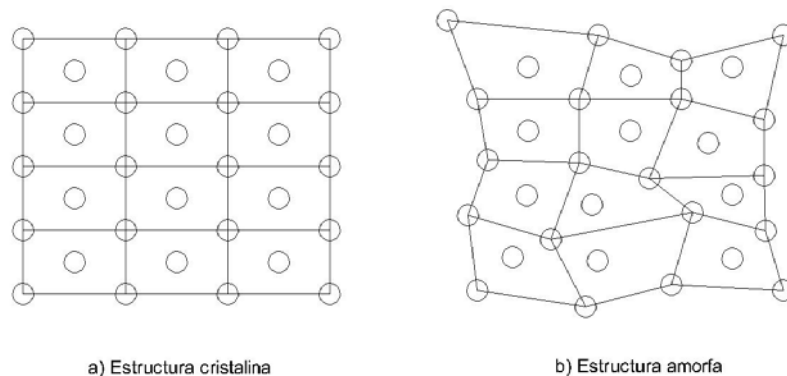


Figura 1.8: Esquema bidimensional de una estructura cristalina y amorfa de un compuesto mineral.

Fuente: Callister (2002)

La composición cristalina de una escoria viene definida principalmente por su composición química y velocidad de enfriamiento. La composición química de las escorias fue comentada recientemente, mientras que durante el enfriamiento de la escoria líquida se producen reacciones y transformaciones que influyen en la composición mineral de la escoria solidificada. Por ello, la velocidad de enfriamiento es uno de los factores más relevantes en la formación de minerales. El tiempo que transcurre entre el vertido de una colada de escoria y la siguiente es relevante, dado que de este depende si se han producido o no la mayoría de las reacciones y transformaciones. Si además se desarrollan fisuras en la costra superior de la capa de escoria, que permiten la entrada de aire a su interior, se originarán diferencias entre la capa superior y la inferior de la colada de escoria. También tienen lugar otros fenómenos, no descritos en este documento que igualmente pueden influir en el enfriamiento y por tanto, en la formación de minerales de la escoria.

Es decir, si las escorias, además de contener las impurezas del proceso de fabricación, están expuestas a enfriamientos no controlados, el resultado puede ser un subproducto heterogéneo. A pesar de lo anterior, no cabe duda de que las propiedades que presentan las escorias las hacen susceptibles de valorización, debiendo, no obstante, señalarse la conveniencia de estudiar la variación de esas propiedades en función de la velocidad de enfriamiento.

El enfriamiento de la escoria fundida puede efectuarse por varios métodos, tales como la adición de agua (proceso muy rápido), de vapor de agua (id. rápido), de un flujo continuo de aire (id. relativamente mediano), de arena (id. enfriamiento lento) o aterramiento (id. muy lento). Así podría obtenerse un material más homogéneo, controlando adecuadamente su composición mineralógica para llegar a un producto con mayores posibilidades de ser valorizado. Tossavainen et al (2007) mostraron que efectuando un rápido enfriamiento en la escoria blanca se obtenía un material fundamentalmente amorfo, mientras que si se realizaba lentamente, presentaba fases cristalinas.

La composición mineral de un material se obtiene del análisis de los picos de reflexión en un ensayo de difracción de rayos X. Cada mineral tiene una lista de picos característicos que al detectarlos conjuntamente en un difractograma son indicativos de la presencia de aquél en la muestra analizada, tal y como se explicará en el capítulo 2 e ilustrará en el capítulo 3 con los resultados obtenidos en esta investigación. En general, los difractogramas de las escorias presentan un mayor número de minerales- y por ende, también de picos de reflexión- que otros materiales, como por ejemplo el suelo. Frecuentemente – y sobre todo en las escorias-, un mismo pico puede corresponder a dos o más minerales a la vez, ya que se superponen entre sí. Por ello, es conveniente conocer los minerales detectados por otros investigadores en la escoria que se está estudiando, para emplearlos como punto de partida del análisis.

La Tabla 1.11 recoge los principales minerales encontrados por diversos autores (recopilación efectuada por Yildirim y Prezzi, 2011) en las escorias de convertidor al oxígeno, horno de arco eléctrico y horno cuchara. De la lista original de estos últimos autores, se han eliminado los minerales identificados por Geiseler (1996), dado que este último no especificaba el tipo de escoria analizada.

Tabla 1.11: Revisión bibliográfica de la composición mineral de las principales escorias. Fuente: Tabla basada en Yildirim y Prezzi (2011)

Ref.	Esc.	Minerales
Juckes (2003)	BOF	C_3S , C_2S , C_2F , fase RO (Fe-MgO-CaO-FeO), MgO, CaO
Nicolae et al (2007)	BOF	$2CaO \cdot Al_2O_3 \cdot SiO_2$, Fe_2O_3 , CaO, FeO
Reddy et al (2006)	BOF	$2CaO \cdot Fe_2O_3$, $2CaO \cdot P_2O_5$, $2CaO \cdot SiO_2$, CaO
Reddy et al (2006)	BOF *	$2CaO \cdot Fe_2O_3$, $3CaO \cdot SiO_2$, $2CaO \cdot SiO_2$, Fe_2O_3
Tossavainen et al (2007)	BOF	β - Ca_2SiO_4 , solución sólida de FeO-MnO-MgO, MgO
Waschsmuth et al (1981)	BOF	Ca_2SiO_4 , Ca_3SiO_5 , FeO, $2CaO \cdot Fe_2O_3$
Barra et al (2001)	EAF	$CaCO_3$, FeO, MgO, Fe_2O_3 , $Ca_2Al(AlSiO_7)$, $CaSiO_4$
Luxán et al (2000)	EAF	Ca_2SiO_5 , $Ca_2Al(AlSiO_7)$, Fe_2O_3 , $Ca_{14}Mg_2(SiO_4)_8$, $MgFe_2O_4$, Mn_3O_4 , MnO_2
Nicolae et al (2007)	EAF	MnO_2 , MnO, Fe_2SiO_4 , Fe_7SiO_{10}
Qian et al (2002)	EAF	γ - Ca_2SiO_4 , C_3MS_2 , CFMS, solución sólida de FeO-MnO-MgO
Tossavainen et al (2003)	EAF	$Ca_3Mg(SiO_4)_2$, β - Ca_2SiO_4 , solución sólida de espinela (Mg, Mn)(Cr, Al) $_2O_4$, wustita-tipo solución sólida ((Fe, Mg, Mn)O), $Ca_2(Al, Fe)_2O_5$
Tsakiridis et al (2008)	EAF	Ca_2SiO_4 , $4CaO \cdot Al_2O_3 \cdot Fe_2O_3$, $Ca_2Al(AlSiO_7)$, Ca_3SiO_5 , $2CaO \cdot Al_2O_3 \cdot SiO_2$, FeO, Fe_3O_4 , MgO, SiO_2
Manso et al (2005)	LFS	Al_2O_4Mg , $Ca(OH)_2$, SiO_6CaMg , MgO, Ca_3SiO_5 , β - $CaSiO_4$, γ - $CaSiO_4$, SO_4Ca
Nicolae et al (2007)	LFS	$CaO \cdot SiO_2$, $CaOAl_2O_3 \cdot 2SiO_2$, CaS, Al_2O_3
Qian et al (2002)	LFS	γ - Ca_2SiO_4 , C_3MS_2 , MgO
Tossavainen et al (2003)	LFS	$Ca_{12}Al_{14}O_{33}$, MgO, β - Ca_2SiO_4 , γ - Ca_2SiO_4 , $Ca_2Al_2SiO_7$

*: escoria enfriada muy rápidamente con agua.

Los minerales detectados por las investigaciones que se indican en la Tabla 1.11 pueden agruparse la mayoría de ellos en: silicatos cálcicos (CaSiO_4 , 2CaO SiO_2 , 3CaO SiO_2 , etc.), aluminatos cálcicos ($\text{Ca}_{12}\text{Al}_{14}\text{O}_{33}$, $4\text{CaO Al}_2\text{O}_3$) silico-aluminatos-cálcicos ($\text{Ca}_2\text{Al}[\text{AlSiO}_7]$) ó este mismo grupo de minerales registrados como $2\text{CaO Al}_2\text{O}_3\text{SiO}_2$, $\text{CaOAl}_2\text{O}_3\text{2SiO}_2$, calcio y magnesio no combinado químicamente (CaO , MgO , $\text{Ca}[\text{OH}]_2$, $\text{Mg}[\text{OH}]_2$, CaCO_3) y óxidos de hierro combinados frecuentemente con cal o silicio ($2\text{CaO Fe}_2\text{O}_3$, FeO , Fe_3O_4) y fluor (C_2F). El óxido de manganeso – sólo o combinado con otros elementos- ha sido detectado únicamente en la escoria *EAF* (Mn_3O_4 , MnO_2 , MnO , en la espinela solución sólida de $[\text{Mg}, \text{Mn}][\text{Cr}, \text{Al}_2]\text{O}_4$, y en la wustita tipo solución sólida $[\text{Fe}, \text{Mg}, \text{Mn}]\text{O}$).

Shi (2002) y Shi y Hu (2003) denominan “escoria fallida” a la escoria blanca, dado que durante su enfriamiento desde el estado líquido al sólido se produce la transformación del β -silicato di-cálcico (β -SC2) al γ - silicato di-cálcico (γ -SC2), a una temperatura de 630 °C. Esta transformación vendría acompañada de un incremento del 10% de su volumen. Otros autores (Drissen y Arlt, 2000, Smith y Coley, 1998, Pinhey y Kunz, 1995) estudiaron específicamente las razones por las que se produciría dicho “fallo” y la forma de predecirlo, reducirlo y eliminarlo, para así generar un subproducto con mayores posibilidades de ser reutilizado. En todo caso, ninguno de los autores antes señalados pudo evitar el problema detectado por Shi (2002) y Shi y Hu (2003).

Varios fenómenos que se producen en las escorias de acería son gobernados por la hidratación y la carbonatación de ciertos minerales. Por ello, la importancia de determinar la composición mineral de una escoria, sobre todo para estimar si ésta es potencialmente cementante (ver apartado 1.3.4) o expansiva (ver apartado 1.3.5). Cabe señalar que estos dos fenómenos se encuentran asociados entre sí.

Propiedades mecánicas

Las propiedades mecánicas de las escorias de acería son bastante conocidas por los valorizadores, principalmente su alta resistencia mecánica, rigidez, dureza, resistencia al impacto, resistencia a la erosión, densidad, etc. La escoria negra es muy resistente a la erosión y a la fragmentación (Luxán et al, 2000). Por estas y otras razones es por lo que su utilización como árido se encuentra bastante extendida.

Las propiedades mecánicas de las escorias de acería empleadas como árido en Alemania han sido resumidas en los artículos de Geiseler (1996) y Motz y Geiseler (2001), en donde se emplean desde hace más de 25 años. Tales autores han comparado las propiedades de la escoria convertidor al oxígeno y de la escoria de horno de arco eléctrico con las de un árido natural (ver Tabla 1.12 y Tabla 1.13).

En general, la elevada densidad aparente de las escorias ($> 3,1 \text{ g/cm}^3$) hace que sean un excelente material cuando se requiere colocar elevados pesos con reducido volumen, tales como en la ingeniería hidráulica, protección de márgenes de río, hormigones de alta densidad, etc. Se puede indicar que los valores de resistencia por impacto y aplastamiento son comparables a los áridos naturales, así como también el coeficiente de pulido acelerado (PSV) y la absorción de agua.

Tabla 1.12: Propiedades técnicas de agregados naturales e industriales.

Fuente: Geiseler (1996)

		Tipo de agregado			
		<i>BOF</i>	<i>EAF</i>	Basalto	Granito
Densidad aparente	g/cm^3	3,1-3,7	3,2-3,8	2,8-3,1	2,6-2,8
Resistencia a impacto					
determinada en	% en peso	10-26	10-26	9-20	12-27
agregados machacados					
Absorción de agua	% en peso	0,2-1,0	0,2-1,0	$< 0,5$	0,3-1,2*
Resistencia a					
hielo/deshielo en	% en peso	$< 1,0$	$< 1,0$	$< 1,0$	0,8-2,0
partículas $< 5 \text{ mm}$					
Ensayo de Los Ángeles	% en peso	9-18	8-15	-	15-20
Coeficiente de pulido					
acelerado (PSV)		54-57	58-63	45-55	45-55
Compresión simple	N/mm^2	> 100	> 100	> 250	> 120

* Valor medio de una zona de Alemania

Tabla 1.13: Propiedades técnicas de agregados naturales e industriales

Fuente: Motz y Geiseler (2001)

		Tipo de agregado			
		<i>BOF</i>	<i>EAF</i>	Basalto	Grava de sílex
Densidad aparente	g/cm ³	3,3	3,5	2,5	2,6
Forma (piezas elongadas y delgadas)	%	< 10	< 10	< 10	< 10
Valor del impacto	% en peso	22	18	12	21
Coefficiente de aplastamiento	% en peso	15	13	17	21
10 % finos	KN	320	350	260	250
Coefficiente de pulido acelerado (PSV)		58	61	48	45
Absorción de agua	% en peso	1,0	0,7	< 0,5	< 0,5
Resistencia a hielo/deshielo	% en peso	< 0,5	< 0,5	< 0,5	< 0,5
Ensayo de Los Ángeles	% en peso				
Adhesión con ligantes	%	> 90	> 90	> 90	> 85

1.3.4 Propiedades cementantes de las escorias

La cal y el cemento son los productos industriales habitualmente utilizados en la estabilización de suelos. Como consecuencia de los rigurosos controles de calidad por los que pasa su proceso de producción, su aplicación en la obra moviliza satisfactoriamente la capacidad de cementación que justifica su empleo. La elección de uno u otro estabilizador depende de las propiedades geotécnicas del suelo, principalmente de la plasticidad, así como de la resistencia que se pretenda alcanzar.

Las escorias de acería también pueden presentar propiedades cementantes, pero a diferencia del cemento y la cal, éstas no pasan un control de calidad que asegure ninguna de sus propiedades. Las propiedades cementantes de la escoria dependen de una larga lista de factores, entre los que cabe señalar: tipo de escoria, tipo de acero fabricado, chatarra utilizada, tipo y cantidad de fundentes añadidos, velocidad y modalidad de enfriamiento de la escoria, etc. Aún así; es decir, a pesar de la ausencia de control, las escorias de acería pueden presentar propiedades cementantes aprovechables en ingeniería civil.

Dado que en la presente investigación se intenta profundizar en el estudio de la escoria blanca para mejorar las propiedades geotécnicas de un suelo -clasificado normalmente como marginal o inadecuado, según el PG3, es por lo que se ha realizado una revisión bibliográfica fundamentalmente centrada en destacar los aspectos científico-técnicos que permitan potenciar las propiedades cementantes del citado subproducto.

Varios autores (Mehta, 1989, Oteo, 1993, Hewlett, 1998, y Chen et al, 2007) coinciden en indicar que los distintos factores que se deben analizar para estudiar la reactividad hidráulica de un material son:

- Composición química
- Composición mineral
- Grado de vitrificación
- Tamaño de partículas

En el apartado 1.3.2 se presentaron los rangos de los principales óxidos detectados en las escorias, así como los del clinker del cemento Pórtland y los de la cal. Aunque, más importante que el rango, es la relación existente entre algunos de ellos. Cabe señalar que los índices de basicidad –o de hidraulicidad (Catálogo de Residuos Utilizables en la Construcción, CEDEX, 2008)- comúnmente empleados, son los siguientes:

$$\frac{CaO}{SiO_2}, \frac{CaO + MgO}{SiO_2}, \frac{CaO + MgO}{SiO_2 + Al_2O_3}, \frac{CaO + MgO + Al_2O_3}{SiO_2}, \frac{Al_2O_3}{SiO_2}, \frac{CaO + MgO + \frac{1}{3}Al_2O_3}{SiO_2 + \frac{2}{3}Al_2O_3}$$

donde,

CaO: porcentaje en peso de óxido de calcio

SiO₂: porcentaje en peso de óxido de silicio

Al₂O₃: porcentaje en peso de óxido de aluminio

MgO: porcentaje en peso de óxido de magnesio

A continuación se explicará el fundamento general - desde el punto de vista de su composición química- de las reacciones de cementación que se desarrollan en el clinker de cemento Portland y la cal, para intentar extrapolar lo que sucede en las escorias de acería.

El clinker de cemento Pórtland tiene una precisa proporción de sus óxidos (principalmente de CaO, SiO₂, Al₂O₃, Fe₂O₃ y MgO) con la finalidad de optimizar las reacciones de cementación (ver Tabla 1.10).

En cambio, la cal -viva o apagada- que se emplea en construcción (UNE EN 459-1) ó para la estabilización de suelos (UNE 80502) debe presentar mayoritariamente óxido de calcio según las citadas normas (≥ 70 y ≥ 80 %, respectivamente). El óxido de calcio -aportado por la cal – desarrolla reacciones cementantes al mezclarse con aluminatos y silicatos débilmente combinados a otros elementos químicos -aportados, por ejemplo, por los minerales de arcilla-. Esta combinación tiene lugar en una proporción similar a la que se observa en tales óxidos en el clinker de cemento Pórtland. El ambiente altamente alcalino –producido por la adición de cal- da lugar a lentas reacciones cementantes producidas principalmente por silico-aluminatos (Diamond y Kinter, 1966).

En el párrafo precedente se ha indicado una de las razones por las que la cal puede utilizarse para la mejora de los suelos arcillosos. El cemento es más apropiado para los suelos granulares (grava, arenas o limos), ya que los óxidos de silicio y aluminio no se encuentran débilmente combinados con otros elementos en este tipo de suelos. En general, tanto la sílice como la alúmina en los suelos granulares se encuentra fuertemente unida a otros iones, no interviniendo ninguno de dichos compuestos en el desarrollo de las reacciones cementantes. La combinación de cemento con suelos granulares forma un “hormigón de baja calidad”, siendo el cemento el conglomerante hidráulico y la grava-arena el árido o esqueleto rígido del sistema. En general, cuando se decide estabilizar suelos granulares con cemento es porque se necesitan alcanzar elevadas resistencias mecánicas. Al final de este apartado se explican otras razones por la que es más apropiado emplear uno y otro agente en la estabilización de suelos.

Por otra parte, la composición química de algunas escorias de acería se asemeja bastante a la de un clínker de cemento Pórtland, mientras que otras son más similares a la de la cal. Sin embargo, las primeras no tienen por qué presentar propiedades cementantes comparables a las segundas, dado que las reacciones cementantes también dependen de otros factores.

Así por ejemplo, la composición mineral y el grado de vitrificación influyen directamente en la cementación y además ambas propiedades se encuentran muy relacionadas entre sí. En el apartado “Composición mineral” se explicó qué es un material cristalino y qué el grado de vitrificación. No todos los minerales producen reacciones cementantes, sino sólo algunos. Es decir, la presencia de ciertos minerales puede conferirle propiedades hidráulicas a las escorias –evidentemente que cuando se combinan con agua-.

El clínker de cemento Pórtland está compuesto principalmente por silicato tri-cálcico (C_3S), silicato bi-cálcico (C_2S), aluminato tetra-cálcico (C_4A) y ferroaluminato tetra-cálcico (C_4AF). La cal suele tener una elevada cuantía de portlandita ($Ca(OH)_2$) y calcita ($CaCO_3$).

Las reacciones hidráulicas que se producen en las escorias de acería son de menor entidad que las que tienen lugar en el cemento y la cal. En efecto, los minerales

formados y el grado de vitrificación depende del tipo de acero, tipo de escoria, velocidad de enfriamiento, etc.

A medida que aumenta el grado de vitrificación de una escoria, aumenta también la capacidad de reaccionar hidráulicamente. El grado de vitrificación de la escoria blanca es función de la velocidad de enfriamiento. Una escoria blanca enfriada rápidamente alcanza un bajo grado de vitrificación (ver difractograma superior de la Figura 1.9), mientras que el mantenimiento de la velocidad de enfriamiento normal – u original- da lugar a una escoria con mayor número de compuestos minerales (ver difractograma inferior de la Figura 1.9) (Tossavainen et al, 2007). El mayor o menor grado de vitrificación de la escoria blanca afecta directamente a sus propiedades cementantes y a su estabilidad volumétrica.

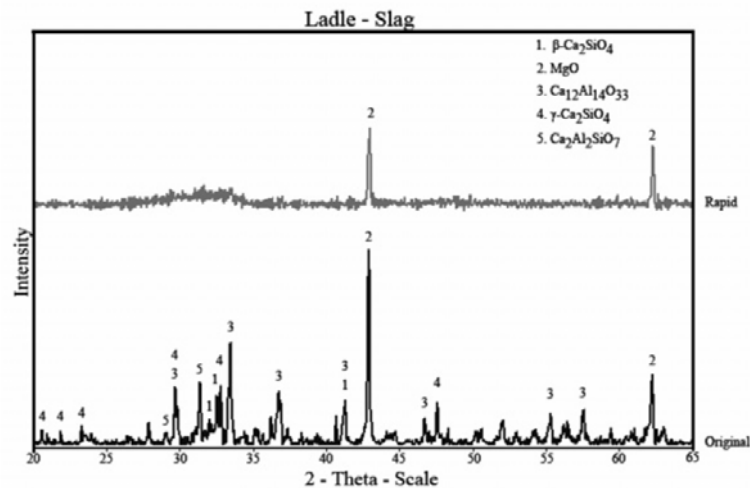


Figura 1.9: Difractogramas de la escoria blanca de acería eléctrica efectuados a muestras con diferentes velocidades de enfriamiento.

Fuente: Tossavainen et al (2007)

Por otro lado, varios autores (Tang 1973, Kanagawa y Kuwayama, 1997, Shi 2002 entre otros) señalan que la presencia de algunos minerales en la escoria puede conferirle ciertas propiedades hidráulicas. Tang (1973) considera a algunas escorias como un “débil” clínker de cemento Portland; no obstante, si una escoria así denominada contuviera alguno de los minerales que componen el clínker de cemento (tales minerales fueron identificados anteriormente), podría tener propiedades hidráulicas. Independientemente de lo anterior, la presencia en la escoria de olivino, merwinita, mayenita y el silicato de óxido de calcio, aluminio y magnesio (54CaO MgO

$\text{Al}_2\text{O}_3\cdot 16\text{SiO}_2$) pueden asimismo otorgarla propiedades cementantes. Así por ejemplo, entre los minerales con propiedades cementantes encontrados en la escoria blanca cabe citar el calcio-olivino (Manso et al 2005) y la mayenita (Kanagawa y Kuwayama, 1997 y Tossavainen et al, 2007). Adicionalmente, las escorias de acería con una elevada basicidad y enfriadas adecuadamente presentan también propiedades cementantes (Shi, 2004). Por último, cabe señalar el trabajo de Tang (1973), en el que clasifica la reactividad y basicidad de varios minerales habitualmente encontrados en las escorias (ver Tabla 1.14).

Tabla 1.14: Reactividad y basicidad de algunos minerales reactivos encontrados habitualmente en las escorias de acero.

Fuente: Tang (1973)

Reactividad	Tipo de escoria de acero	Basicidad		Minerales principales
		CaO/SiO_2	$\text{CaO}/(\text{SiO}_2+\text{P}_2\text{O}_5)$	
Baja	Olivino	0,9-1,5	0,9-1,4	Olivino, fase RO y merwinita
	Merwinita	1,5-2,7	1,4-1,6	Merwinita, C_2S y Fase RO
Medio	Silicato dicálcico		1,6-2,4	C_2S y Fase RO
Alta	Silicato tricálcico	>2,7	>2,4	C_3S , C_2S , C_4AF y Fase RO

Son bastante conocidas las propiedades puzolánicas de la escoria de horno alto, empleada frecuentemente como adición del cemento (Taylor, 1997 y Hewlett, 1998, entre otros). Poh et al (2006) demostraron que los finos de la escoria de convertidor al oxígeno pueden presentar propiedades cementantes, al igual que los de la escoria blanca (Kanagawa y Kuwayama, 1997). Sin embargo, Frías Rojas y Sánchez de Rojas (2004) no encontraron actividad puzolánica en la escoria de horno de arco eléctrico. En cambio, Luxán et al (2000) hallaron la presencia de silicatos cálcicos anhidros (específicamente larnita, $\beta\text{-Ca}_2\text{SiO}_4$) con una débil actividad hidráulica, al igual que Vázquez y Barra (2001) que comprobaron que la larnita presentaba un ligero poder ligante. En resumen, las escorias pueden presentar tanto propiedades hidráulicas de cementación como puzolanidad a largo plazo.

Por último, la reactividad hidráulica de un material depende del tamaño de partículas, ya que aumenta a medida que lo hace la superficie específica, tal como sucede en los cementos. Mientras mayor superficie específica tenga una escoria, mayor será su

velocidad de reacción. En general, el tamaño de partículas de la escoria blanca está comprendido entre 2 y 200 μm , siendo su diámetro mayoritario entre 50 y 60 μm (Manso et al, 2005). La evolución de las propiedades cementantes de la escoria blanca con el tamaño de sus partículas fue comprobada por Shi, 2002.

Las propiedades cementantes de la escoria blanca pueden compararse – dentro de cierto orden - con las que tienen lugar cuando se añade cal a un suelo arcilloso, tal y como se explicará a continuación.

La estabilización de suelos con cal es un procedimiento utilizado desde hace siglos, tal como puede verse en diversas obras en Mesopotamia y Egipto, aparte de las aplicaciones encontradas en restos de calzadas del imperio Romano. A principios del siglo XX se comenzó a emplear la cal en la estabilización de suelos y ya, sistemáticamente, desde los años 50. Los suelos más apropiados para ser estabilizados con cal son aquellos que presentan un porcentaje de finos mayor del 25 % y un índice de plasticidad superior a 10 % (Little y Yusuf, 2001).

Antes de exponer los mecanismos que intervienen en las partículas de arcilla cuando se les agrega cal, se explicará brevemente según Jiménez Salas y de Justo Alpañés (1975) de dónde viene su inestabilidad química. Las arcillas tienen cargas insatisfechas por dos principales razones: (i) las cargas existentes en los enlaces rotos en los bordes de las partículas de arcilla se dan en todas las especies arcillosas, fenómeno que aumenta al disminuir el tamaño de aquéllas, y (ii) las sustituciones dentro de la red cristalina son de mucha importancia en algunos grupos de arcillas, por lo que sus partículas suelen presentar deficiencias de cargas positivas. Adicionalmente, las arcillas presentan una elevada superficie específica, y por tanto una elevada apetencia de agua.

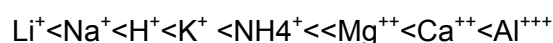
Uniendo las observaciones anteriores -la de su elevada superficie específica y la de que ésta está cargada negativamente-, se puede concluir que las arcillas presentan una gran tendencia a la atracción de moléculas de agua –dipolos eléctricos- u otros cationes (Ortuño y Rodríguez, 2000).

La concentración de iones en la superficie de las partículas de arcilla se denomina capa doble difusa, la cual presenta una polaridad positiva, dado que los cationes son atraídos por la superficie negativa de las láminas de arcilla (ver Figura 1.10 de Little, 1987, adaptada por Ortuño y Rodríguez, 2000). En la parte izquierda de la Figura 1.10 los dipolos de agua se acercan a la superficie de una lámina de arcilla, con lo que las moléculas adquieren polaridad. La parte derecha de dicha figura representa la capa difusa conformada por una elevada cantidad de cationes, generando una gruesa capa doble difusa.

El espesor de la capa doble difusa depende del tipo y concentración de sus cationes. Dado que los divalentes equilibran de forma más eficiente la deficiencia de la carga de la superficie o borde de las láminas de arcilla que los cationes monovalentes, es por lo que el espesor de la capa doble será menor en el caso de los primeros.

Diversos autores (Little 1999, Ortuño y Rodríguez, 2000, Bauzá Castelló, 2005, Boardman, et al 2001, entre otros) han señalado que en la mezcla suelo-cal se producen reacciones a corto y largo plazo. Todos los minerales arcillosos interaccionan con la cal (Bell, 1996); sin embargo, no todos lo hacen de igual forma, por lo que a continuación se realizará una breve descripción de la fenomenología que tiene lugar, y de los factores que intervienen en ella.

A corto plazo, al añadir cal a un suelo arcilloso, los cationes alojados en la capa difusa son sustituidos por iones de calcio. Dicho intercambio sucede porque los cationes divalentes del calcio pueden reemplazar a otros de menor valencia, o a los que siendo de igual valencia, tienen menor tamaño (Ortuño y Rodríguez, 2000). La alta concentración de calcio ayuda al proceso de sustitución de otros iones en menor concentración. La serie de sustitución más habitual sería la siguiente (los cationes de la derecha sustituyen a los de la izquierda):



La consecuencia física de este intercambio catiónico es que alrededor de las partículas de arcilla se produce una disminución del espesor de la capa doble. En la Figura 1.11 se representa un esquema en el que se muestra la diferencia de espesor

de la doble capa de una arcilla no estabilizada comparada con la misma arcilla estabilizada con cal –y por ende, en la que se ha producido el intercambio catiónico-. La estructura de la arcilla no estabilizada es diferente a la de aquella a la que se le ha añadido cal. La arcilla no estabilizada presenta un estructura dispersa (ver esquema superior de la Figura 1.11) y la de la arcilla estabilizada es floculada, teniendo como consecuencia una disminución del espesor de la capa doble y la reordenación de las partículas se reordenan (ver el esquema inferior de la Figura 1.11). En general, un suelo estabilizado con cal -o sin ella- con una estructura floculada, alcanza una resistencia mayor y una deformabilidad menor que otro con una estructura dispersa (Rico y del Castillo, 1976 y Jiménez Salas y Justo Alpañés, 1976), debido a la naturaleza electroquímica de las fuerzas que se desarrollan entre las partículas. Adicionalmente, cabe señalar que este fenómeno también interviene favorablemente en la puesta en obra de los suelos arcillosos estabilizados.

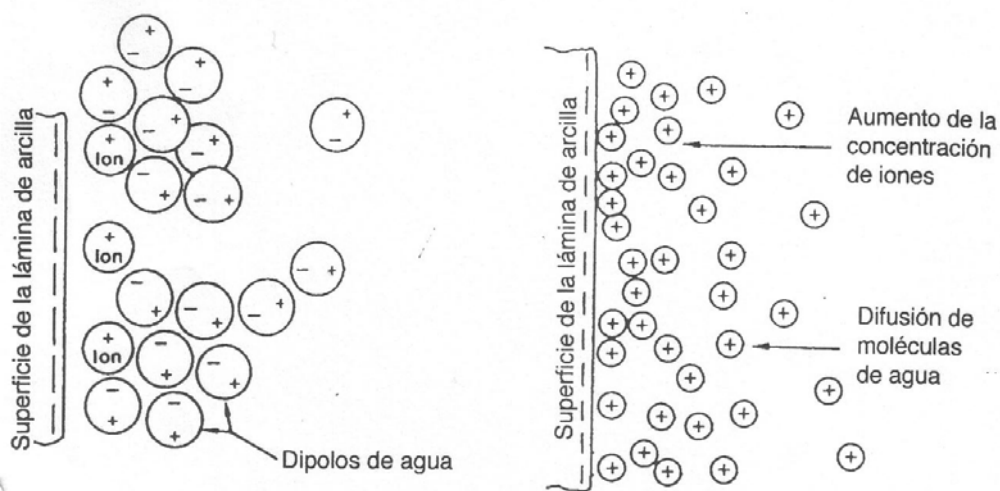


Figura 1.10: Formación de capa difusa de las partículas de arcilla.

Fuente: Little, 1987 adaptada por Ortuño y Rodríguez, 2000

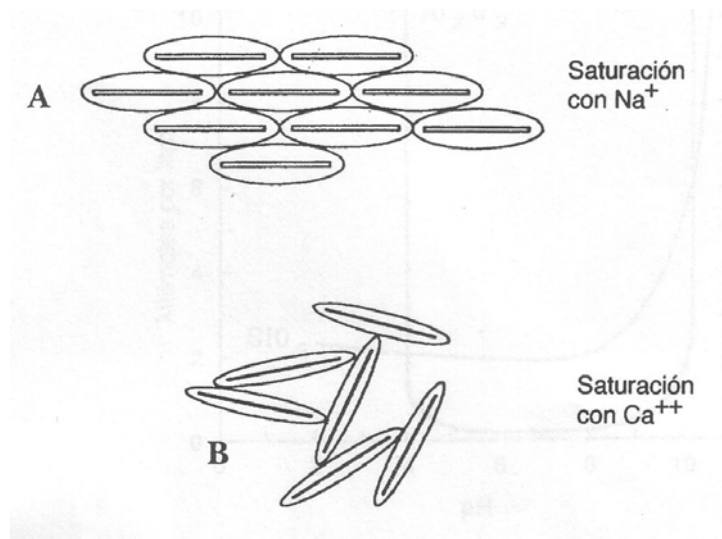


Figura 1.11: Distintas estructuras en la arcilla (dispersa en la parte A) de la figura, esto es, sin estabilizar con cal, y floculada, en la parte B) en las que se ha reflejado la distinta capa doble que se forma con cationes de sodio (Na^+) y de cal (Ca^{++}), respectivamente.

Fuente: Little, (1987) adaptada por Ortuño y Rodríguez, (2000).

Las reacciones a largo plazo que desarrollan los suelos estabilizados con cal son predominantemente puzolánicas. Hewlett (1998) considera la puzolana una sustancia que, de forma individual, no es reactiva, sin embargo, cuando, en presencia de agua, se mezcla con un activador, tal como el cemento o la cal, da lugar a un producto insoluble, estable y con resistencia mecánica. Idraratna et al (1991) definen la puzolanicidad como propiedad que presentan los compuestos silicoaluminosos que reaccionan con la cal hidratada y el agua para formar materiales cementantes. Los enlaces químicos generados entre partículas durante las reacciones puzolánicas son bastante más resistentes e intensos que los resultantes de la atracción eléctrica según Bauzá Castelló (2005). Eades et al (1963) demostraron que en el campo también se forman nuevos minerales tras la hidratación de los silicatos cálcicos, sin embargo, Boardam et al (2001), no observaron actividad puzolánica durante los primeros 7 días de curado en obra, así como tampoco la formación de ningún nuevo mineral en ese mismo periodo. Cabe recordar que al igual que toda reacción química, la puzolanicidad se encuentra condicionada por varios factores, siendo uno de los principales el que se produzca en un ambiente básico.

El procedimiento experimental propuesto por Eades y Grim (1963) para obtener el porcentaje óptimo de cal en un tratamiento de estabilización de suelos se basa en determinar el porcentaje mínimo de cal con el que se produce un pH de 12,4 en la mezcla. Es decir, adquiere una gran relevancia el pH en el que se producen las reacciones hidráulicas. El procedimiento para determinar el contenido de cal en una estabilización se encuentra recogido en la norma ASTM D 6276.

Finalmente, y habiéndose producido los fenómenos a corto y largo plazo descritos anteriormente, tiene lugar la carbonatación de la cal. El dióxido de carbono (CO_2) presente en el aire comienza a combinarse lentamente con el hidróxido de calcio $\text{Ca}(\text{OH})_2$ formando calcita (CaCO_3). Esta última reacción también produce la cementación de las partículas de arcilla aunque, a diferencia de las anteriores, se produce lentamente.

Cabría señalar que la base de la fenomenología de la estabilización con cal fue establecida por Clare y Cruchley (1957), cuando identificaron las reacciones que explicaban el aumento de resistencia que se observa al mezclar un suelo arcilloso con cal en los términos que se indican a continuación:

- i) Formación de cristales de hidróxido de calcio, dada la supersaturación de la solución de suelo
- ii) Floculación de las partículas de arcilla y sustitución de los iones de calcio por medio del intercambio catiónico con las partículas de arcilla
- iii) Formación de carbonato cálcico al reaccionar la mezcla con el dióxido de carbono presente en el aire
- iv) Formación de silicatos y aluminatos cálcicos

De acuerdo con lo anteriormente señalado, se puede concluir que a corto plazo se produce la floculación de las partículas de arcilla y la sustitución de los iones de calcio por medio del intercambio catiónico, mientras que los otros tres fenómenos identificados por Clare y Cruchley se producen más lentamente en el tiempo.

Anteriormente fueron descritas las principales reacciones químicas que se producen al mezclar suelo y cal. No obstante, tal como se mostró en el apartado “Composición mineral”, ésta presenta un elevado contenido de óxido de magnesio así como de minerales con este último elemento químico. En las reacciones que tienen lugar en la

mezcla de suelo con escoria se dan los mecanismos de adsorción y de absorción. El primero se produce entre los minerales arcillosos combinados con cal y con magnesio, mientras que el segundo tiene lugar entre aquéllos y solo el magnesio (Xeidakis, 1996).

Tal como se ha dicho, los cationes de calcio dan lugar al intercambio iónico y éstos son atraídos hacia la superficie de las láminas de arcilla –esto es, la adsorción-. En cambio, cuando se agrega al suelo una cal dolomítica, puede producirse el desplazamiento de los iones de magnesio hacia el interior de las moléculas de arcilla, dando lugar al mecanismo de absorción-. A este respecto la norma UNE 459-1, describe las cales dolomíticas como “...constituidas principalmente por óxido de calcio y magnesio y/o hidróxido de calcio y magnesio sin ninguna adición hidráulica ni puzolánica” (sic).

Xeidakis (1996) señala que el mecanismo de adsorción del hidróxido de magnesio es prácticamente el mismo para todos los minerales de arcilla, el cual involucra una adsorción física y química, así como la cementación por la cristalización y el desarrollo de reacciones puzolánicas a largo plazo.

Varios autores (Stocker, 1972, Ormsby y Kinter, 1973, Chou, 1987; Sweeney et al, 1988; Borden y Baez, 1991; Nelson y Miller, 1992, Athanasopoulou, 1995, y Xeidakis, 1996) señalan que la estabilización de suelos con cal-dolomítica es más eficaz que la que se hace con cal convencional, debido a que los cationes de calcio y magnesio son adsorbidos por las láminas de arcilla, mientras que los de magnesio son absorbidos, situación que da lugar a una mayor mejora de las propiedades mecánicas con un menor contenido de estabilizador. Esto explica el fundamento de la mezcla de la escoria blanca –que contiene óxidos de magnesio y de cal- con suelos arcillosos, ya que con ella se favorece el desarrollo de reacciones de cementación.

Si bien la escoria blanca de acería eléctrica contiene compuestos de cal y de magnesio que favorecen la interacción con los minerales arcillosos y en consecuencia, propician el desarrollo de reacciones hidráulicas y puzolánicas, conviene tener en cuenta que algunas de las citadas escorias también pueden presentar minerales inertes en su composición que dificultan el desarrollo de las citadas reacciones. Así,

cabe señalar que Shi (2002) encontró altos contenidos de γ -silicato dicálcico (γ -C₂S) en algunas escorias blancas. Adicionalmente, la inhibición de las reacciones de cementación causada por minerales inertes también ha sido observada en la escoria de convertidor de oxígeno (Poh et al, 2006).

Shi (2002) informó una “cementación débil” de la escoria blanca, cuando comparaba sus prestaciones con las de un cemento Pórtland. Siendo cierta la observación, también lo es que la mejora de las propiedades geotécnicas que se obtiene al mezclarla con un suelo es suficiente para la estabilización que se suele necesitar en la construcción de las infraestructuras del transporte terrestre.

Como conclusión, habría que remarcar que se debe efectuar un estudio previo de la escoria que avale su utilización como material cementante, ya que sus propiedades presentan una alta variabilidad, ya que se trata de un subproducto industrial poco controlado, al menos actualmente, si bien se están produciendo cambios de tendencia impulsados por la iniciativa REACH.

En resumen, cuando un suelo arcilloso se mezcla con la escoria blanca se desarrollan reacciones cementantes que además de incrementar la resistencia mecánica con respecto a la que presentaban los respectivos constituyentes, suele reducir el índice de plasticidad, el hinchamiento libre y la deformabilidad del suelo.

1.3.5 Estabilidad volumétrica

Un material se considera estable volumétricamente si su asentamiento y expansión cumplen con los límites máximos permitidos para ser empleados con el fin propuesto – en este caso la construcción de terraplenes-. Ese valor máximo es establecido por normas técnicas, experiencias con escorias, otros estudios, etc. No se han encontrado investigaciones que den cuenta de experiencias de asentamiento por colapso de escorias. En cuanto al aumento de volumen, se debe indicar que se ha diferenciado entre hinchamiento y expansión potencial. El primero es un fenómeno que se produce en los suelos y que se atribuye a la separación de las moléculas de arcilla, cuando éstas entran en contacto con las del agua, mientras que el segundo, además del ya descrito para los suelos, incluye las reacciones de hidratación y carbonatación a largo

plazo que tienen lugar en las escorias. En el capítulo 2 se detallará el procedimiento seguido para estudiar el hinchamiento y la expansión potencial de un material.

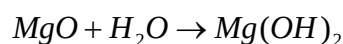
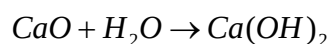
Una escoria se considera envejecida cuando en ella ya se han producido todas las reacciones de hidratación y carbonatación responsables de su estabilidad volumétrica.

Un valorizador que pretenda emplear escorias en ingeniería civil o en otra área similar, debe conocer los mecanismos que intervienen en la denominada expansión potencial. Para ello, conviene cubrir las siguientes tres etapas para, con ellas, minimizar los riesgos de incremento de volumen a largo plazo.

- i. Aplicación de un tratamiento de reducción de la eventual expansión potencial.
- ii. Realización de un riguroso control de calidad, basado, al menos, en un ensayo de expansión potencial (que acelera las reacciones de envejecimiento) y en otros de naturaleza químico-mineral.
- iii. Contraste de resultados. En caso que no exista referencia de comparación, se debe efectuar un estudio que valide el límite permitido de manera que no se generen problemas expansivos a largo plazo.

Los principales mecanismos que explican la expansión de las escorias de horno alto, convertidor al oxígeno, arco eléctrico y cuchara son: (i) hidratación del óxido de calcio no combinado químicamente, (ii) hidratación de la periclase (óxido de magnesio libre), (iii) carbonatación del hidróxido de calcio y magnesio, (iv) hidratación de los aluminatos, (v) hidratación de los silicatos, y (vi) reacciones causadas por la presencia de sulfatos y sulfuros (Juckes, 2003). La exposición de los fenómenos se ha efectuado siguiendo aproximadamente el orden anterior.

Geiseler (1996), Motz y Geiseler (2001) y Juckes (2003) entre otros, comprobaron que la hidratación de la cal y de la magnesia libre sería la principal responsable de la elevada expansión potencial de las escorias de acería. A continuación se muestran las dos mencionadas reacciones que traen como consecuencia el señalado incremento de volumen:



Varios investigadores han remarcado la importancia de determinar el contenido de cal y magnesio libre en la escoria, para intentar predecir su comportamiento expansivo. No obstante, sólo existe procedimiento normalizado para determinar la cal libre (UNE EN 1744-1), pero no para la magnesio libre, si bien varios artículos proponen procedimientos como el de Katyal et al, 1998, Frías Rojas y Sánchez de Rojas, 2004 y Juckes, 2003, pero en general, son para condiciones muy específicas, y en consecuencia, de casi imposible estandarización. En lo que concierne al contenido de cal libre de la escoria de acería, conviene adelantar que habiéndose encargado en esta investigación su determinación a diferentes laboratorios y a pesar de que todos ellos aplicaron el procedimiento de la norma UNE EN 1744-1, no se obtuvo el mismo resultado. Las hipótesis por las que se produciría este fenómeno son comentadas más adelante en este apartado y serán ampliadas con las investigaciones de otros autores para explicar secuencialmente los mecanismos que influyen en la expansión potencial. Por último, varios autores (Juckes, 2003, Waligora et al, 2010) señalan que no existe correlación entre la cal y la magnesio libre y la expansión potencial.

Conviene precisar que la cal y la magnesio libre, corresponden, en principio, al óxido correspondiente no combinado químicamente, ya que ambos son minerales propensos a hidratarse y, como consecuencia, aumentar de volumen. La norma UNE EN 1744-1 señala: *“Con cada uno de los tres métodos de ensayo descritos en este capítulo, se determina en las escorias de fundición de acero la presencia de cal libre (CaO), que es potencialmente expansiva, y la cal hidratada [Ca(OH)₂] que no es expansiva. Para distinguir ambos compuestos es necesario realizar otros ensayos complementarios, tales como el análisis termogravimétrico o la difracción de rayos X”* (sic). Se sobreentiende, por tanto, que la cal libre es la potencialmente expansiva. En la bibliografía revisada se ha observado que el concepto de cal libre se emplea tanto para referirse al óxido (CaO), como al conjunto formado por él (CaO) y su hidróxido Ca(OH)₂. Algo similar se puede decir en relación con la magnesio libre.

Diferentes investigadores (Crawford y Burn, 1969, Geiseler y Schlosser, 1998 y Waligora et al, 2010) coinciden en señalar que la expansión que se producirá en la escoria depende, precisamente, de las circunstancias en las que se encuentre el óxido de calcio y que éstas, a su vez, son función de la solidificación y el enfriamiento de la escoria fundida. Geiseler y Schlosser, (1998) señalan que la cal no combinada químicamente puede aparecer como cal residual, esto es: en forma de vetas de cal (3-

10 μm), cal esponjosa (6-50 μm) o cal precipitada detectada en las fronteras de los cristales de C_2F [$< 4 \mu\text{m}$] y C_3S [$< 4 \mu\text{m}$]. Geiseler (1996) señala que de las anteriores formas de presentación de la cal no combinada, la más influyente es la cal libre esponjosa, mientras que en el caso de la magnesia libre es el mineral magnesio-wüstita (con contenidos de MgO superiores al 70 %). Goldring y Juckes (1997) señalan que las macroinclusiones y la dispersión de la cal serían las causas de la inestabilidad volumétrica de las escorias. Waligora et al (2010) detectaron la presencia de nódulos (20-100 μm) y micro inclusiones (1-3 μm) de calcio en una fase cristalina heterogénea de calcio y silicio en la escoria *BOF*. Estos autores precisaron también que la expansión que generaría un 1% de uno y otros elementos químicos es totalmente diferente, por lo que la expansión potencial de la escoria sería función de la proporción en la que se dé cada uno de ellos, y no exclusiva y necesariamente de su contenido de cal libre. A esta última conclusión llegaron los citados autores mediante la observación de la expansión con un microscopio electrónico de barrido con espectroscopía de energía dispersiva (SEM-EDS).

En resumen, la expansión potencial de una escoria de acería no depende sólo del porcentaje de cal o magnesia libre, sino también de la forma de presentación del calcio y el silicio, entre otras.

Volviendo sobre la importante cuestión de la determinación del contenido de cal libre, se está en condiciones de constatar que, en el actual estado del conocimiento, y de acuerdo con la experiencia acumulada en el desarrollo de la presente investigación, la determinación de la cal libre de una escoria de horno cuchara ha resultado bastante problemática. En primer lugar, los laboratorios a los que se solicitó la realización del ensayo correspondiente no dieron resultados comparables, ni siquiera cuando, a petición de ellos mismos, se les facilitó la técnica a utilizar. No ha sido posible explicar las razones de la elevada dispersión en los resultados. Independientemente de lo anterior, el contenido de cal libre no es un indicador de la cal anhidra potencialmente expansiva, ya que como se ha señalado anteriormente, ésta depende del tamaño de las partículas de óxido de calcio no combinado químicamente (cal residual, cal esponjosa o cal precipitada) y de las condiciones en las que dichas partículas se hayan generado (velocidad de enfriamiento, etc.). En consecuencia, la determinación de la cal libre no resulta indicativa de la expansión a largo plazo de una escoria, siendo muy posible que los procedimientos apropiados para determinar no sólo los óxidos de

cal potencialmente expansivos, sino también los de magnesio, sean la termogravimetría y la difracción de rayos X, tal como, por otra parte, lo indica la norma UNE EN 1744-1.

La expansividad de la escoria de convertidor al oxígeno (*BOF*) y de la escoria de acería eléctrica (*EAF*) se debe fundamentalmente a la hidratación de la cal no combinada químicamente, ya que el óxido de magnesio no suele aparecer en forma de periclase, y ello, aún cuando presenten contenidos de óxido de magnesio superiores a 5%. En cambio, la escoria blanca de acería eléctrica o escoria de horno cuchara (*LFS*) sí presenta elevados contenidos de periclase, mineral responsable de un gran potencial expansivo (Setién et al 2009). La hidratación de este mineral puede tardar varios años en producirse, por lo que dicha escoria conserva durante mucho tiempo un alto potencial de expansión. Por ello, la hidratación del óxido de magnesio libre (periclase) es la reacción química más influyente en la expansión de las escorias de horno cuchara, dado que el óxido de calcio se hidrata rápidamente a temperatura ambiente, mientras que, como se ha dicho, la periclase tarda años en hacerlo completamente. No obstante, esta observación debe ser matizada de acuerdo con la conclusión a la que llegaron Iguchi et al (2001) cuando señalaron que la presencia del aluminato tri-cálcico (C_3A) era responsable de la expansión a largo plazo de la escoria blanca.

Algunos investigadores (Gnaedinger, 1987 y Monaco y Lu, 1994) obtuvieron que la carbonatación del hidróxido de calcio y de magnesio era también potencialmente expansiva, aunque se considera de mucha menor importancia respecto a la causada por la hidratación del calcio y el magnesio libres. Sin embargo, Setién et al (2009) y Montenegro et al (2012) comprobaron que la hidro-carbonatación de la periclase podría producir una alta expansión en las citadas escorias. En este sentido, el International Centre for Diffraction Data (ICDD) (2005) especifica 6 minerales que conforman el grupo de las hidromagnesitas: hidromagnesita, giorgiosita, dypingita 1, dypingita 2, shelkovita, artinita y pokroskita, en las que se produciría un incremento de volumen de entre un 200 a un 800 %.

La hidratación de ciertos aluminatos cálcicos presentes en las escorias de acería también puede producir un aumento de volumen en la escoria. Iguchi et al (2001) señalaron que la hidratación del aluminato tri-cálcico (C_3A) podía presentar una

expansión potencial superior al 16 % - e incluso mayor- tal como los citados investigadores observaron transcurridas unas 250 horas desde el comienzo del ensayo.

La hidratación de ciertos silicatos puede también producir el hinchamiento de las escorias de acería. En todo caso, Juckes 2003 señala que la formación de geles puede -o no- ser responsable del aumento de volumen en las citadas escorias. En efecto, si el aumento de volumen de los geles se produce en el interior de los huecos de las partículas, fenómeno frecuentemente encontrado, la citada escoria podría no reflejar la expansión. Iguchi et al (2001) midieron la expansión que presentan algunos aluminatos y silicatos cálcicos contenidos en el cemento Portland, así como el del C_2F , en un ensayo realizado en agua a 80 °C, pudiendo apreciarse la expansividad relativa de unos y otros compuestos en la Figura 1.12.

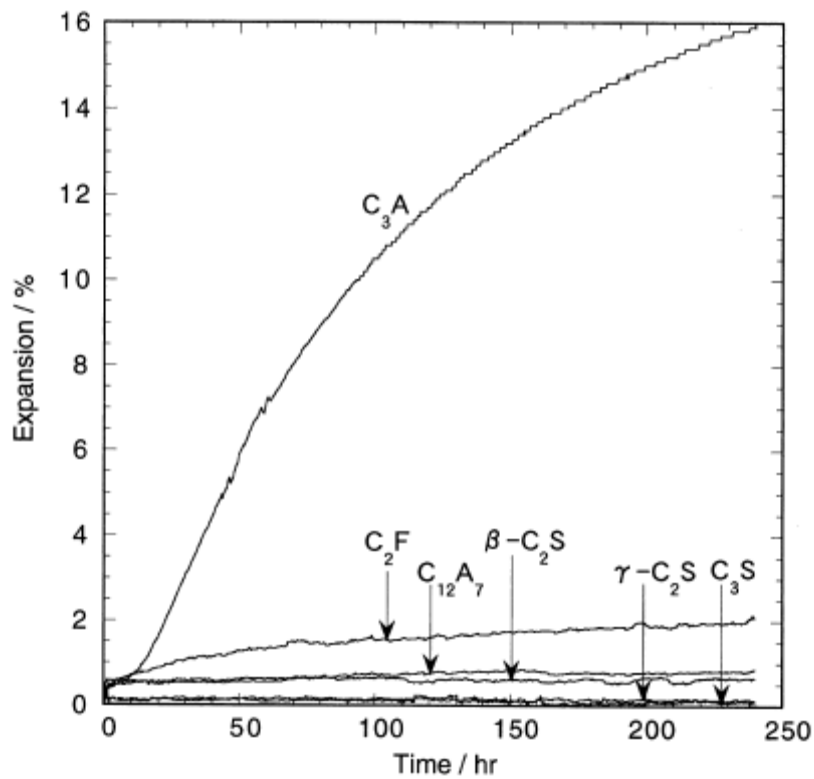


Figura 1.12: Curvas de expansión de aluminatos y silicatos cálcicos, así como C_2F , en una ensayo en agua a 80 °C.

Fuente: Iguchi et al (2001)

Por último, la elevada presencia de sulfuros y sulfatos en las escorias de acería puede contribuir a su inestabilidad volumétrica (Frías Rojas et al, 2002 y Juches, 2003), no

obstante, las escorias negra y blanca presentan en su composición un reducido contenido de sulfuros, no habiéndose reportado por este motivo efectos expansivos en ellas.

Finalizada la revisión de los principales minerales que producen el aumento de volumen en las escorias de acería, a continuación se procede a examinar los principales tratamientos que existen para reducirlo. Geiseler y Schollosser (1988) indican que pueden efectuarse tres tipos de actuaciones:

- Tratamiento de la escoria líquida en el horno antes de que se forme la colada
- Tratamiento de la escoria líquida en el horno a la salida de la colada
- Tratamiento de la escoria solidificada

Ningún tratamiento puede ser considerado como el más apropiado, ya que la elección depende de las propiedades de escoria – tal como su composición química y mineral-, así como del uso final que vaya a dársele.

Varios estudios (Geiseler, 1996 y Juckes, 2003) proponen hacer modificaciones en la escoria durante el proceso de fabricación del acero. La realización de un tratamiento en la escoria líquida, antes de la formación de la colada, puede poner en riesgo la calidad del acero, ya que existe poca información al respecto, siendo necesario, por tanto, profundizar en el estudio del citado tipo de actuación. Así, se ha sugerido agregar a la escoria fundida -aún en estado líquido, pero inmediatamente después de salir del horno- un aditivo que mejore, cuando solidifique, alguna propiedad que intervenga en la expansión. Entre las posibilidades que se contemplan cabe destacar: a) la adición de *Fayalite*, que inhibe la precipitación de la cal libre durante la solidificación en el enfriamiento (Reeves y Lu, 2000), b) la adición de una mezcla de $\text{CaO-Al}_2\text{O}_3\text{-MgO-Fe}_2\text{O}_3$, que permite formar una escoria con propiedades hidráulicas y contenidos de calcio-aluminio-hierro más homogénea que la original, presentando además un porcentaje de cal libre inferior al 4 % (Conjeaud et al, 1981).

Un procedimiento frecuentemente utilizado para regular la expansión consiste en controlar la velocidad de enfriamiento de la escoria fundida. Tossavainen et al (2007) estudiaron los efectos que tiene la velocidad de enfriamiento sobre diferentes escorias (horno de arco eléctrico, convertidor al oxígeno y horno cuchara) desde el punto de

vista de su estabilidad volumétrica y su lixiviación. Estos autores llegaron a la conclusión de que la escoria blanca –no así las escorias de convertidor al oxígeno (*BOF*) y de horno de arco eléctrico (*EAF*)- enfriada rápidamente, alcanza la estabilidad volumétrica, dado el elevado grado de vitrificación que permite alcanzar esta actuación. En algunos casos, la escoria es extendida durante varios meses – al aire libre o regándola con agua periódicamente- para acelerar la hidratación de la cal y la magnesia no combinada (Motz y Geisler, 2001 y Hiltunen, 2000). Para realizar esta modalidad de envejecimiento de las escorias, se requiere tiempo y contar con una gran superficie. Otra forma de envejecimiento es la humectación con agua caliente o con vapor o bien, la adición de mezclas de $\text{CO}_2/\text{H}_2\text{O}$ (Bjoerkman et al, 1996).

Independientemente del grado de expansividad que presente una escoria, ésta puede igualmente ser valorizada en ingeniería civil, al menos desde el punto de vista de su estabilidad volumétrica. Se trata, por consiguiente, del tercero de los tratamientos antes enunciados; esto es, el que corresponde a la actuación sobre la escoria solidificada. En efecto, una escoria que presente un moderado hinchamiento puede emplearse en una matriz rígida; en otro caso, es más apropiado incluirla en una matriz flexible (Geiseler, 1996 y Juckes, 2003). El hormigón es el ejemplo más conocido de una matriz rígida. En consecuencia, si se utiliza la escoria como árido, sólo se podrán utilizar aquéllas que tengan un reducido aumento de volumen a largo plazo. El material que constituye un terraplén es una estructura flexible, por lo que puede acoger áridos susceptibles de experimentar cierta expansión.

Habiéndose abordado la descripción de los posibles tratamientos para reducir o controlar la expansión de una escoria, procede analizar los ensayos disponibles para medir el grado de expansividad de una escoria, algo que, en algún caso, puede hacerse, incluso, al mismo tiempo que se efectúa el tratamiento para reducir su hinchamiento a largo plazo.

Juckes (2003) relaciona hasta ocho ensayos válidos para estimar la expansión de una escoria de acería, que, en algún caso, incluyen diferentes procedimientos para acelerar el envejecimiento de la escoria, como el empleo de: agua caliente, vapor de agua, control de la temperatura y de la humedad relativa en el interior de la cámara húmeda, o una combinación de las anteriores. Dichos ensayos emplean diferentes moldes para la preparación de las probetas, realizándose su compactación en una

mesa vibratoria o con la maza del ensayo Proctor, dando lugar a resultados dispersos. La Asociación Alemana de Investigación para las escorias de horno alto y acero (*FEhS*), comenzó hace varios años a realizar ensayos acelerados de expansión en autoclave –a una temperatura de 215 °C y 21 bar de presión-, llegando a la conclusión de que varias de las reacciones detectadas no se producían en obra en condiciones normales. El actual estado del conocimiento aconseja formular las siguientes observaciones: a) que es preciso tratar de conocer un orden de magnitud aceptable para la expansión del material con el que se mezcle la escoria y b) que es posible que la expansión que se determine en el laboratorio difiera notablemente de la que se alcance en la obra.

Actualmente, son dos los ensayos más usualmente empleados para determinar la expansión a largo plazo de las escorias: (i) el ensayo de expansión potencial (ASTM D 4792) y (ii) el de vapor de agua o también llamado “steam test” (UNE EN 1744-1). Ramachandran et al (1964) demostraron que la hidratación de la cal de una escoria es más expansiva cuando se hidrata con vapor de agua que con agua. No obstante, Vázquez y Barra (2001) no pudieron detectar mediante el ensayo “steam test” el nivel de expansión que puede producir daños cuando la escoria se emplea en una matriz rígida. Estos autores efectuaron ensayos reemplazando parcial y totalmente por escorias negras el árido con el que fabricaron hormigón. Por tanto, el ensayo más apropiado para estudiar la expansión potencial de una escoria dependerá de las condiciones en las que vaya a ser utilizada. En todo caso, el procedimiento que se emplee dependerá, entre otras cosas, de los equipos disponibles en el sitio en el que se realicen los ensayos.

En cuanto a los valores máximos permitidos para el hinchamiento, se puede señalar lo siguiente: La norma ASTM D 2940 “*Graded Aggregate Material For Bases or Subbases for Highways or Airports*” especifica un porcentaje máximo de expansión de un 5‰ en áridos susceptibles de hidratación que vayan a ser empleados en bases y subases de carreteras. Este porcentaje debe ser determinado a partir del ensayo descrito en la norma ASTM D 4792 “*Potential Expansion of Aggregates from Hydration Reactions*”.

Por otro lado, la norma UNE EN 1744-1 recoge que la duración del ensayo de vapor de agua depende de si el contenido de óxido de magnesio es superior o no al 5%. En

caso de ser menor, basta con que el ensayo se prolongue durante 24 horas, mientras que si se supera el citado límite se debe extender por al menos 164 horas. Las normas UNE EN 13043, UNE EN 13242 y XP P 18-545 especifican - con el procedimiento de ensayo descrito en la UNE EN 1744-1- valores máximos de hinchamiento 3,5 % en el caso de que la escoria se emplee como árido en capa de rodadura; 5,0 %, si el árido procedente de la escoria se utilizará en el hormigón de la cimentación y 6,5 % cuando se emplee en tratamientos superficiales.

Por último, varios autores (Crawford y Burn, 1969 y Gnaerdinger, 1987) dan cuenta de problemas expansivos producidos en obras de construcción en los que utilizaron escorias de acería. Cabe señalar que ninguno de los fallos reportados presentó un adecuado control de calidad ni tratamiento preventivo para eliminar -o reducir- su capacidad de expansión.

En resumen, atendiendo al criterio de estabilidad volumétrica, una escoria podrá ser valorizada siempre y cuando se elija adecuadamente el uso que se dará al material del que forme parte, de acuerdo con el hinchamiento que presente.

1.3.6 Normativa medio ambiental para la valorización de las escorias

Antes de revisar la normativa medioambiental se debe tener en cuenta que todas las escorias de acería presentan en su composición química algún metal o compuesto potencialmente contaminante, tal como el cromo, titanio, etc. La diferencia entre una escoria valorizable y otra que no pueda serlo depende principalmente de la movilidad de tales elementos y compuestos. En ocasiones, unos y otros se encuentran fuertemente unidos a la matriz de la escoria, por lo que no son fácilmente lixiviables (Proctor et al, 2000), reduciendo, por consiguiente su capacidad de afección al entorno. Las normativas medioambientales de las que se hablará seguidamente se caracterizan por fijar el límite máximo permitido para cada uno de los agentes potencialmente contaminantes. Por tanto, para evaluar el comportamiento medioambiental de una escoria – que será empleada como material de construcción- se debe tener en cuenta el líquido lixiviado, y no sólo las características del material sólido, esto es: composición química y mineralogía, entre otras- (Motz y Geiseler, 2001).

El art. 7 de la Ley 22/2011, de 28 de julio, de residuos y suelos contaminados establece que: “Las autoridades competentes adoptarán las medidas necesarias para asegurar que la gestión de los residuos se realice sin poner en peligro la salud humana y sin dañar al medio ambiente. En relación con las obligaciones del productor del producto el artículo 31.2 establece: *“En aplicación de la responsabilidad ampliada y con la finalidad de promover la prevención y de mejorar la reutilización, el reciclado y la valorización de residuos, los productores de productos que con el uso se convierten en residuos podrán ser obligados a:*

- a) Diseñar productos de manera que a lo largo de todo su ciclo de vida se reduzca su impacto ambiental y la generación de residuos, tanto en su fabricación como en su uso posterior, de manera que se asegure que la valorización y eliminación de los productos que se han convertido en residuos se desarrolle de conformidad con lo establecido en esta Ley.”*

En la Ley 22/2011 las atribuciones anteriores han quedado recogidas en el art. 12. Competencias administrativas, que en su apartado 4, letra a), asigna a las Comunidades Autónomas “La elaboración de los programas autonómicos de prevención de residuos y de los planes autonómicos de gestión de residuos” y en la letra b), del mismo apartado y artículo, la autorización, vigilancia, inspección y sanción de las actividades de producción y gestión de residuos.

Cataluña fue la primera Comunidad Autónoma que publicó una regulación respecto a la valorización de las escorias de acería: la Orden de 15 de febrero de 1996. Hoy por hoy está Orden se encuentra obsoleta y ha sido reemplazada por un Decreto.

Actualmente existen tres regulaciones vigentes –cada una de ellas redactada por la Comunidad Autónoma correspondiente–: el Decreto 34/2003 del 18 de febrero, de la Comunidad Autónoma del País Vasco; el Decreto 104/2006, del 19 de octubre, de la Comunidad Autónoma de Cantabria y el Decreto 32/2009 de 24 de febrero, de la Comunidad Autónoma de Cataluña. Cada uno de los citados Decretos regula el régimen jurídico aplicable a la gestión de escorias en su correspondiente Comunidad Autónoma, con el objeto de fomentar su valorización, asegurando, asimismo, una adecuada protección del medio ambiente y de la salud de las personas.

En general, los tres Decretos coinciden muy aproximadamente en las exigencias administrativas y técnicas que requieren para valorizar una escoria de acería en su respectivo ámbito de actuación. Administrativamente, la Dirección General de Medio Ambiente – o su equivalente en cada Comunidad Autónoma – debe autorizar la valorización de la escorias con la finalidad prevista, después de revisar la documentación entregada por el valorizador. Los requerimientos técnicos exigidos son principalmente dos: (i) que, una vez realizado el ensayo de lixiviación, la concentración en el efluente sea inferior al valor máximo permitido para cada elemento, compuesto o parámetro que contemple el correspondiente Decreto, y (ii) la adecuada planificación de las instalaciones de acopio.

Como se ha señalado, cada Decreto prevé la realización de un ensayo de lixiviación. Sin embargo, el procedimiento a seguir no es el mismo en los tres. El Decreto 34/2003 exige la realización del ensayo según la norma UNE EN 12457-3 (“Ensayo por lotes de dos etapas con una relación líquido-sólido de 2 l/kg y 8 l/kg para materiales con un tamaño de partícula inferior a 4 mm), mientras que en los otros dos Decretos el ensayo de lixiviación debe hacerse según la norma UNE EN 12457-4 (Ensayo por lotes de una etapa con una relación líquido-sólido de 10 l/kg para materiales con un tamaño de partícula inferior a 10 mm). Dado que los procedimientos de la norma UNE 12457-3 no coinciden con los de la UNE 12457-4, los resultados obtenidos por una y otra no son comparables.

La Tabla 1.15 recoge los valores máximos permitidos en los distintos parámetros por los tres citados Decretos.

Los Decretos antes citados solo prevén la valorización de la escoria negra y de la blanca, aunque el Decreto 104/2006 incluye también las de las ferroaleaciones de ferrosilicomanganeso. No incluyen, por consiguiente, la valorización de otras escorias como las procedentes de la incineración de residuos sólidos urbanos (*municipal solid waste incineration bottom ash MSWI*) que, en particular, se generan en un elevado volumen en Cantabria. Actualmente, este tipo de residuos deben ser depositados en vertederos.

Los Decretos permiten la valorización de escorias como árido o como materia prima de otro producto (principalmente cemento). Cabe señalar que existen otras alternativas de valorización de las escorias, entre las que habría que incluir la de su utilización -previa mezcla con otros materiales- en la construcción de terraplenes. No obstante, su inclusión en la normativa autonómica no debería producirse en tanto que no se disponga de la investigación y experiencia de uso suficientes que permitan su aplicación en las obras.

Tal y como se ha señalado, los decretos exigen la realización del ensayo de lixiviación en laboratorio (UNE EN 12457). Sin embargo, hay que dejar constancia de que el citado ensayo no considera algunos factores de importancia en la obra, tales como la compactación (relacionada con la permeabilidad) o la cementación (que afecta tanto a la evolución de la permeabilidad como al encapsulamiento de ciertos iones), los cuales se consideran importantes en la evolución del potencial contaminante de las escorias de acería.

Tabla 1.15: Valores máximos permitidos por el Decreto 34/2003, el Decreto 104/2006 y el Decreto 32/2009 de cada parámetro en un ensayo de lixiviación.

Parámetro	Decreto 34/2003	Decreto 104/2006	Decreto 32/2009
	País Vasco (mg/kg)	Cantabria (mg/kg)	Cataluña (mg/kg)
Ba	17	20	20
As	-	0,5	0,5
Cd	0,009	0,04	0,04
Cu	-	2	2
Cr	2,6	0,5	0,5
Hg	-	0,01	0,01
Ni	0,8	0,4	0,4
Pb	0,8	0,5	0,5
Zn	-	4	4
Mo	1,3	0,5	0,5
Se	0,007*	0,1	0,1
Sb	-	0,06	0,06
V	1,3	-	-
Cloruro	-	800	800
Fluoruros	18	10	18
Sulfatos	377	1.000	1.000
Índice de fenol	-	1	-
COD	-	500	-

* El contenido de selenio (Se) del Decreto 34/2003 fue modificado por la disposición transitoria segunda del Decreto 49/2009, fijándolo en 0,09 mg/kg.

Hace ya varios años que se vienen contrastando los resultados de los ensayos medioambientales de laboratorio con los de los estudios piloto realizados *in situ*. En España existe poca experiencia relativa a este tema, habiéndose localizado únicamente la de Izquierdo et al (2008), relativa a las cenizas volantes. Estos autores señalan que por sus propiedades mecánicas, son adecuadas para utilizarlas como áridos en capas de pavimentos no ligados. No obstante, el principal problema de este subproducto es la contaminación que puede producir. En laboratorio se midieron las concentraciones de los elementos potencialmente contaminantes del líquido lixiviado

según el procedimiento de la norma UNE EN 12457 (en una y dos fases de extracción) y por la norma NEN 7341. Asimismo, se construyó un pavimento compactado con cenizas de fondo, recogiendo el agua lixiviada y midiéndose en ella las concentraciones de los mismos elementos que los determinados en los ensayos de laboratorio, alcanzándose en las mediciones de laboratorio y obra una adecuada correlación. Entre los trabajos realizados fuera de España pueden citarse los de Bruder-Hubscher et al (2001), que estudiaron también en laboratorio y en un camino de prueba, la contaminación de las cenizas de fondo de incineradora de residuos sólidos urbanos (*MSWI bottom ash*), llegando a la conclusión de que no son medioambientalmente perjudiciales; Schreurs et al (2000) obtuvieron, a lo largo de 10 años y en dos obras, una razonable coincidencia de la lixiviación producida por las cenizas de fondo de incineradora de residuos sólidos urbanos -*MSWI bottom ash*- y las cenizas volantes -*coal fly ash*-. El estudio comparó los resultados de laboratorio con los obtenidos *in situ*; Ore et al (2007) monitorizaron, durante 36 meses, un camino de prueba en el que se emplearon también cenizas de fondo de incineradora de residuos sólidos urbanos (*MSWI bottom ash*). Utilizando una caracterización química y toxicológica se evaluó el impacto medioambiental del lixiviado y se comparó con el de una grava utilizada como referencia.

En resumen, los autores antes señalados correlacionaron, durante largos periodos de tiempo, los agentes contaminantes medidos en una muestra ensayada en el laboratorio con los generados en la obra, proponiendo cada uno una metodología específica. Geiserler (1996) señala que los elementos lixiviados al agua por la escoria de convertidor (*BOF*) y la de horno de arco eléctrico (*EAF*) no constituyen un riesgo para el medioambiente, a excepción de su elevado pH, dado el contenido de óxido de calcio.

1.3.7 Aplicaciones de las escorias de acería

La Figura 1.13 muestra los principales usos en los que se emplean las diferentes escorias de acería (Euroslag, 2006). La construcción de carreteras registra el mayor porcentaje de utilización (45 %), concretándose dicho aprovechamiento en la construcción de caminos, en los que las escorias proporcionan el árido para la mezcla asfáltica y para el hormigón, dadas sus notables propiedades mecánicas. Otros usos importantes de la escoria de acería son los relativos a la fabricación de cemento (1 %), como fertilizante (3 %), en ingeniería hidráulica (3 %) o en el mismo proceso de

fabricación del acero (14 %), entre otros. A continuación se relacionan los principales usos de las escorias de acería encontrados en la bibliografía.

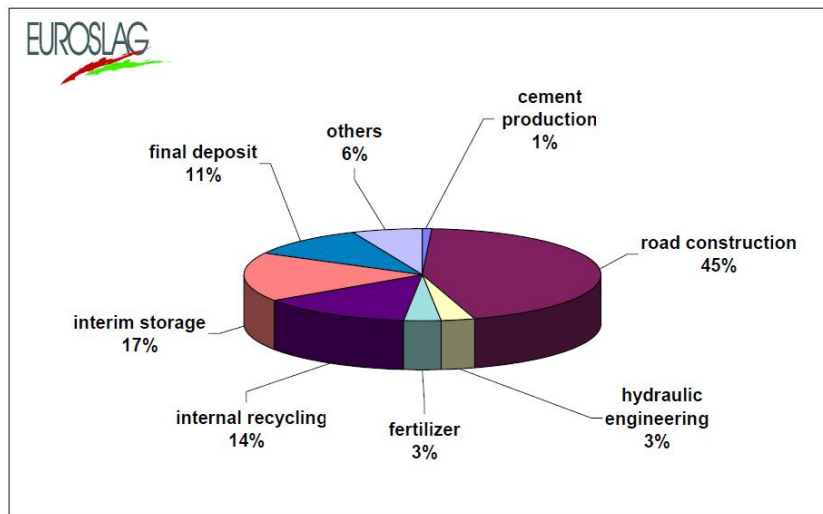


Figura 1.13: Distribución porcentual de los principales usos de las escorias de acería.

Fuente: Euroslag (2006)

- Fabricación de cemento (materia prima y adición)

Las escorias de acería se emplean frecuentemente en la fabricación de cemento como (i) materia prima, y (ii) adición del clínker de cemento Pórtland (Ramachandran, 1981, CEDEX). La materia prima en la fabricación de cemento Pórtland es la caliza y la arcilla, debido a sus contenidos de calcio, sílice y alúmina. Las adiciones son materiales de naturaleza inorgánica con propiedades puzolánicas que se añaden al cemento Pórtland – reemplazando una porción de éste- con la finalidad de mejorar alguna de sus propiedades o dotarlo de especiales características. Cabe señalar que cada tonelada de clínker de cemento Pórtland produce una tonelada de dióxido de carbono (CO_2) (Woodbine, 2008), por lo que la utilización de una escoria como materia prima o de una adición que de lugar a la necesaria capacidad aglomerante, reduce la contaminación al medio ambiente y el gasto de energía eléctrica (Koros, 2003).

Materia prima

La escoria de alto horno mezclada con caliza puede ser empleada como materia prima en la fabricación de cemento (Hewlett, 1998, CEDEX, 2008), recogiendo en la norma UNE EN 197-1 las condiciones que debe cumplir la forma granulada de dicha escoria para el citado uso.

Adición

Las escorias de acería han sido elevadamente utilizadas como sustituto parcial del cemento Pórtland (Shi y Qian, 2000). Es conocida la mayor durabilidad que proporciona al hormigón la utilización de un cemento siderúrgico en relación con la que le conferiría un cemento convencional (Hewlett, 1998). Las escorias molidas de alto horno no están permitidas como adición al hormigón según la EHE (2008).

- Árido en mezclas bituminosas

Determinados tipos de escorias de acería son adecuadas para emplearlas en mezclas bituminosas, dada su notable rugosidad –lo que le proporciona un elevado ángulo de fricción interna- excelente adhesión con las capas bituminosas, bajo coeficiente de expansión térmica, alta resistencia al desgaste y elevada gravedad específica (Crawford y Burn, 1969 y Akbari y Pickles, 1998).

Las escorias que admiten valorización como árido en mezclas bituminosas son la de convertidor al oxígeno (*BOF*) y la de horno de arco eléctrico (*EAF*). (Crawford y Burn, 1969, Shelburne y DeGroot, 1998, Shi y Qian, 2000, Motz y Geiseler, 2001, Juckes 2003, Xue et al 2006, Shen et al, 2009 y ASTM D 5106). Varios de los autores antes citados compararon las principales propiedades que se exige a un árido de origen natural para reemplazarlo por la escoria de convertidor al oxígeno (*BOF*) y la de horno de arco eléctrico (*EAF*). Todas las investigaciones llegaron a la conclusión de que tales escorias son aptas para ser empleadas con la finalidad estudiada y que, de hecho, estaban siéndolo desde hacía años.

- Áridos para hormigón

Además del empleo como árido en mezclas bituminosas, algunas escorias de acería se utilizan como árido para hormigón. La escoria de horno alto peletizada, enfriada

primero parcialmente con agua y posteriormente, con aire en un tambor rotatorio, se emplea como árido ligero en hormigón (Hewlett, 1998). La escoria de convertidor al oxígeno y la de horno de arco eléctrico se utilizan como árido grueso -y también fino- en pavimentos de hormigón y en edificación. (Crawford y Burn, 1969, Ramachandran, 1981, Shelburne y DeGroot, 1998, Amaral, 1999, Manso et al, 2004, Manso, 2005, Manso et al, 2005, Manso, et al 2006, Papayianni y Anastasiou, 2010, Manso et al, 2011 y Polanco et al, 2011), estudiaron la utilización de dichas escorias como árido para hormigón. En las cinco investigaciones publicadas por Manso, así como en la de Polanco et al (2011), se emplean escorias negras como árido en hormigón en edificación.

En todo caso, la EHE (2008) permite la utilización de escorias siderúrgicas enfriadas al aire según la norma UNE EN 12620. Teniendo en cuenta el tamaño máximo que suele presentar la escoria blanca y su elevada resistencia, ésta solo se utiliza como árido fino en la fabricación de hormigón (Manso et al, 2011 y Polanco et al, 2011, Papayianni y Anastasiou, 2010, Anagnostopoulos, et al 2009).

- Bases, sub-bases y rellenos

Las escorias de horno alto, convertidor al oxígeno y horno de arco eléctrico se emplean extensamente en la construcción de carreteras, principalmente debido a sus propiedades físicas. La matriz flexible más frecuente en la que suelen emplearse es en bases, sub-bases y rellenos. Para escoger la capa más adecuada en la que utilizar una escoria, se debe tener en cuenta su densidad, capacidad portante, abrasión, permeabilidad, expansión potencial, desgaste de los Ángeles, resistencia al hielo-deshielo, etc., seleccionando el empleo en función de los resultados obtenidos en los ensayos correspondientes. Así, un material no expansivo y de elevada capacidad portante no debiera utilizarse en la construcción de un terraplén, ni en la de una sub-base, dado que de hacerlo, se desaprovecharían sus propiedades resistentes, debiendo, por ello, emplearse preferentemente en la base.

Las escorias de horno alto, convertidor al oxígeno y horno de arco eléctrico se han empleado como balasto en la construcción de vías férreas, árido de caminos, en terraplenes y en capas granulares de sub-base o drenantes (Crawford y Burn, 1969, Hewlett, 1998, CEDEX). La escoria blanca se utiliza como pavimento de caminos con bajo tráfico y también, rurales (Manso et al 2005 y Ansorena et al (1), 2005, Ansorena

et al (2), 2005). El uso de la escoria blanca en la construcción de terraplenes como material cementante o estabilizador de suelos no ha sido incluido dentro de este grupo, dado que en ese caso se aprovechan sus propiedades cementantes –incluidas en otro grupo de usos- y no las físicas.

- Estabilización de suelos y mortero

Se han agrupado los usos de las escorias correspondientes a la estabilización de suelos y a la fabricación de morteros, dado que ambos aprovechan las propiedades cementantes o hidráulicas de la escoria, siendo la de convertidor al oxígeno y la de horno cuchara, las que han alcanzado mayor notoriedad.

Poh et al (2006), Celemín et al (2007), Montenegro y Celemín, (2008), Celemín et al (2010) y Montenegro et al (2012, estudiaron las propiedades cementantes de la fracción fina de la escoria de convertidor al oxígeno y de la de horno cuchara en su respectiva mezcla con suelos para mejorar las propiedades geotécnicas de estos últimos. Poh et al (2006), en particular, efectuaron un estudio de la evolución de la resistencia mecánica de dos suelos mezclados con los finos de tres escorias de convertidor al oxígeno, incluyendo, además, dos activadores. Estos autores llegaron a la conclusión de que los finos de dicha escoria mejoraban la resistencia y durabilidad de la mezcla así como una reducción de su hinchamiento. En las referencias: Celemín et al (2007), Montenegro y Celemín (2008), Celemín et al (2010), Montenegro et al (2012) se describen estudios sobre las propiedades cementantes que desarrolla la escoria blanca en su mezcla con suelos marginales como material para la construcción de terraplenes. En los citados trabajos se llegó a la conclusión de que la adición de escoria de horno cuchara reducía, en la mayoría de los casos analizados, la expansión potencial de la mezcla con respecto a la del suelo solo y, muy notablemente, con relación a la del aditivo de la mezcla. Un resultado relevante fue el hallazgo de que existía un cierto porcentaje de escoria blanca por debajo del cual se producía una elevada reducción de la expansión potencial.

En morteros, la escoria se ha empleado como sustituto de parte o todo el agente cementante y también, como árido fino (Losáñez, 2005, Rodríguez et al, 2009, y Papayianni y Anastasiou, 2006). Manso et al (2005), Losáñez (2005) y Rodríguez et al (2009) reemplazaron parcialmente el cemento por los finos de la escoria blanca para

fabricar morteros de mampostería, obteniendo como resultado un material con adecuadas propiedades de trabajabilidad, retracción, resistencia y durabilidad.

- Fertilizantes

Las escorias que han sido empleadas como fertilizante son la de horno alto, la de convertidor al oxígeno y la escoria de horno cuchara (Das et al, 2007, Rex, 2005 y Euroslag, 2006), lográndose con ello corregir el pH de los suelos, así como la aportación de ciertos minerales necesarios para el crecimiento de determinadas especies.

- Otros

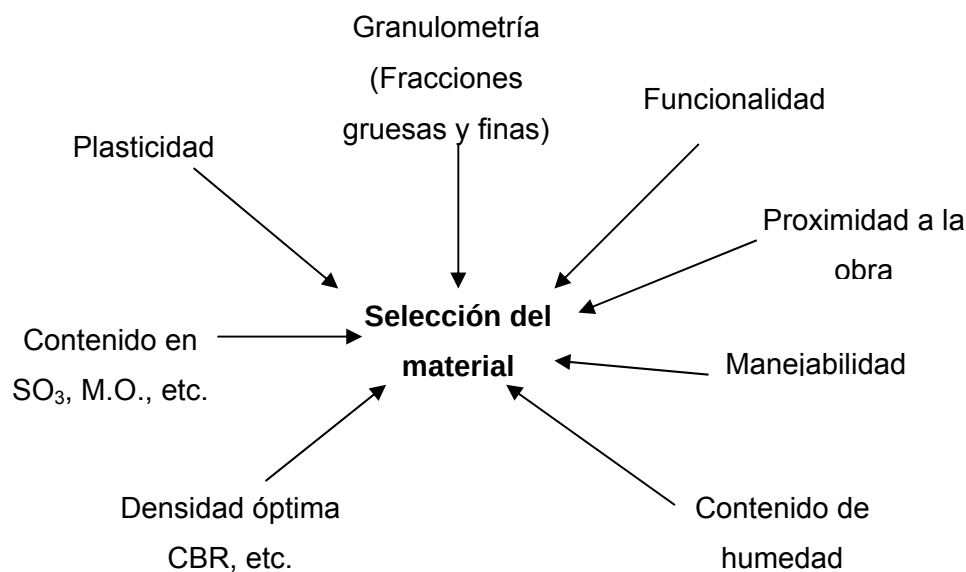
Además de los anteriores ejemplos de valorización, las escorias de acería han sido estudiadas en otros contextos de la ingeniería. Cabría señalar, entre ellos, la fabricación de lana de escoria, recalentando la escoria de horno alto y añadiendo silicio y otros elementos (Hewlett, 1998) y también como árido en la construcción de columnas de grava (Jones, 2005).

Finalizada la revisión bibliográfica de la valorización de las escorias de acería, deteniéndose en los aspectos más relacionados con el aprovechamiento de las propiedades de la escoria blanca de acería eléctrica que se movilizarán en el empleo contemplado en esta tesis, a continuación se expondrán diversas cuestiones que tienen que ver con la construcción y el control de calidad de los terraplenes.

1.4 Materiales para terraplenes y control de calidad

De acuerdo con el artículo 330 del Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes, el diseño de un terraplén requiere seleccionar los materiales que permitan una puesta en obra en condiciones aceptables, aseguren la necesaria estabilidad de la obra y mantengan las deformaciones a corto y largo plazo dentro de valores compatibles con las condiciones de servicio.

Existen varios criterios que es necesario tener en cuenta en la selección del material idóneo para la construcción de un terraplén vial, mostrándose en la Figura 1.5 los que se suelen considerar más relevantes (Oteo, 1994). La mayoría corresponde a las características geotécnicas: granulometría, plasticidad, contenido en sulfatos (SO_3) y materia orgánica (MO), densidad óptima y contenido de humedad, mientras que otros hacen referencia a la facilidad en la construcción (maneabilidad), economía



(proximidad a la obra) y funcionalidad.

Figura 1.14: Criterios a considerar en la selección de un material para ser empleado en la construcción de terraplenes

Fuente: Oteo (1994)

La Figura 1.15 muestra la sección transversal tipo definida en el Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes (art. 330 del PG3), la que divide los terraplenes en 4 partes y los define tal como se señala a continuación:

- Coronación: Es la parte superior del relleno tipo terraplén, sobre la que se apoya el firme, con un espesor mínimo de dos tongadas y siempre mayor de 50 cm.
- Núcleo: corresponde a la parte comprendida entre el cimientado y la coronación.
- Espaldón: Es la parte exterior del terraplén que, ocasionalmente, constituirá o formará parte de los taludes del mismo. No se considerarán parte del espaldón los revestimientos sin misión estructural entre los que se consideran, plantaciones, cubiertas de tierra vegetal, encachados, protecciones antierosión, etc.
- Cimientado: Es la parte inferior del terraplén en contacto con la superficie de apoyo. Su espesor será como mínimo de un metro (1 m).

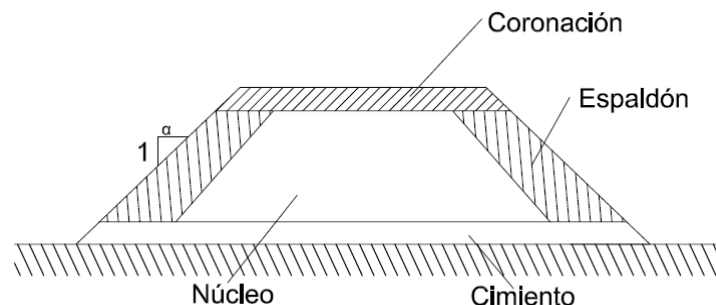


Figura 1.15: Sección transversal tipo definida en el PG3.

La mencionada normativa de carreteras clasifica los suelos naturales, dependiendo de sus propiedades geotécnicas, en: seleccionados, adecuados, tolerables, marginales e inadecuados. El PG3 permite la utilización de los tres primeros en la construcción de terraplenes, mientras que el empleo del cuarto es necesario justificarlo mediante la realización de un “estudio especial”. El desarrollo del conocimiento ha ido dando entrada a otras soluciones para la constitución de un terraplén. Cabe señalar, por ejemplo, la denominada estructura “sándwich” (Oteo, 2011), en la que el terraplén se construye alternando capas de suelo de diferente calidad, habiéndose obtenido, en general, buenos resultados. Hay también investigaciones que dan cuenta de

terraplenes y obras de tierra ejecutadas con mezclas de suelo con agentes cementantes, tales como la cal, el cemento o la escoria blanca de acería eléctrica.

Independientemente de la solución adoptada para la construcción del terraplén, un buen comportamiento de los materiales se asegura efectuando una adecuada compactación, provocando una reducción del volumen de huecos. Existen diversos sistemas para controlar que una capa o tongada se encuentre adecuadamente compactada. La elección del mejor sistema depende del material que se esté empleando, existiendo diversos ensayos para efectuar dicho control (ver Figura 1.16.) (Oteo, 2007). El PG3 permite la utilización de los siguientes métodos de control: determinación de la densidad in situ (pueden emplearse, entre otros, el método de la arena, densímetro o nucleares), ensayo de placa de carga y el ensayo de la huella.

TERRENO ENSAYO	ESCOLLERA	GRAVA	ARENA	LIMO	ARCILLA
DENSIDAD ARENA					
DENSÍMETRO BALÓN					
DENSIDAD CON PLÁSTICO					
MÉTODO NUCLEAR					
PLACA Ø 30 cm					
PLACA Ø 72 cm					
ENSAYO HUELLA					
MÉTODOS GEOFÍSICOS					
PENETRÓMETROS					
PRESIÓMETROS					
CONTROL HUELLA Y PASADAS					

Figura 1.16: Sistemas de control para medir el grado de compactación de un material.

Fuente: Oteo (2007)

A continuación se describen los criterios que estipula el PG3 para considerar un material bien compactado, haciendo énfasis en los ensayos de densidad in situ, placa

de carga y el ensayo de la huella, que, como se ha dicho, son los que cita dicha normativa para efectuar el control de calidad.

En un material compactado se determina su densidad seca tras la compactación, así como su humedad, para compararla con el valor obtenido en el ensayo Proctor de referencia efectuado en el laboratorio. El nivel de compactación exigido por las normas de carreteras (entre otras, el PG3) depende de la zona del terraplén en la que se encuentre la capa en consideración. Por ejemplo, en el caso de la coronación, el PG3 señala que se debe compactar a un 100% de la densidad seca máxima determinada en el ensayo Proctor de referencia, mientras que en el núcleo, cimienta y espaldón, dicha densidad puede ser de tan sólo el 95 % del valor obtenido en el laboratorio. Antiguamente, este último era el criterio adoptado por varias normativas para aceptar una tongada. La Figura 1.17 muestra un resultado típico de una curva Proctor, en la que la zona rayada delimita la posición que deben ocupar los puntos definidos por la humedad y densidad correspondientes a un material bien compactado.

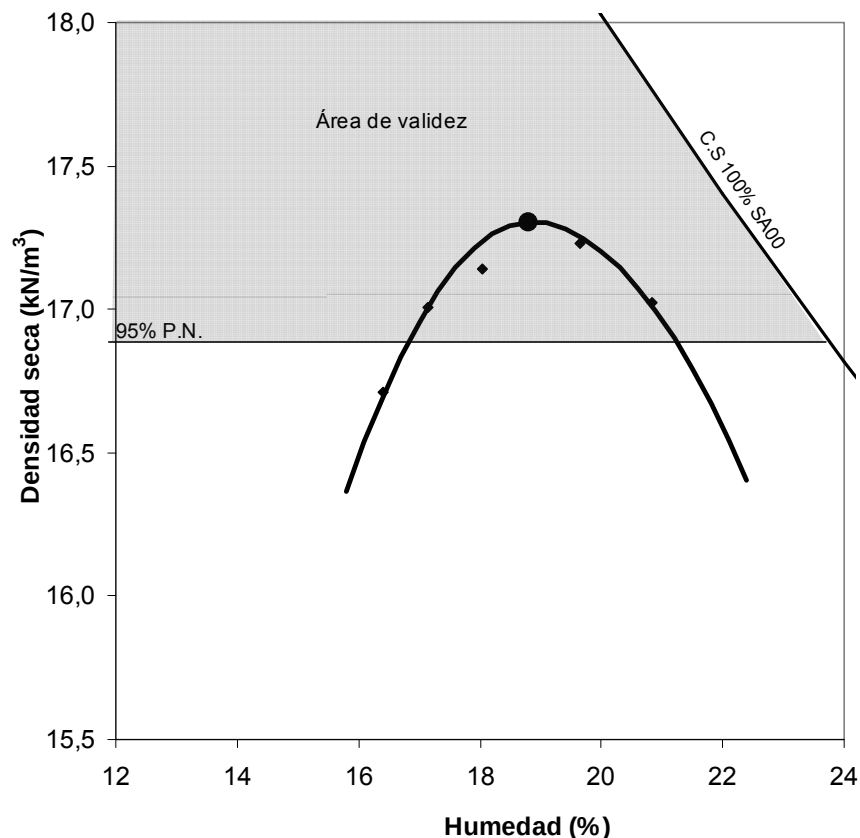


Figura 1.17: Criterio clásico empleado para control de compactación mediante el ensayo Proctor.

Por otro lado, Espinace y Oteo (1983) concluyeron que un suelo compactado dentro del área de validez de la Figura 1.17 no alcanza las mismas propiedades geotécnicas, tal como se muestra en la Figura 1.18. Las propiedades resistentes y deformacionales de un suelo compactado varían con la densidad seca y con la humedad. La Figura 1.18 (a) y la Figura 1.18 (b) muestran las zonas en las que se alcanzan similares resultados de resistencia (ángulo de rozamiento y cohesión) y de módulo secante de deformación, respectivamente. Así, en cada una de ellas se advierten al menos tres áreas delimitadas por parábolas, que presentan idénticas propiedades mecánicas.

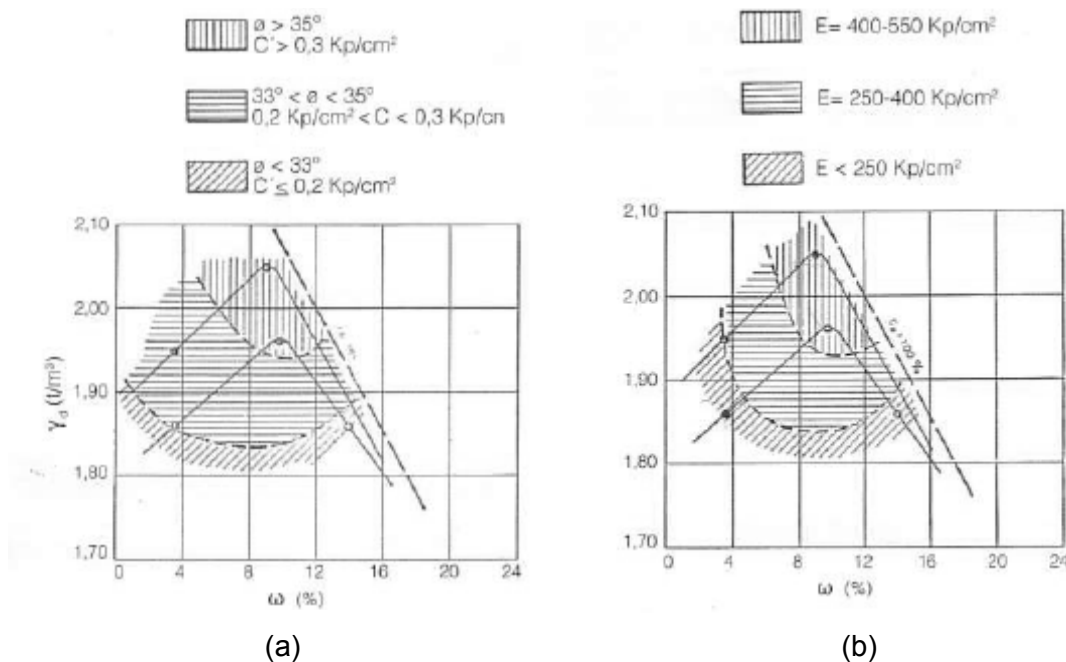


Figura 1.18: Zonas en las que se distribuyen similares parámetros de resistencia: (a) ángulo de rozamiento y cohesión, y (b) módulo de deformación para una presión de confinamiento de 2 kp/cm².

Fuente: Espinace y Oteo (1983)

Por tanto, el PG3 ha asumido las conclusiones alcanzadas por Espinace y Oteo (1983). La Figura 1.19 (a) muestra las zonas con igual orden de magnitud del parámetro geotécnico α , mientras que la Figura 1.19 (b) muestra el criterio de aceptación de la compactación adoptado por el PG3.

Considerando las conclusiones de estos dos últimos autores, la versión actual del PG3 señala que un material empleado en el núcleo se encuentra adecuadamente compactado cuando:

- Su densidad y su humedad se sitúan por encima del 95 % de la densidad máxima compactada seca determinada en el ensayo Proctor normal.
- Al menos un sesenta por ciento (60 %) de los puntos representativos de cada uno de los ensayos individuales en un diagrama humedad-densidad seca, han de encontrarse dentro de la zona de validez: un suelo no expansivo debe estar representado por un punto situado dentro de las líneas de isosaturación correspondientes a humedades de -2 y +1 % de la óptima, y en caso de ser expansivo, entre las de -1 y +3 %.
- Los puntos que se encuentren fuera de la zona de validez deberán tener una densidad seca inferior en más de treinta kilogramos por metro cúbico (30 kg/m^3) a la admisible según lo indicado en este pliego.

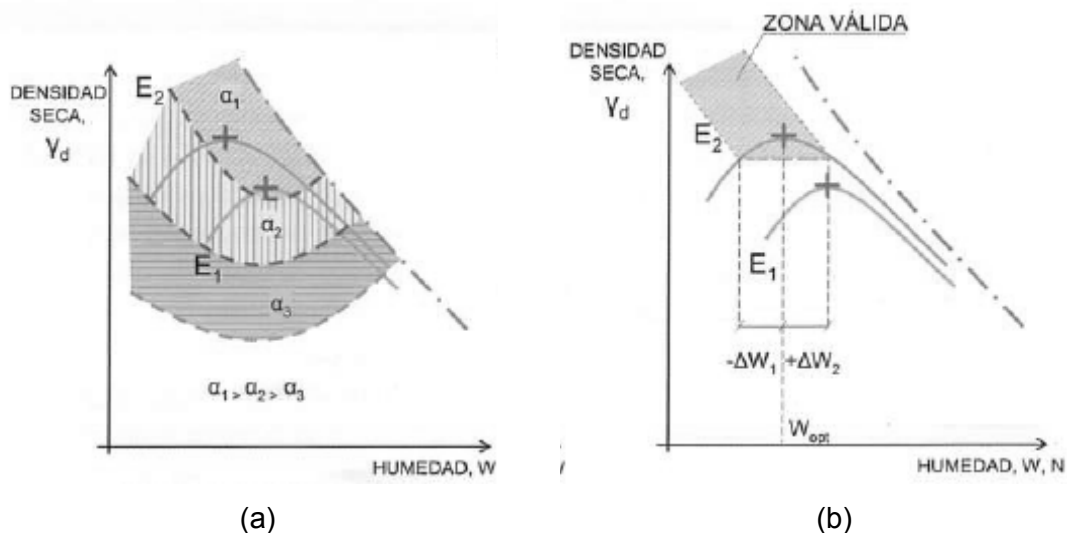


Figura 1.19: Criterio de compactación incluido en el PG3: (a) zonas con igual orden de magnitud del parámetro geotécnico “ α ”, y (b) criterio de compactación adoptado.

Fuente: Oteo (2011)

Se describirán a continuación los criterios de compactación basados en el ensayo de placa de carga. Este ensayo es ampliamente empleado para el control de la compactación, teniendo la ventaja de que puede ser utilizado sobre varios tipos de suelos (desde arcilla hasta grava). Un suelo se considera bien compactado según el PG3 cuando (i) el módulo de compresibilidad en el segundo ciclo de carga es mayor

de 30 MPa en el caso de ser el núcleo ($E_{v2} \geq 30$ MPa) y de 60 MPa en la coronación ($E_{v2} \geq 60$ MPa), y (ii) la relación entre los módulos en el primer y segundo ciclo de carga es inferior a 2,2 ($K \leq 2,2$). Oteo (2003) propone que la relación entre módulos (K), no sea estrictamente 2,2, sino que dependa linealmente del valor alcanzado por E_{v2} . El citado autor muestra curvas presión-asiento de un suelo compactado (mal compactado según los criterios del PG3) que presenta mejores características geotécnicas que otro que sí cumple con las especificaciones del PG3. Los criterios de aceptación de una tongada de un suelo compactado según el PG3 y la propuesta de Oteo (2003) se representan en la Figura 1.20 y en la Figura 1.21, respectivamente. Considerando los resultados de E_{v2} y K de un suelo compactado que ha sido controlado con placa de carga, el punto representativo debe caer dentro de la zona N° 1 ó N° 1 y 2. En ambas figuras, la zona marcada con el N° 1 representa un nivel de compactación adecuado para ser empleado en el núcleo de un terraplén, mientras que la indicada conjuntamente con los N°s 1 y 2 lo es tanto para el núcleo como para la coronación. En ninguno de los casos un material puede encontrarse en la zona blanca, ya que, en tal caso, la compactación sería insuficiente.

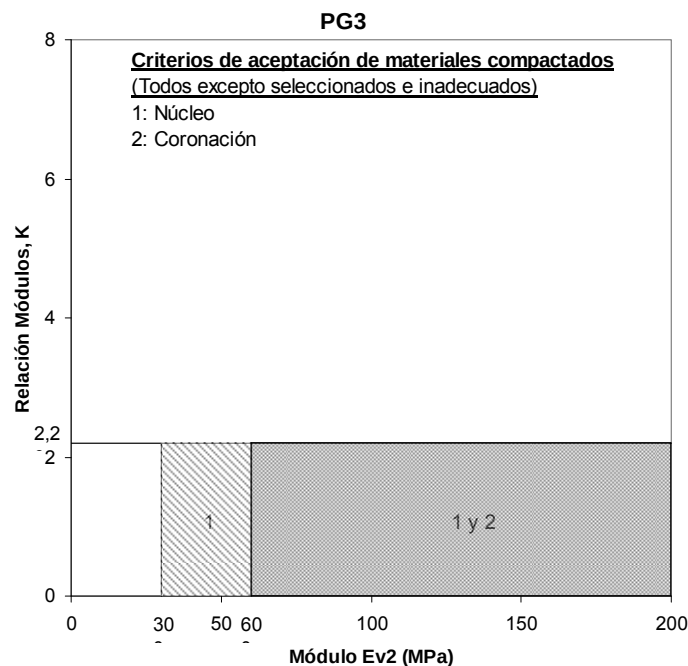


Figura 1.20: Criterio del control de compactación exigido por el PG3 empleando el ensayo de placa de carga.

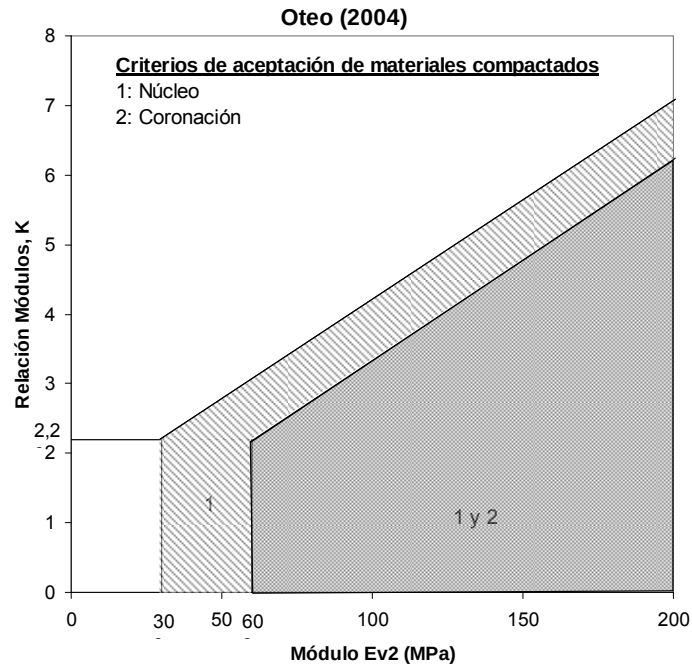


Figura 1.21: Criterio del control de compactación propuesta de Oteo (2003) empleando el ensayo de placa de carga.

El ensayo de la huella -tercer ensayo contemplado por el PG3 - requiere ser contrastado con los resultados del ensayo de placa de carga, tal como señala el citado pliego, por lo que los comentarios efectuados anteriormente son válidos para la realización de dicho contraste. En todo caso, el pliego presenta valores de huella admisible dependiendo de la zona del terraplén que se esté evaluando: núcleo, cimiento, etc. (ver art. 330 PG3).

Si bien el grado de compactación alcanzado queda suficientemente determinado con los ensayos recogidos en el PG3 que acaban de ser comentados, hay que hacer constar que en él influyen diversos aspectos que serán examinados en los párrafos que siguen.

Generalmente, el espesor de una tongada suele estar comprendido entre 30 y 50 cm. La Figura 1.22 muestra el criterio para fijar el espesor de tongada propuesto por Oteo (2003). Conocido el porcentaje de finos (en el eje de ordenadas) y el tamaño máximo (curvas de diferentes colores rotuladas con el valor del tamaño máximo del suelo) se determina la abscisa correspondiente a dicho par de valores, que proporciona el espesor de capa recomendado a utilizar en la compactación de ese material. Además,

la figura indica, en su caso, la necesidad de un tratamiento adicional, antes de proceder a la extensión y compactación.

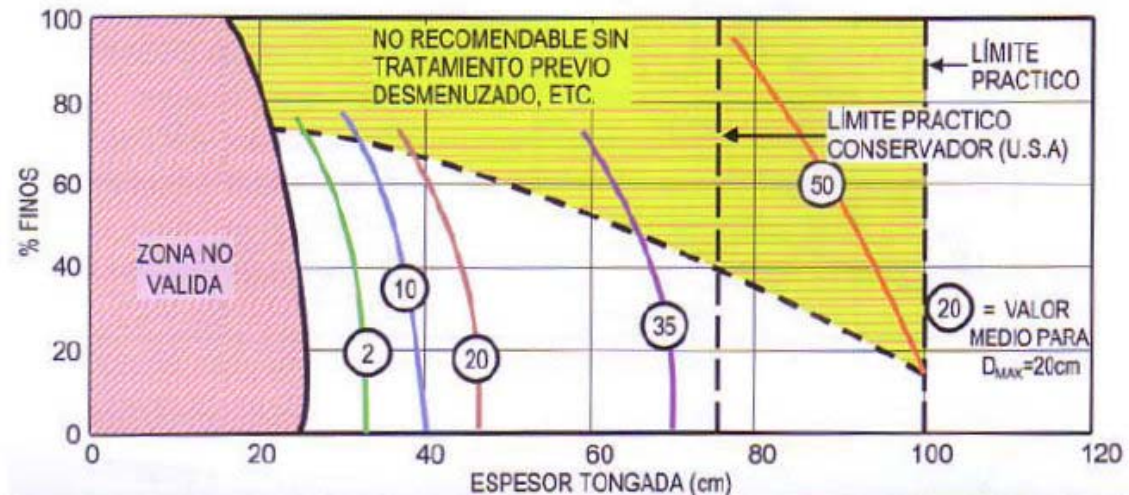


Figura 1.22: Recomendación para fijar el espesor de la tongada.

Fuente: Oteo (2003)

En un estudio anterior (Rico y Del Castillo, 1976), se llegaba a la conclusión de que el espesor de capa más apropiado era función del equipo de compactación y de la densidad seca requerida, así como del coste de la compactación por m^3 , introduciéndose, como novedad, un nuevo factor de influencia, de naturaleza económica (Figura 1.23).

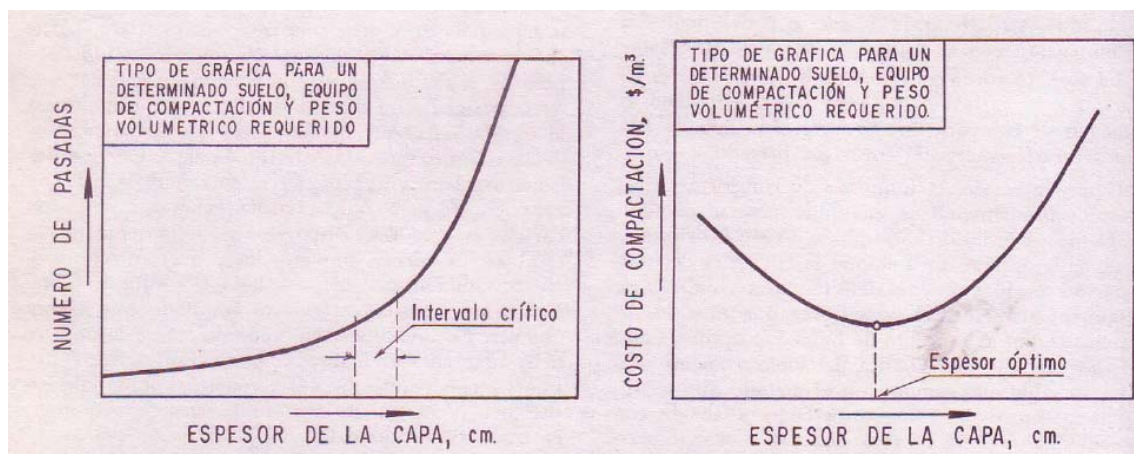


Figura 1.23: Determinación del espesor más conveniente de una capa según Rico y Del Castillo (1976).

La elección de la maquinaria más adecuada para efectuar la compactación de un suelo depende directamente de éste. Un suelo incoherente debe ser compactado por vibración o vibro-presión, ya que así se logra el mejor acomodo de sus partículas. Por el contrario, en un suelo cohesivo, es necesario romper los enlaces físico-químicos existentes entre sus partículas, por lo que son recomendables métodos de impacto o de amasado. La Figura 1.24 muestra la maquinaria recomendada para uno u otro tipo de suelo según su porcentaje de finos y su tamaño máximo (Oteo, 2004).

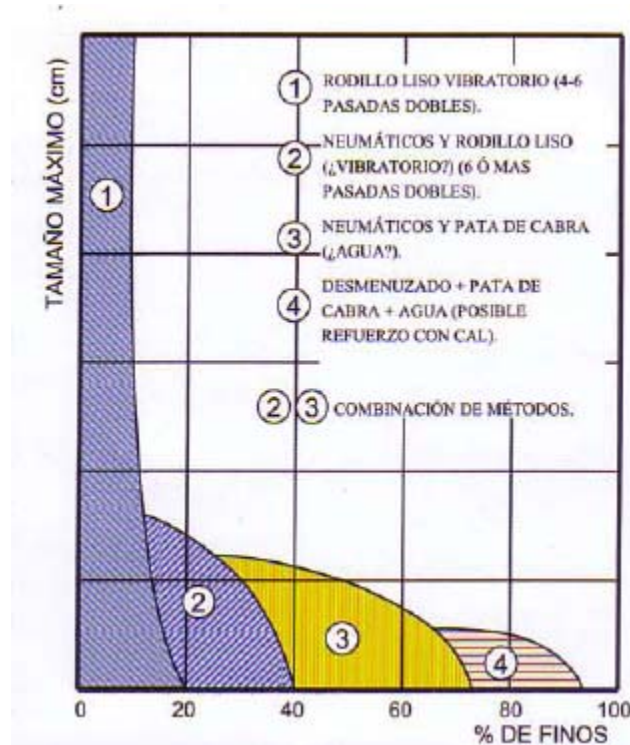


Figura 1.24: Maquinaria recomendada en función del porcentaje de finos y el tamaño máximo.

Fuente: Oteo (2004)

Teniendo en cuenta los resultados de los estudios anteriores, así como la experiencia acumulada en la práctica de la compactación, resulta conveniente efectuar, previamente a ella, un tramo de prueba, en el que se evalúe y defina la metodología apropiada con la que realizar esta tarea.

El ámbito de elección de materiales para terraplenes se vio ampliado con el texto publicado en 1977 por la Organización para la Cooperación y Desarrollo Económico (OCDE), el que se recogían las experiencias acumuladas en la utilización de desechos

y subproductos en la construcción de infraestructuras del transporte. Los residuos de la minería del carbón, ampliamente utilizados en los 60 en los antiguos valles mineros de Gales, y en los 70, en Francia, en la línea de alta velocidad de la región Nord Pas-de-Calais, constituyeron ejemplos de utilización de materiales -hasta entonces prácticamente rechazados- que pronto serían imitados en otras partes del mundo. Ello fue así hasta el punto de que la revisión de la situación, hecha por el mismo organismo en 1997, señaló que la carretera no debía convertirse en el vertedero de las industrias. En alguna medida, parece que así continúa siendo, cuando se constata el aprovechamiento de casi todo tipo de materiales en las infraestructuras viarias (Oteo, 2011). Ejemplo, en contrario, de la recomendación formulada por la OCDE se encuentra en la utilización de material de un vertedero en la construcción de terraplenes en la M45 II. Esta operación de valorización de residuos, requirió la eliminación previa de los plásticos y de los tamaños más gruesos, obteniéndose como resultado un material que fue clasificado como seleccionado (según el art. 330 del PG3). Fue necesaria, no obstante, la adición de cal, así como la utilización de un supercompactador, pero el resultado final fue satisfactorio. Esto pone de manifiesto una cierta tendencia a la aplicación de recursos no sólo hacia el aprovechamiento del material encontrado en la traza, sino incluso del vertido en otros lugares, lo que constituye una actuación favorable a la preservación de los recursos naturales y al ahorro de energía.

Hay, como se ha dicho, varias obras en las que se han empleado distintas soluciones no convencionales para la construcción de un terraplén: capas sándwich y mezclas suelo-cal o con otros estabilizadores. Cabría hablar, por consiguiente de una cierta tendencia innovadora en la selección de materiales para la construcción de terraplenes en la que, además de la aplicación de las soluciones antes comentadas, se buscarían nuevas soluciones que fueran también medioambientalmente sostenibles. En los párrafos siguientes se comentarán algunas experiencias que se han encontrado en la bibliografía y que ilustran la tendencia apuntada, observándose cierto predominio de la modalidad de mezcla de suelo con subproducto industrial.

1.5 Utilización de residuos industriales mezclados con suelos

El valor añadido que cabe esperar de la mezcla de un suelo con un material industrial puede ser, o bien el aprovechamiento de las propiedades cementantes de la adición o

el de la elevada dureza y resistencia de ésta, pudiendo también tener cabida una combinación de ambos.

Conviene empezar por recordar la larga tradición de empleo de los subproductos de la siderurgia, especialmente, en las zonas de influencia de las industrias, debida también a otras circunstancias. Así, las escorias negras, las de convertidor al oxígeno y las de alto horno, han sido extensamente empleadas en la construcción de carreteras, principalmente como árido para firmes, aplicación de la que se ha dado cuenta en el apartado 1.3.7. Más adelante se describirá una investigación que empleó los finos de una escoria de convertidor para la estabilización de suelos, pudiéndose considerar aquella como ejemplo de aplicación binaria de un residuo de la siderurgia, limitada, hasta entonces, a usos unitarios, aprovechando sus notables cualidades mecánicas.

Kanagawa y Kuwayama (1997), efectuaron una campaña de ensayos, tanto en el laboratorio como en la obra, sobre mezclas constituidas por diferentes proporciones de suelo y escoria blanca, con la finalidad de emplear el material resultante en la construcción de terraplenes. A partir de los ensayos de campo, se concluyó que la mezcla suelo-escoria podía alcanzar una resistencia similar a la obtenible con suelo y un 5% de cemento. Ansonera et al (2005) (I y II) mezclaron escorias negras y blancas para emplearlas en la superficie de rodadura de caminos forestales. La primera de ellas fue escogida por su elevada dureza y resistencia, mientras que la segunda lo fue por sus propiedades cementantes, obteniéndose resultados satisfactorios.

Poh et al (2006) estudiaron en el laboratorio la utilización de los finos de la escoria de convertidor al oxígeno para la estabilización de suelos. Estos autores llegaron a la conclusión de que elevados porcentajes de escoria de convertidor (15-20 %) y largos períodos de curado eran requeridos para que el suelo tratado presentara una mejora significativa.

Akinmusuru (1991) estudió la estabilización de suelos con escorias, –aunque sin especificar el tipo de escoria empleado–, en el que analizó la variación de los parámetros resistentes de la mezcla (ángulo de rozamiento interno y cohesión) a medida que se incrementaba el porcentaje de escoria. No obstante, dicho autor tan

sólo examinó la variación de las propiedades resistentes por efecto de la adición de escoria al suelo, y no por el tiempo de curado.

Es bien conocida la aplicación de la ceniza volante en la construcción de terraplenes, obteniéndose generalmente buenos resultados (Pardo de Santayana, 1993, y Yoon et al, 2009), pero también este residuo se ha utilizado, satisfactoriamente, mezclado en un porcentaje del 60%, con suelo (Li et al , 2012). Dichos autores comprobaron que la resistencia del suelo, medida en el laboratorio mediante varios ensayos (compresión simple, compresión triaxial, etc.) se había incrementado tras añadirle la ceniza volante.

Existen otros subproductos, menos habituales, que también han comenzado a ser estudiados para fomentar su valorización en la construcción de carreteras. Este es el caso del filler aluminico, que es investigado en España para la estabilización de suelos (López, 2007), obteniéndose incrementos del índice de CBR y una reducción de la plasticidad en la mezcla con respecto a los valores que presentan estas propiedades en el suelo sin estabilizar. Lisbona et al (2012) utilizaron como agente conglomerante fango calcinado de papel (*calcined paper sludge*, CPS) mezclado con cemento -en diferentes proporciones- para la estabilización de suelos. En esa investigación se realizaron ensayos de laboratorio e in situ, añadiendo como agente cementante una mezcla binaria de CPS y cemento Pórtland. El mejor comportamiento observado con el citado agente cementante se obtuvo con una proporción de CPS y cemento de 25 y 75 %, respectivamente. Para la estabilización del suelo se comprobó que era necesaria una adición del estabilizador superior al 3 %, dado que en esta investigación se estudiaron porcentajes comprendidos entre 3 y 6 %. Consoli et al (2001) estudiaron la mejora en las propiedades resistentes y deformacionales de mezclas de suelo-ceniza volante- carbono de cal (residuo de la fabricación de gas acetileno) mediante los ensayos de compresión triaxial, brasileño y compresión simple. Según el citado autor, la adición de carbono de cal produce una mejora de la resistencia a edades tempranas (menores a 90 días) con respecto a la que se obtendría mezclando el suelo con cenizas volantes.

En resumen, debido a circunstancias de diversa índole, hay una cierta tendencia hacia la utilización de subproductos industriales para mejorar los suelos naturales, buscando soluciones técnica, económica y medioambientalmente viables, tratando de aprovechar las propiedades que aquéllos puedan transferir al suelo.

1.6 Conclusiones del capítulo

- En algo menos de 10 años casi se ha duplicado la cantidad de acero fabricada a nivel mundial, trayendo como consecuencia un significativo aumento de la producción de escorias de acería. En España se generaron, en el 2011, 1.890 kt de escoria negra y 475 kt de escoria blanca.
- La escoria blanca de acería eléctrica tiene propiedades reactivas, con resultados favorables en los aspectos resistentes y deformacionales, que aconsejan su valorización mediante la mezcla con ciertos suelos.
- Se ha efectuado una revisión bibliográfica de las propiedades químicas, minerales, mecánicas y cementantes, así como de la relativa a la estabilidad volumétrica y al comportamiento medioambiental de las escorias, relevantes en su valorización en la mezcla con suelos.
- La hidratación y la carbonatación de ciertos minerales presentes en las escorias blancas de acería eléctrica desempeñan un papel muy importante en la capacidad cementante, así como en el comportamiento expansivo de su mezcla con ciertos suelos.
- Los principales factores que afectan a la reactividad hidráulica de un material son (i) la composición química, (ii) la composición mineral, (iii) el grado de vitrificación y, (iv), el tamaño de las partículas.
- La valorización de la escoria blanca de acería eléctrica está condicionada por: (i) los mecanismos que producen la expansión de las escorias, (ii) los tratamientos que permitan controlarla y en su caso, reducirla (iii) el control de calidad del producto, y (iv) la utilización de criterios de aceptación de la expansión.
- La normativa autonómica de valorización de las escorias incide, casi exclusivamente, en los aspectos medioambientales y no considera otros como la compactación o la cementación, que también intervienen en ellos.
- Se han revisado los ensayos empleados para efectuar el control de calidad de una capa de suelo compactado, así como los criterios propuestos por el PG3 y otro autores.
- Asimismo, se han examinado varios casos de valorización de un residuo industrial mediante su mezcla con suelo.

Capítulo 2 : Materiales y técnicas utilizadas en la investigación

2.1 Introducción

Los materiales unitarios y las mezclas se han estudiado mediante técnicas y ensayos de laboratorio con la finalidad de caracterizarlos geotécnica, química, mineralógica y medioambientalmente.

En el presente capítulo se describen los procedimientos así como, en su caso, las normas aplicadas en el capítulo 3 de este trabajo. La metodología del capítulo 4 es muy similar a la del 3, pero se ha preferido incluirla en aquél para separar claramente el estudio realizado íntegramente en el laboratorio del que se efectuó con ocasión de la puesta en obra de la mezcla de escoria con suelo.

2.2 Materiales empleados en la investigación

2.2.1 Descripción de los materiales

En esta investigación se utilizaron tres muestras de escoria blanca de acería eléctrica, (*Ladle Furnace Slag, LFS*), también conocida como escoria de horno cuchara; una procedente de la factoría que la empresa “Tubos Reunidos, S.A.” tiene en Amurrio, en la provincia de Álava y dos de la acería “Sidenor” en Reinosa (Cantabria). La notación adoptada para referirse a la escoria de Amurrio es A, y para la factoría de Reinosa, RN y RA. Las escorias fueron cribadas por el tamiz 2,00 mm, antes de la realización de los ensayos.

Los primeros estudios de esta investigación se iniciaron con un suelo de Santander, al que en lo sucesivo se denominará con la letra S. Posteriormente, y como consecuencia de los reiterados intentos de realizar una aplicación en obra de la

investigación se incorporó el suelo procedente de las obras de la autovía de la Meseta, obtenido en las inmediaciones de Herrera de Pisuergra, en Palencia, al que, en adelante, se hará referencia con la letra H.

El primero de los suelos antes citados se mezcló con la escoria de Amurrio, dando lugar a un material al que se denominó con el acrónimo SA. El suelo de Herrera se mezcló con la escoria de Reinosa, para formar el material que, en lo sucesivo, será identificado por la abreviatura HR, que era la mezcla que estaba previsto haber utilizado en un camino de servicio de la citada autovía de la Meseta.

Con el objeto de profundizar en el conocimiento de la reactividad de la escoria se estudió la adición de porcentajes medios (6 y 10%) y altos (20 y 30%) de dicho subproducto. La realización de la mezcla en obra con porcentajes medios de escoria, puede efectuarse con estabilizadora, mientras que para conseguir la necesaria homogeneidad con porcentajes de escoria del orden del 20 ó del 30 % es necesario que ésta se realice en una planta o central. Ambas alternativas, es decir, tanto la mezcla con estabilizadora como en central, eran posibles en la obra de la Meseta, debido a las excepcionales facilidades dadas en todo momento por la empresa BEGAR, Excavaciones y Contratas S.A. Cabe señalar que ha habido otros investigadores (Kanagawa y Kuwayama, 1997, Poh et al, 2006) que también utilizaron en sus estudios mezclas de suelo con porcentajes elevados de escoria. La notación adoptada en esta investigación para referirse a los materiales o mezclas se recoge en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1: Notación y porcentaje en peso seco de cada uno de los materiales.

	Escoria blanca			Suelos	
	A	RA	RN	S	H
S	-	-	-	100	-
SA10	10	-	-	90	-
SA20	20	-	-	80	-
SA30	30	-	-	70	-
A	100	-	-	-	-
H	-	-	-	-	100
HR06	-	-	6	-	94
HR20	-	-	20	-	80
RN	-	-	100	-	-
RA	-	100	-	-	-

En el estudio de las propiedades cementantes y de la estabilidad volumétrica se requiere conocer la evolución con el tiempo, por ello, y cuando sea necesario, la notación de las muestras irá acompañada de la adecuada información complementaria; así, por ejemplo, se indicará la edad de curado cuando se estudien las propiedades cementantes. De forma similar, las muestras tomadas después de la realización del ensayo de expansión potencial, que se utilizará para investigar la estabilidad volumétrica, irán seguidas del acrónimo PE. A continuación se muestra un ejemplo de cada uno de los casos anteriores:

- SA30_28 : Muestra de la mezcla SA30 curada durante 28 días en la cámara húmeda (Estudio de las propiedades cementantes).
- HR20_PE : Muestra de la mezcla HR20 recogida finalizado el ensayo de expansión potencial (Estudio de la estabilidad volumétrica).

En el apartado siguiente se explicará el procedimiento utilizado para la realización de las mezclas anteriormente descritas.

2.2.2 Preparación de la muestras

La preparación de las muestras se efectuó siguiendo lo estipulado en la norma ASTM D 421. Antes de realizar la mezcla, los materiales se oreaban hasta que alcanzaban la humedad higroscópica para, posteriormente, proceder al cuarteo y extracción de la muestra representativa de cada uno de ellos.

Para asegurar la representatividad y fiabilidad de los ensayos se necesita que la mezcla sea homogénea, habiéndose empleado, por tanto, dos procedimientos de envuelta, uno automático y otro manual. El automático consistió en introducir los materiales unitarios en el interior de la hormigonera (ver Figura 2.1), mientras que en el sistema manual, los materiales se introducían en un recipiente estanco (ver Figura 2.2).

La hormigonera se utilizó para efectuar las mezclas empleadas en los ensayos de compactación, capacidad portante y expansión potencial. En cada uno de ellos se requirieron al menos 15 kg para la ejecución de la mezcla. La hormigonera se hacía funcionar durante 1 hora, para asegurar una adecuada envuelta.

El sistema manual se empleó cuando eran necesarias pequeñas cantidades –inferiores a 3 kg–, en cuyo caso, la mezcla se realizaba mediante repetidas sacudidas del recipiente durante 6 minutos con los materiales en su interior. Las muestras obtenidas mediante este procedimiento se utilizaron para la realización de los ensayos de plasticidad, hinchamiento libre en edómetro, colapso y compresión simple, entre otros.



Figura 2.1: Hormigonera vertical con capacidad máxima de 80 kg.



Figura 2.2: Recipiente utilizado en la mezcla manual de materiales.

A continuación se presenta la metodología empleada en el estudio geotécnico.

2.3 Metodología del estudio geotécnico

Las propiedades geotécnicas de los materiales, esto es, de las escorias, de los suelos y de sus mezclas, han sido estudiadas mediante las técnicas y los ensayos de laboratorio empleados habitualmente en la caracterización de un suelo convencional, ya que uno de los objetivos del presente trabajo era conocer el comportamiento de las mezclas compactadas en la construcción de terraplenes viales.

Para la realización de los ensayos del capítulo 3 se aplicaron, fundamentalmente, las normas ASTM -por su condición de estándar internacionalmente reconocido-.. Además se han empleado las normas europeas EN, complementadas, en su caso, con la normativa española UNE y en defecto de las anteriores, con la NLT. Como normativa específica de referencia para la ejecución de las obras se ha tenido en cuenta el “Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes” (PG3), especialmente, el artículo 330: Terraplenes.

Los ensayos realizados, incluidos los indicados por el PG3, han sido agrupados, teniendo en cuenta su finalidad, de la siguiente forma:

1. Identificación y compactación
2. Propiedades cementantes
3. Propiedades expansivas

A continuación se comentarán cada uno de estos grupos de ensayos.

2.3.1 Identificación y compactación

Sobre los materiales se han efectuado los siguientes ensayos: análisis granulométrico, plasticidad, peso específico de partículas, Proctor normal y CBR.

El análisis granulométrico de los materiales unitarios se realizó según la norma ASTM D 422 (ver anejo I). Para cada uno de los materiales se efectuaron tres determinaciones, dándose como resultado su media aritmética y también, cuando era necesario, el error estándar de la media. La granulometría de la mezcla se dedujo ponderando el porcentaje de cada tamaño con el de la presencia de cada material en la mezcla.

La plasticidad de los materiales y de sus mezclas ha sido estudiada de acuerdo con la norma ASTM D 4318. Si bien, como se ha dicho, las propiedades geotécnicas de los materiales se presentarán en el capítulo 3, cabe adelantar aquí que, como suele ocurrir con la gran mayoría de los subproductos industriales, las *LFS* no presentaron plasticidad.

Las propiedades de compactación de los suelos se estudian normalmente mediante los ensayos Proctor normal y Proctor modificado. La diferencia de éstos es la cantidad de energía mecánica entregada al suelo ensayado que, como se sabe, es mayor en el segundo. Las especificaciones de construcción de carreteras exigen, generalmente, un elevado porcentaje de la densidad Proctor modificado. Sin embargo, en este trabajo se ha empleado el ensayo Proctor normal (ASTM D 698), ya que el apartado 4.4.2 del artículo 330 del PG3, relativo a la utilización de suelos expansivos –normalmente marginales- así lo recomienda. Las mezclas de suelo-escoria y las *LFS* también fueron

ensayadas con la densidad Proctor normal, procediendo con ambas como si de un suelo natural se tratase.

Para dibujar las curvas de saturación de cada uno de los materiales, se requiere conocer el peso específico de las partículas. Este parámetro suele presentar una elevada variabilidad en los suelos naturales, por lo que cabe esperar que algo similar ocurra en las mezclas y en las *LFS*. El peso específico seco de partículas se ha determinado a partir de tres medidas efectuadas siguiendo la norma UNE 103302, dándose como resultado su media aritmética, teniéndose en cuenta, como ya se ha señalado, el error correspondiente.

La capacidad portante no es una propiedad intrínseca de los suelos y materiales a ellos asimilados, como en este caso se consideran las *LFS* y sus mezclas con los primeros, sino que es función de la densidad y de la humedad en las que tales materiales se encuentren. Varias especificaciones de carreteras exigen que el material compactado en un terraplén alcance una densidad mínima del 95% de la densidad del Proctor de referencia (AASHTO M57 y Art. 330 del PG3). Esta última norma requiere, además, que el CBR sea como mínimo de 3. Se fabricaron probetas con el 25, el 50 y el 100 % de la energía Proctor normal (PN) para determinar la capacidad portante, tal como lo indica la norma ASTM D 1883. Las probetas fueron saturadas durante 4 días sumergidas en agua a temperatura ambiente antes de introducir 12,5 mm el pistón de carga, a una velocidad de 1,25 mm/min. La norma UNE 103502 define el índice de CBR como “el porcentaje de la fuerza ejercida por el pistón sobre la probeta, para una penetración determinada, con relación a la fuerza correspondiente a la misma penetración en una probeta tipo.” Dicha fuerza es de 13,2 kN para una penetración de 2,5 mm y de 20,0 kN, para 5,0 mm.

A continuación se explica brevemente el procedimiento utilizado para estudiar las propiedades cementantes que se observaron al mezclar las escorias con los suelos empleados en este trabajo.

2.3.2 Propiedades cementantes

En el estudio de Kanagawa y Kuwayama (1997), así como en los artículos publicados como consecuencia de la presente investigación (Celemín et al, 2007, Montenegro, 2008, Celemín et al 2010, Montenegro, 2012) y en la tesis doctoral de Ortega (2011)

se ha analizado la evolución temporal de la resistencia mecánica de la mezcla de suelo y escoria blanca.

En esta investigación se empleó la compresión simple y el CBR para estudiar la mejora de las propiedades mecánicas producidas por las reacciones de cementación desarrolladas por la escoria a diferentes edades. De la revisión bibliográfica realizada, tan sólo Bell (1988) y Kavak y Akyardh (2007) utilizaron el segundo de los ensayos, siendo el de compresión simple el más empleado, tal y como puede verse en las investigaciones de Chun y Kim (2003), Idraratna et al (1991), Pardo de Santayana (1992) y Little y Yusuf (2001), entre otros.

El ensayo de CBR se efectuó siguiendo la norma ASTM D1883. Se determinó el índice de CBR sobre probetas sumergidas 4, 7, 28 y 90 días, a una densidad del 95 % de la determinada en el ensayo Proctor normal. Para cada edad se fabricaron 3 probetas (90, 95 y 100 de la energía PN). La Figura 2.3 muestra las probetas SA10_90, SA20_90 y SA30_90. La evolución temporal del índice de CBR se determinó exclusivamente en el suelo S y las mezclas SA, dado que, por circunstancias ajenas a la investigación, no fue posible disponer del suelo H necesario para la realización de los ensayos de la mezcla HR.

La evolución de la resistencia y de las propiedades de deformación fue analizada mediante el ensayo de compresión simple, habiéndose ensayado dos suelos y cinco porcentajes de mezcla (ver Tabla 2.1). El material se amasó con la humedad óptima determinada en el ensayo Proctor normal.



Figura 2.3: Probetas compactadas de CBR de las mezclas SA sumergidas para ser ensayadas a 90 días.

Para asegurar la adecuada distribución del agua de amasado en el momento de la fabricación, teniendo en cuenta la plasticidad del suelo, se amasó la muestra con una antelación de 20 ó 24 h antes de su compactación, fabricándose a continuación las probetas de diámetro de 38,1 mm (1½") y altura de 76,2 mm (3") que fueron ensayadas después de 0, 3, 7, 28 y 90 días de curado. Para evitar la evaporación del agua de amasado, las probetas se almacenaron en la cámara húmeda, encima de una bandeja de PVC dentro de un recipiente con agua, protegiéndose además su perímetro con una película termoplástica (PARAFILM M®) (ver Figura 2.4). El ensayo de compresión simple se efectuó siguiendo lo estipulado en la norma ASTM D 2166, empleándose una velocidad constante de 1,5 mm/min.

De cada suelo y mezcla se fabricaron 25 probetas, compactadas mediante el impacto de la maza ARMY sobre el material introducido en el interior del molde Harvard (Ver Figura 2.5). Las probetas se compactaron en 3 tongadas, aplicando sobre cada una de ellas, una energía idéntica a la del ensayo Proctor normal. Transcurrido el tiempo de curado, aleatoriamente se ensayaban 5 probetas a compresión axial. Independientemente de las precauciones adoptadas en este procedimiento de compactación, los resultados de resistencia a compresión simple (RCS) y los de los módulos secantes de deformación $-E_{50rot}$ y E_{rot} presentaron un elevado coeficiente de

variación (CV). Este último se define como el cociente entre el error estándar de la media y la media aritmética ($CV : \sigma_{\mu} / \mu$).



Figura 2.4: Almacenamiento y protección superficial del perímetro de 20 probetas para evitar la evaporación del agua de amasado.

Se buscaron alternativas para reducir la dispersión del procedimiento de fabricación anteriormente descrito. Finalmente, se decidió comparar los resultados con los obtenidos en otra serie de ensayos, con probetas de iguales dimensiones compactadas mediante presión estática. Por este método se fabricaron 15 probetas de cada suelo y mezcla, estudiándose la evolución de sus propiedades mecánicas.

El sistema diseñado consiste en la compresión del suelo colocado en el interior de un molde tubular de acero (ver Figura 2.6), producida por el avance de dos pistones enfrentados desplazados por sendos cilindros accionados por aire comprimido. La particularidad del procedimiento reside en que la compactación de la probeta -de altura final 7,62 cm- se efectúa en una única capa, aplicando la presión por sus dos extremos. El equipo consta, básicamente, de 4 elementos: un marco rígido, los cilindros neumáticos, los moldes de acero y el circuito de aire a presión. La configuración de los elementos durante el llenado de los moldes puede observarse en la Figura 2.8.



Figura 2.5: Masa Army y molde Harvard empleados en la fabricación de las probetas.

Para reducir el coeficiente de variación es necesario controlar las condiciones de estado de las probetas (densidad y humedad determinada en el ensayo Proctor normal), así como la técnica de fabricación. El procedimiento seleccionado para fabricar las probetas consistió en: (i) amasado del material con su correspondiente humedad óptima (ii) colocación en el interior del molde (iii) preparación del equipo (iv) compactación por presión, y (v) desmolde y tallado de las probetas.

Así, el amasado del suelo se hizo ajustando la cantidad de agua necesaria para alcanzar la humedad requerida y depositarlo cuidadosamente -una vez disgregado-, mediante un embudo (ver Figura 2.7), en el interior del molde, para de esa forma conseguir la densidad mínima (UNE 103105). La cantidad de material que se introducía en los moldes se determinaba teniendo en cuenta la densidad mínima del material, la carrera que debían recorrer los cilindros neumáticos y la densidad que se deseaba obtener.

La preparación del equipo consistió en la colocación del marco rígido, conexión de los conductos para la aplicación del aire comprimido y disposición del equipo en la posición horizontal (ver Figura 2.8), para así reducir la acción de la gravedad en el momento de proceder a la compactación.

La compactación se realizó aplicando la misma presión a ambos cilindros. Dado que cada material requiere una presión específica para alcanzar la compactación deseada, fue preciso determinarla, para cada suelo y mezcla, teniendo en cuenta que la máxima que puede entregar el compresor es de 10 bar, coincidente con la admisible por los cilindros. Durante la fabricación de las probetas se controlaba que el avance de los pistones fuera el previsto y, en caso contrario, se incrementaba la presión de aire hasta conseguir la compactación prefijada.



Figura 2.6: Molde empleado en la compactación estática de probetas.



Figura 2.7: Configuración del sistema durante el llenado de los moldes.

Desmoldada la probeta, se cortaban y tallaban sus extremos para conseguir una altura final de 7,62 cm. La Figura 2.9 muestra una probeta de suelo después de habersele extraído los extremos del molde, apreciándose la parte central de una altura de 7,62 cm.

Finalizado el proceso neumático de compactación, las probetas se almacenaban de forma idéntica a las confeccionadas por presión dinámica.



Figura 2.8: Disposición del sistema estático de compactación antes de proceder a la fabricación de una probeta.



Figura 2.9: Probeta recién compactada, inmediatamente después de quitar los moldes metálicos extremos, con el molde central de 7,62 cm de altura.

En este apartado se han explicado los medios empleados para estudiar la influencia de la cementación en la resistencia mecánica. Para utilizar la mezcla de escoria con

suelo en la construcción de terraplenes, es necesario conocer también el comportamiento expansivo, por lo que, a continuación, se describirá el procedimiento seguido para ello.

2.3.3 Estabilidad volumétrica

Un material es inestable volumétricamente cuando, al entrar en contacto con agua u otras sustancias, experimenta cambios de volumen. En el ámbito de la mecánica de suelos, los movimientos que interesan son el hinchamiento y el colapso. Los movimientos correspondientes deben estar por debajo de los límites máximos permitidos para el uso previsto con ese material.

Expansión

La expansión de los materiales ha sido estudiada mediante los ensayos habitualmente empleados en la ingeniería geotécnica. Así, se han efectuado los siguientes ensayos normalizados: hinchamiento libre o asiento (ASTM D 4546), CBR con medición del hinchamiento (ASTM D 1883) y determinación del contenido de sulfatos solubles (UNE 103201). Adicionalmente, y debido a la reactividad de las escorias con ciertos suelos, también se efectuó el ensayo de expansión potencial (ASTM D 4792), para determinar el hinchamiento producido por las reacciones de hidratación de algunos compuestos (ver apartado 1.3.3).

Ensayos convencionales

El ensayo de hinchamiento libre ha sido empleado para estudiar la expansión de los suelos, de las LFS, y de sus mezclas, y fundamentalmente, para conocer el efecto que produce la adición de diferentes porcentajes de escoria de horno cuchara al suelo. En el anillo portaprobetas del edómetro se prepararon las probetas de cada uno de los materiales, compactándolos con las condiciones de estado determinadas en el ensayo Proctor normal. El porcentaje de hinchamiento libre de un material se obtuvo efectuando la media de tres determinaciones.

Las mediciones en las probetas de CBR se efectuaron con el objeto de complementar el resultado del ensayo de hinchamiento libre y el de expansión potencial realizados a cada uno de los materiales. Las lecturas se realizaron diariamente durante 4 días -

tiempo de realización del ensayo-, y a la vez, periodo suficiente para alcanzar su estabilización, según la norma ASTM D 1883. Un trípode metálico era situado en el borde de los moldes cada vez que se efectuaba la medición.

Por último, para estudiar la posible formación de ettringita, uno de los más conocidos minerales habitualmente asociados a elevadas expansiones, se determinó el contenido de sulfatos solubles.

Expansión potencial

La expansión potencial (ASTM D 4792) de una escoria se estudia con la finalidad de cuantificar el hinchamiento a largo plazo que se produce como consecuencia de la hidratación de algunos de sus compuestos minerales. El citado ensayo se realiza con las condiciones de estado, tanto de peso específico seco máximo como de humedad óptima, con las que se colocará el material en el terreno.

Los moldes y los accesorios, así como el procedimiento de compactación, son idénticos a los empleados para el ensayo de capacidad portante de un suelo (CBR). Ha sido necesario reforzar la unión entre el molde y la base para reducir su movimiento relativo, dada la elevada presión que desarrolla la escoria horno cuchara durante el hinchamiento. Inicialmente estaba previsto que el ensayo tuviera una duración de una semana, tal como lo indica la norma ASTM D 4792, pero ha sido preciso mantenerlo durante varias semanas, hasta que se estabilizara el hinchamiento. El principal problema que produjo esta prolongación del ensayo fue que los moldes no estaban preparados para resistir el efecto corrosivo del agua a 70 °C durante tanto tiempo. Se produjo, por tanto, una importante corrosión, siendo necesario aplicar medidas preventivas para evitar su prematuro deterioro y sobre todo, que afectara a los resultados del ensayo. Entre las precauciones adoptadas para minimizar los efectos de la larga duración del ensayo cabe destacar la de protección exterior e interior de los moldes.

La protección exterior de los moldes se basó principalmente en la idea del “ánodo de sacrificio”: Un metal se sacrifica –esto es, se propicia su corrosión- en beneficio del que se desea proteger. En este caso se adhería a la superficie del molde de acero, una pieza de aluminio o zinc, para que se corroyerá.

La protección interior del molde era necesaria para evitar que la corrosión de sus paredes influyera en los resultados. Por ello, las paredes interiores se cubrieron con plástico para evitar que el agua entrara en contacto con ellas. Dado que se ha comprobado la necesidad de prolongar, durante varias semanas, el ensayo de expansión potencial de la escoria de acería eléctrica, es conveniente utilizar moldes de acero inoxidable en los estudios en los que intervenga dicho material.

El movimiento producido en la placa con vástago –que refleja el hinchamiento que se produce en la muestra compactada- fue registrado con una periodicidad máxima de 24 horas. Sin embargo, con la finalidad de observar adecuadamente la expansión en las primeras 48 horas, también se efectuaron lecturas con intervalos menores de tiempo (0,5 min y 1, 2, 4, 12, 24, 36 y 48 h).

La norma ASTM D 1883 (que regula la realización del ensayo de CBR) especifica que el deformímetro -trincado en un trípode- se sitúe sobre el vástago para efectuar la lectura. Sin embargo, dado que en el ensayo de CBR, el trípode se apoya en el borde del molde, para aumentar la precisión de las medidas, reduciendo, en este caso, los efectos de la corrosión, aquél se colocó sobre placas de acero inoxidable (ver Figura 2.10). La elevada temperatura a la que se encuentra el agua (o el vapor de agua de ella desprendido) puede afectar a las lecturas, debido a los cambios dimensionales de origen térmico, por lo que para minimizar ese efecto, el trípode se colocaba unos 10 minutos antes de efectuar las medidas.

El ensayo de expansión potencial se realizó sobre probetas de los suelos, de las escorias y de sus mezclas, fabricadas en las correspondientes condiciones de humedad óptima y densidad Proctor normal. Cabe señalar que aunque la norma ASTM prescribe la compactación dinámica de las probetas, tal procedimiento no es adecuado para materiales no plásticos, como son las escorias.

Para catalizar las reacciones de hidratación responsables del incremento de volumen de las escorias, las probetas compactadas se sumergen en agua a una temperatura de 70 °C.



Figura 2.10: Procedimiento de lectura con deformímetro durante el ensayo de expansión potencial.

La norma ASTM señala que se suelen necesitar siete días para estudiar el comportamiento expansivo y también, que antes de ese plazo se debería apreciar la disminución de la velocidad de expansión. En el caso de que no sea así –prosigue la citada normativa-, se debe continuar el ensayo hasta obtener más información. Como se verá más adelante, para alcanzar la expansión final de las escorias *LFS*, se ha requerido un periodo de tiempo muy superior al indicado en la norma.

En el apartado siguiente se finalizará la descripción del procedimiento utilizado para estudiar la estabilidad volumétrica de las muestras, comentando los ensayos relacionados con el colapso.

Colapso

Si un suelo parcialmente saturado se somete a una carga, y después de cesar los asientos originados por ella, se procede a su inundación, se denomina colapso al incremento adicional del asiento producido por su saturación.

Para estudiar el colapso se ha efectuado el ensayo del mismo nombre (ASTM D 5333), en el cual, al igual que en el de hinchamiento libre, las muestras se compactan en la célula edométrica con la humedad óptima y la densidad Proctor normal correspondiente. Se ha ejercido una presión vertical constante durante todo el transcurso del ensayo de 200 kPa, tal como lo especifica el artículo 330 del PG3.

Adicionalmente, se han efectuado los ensayos químicos habituales en geotecnia con este fin, encontrándose éstos recogidos en el Pliego citado en el párrafo anterior y que son los siguientes: sales solubles (NLT 114), yesos (NLT 115) y materia orgánica (UNE 103204).

Cabe señalar que para asegurar la representatividad de los resultados, en todos los casos se han efectuado los ensayos por triplicado.

En el siguiente apartado se resume la metodología empleada para caracterizar químico-mineralmente los materiales estudiados.

2.4 Metodología del estudio químico-mineral

En el apartado 1.3.2 fueron descritas las principales propiedades químicas y minerales de la escoria de horno cuchara. Cabe recordar que tales propiedades no sólo dependen del proceso que tiene lugar en el horno cuchara, sino también de la velocidad de enfriamiento de la escoria y de su grado de exposición a la intemperie, entre otras. El estudio químico-mineral se efectuó con el objeto de caracterizar los materiales utilizados, así como para explicar el fenómeno de hinchamiento a largo plazo. A continuación se describe, brevemente, en qué ha consistido cada uno de los estudios realizados.

2.4.1 Caracterización de los materiales

La caracterización de los materiales se realizó mediante las técnicas habitualmente utilizadas, tales como la fluorescencia de rayos X (*X-ray Fluorescence, XRF*), para determinar su composición química, y la difracción de rayos X (*X-ray Diffraction, XRD*), para identificar sus principales fases minerales. Adicionalmente, se complementó este

estudio con la realización del ensayo de termogravimetría y calorimetría diferencial (*thermogravimetric and differential scanning calorimetry TG-DSC*), registrándose durante todo su desarrollo, el desprendimiento de vapores de masa 18 g (H_2O) y 44 g (CO_2).

En los apartados que siguen se comentarán las principales características de cada una de las técnicas aplicadas y proporcionarán las de los equipos utilizados en esta investigación.

Fluorescencia de rayos X

En el ensayo de fluorescencia (XRF) consiste en bombardear con rayos X una muestra en polvo de un material con la finalidad de determinar los contenidos en peso de cada elemento químico.

La Figura 2.11 muestra el fenómeno en el que se basa la determinación de la composición química de un material mediante la fluorescencia de rayos X. En ella se observa parte de un átomo, representado por los electrones (puntos) y los orbitales (rayas), suponiéndose el núcleo en la parte inferior. A la izquierda y a la derecha de dicha figura se muestra, respectivamente, lo que sucede antes y después de la ionización. Para producirla, se aplica una onda de rayos X, representada en color verde ($h\nu$) en la parte izquierda de la figura, que da lugar a que un electrón se separe del átomo (punto ubicado en la parte inferior de la figura). Después de la separación del citado electrón, otro ubicado en un orbital más lejano del núcleo “salta” hasta la posición dejada por el anterior para producir el equilibrio eléctrico. El “salto” del electrón hacia una órbita interior libera una cantidad de energía característica de cada elemento químico.

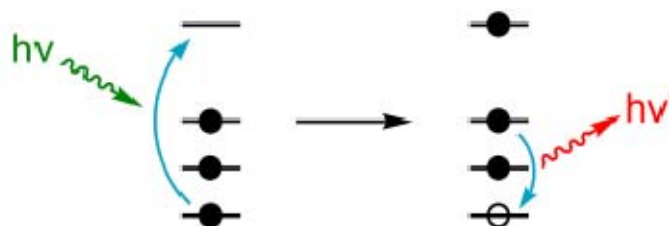


Figura 2.11: Esquema de la fenomenología de la fluorescencia de rayos X.

En esta investigación se utilizó un espectrómetro de fluorescencia ARL modelo ADVANT' XP, dotado de detectores de flujo proporcional y de centelleo; el generador de rayos X operaba a una potencia máxima de 3.6 kW mientras que la tensión y la corriente máximas en la fuente fueron, respectivamente, 60 kV y 120 mA. La Figura 2.12 muestra el espectrómetro de fluorescencia de rayos X empleado en la presente investigación.

Asimismo, también se puede determinar el valor de la pérdida por calcinación (*Lost of Ignition, LOI*) del material estudiado. Esta determinación se efectúa calcinando la muestra a 900 °C y sirve para medir la concentración total de elementos volátiles.

Paralelamente a estas determinaciones analíticas, se llevaron a cabo las de los elementos químicos que no eran susceptibles de ser adecuadamente evaluados por medio de aquéllas y que, en consecuencia, requerían el uso de técnicas específicas. Entre estos elementos, de interés fundamental en los estudios de valorización de las escorias, se encuentran el carbono y el azufre, cuya presencia en los compuestos químicos se realizó por fusión completa de la muestra, según la técnica que se describe a continuación.



Figura 2.12: Espectrómetro para la determinación de la fluorescencia de rayos X.

Análisis de carbono y azufre

Esta técnica se fundamenta en la combustión de una muestra en un horno de inducción, lo que propicia las transformaciones del carbono y el azufre en CO_2 y SO_3 , respectivamente. Estos gases son arrastrados por un flujo de O_2 , siendo determinada la masa de SO_3 , CO_2 y O_2 , mediante detectores de absorción de infrarrojos, y a partir de ella el porcentaje de azufre y carbono de la muestra.

Las medidas se realizaron con un analizador ELTRA modelo CS – 2000, cuya sensibilidad era de 1 ppm de C y S para 500 mg de muestra. La Figura 2.13 muestra el analizador empleado en esta investigación.



Figura 2.13: Analizador ELTRA modelo CS – 2000 para la determinación del contenido total de carbono y azufre.

Para conocer los principales minerales que constituyen los materiales estudiados, se recurrió a la difracción de rayos X (XRD). A continuación se resumen sus fundamentos y principales características.

Difracción de rayos X

El fenómeno de la difracción cristalina se produce cuando una onda encuentra una serie de obstáculos -separados regularmente, como corresponde a la estructura del citado tipo de minerales- que son capaces de dispersarla, con la condición de que su separación sea del orden de magnitud de la longitud de onda.

El equipo consiste en un emisor y un receptor de rayos X, el cual emite un tren de ondas con una longitud determinada (λ), que es capaz de variar el ángulo de

incidencia sobre la muestra pulverizada entre diferentes ángulos (θ). La onda incidente es dispersada al chocar con los minerales de la muestra, los cuales se encuentran separados una distancia interplanar determinada (d) (ver Figura 2.15). Se denomina interferencia constructiva a la situación en la que dos ondas -de igual longitud-, permanecen en fase después de un fenómeno de dispersión, siendo la amplitud de la onda resultante igual a la suma de la de las ondas dispersadas (ver Figura 2.15 izquierda). En cambio, una interferencia es destructiva cuando dos ondas con la misma longitud se desfasan después de la dispersión, obteniéndose una amplitud nula en la onda resultante (ver Figura 2.15 derecha). El receptor del equipo registra el número de interferencias constructivas producidas para un determinado ángulo de incidencia, representándose aquéllas en ordenadas, frente al ángulo de incidencia, en abscisas, dando lugar al gráfico denominado difractograma.

La Figura 2.14 muestra un difractograma en el que se advierte en el eje de abscisas el ángulo 2θ y en el de ordenadas el número de interferencias constructivas, también llamada intensidad. Más adelante, en este capítulo, se explica como se efectúa la interpretación y lo que representan los números que aparecen por encima de los picos.

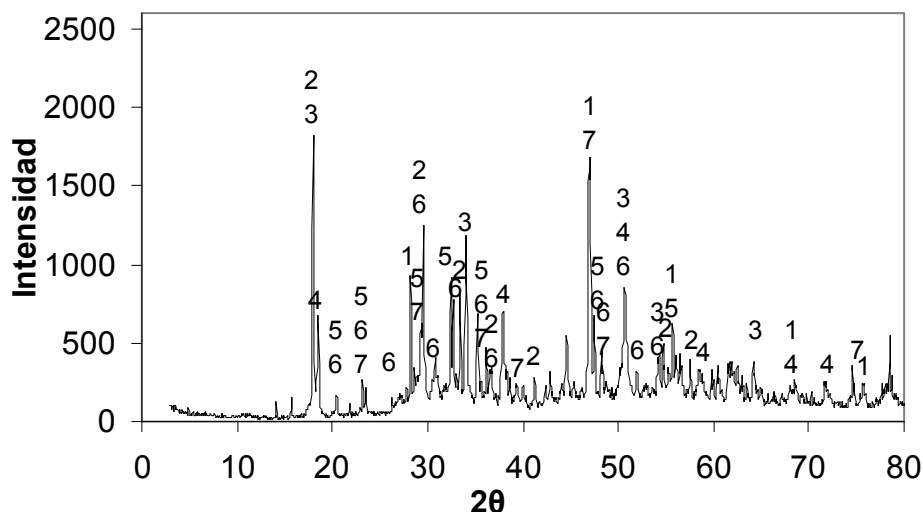


Figura 2.14: Difractograma típico de un material.

De acuerdo con lo anteriormente explicado, puede decirse que el ensayo de difracción de rayos X consiste en bombardear una muestra policristalina con una radiación de

rayos X bajo diferentes ángulos de incidencia mientras se registra -para cada uno de ellos - el número de interferencias constructivas que se producen con la distancia interplanar.

La ley de Bragg relaciona el ángulo de incidencia (θ), la longitud de onda (λ) y la distancia entre los planos de la red cristalina (d) de las interferencias constructivas, incluyendo para relacionarlos el valor n como un número entero positivo, según la expresión:

$$n\lambda = 2d \sin(\theta)$$

El difractómetro empleado fue un aparato de marca PHILIPS, modelo PW1729/40, que utilizaba como fuente de radiación, un tubo emisor con anticátodo de cobre que generaba rayos X con una longitud de onda característica de valor $\lambda = 1,542 \text{ \AA}$. En la presente investigación se emplearon los siguientes parámetros:

- Barrido angular comprendido entre $2\theta = 3^\circ$ y $2\theta = 80^\circ$
- Paso o abertura en el que se detiene el emisor: $0,05^\circ$
- Tiempo de detección en cada paso: 1 s.

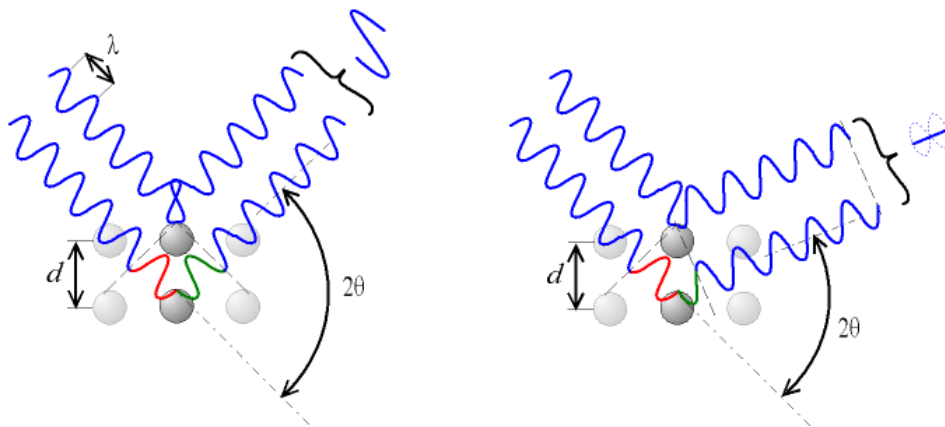


Figura 2.15: Tipos de interferencia en un ensayo de difracción de rayos X: constructiva (izquierda) y destructiva (derecha).

Como ya se ha señalado, la representación gráfica del ensayo de difracción de rayos X se conoce por difractograma (ver Figura 2.14). En su eje de abscisas se muestra el ángulo de incidencia 2θ y en el de ordenadas, el número de interferencias constructivas registradas en dicho ángulo. La interpretación de los diagramas

obtenidos se ha realizado en base al método Hanawalt de identificación de picos de difracción de rayos X.

Para identificar los minerales de un material es preciso conocer la composición química de este último, así como los posibles minerales que pueda presentar, para con ello facilitar el proceso de detección. Un mineral se identifica -en la bibliografía o en los manuales- mediante tablas en las que se indican los ángulos (2θ) en los que se encuentra el pico principal y los secundarios, así como la altura que presenta dicho pico con respecto al principal. Para reconocer un mineral en un material deben detectarse todos sus picos característicos.

Por último, cabe añadir que para la preparación de la muestra, es preciso pulverizarla hasta que todo el material pase por el tamiz ASTM 100, secándola a 105 °C, antes de la realización del ensayo.

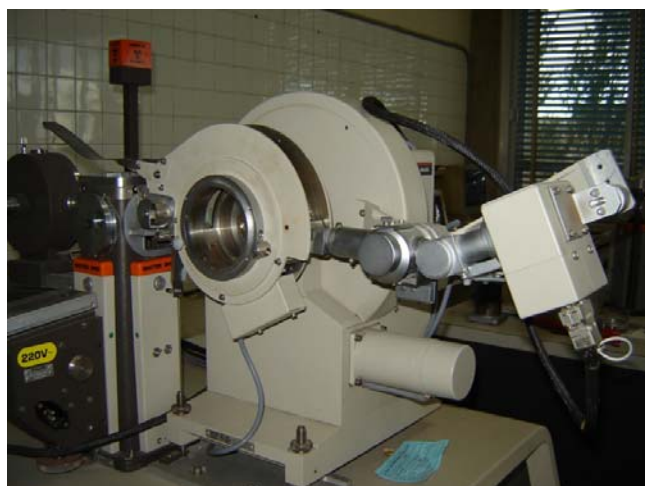


Figura 2.16: Difractrometro PHILIPS, modelo PW1729/40 empleado en la presente investigación.

Las propiedades que presenta la escoria de horno cuchara son idóneas para estudiarlas mediante la termogravimetría (TG) y el análisis térmico diferencial (DSC). A continuación se expondrán brevemente algunas de las características básicas de estas dos técnicas, que se realizan de forma simultánea sobre la misma fracción de muestra.

Termogravimetría y calorimetría diferencial

La termogravimetría y la calorimetría se efectúan a la vez, sobre una muestra que se introduce en el interior de un horno cilíndrico vertical con atmósfera controlable. Dentro de dicho horno se colocan dos crisoles; uno con una muestra de dos a tres miligramos del material a analizar y el otro vacío -para utilizarlo como referencia en la determinación del intercambio de calor producido entre la muestra y el exterior-.

La temperatura del horno se hace aumentar a una velocidad constante de 5 °C/minuto, desde la del ambiente hasta un determinado valor, que en el caso de esta investigación se estableció en 1.000 °C. Durante el transcurso del ensayo se mide la temperatura del horno, la evolución de la masa y el calor intercambiado por la muestra con el exterior. Asimismo, en algunos ensayos también se registró el desprendimiento de los gases de masa molecular 18 g (H₂O) y 44 g (CO₂).

Al elevar la temperatura del horno van teniendo lugar diversas reacciones químicas en la muestra, pudiendo ser éstas de descomposición o de oxidación, o transformaciones cristalinas de tipo alotrópico o polimórfico, entre otras. Analizando los intervalos de temperatura en los que se observan las mayores pérdidas de masa, la variación de la entalpía y de los gases desprendidos, así como los resultados obtenidos con otros ensayos (XRF, XRD, carbono total, etc.), se pueden detectar las reacciones producidas en cada intervalo y estimar -semicuantitativamente- las masas de los compuestos químicos intervinientes en ellas.

El ensayo de termogravimetría y calorimetría diferencial se efectuó con un equipo marca SETARAM modelo SETSYS-1700 al que se le acopló un espectrómetro de masas Balzers ThermoStar/Omnistar modelo QMS 200, para analizar los citados gases.



Figura 2.17: TG-DSC marca SETARAM modelo SETSYS-1700 empleado en la presente investigación.

En el apartado siguiente se describirá brevemente la metodología empleada para el estudio de la estabilidad volumétrica, parte de la cual está recogida en el informe técnico del proyecto “Mejora de suelos marginales e inadecuados mediante escoria blanca de acería eléctrica para la construcción de terraplenes” (80029/A04) (2008).

2.4.2 Estabilidad volumétrica

Para explicar los fenómenos mineralógicos que intervienen en el notable y prolongado hinchamiento que se ha observado en la escoria de horno cuchara, se recogieron muestras de las probetas antes y después del ensayo de expansión potencial (ASTM D 4792), para su posterior análisis mediante algunas de las técnicas descritas en la caracterización químico-mineral de los materiales. Después, se comparaban los resultados correspondientes, prestándose especial atención a la identificación de los minerales que, según la bibliografía revisada, podían producir la inestabilidad volumétrica.

Las muestras recogidas tras el ensayo de expansión potencial fueron analizadas mediante las técnicas de difracción de rayos X (XRD) y de termogravimetría y calorimetría diferencial (TG- DSC), estudiándose también el desprendimiento de los vapores de masa molecular 18 g (H_2O) y 44 g (CO_2). Se contrastaron los resultados obtenidos por una y otra técnica, llegándose, en general, a similares conclusiones. El incremento porcentual de portlandita, brucita e hidromagnesita se obtuvo a partir de los ensayos TG-DSC y carbono total, mientras que el de los aluminatos hidratados fue estimado mediante la difracción de rayos X.

El ensayo TG-DSC con seguimiento de los gases desprendidos se utilizó para detectar los nuevos minerales formados durante la realización del citado ensayo de hinchamiento. La ventaja que presenta esta técnica con respecto a la difracción de rayos X, es que por medio de ella se pueden estimar directamente los incrementos porcentuales de los minerales detectados, salvo en el caso de las muestras en las que se detectan hidromagnesitas, ya que la reacción correspondiente se solapa con otras. En tal situación, el análisis se complementa con otros ensayos, tales como carbono total y la difracción de rayos X.

La difracción de rayos X se empleó en la detección de las nuevas fases minerales que se producían durante el ensayo de expansión potencial, habiéndose estimado así, por ejemplo, el incremento de aluminatos hidratados. En este caso es necesario analizar los picos principales de los aluminatos detectados y a partir de los contenidos de portlandita, brucita e hidromagnesita, calcular el de los aluminatos hidratados.

En el anejo IV (“Estudio de la relación cuantitativa entre hinchamiento observado y minerales expansivos”) se presenta el procedimiento empleado para estimar los incrementos de los minerales que intervienen en el fenómeno de expansión potencial. Se ha detallado tanto el procedimiento efectuado para estimar tanto la portlandita, brucita e hidromagnesita (TG-DSC) como los aluminatos hidratados (XRD). Así, se ha podido determinar, aproximadamente, la variación porcentual producida –antes y después del ensayo- en la masa de estos minerales.

La descripción del estudio geotécnico y del estudio químico-mineral de los materiales no son suficientes para la valorización de un subproducto, ya que no debe perderse de vista que el objetivo fundamental del presente trabajo es la viabilidad de las mezclas de suelo y escorias de acería eléctrica en la construcción de terraplenes viales, lo que incluye, necesariamente, la consideración de la variable medioambiental. La campaña de ensayos de laboratorio quedaría, pues, incompleta, si no se estudiara la afección que podría producirse al entorno como consecuencia de la utilización de las citadas mezclas. A continuación se hará una sucinta reseña de la legislación vigente en España relativa a este tema, y se comentarán los ensayos efectuados para caracterizar medioambientalmente los materiales unitarios y las respectivas mezclas estudiadas.

2.5 Metodología del estudio medioambiental

El art. 7 de la Ley 22/2011, de 28 de julio, de residuos y suelos contaminados establece que: *“Las autoridades competentes adoptarán las medidas necesarias para asegurar que la gestión de los residuos se realice sin poner en peligro la salud humana y sin dañar al medio ambiente y, en particular:*

- a) No generarán riesgos para el agua, el aire o el suelo, ni para la fauna y la flora;*
- b) no causarán incomodidades por el ruido o los olores; y*
- c) no atentarán adversamente a paisajes ni a lugares de especial interés legalmente protegidos”.*

En relación con las obligaciones del productor del producto, el artículo 31.2 señala: *“En aplicación de la responsabilidad ampliada y con la finalidad de promover la prevención y de mejorar la reutilización, el reciclado y la valorización de residuos, los productores de productos que con el uso se convierten en residuos podrán ser obligados a:*

a) Diseñar productos de manera que a lo largo de todo su ciclo de vida se reduzca su impacto ambiental y la generación de residuos, tanto en su fabricación como en su uso posterior, y de manera que se asegure que la valorización y eliminación de los productos que se han convertido en residuos se desarrolle de conformidad con lo establecido en esta Ley.”

En la Ley 22/2011 las atribuciones anteriores han quedado recogidas en el art. 12. Competencias administrativas, que en su apartado 4, letra a), asigna a las Comunidades Autónomas “*La elaboración de los programas autonómicos de prevención de residuos y de los planes autonómicos de gestión de residuos*” y en la letra b), del mismo apartado y artículo, la autorización, vigilancia, inspección y sanción de las actividades de producción y gestión de residuos. En aplicación de las anteriores competencias, recogidas anteriormente en la derogada Ley 10/1998 de Residuos, continúan vigentes tres regulaciones autonómicas relativas a la utilización de las escorias procedentes de la fabricación de acero en horno de arco eléctrico: el Decreto 34/2003 de 18 de febrero, de la Comunidad Autónoma del País Vasco; el Decreto 104/2006, de 19 de octubre, de la Comunidad Autónoma de Cantabria; y el Decreto 32/2009, de 24 de febrero, de la Comunidad Autónoma de Cataluña. Cabe señalar que la primera de las regulaciones autonómicas fue modificada por el Decreto 49/2009 de 24 de febrero, que regulaba la eliminación de residuos mediante depósito en vertedero y la ejecución de los rellenos.

La caracterización medioambiental de las escorias se efectúa mediante la ejecución de un ensayo de lixiviación. Tanto el Decreto 104/2006 como el 32/2009 especifican la realización del procedimiento indicado en la norma EN 12457-4 mientras que el Decreto 34/2003 señala que aquél se efectúe siguiendo el de la norma EN 12457-3. Ambas normas se diferencian en el número de fases en las que se realiza la extracción y en la relación líquido-sólido del ensayo. Es por ello que los resultados obtenidos por una y otra norma no pueden ser directamente comparados.

Finalizada la presentación de la metodología empleada en el estudio de laboratorio realizado en el capítulo 3, a continuación se pasa a presentar los resultados de dicho estudio.

Capítulo 3 : Presentación y análisis de resultados

3.1 Introducción y objetivos

Se presentan y analizan en este capítulo los resultados obtenidos en la campaña de ensayos de laboratorio descrita en el capítulo 2. Se ha dividido la investigación en estudio geotécnico, estudio químico-mineral y estudio medioambiental. Primero se presenta el estudio geotécnico y a continuación el químico-mineral, dado el interés del resultado obtenido en el ensayo de expansión potencial. Es decir, primero se muestra el fenómeno físico – la expansión potencial- (estudio geotécnico) y posteriormente se explican las hipótesis a nivel molecular de los materiales que la hacen posible (estudio químico-mineral).

3.2 Estudio geotécnico

3.2.1 Materiales

A continuación se presentan los resultados geotécnicos de los materiales unitarios - suelos (S y H) y escorias (A y R)-, así como de las mezclas binarias analizadas –SA (SA10, SA20 y SA30) y HR (HR06 y HR20)-.

Mezclas SA

La Tabla 3.1 recoge los principales resultados obtenidos en el estudio de las propiedades de identificación y compactación de los materiales utilizados: suelo S, escoria A y mezcla SA de ambos en proporciones del 10, 20 y 30% de esta última.

El tamaño máximo del suelo (SA00) y las mezclas (SA) es de 37,5 mm, mientras que el de la escoria blanca es de 2,00 mm. La fracción fina -menor a 0,075 mm- del suelo

es de 60 %, mientras que esta fracción disminuye al añadir *LFS* -acrónimo inglés de *ladle furnace slag*-, y que en este trabajo corresponde a la escoria blanca de acería eléctrica. Por consiguiente, tanto el suelo como las mezclas tienen una dominante fracción fina. Las curvas granulométricas de cada uno de los materiales se muestran en el anejo I.

Tabla 3.1: Principales resultados de los ensayos de identificación y compactación de los materiales.

	Granulometría			Plasticidad			Compactación y capacidad portante					
Tam. máx.*	% 2,0 mm	% finos (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	γ_s ($\frac{kN}{m^3}$)	$\gamma_{d,máx}$ ($\frac{kN}{m^3}$)	w_{opt} (%)	$\gamma_{d,máx}^{**}$ ($\frac{kN}{m^3}$)	w_{opt}^{**} (%)	CBR^{***} (4 días)	
SA00	37,5	90	60	40	24	16	28,2	17,9	18,0	17,3	18,8	8
SA10	37,5	91	59	40	27	13	28,5	18,3	17,4	17,6	18,5	35
SA20	37,5	92	57	38	27	11	29,3	18,5	17,3	17,6	18,5	52
SA30	37,5	93	56	36	26	10	29,6	18,5	17,0	17,8	18,0	75
A	2,0	100	50	NP	NP	NP	30,2	-	-	16,9	19,0	70

*Serie ASTM ** cribado por 2,00 mm ***CBR det. 95% del $\gamma_{d,máx}$ (granul. completa)

Tam. max. : Tamaño máximo de partículas γ_s : Peso específico de partículas
 % finos : % que pasa #200 (0,075mm) $\gamma_{d,máx}$: Peso específico seco máximo
 LL : Límite líquido w_{opt} : Humedad óptima
 LP : Límite plástico NP : No plástico
 IP : Índice de plasticidad CBR : Det. al 95% del $\gamma_{d,máx}$ (gran. compl.)

La plasticidad de un material que será utilizado en la construcción de terraplenes se analiza para conocer el comportamiento al momento de su colocación en obra. Por ello, se ha estudiado la variación que se produce, en dicha propiedad, en las mezclas al agregar diferentes contenidos de *LFS* y compararlos con los resultados obtenidos en el suelo solo. Cabe señalar que los ensayos realizados han demostrado que, la escoria A no presenta plasticidad.

En relación a la variación de la plasticidad de las mezclas, se puede indicar que en las que presentan contenidos medios de *LFS* (≤ 10 %), se observa una nula variación del

límite líquido al compararlo con el del suelo. Por el contrario, en las que presentan una alta proporción de *LFS* (SA20 y SA30), dicha variación aumenta a medida que el contenido de escoria es mayor. El índice de plasticidad de las mezclas se reduce a medida que se incrementa su contenido de *LFS*. En efecto, al agregar esta escoria al suelo se produce un incremento del límite plástico de las mezclas. En el anejo I se presentan los resultados de las seis muestras analizadas.

Adicionalmente, se han clasificado las mezclas y el suelo mediante los criterios estipulados en el artículo 330 del PG3 y en la USCS (Unified Soil Classification System, ASTM D 2487). En la Figura 3.1 puede verse la carta de Casagrande en la que se muestran las diferentes regiones utilizadas para clasificar un suelo natural con el citado Pliego. Asimismo, se han representado los resultados obtenidos de cada una de las series estudiada. A partir de las muestras analizadas, se puede señalar que el suelo se puede clasificar como marginal, tolerable y adecuado. Por el contrario, todas las mezclas SA se clasifican como adecuadas, excepto la mezcla SA10, la que también lo hace como material marginal. Con respecto a la USCS, el suelo se clasifica como un CL, mientras que todas las mezclas estudiadas lo hacen como ML. Por lo tanto, ambos sistemas de clasificación indican que añadiendo escoria A al suelo S, se modifican sus propiedades de plasticidad, en la mayor parte de los casos, reduciéndose el índice de plasticidad.

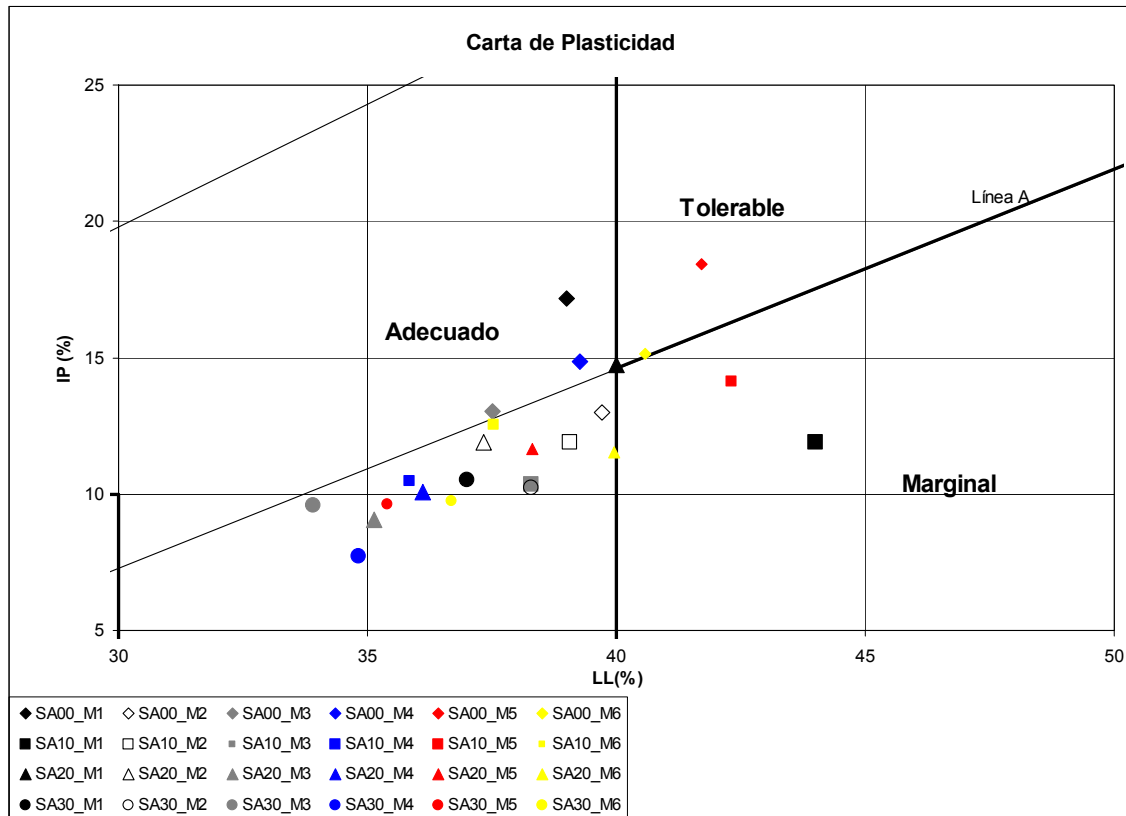


Figura 3.1: Situación de los materiales en la Carta de Casagrande.

El ensayo Proctor normal recoge la influencia del contenido de humedad en la densidad seca de un material, densificando las probetas mediante impacto con una determinada energía de compactación. El objeto de este ensayo es encontrar el estado óptimo del material - $\gamma_{d,máx}$ y w_{opt} -, empleando las condiciones especificadas en la norma correspondiente.

Se ha determinado el peso específico seco máximo sobre dos muestras diferentes del mismo material; una, considerando la granulometría completa y la otra, sólo el material que pasa por el tamiz 2,00 mm. En este último caso, el cribado se efectúa después de la realización de la mezcla, puesto que así se conserva la relación en peso existente entre los finos de ambos materiales. La humedad óptima determinada en el material que pasa por 2,00 mm, ha sido utilizada para confeccionar las probetas que se utilizarán en el estudio de las propiedades cementantes, intentando obtener el peso específico seco máximo determinado en el mismo ensayo.

En la Figura 3.2 y la Figura 3.3 se representan las curvas de compactación Proctor normal de las mezclas originales y de las cribadas por 2,00 mm, respectivamente. Adicionalmente, se han dibujado las curvas de saturación con un 100, 95 y 90 % del suelo (γ_s de $28,2 \frac{kN}{m^3}$) en la primera figura, y del mismo suelo y la escoria (γ_s de $30,2 \frac{kN}{m^3}$) en la segunda, respectivamente. En general, el óptimo de un suelo natural se sitúa entre las curvas de saturación de 95 y 90 %, representadas en un gráfico en el que su ordenada es el peso específico seco y su abscisa, la humedad.

Se ha observado que la curva de compactación de la escoria A tiene una forma aplanada en el entorno del máximo y su óptimo se ubica fuera del 90 y 95 % de sus curvas de saturación, lo que indica una reducida o nula influencia del contenido de humedad en su peso máximo compactado seco ($\gamma_{d,máx}$) (ver Figura 3.3). Se puede concluir, por tanto, que este procedimiento de compactación no es el más adecuado para determinar las condiciones óptimas de la escoria A. Los materiales no plásticos, como es el caso de las LFS, deben estudiarse mediante otros métodos –vibración, vibración y presión conjunta, etc.-. En este trabajo no se han empleado estos procedimientos, ya su finalidad es valorizar los suelos desaprovechables mediante su mezcla con escoria, y no sólo esta última.

En relación al resultado del ensayo realizado sobre la escoria A, se estima que resulta muy elevada una humedad óptima del 19 % para un material sin plasticidad, por lo que se infiere que sus partículas presentan una alta superficie específica con gran demanda de agua. Asimismo, se ha observado que la humedad óptima de la escoria A coincide aproximadamente con la humedad en la que no es capaz de retener mayor cantidad de agua, expulsándola fuera durante el proceso de compactación. Se observa que a medida que se incrementa el contenido de LFS, aumenta el peso específico seco máximo y se reduce la humedad óptima. Por ejemplo, al agregar un 30% de escoria al suelo, se obtuvo un incremento de la $\gamma_{d,máx}$ del orden de $0,05-0,06 \frac{kN}{m^3}$ y una reducción de la humedad óptima de un 1%.

La Tabla 3.2 recoge los índices de poros obtenidos en las muestras compactadas, teniendo en consideración sus respectivos γ_s y $\gamma_{d,máx}$. Para poder comparar los resultados del suelo con los de la escoria, estos materiales han sido cribados por 2,00

mm. El suelo S presenta un índice de poros de 0,63, mientras que si se le añade escoria, el citado índice se mantiene prácticamente constante o se incrementa por encima del alcanzado por el suelo. En general, las arcillas glaciares firmes y duras presentan valores comprendidos entre 0,4 y 0,6 (Jiménez Salas y de Justo Alpañés, 1975). Es decir, el suelo y las mezclas compactadas presentan índices acordes con los valores habitualmente encontrados en materiales bien compactados.

Sin embargo, la ausencia de plasticidad de la escoria A permite que su comportamiento se parezca más al de un material granular que a un suelo fino. Por tanto, la escoria se puede asimilar a una arena uniforme, subredondeada a subangulosa. Estos materiales compactados presentan normalmente índices de vacíos entre 0,37 y 0,60 (Jiménez Salas y de Justo Alpañés, 1975). El índice de poros de la escoria A, cuantificado cuando ésta se encuentra compactada con el peso específico seco determinado en el ensayo Proctor normal, se encuentra muy por encima de los valores anteriormente indicados. En consecuencia, se confirma lo señalado anteriormente respecto de la idoneidad de la utilización del impacto como procedimiento de entrega de la energía a las probetas. La escoria blanca presenta una naturaleza diferente a la de los suelos naturales. Los resultados de los autores antes citados (obtenidos sobre suelos naturales) pueden ser relacionados con los de la escoria blanca mediante el peso específico de partículas. Así, se anula la influencia de su naturaleza y pueden ser adecuadamente comparados.

Tabla 3.2: Índice de poros de los materiales y mezclas SA compactadas tras el ensayo Proctor normal.

Material	e*
S	0,63
SA10	0,62
SA20	0,66
SA30	0,66
A	0,79

*cribado por 2,00 mm

En relación al ensayo de CBR, cabe recordar que la fase de penetración de las probetas se realiza después de mantenerlas sumergidas durante 4 días en agua. Todos los valores del índice de CBR recogidos en la Tabla 3.1, han sido determinados

al 95 % de la $\gamma_{d,máx}$, tal y como lo exige el artículo 330 del PG3 para la construcción de terraplenes.

En el suelo se ha obtenido un índice de CBR de 8, considerado suficiente para la utilización de este material en la construcción de núcleos de terraplenes viales tal como lo indica el artículo 330 del PG3 (CBR > 3).

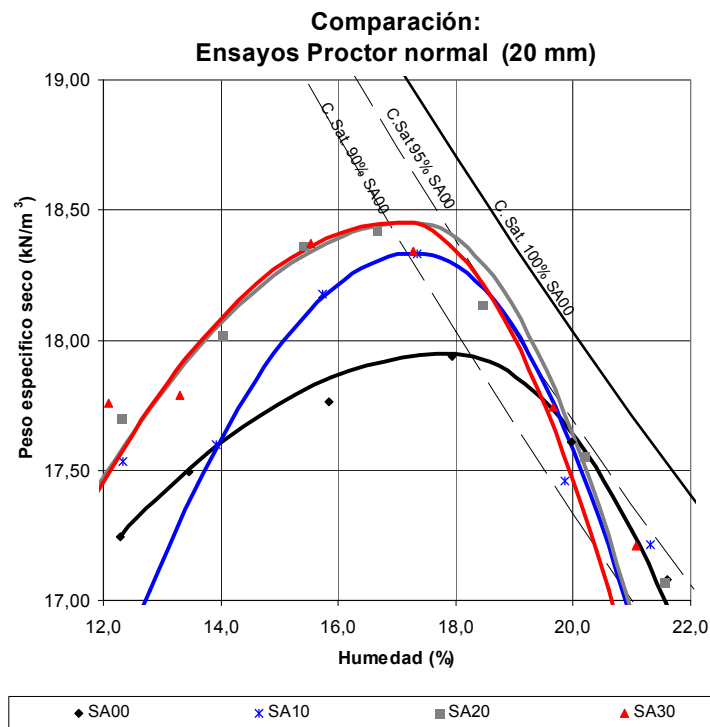


Figura 3.2: Representación de las curvas de compactación del suelo (S) y las mezclas (SA), así como de las curvas de saturación del suelo (S).

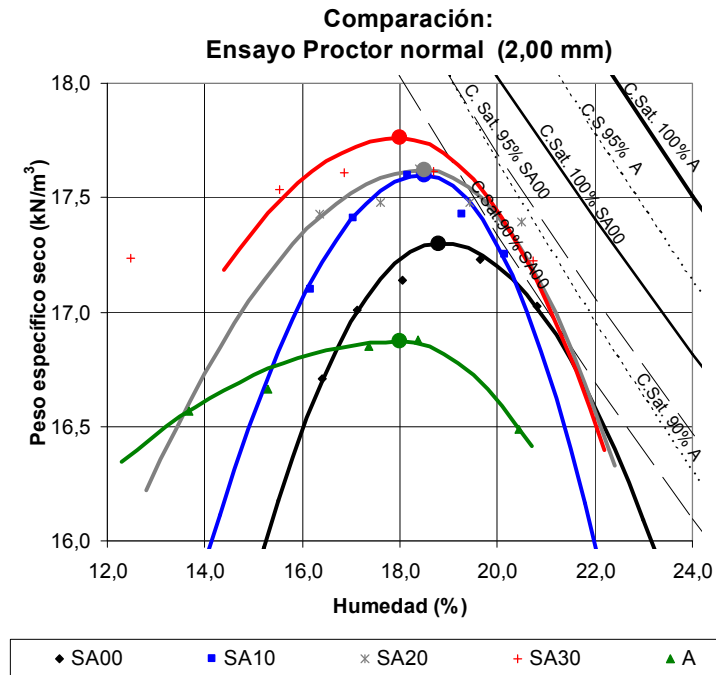


Figura 3.3: Representación de las curvas de compactación del suelo (S), las mezclas (SA) y la escoria blanca (A), así como de las curvas de saturación de S y A, cribados por 2,00 mm.

Al estudiar cómo varía el CBR con diferentes porcentajes de *LFS*, se advierte un crecimiento sistemático a medida que se incrementa el contenido de escoria en la mezcla. Efectivamente, en las mezclas SA se observan aumentos constantes de entre 17 y 27 unidades (ver Tabla 3.1), al añadir contenidos crecientes de esta escoria. Destaca especialmente el índice de CBR alcanzado en la SA30 (75), ya que es incluso superior al medido en la escoria A (70). En consecuencia, la combinación del suelo S con la escoria A parece producir sinergias como la de mejorar algunos aspectos del comportamiento de los materiales unitarios.

Normalmente, no se recomienda utilizar materiales con tan elevado índice de CBR en el núcleo de un terraplén, dado que pierden la capacidad de reacomodo de pequeñas deformaciones que habitualmente tienen aquéllos contruidos con un material con un índice de CBR del orden de 8 a 15.

Mezclas HR

En la Tabla 3.3 se resumen los resultados obtenidos en los ensayos de identificación, compactación y capacidad portante de los materiales utilizados en las mezclas HR. Se incluyen los resultados de las dos *LFS* R (RN y RA).

A partir de los resultados obtenidos, se puede indicar que el tamaño máximo de la escoria RN cribada coincide con el del suelo utilizado (H). La mayor parte de este suelo pasa por el tamiz #200 ASTM (0,075 mm) y en consecuencia, corresponde a lo que se suele denominar material fino. Las curvas granulométricas de cada uno de los materiales se muestran en el anejo I.

La escoria R tampoco es plástica, tal como se observó en la escoria A. Por otro lado, el suelo H alcanzó un límite líquido superior al del S y un límite plástico aproximadamente idéntico. Al mezclar ambos materiales en las proporciones estudiadas, se advierte que el límite líquido se mantiene prácticamente constante y el límite plástico aumenta levemente a medida que se incrementa el contenido de *LFS* en la mezcla. En consecuencia, se reduce el índice de plasticidad de las mezclas con respecto al del suelo solo, confirmándose la observación ya realizada en relación a los materiales descritos anteriormente.

En la Figura 3.4 se muestra la carta de Casagrande, representando sobre ella todos los resultados de plasticidad obtenidos en el suelo H y las mezclas HR. Se han clasificado por sus propiedades de plasticidad, al igual que en las mezclas SA, mediante la USCS y los criterios del PG3. En el caso de la USCS, todas las muestras de suelo H se clasifican como *CH*, mientras que las mezclas HR06 y HR20 se clasifican indistintamente como *CH* y como *MH*. Es decir, al añadir *LFS* al suelo se modifican las propiedades de plasticidad de sus mezclas. Por otra parte, el suelo se clasificó como tolerable, mientras que las mezclas habrían correspondido a suelos tolerables y marginales. No obstante, hay que tener en cuenta que dicho sistema de clasificación se utiliza para categorizar suelos naturales, no residuos industriales ni sus mezclas con otros materiales. Por tanto, los criterios establecidos en el citado Pliego sirven, en este caso, a modo de referencia y no necesariamente son restrictivos para la utilización aquí planteada. De hecho, las directrices de dicha regulación se han utilizado, exclusivamente, con fines orientativos.

Tabla 3.3: Principales resultados de identificación y compactación de los materiales empleados en las mezclas HR.

	Granulometría			Plasticidad			Comp. y cap. port.			
	Tam. máx.*	% 2,0 mm	% finos	LL (%)	LP (%)	IP (%)	γ_s ($\frac{kN}{m^3}$)	$\gamma_{d,máx}$ ($\frac{kN}{m^3}$)	w_{opt} (%)	CBR** (4 días)
HR00	2,00	100	92	52	23	28	26,0	17,2	19,0	4,5
HR06	2,00	100	89	51	27	24	26,1	16,6	19,5	5
HR20	2,00	100	82	52	29	23	26,5	16,6	20,0	13
RN	2,00	100	41	NP	NP	NP	27,2	14,0	30,0	37
RA	2,00	100	70	NP	NP	NP	33,0	15,1	27,0	-

*Serie ASTM **determinado al 95 % del $\gamma_{d,máx}$

Tam. max. : Tamaño máximo de partículas γ_s : Peso específico de partículas

% finos : % que pasa #200 (0,075mm) $\gamma_{d,máx}$: Peso específico seco máximo

LL : Límite líquido w_{opt} : Humedad óptima

LP : Límite plástico NP : No presenta

IP : Índice de plasticidad

La Figura 3.5 muestra las curvas obtenidas en el ensayo Proctor normal de los materiales y mezclas HR, así como las respectivas curvas del suelo H y la escoria RN a un 100, 95 y 90 % de saturación. En dicha figura se observa que el óptimo del suelo H, se encuentra ubicado entre las curvas del 95 y 90%, mientras que las dos escorias (RA y RN) se sitúan muy por debajo de las que les corresponderían. Esto último reafirma lo señalado anteriormente en relación a la conveniencia de utilizar el impacto como método para estudiar las propiedades de compactación de las LFS. Al igual que en el caso de la escoria A, en estas dos tampoco ha sido posible obtener densidades en el ensayo Proctor normal con humedades superiores a la óptima.

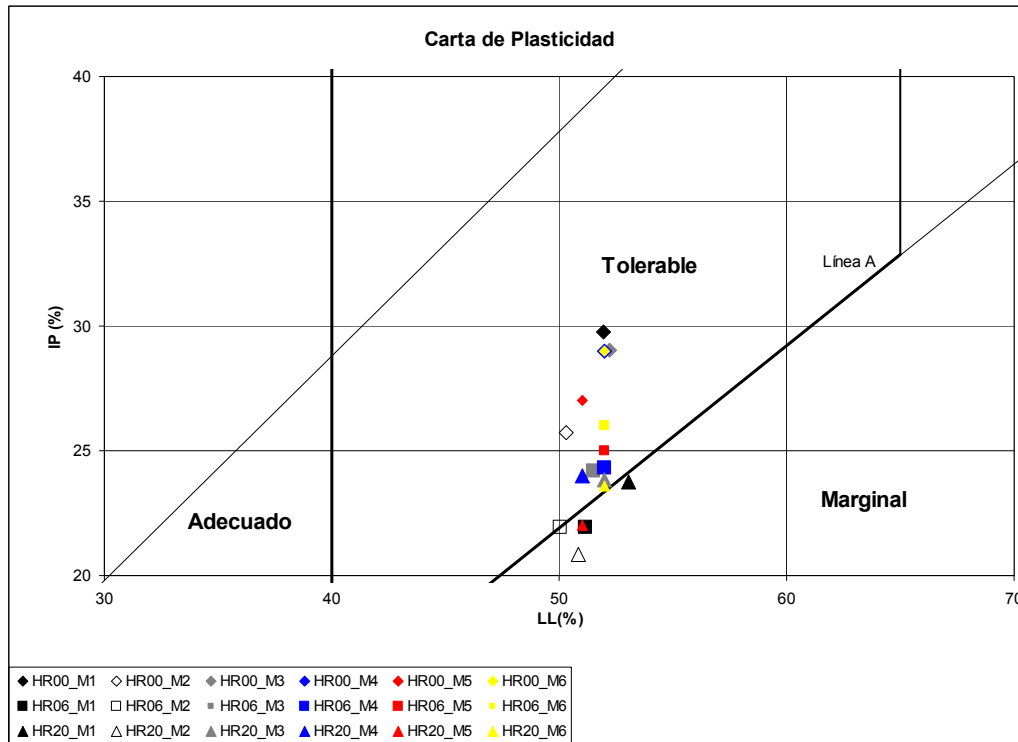


Figura 3.4: Situación de los materiales en la Carta de Casagrande.

En las mezclas se advierte que a medida que se incrementa el porcentaje de escoria, aumenta tanto la $\gamma_{d,máx}$, como la humedad óptima, observándose también que las curvas del ensayo Proctor normal de las mezclas se van haciendo cada vez más planas -en el entorno del máximo- (Figura 3.5).

La Tabla 3.4 muestra los índices de poros obtenidos tanto de las mezclas HR como de sus materiales constituyentes, después de haber sido compactados en las condiciones de estado determinadas en el ensayo Proctor normal. Al igual que lo ocurrido en las mezclas SA, las mezclas HR presentan un índice de poros mayor que el suelo H. Es decir, contenidos crecientes de escoria en la mezcla producen un incremento en su índice de poros.

El comportamiento geotécnico de las escorias RN y RA se asemeja bastante al observado en una arena uniforme con partículas subredondeadas a subangulosas. Anteriormente se ha señalado el intervalo de valores habituales en los que se mueve el índice de poros de esta arena bien compactada. En este caso se han alcanzado en

las escorias RN y RA, valores que se consideran elevados para un material de estas características.

Tabla 3.4: Índice de poros de los materiales y mezclas HR compactadas tras el ensayo Proctor normal.

Material	e*
H	0,51
HR06	0,57
HR20	0,60
RN	0,94
RA	1,18

*cribados por 2,00 mm

Se recuerda que también en este caso se ha determinado la capacidad portante de los materiales y mezclas a un 95 % de su correspondiente $\gamma_{d,m\acute{a}x}$. El suelo H presenta un índice de CBR de 4,5, cumpliendo con las especificaciones del PG3 para su utilización en la construcción de terraplenes viales (CBR > 3).

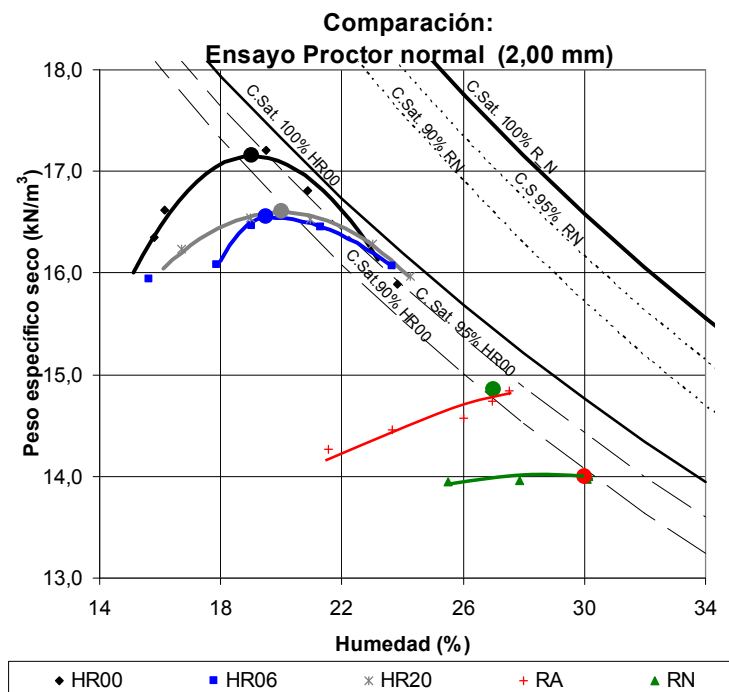


Figura 3.5: Representación de las curvas de compactación del suelo H, las mezclas HR y la escoria R así como de las curvas de saturación de H y R, cribados por 2,00 mm.

De igual modo, las mezclas HR también pueden ser empleadas con el fin estudiado, ya que en todas las muestras ensayadas se observa un incremento del índice de CBR al añadirles escoria. No obstante, tales incrementos se consideran reducidos. Prácticamente no se modifica la capacidad portante de la mezcla HR06 (5), al compararla con la del suelo H (4,5). Sin embargo, al aumentar su contenido de escoria hasta un 20%, se advierte un significativo incremento del índice de CBR (13).

Se estima que este reducido incremento del CBR, se debe en parte a la disminución del $\gamma_{d,m\acute{a}x}$ que se produce en las mezclas HR con respecto a las del suelo (ver Tabla 3.3). Es decir, bajos contenidos de escoria en la mezcla no producen mejoras con respecto a la del suelo, mientras que cuando se rebasa un cierto contenido, todo incremento produce un efecto positivo.

Discusión

El análisis ha sido efectuado teniendo en consideración los resultados de ambas mezclas - SA y HR -. Se ha intentado agrupar las similitudes y señalar las diferencias, principalmente en lo que se refiere a plasticidad, propiedades de compactación y capacidad portante. A continuación se detalla cada una de ellas.

Identificación

Un suelo natural – u otro material- presenta plasticidad cuando después de ser amasado con agua y reducir lentamente su humedad, pasa por los estados de consistencia semilíquida, plástica y semisólida. La mayoría de las partículas de un suelo de tamaño inferior a 2μ , se encuentran constituidas por minerales arcillosos y son las que dan lugar al fenómeno de la plasticidad. Estos minerales se forman por un proceso de erosión química, y su composición es distinta a la de las rocas de las que proceden (Jiménez Salas y De Justo Alpañés, 1975, Bowles, 1982 y Terzaghi y Peck, 1969). En consecuencia, los suelos con elevados porcentajes de partículas finas - inferiores a 0,075 mm- suelen presentar propiedades de plasticidad.

A diferencia del comportamiento que presenta un suelo arcilloso, al amasar escoria blanca con agua y disminuir su humedad, se observa que pasa directamente del estado semilíquido al semisólido, independientemente del porcentaje de partículas de

tamaño inferior a 2μ . Esto se debe a que los finos de las escorias ensayadas – comprendidos entre el 40 y el 70 %- se producen por la transformación polimórfica del silicato bi-cálcico, sin analogía fenomenológica alguna, por tanto, con el origen de los de la arcilla. La ausencia de plasticidad también se ha encontrado en otros residuos tales como los RCDs, las cenizas volantes, residuos de zinc (Vegas et al, 2008 y Nunes et al, 1996), así como la escoria negra y el relave de cobre.

La mezcla entre un suelo natural y esta escoria modifica sus propiedades de plasticidad con respecto a las de ambos materiales unitarios. En efecto, se ha observado experimentalmente que a medida que se añaden cantidades crecientes de *LFS*, decrecen gradualmente el límite líquido y el índice de plasticidad, al mismo tiempo que se incrementa el límite de plasticidad. Se estima que estos cambios facilitarán la puesta en obra de estos materiales.

En algunos casos se ha advertido que la cuantía de escoria añadida puede producir un cambio tan elevado en las propiedades de plasticidad, que puede llegar incluso a modificar su clasificación, tanto en el caso de utilizar el sistema de la USCS como si se utiliza el del art. 330 del PG3. Por ejemplo, según el criterio de plasticidad del PG3, se ha clasificado como suelo tolerable al suelo H, mientras que la mezcla HR20 lo ha sido como material marginal. En este último caso, se ha pasado de tener un suelo que, según la citada normativa, no requiere de la realización de un estudio especial para su utilización en la construcción de terraplenes (suelo tolerable), a otro que sí la precisa (marginal), y tan solo por reducir su índice de plasticidad. Esto deja de manifiesto que las regulaciones vigentes -en España- para la construcción de carreteras, se encuentran diseñadas, fundamentalmente, para suelos naturales, por más que incluyan algunas notas para residuos industriales. De acuerdo con lo anterior, las normativas de construcción de carreteras, deben ser consideradas a modo orientativo.

Compactación

Es imprescindible conocer las condiciones de estado que debe presentar un material que se empleará en la construcción de terraplenes viales tras el proceso de compactación. Los sistemas de control de calidad utilizados actualmente se basan en determinar *-in situ-*, la humedad y la densidad seca durante el citado proceso.

En general, las condiciones de estado de los suelos susceptibles de ser mejorados con algún estabilizador o residuo industrial, pueden ser determinadas mediante la realización del ensayo Proctor. En este caso, se ha empleado el Proctor normal para el estudio de los materiales unitarios (S, H, A, R) y sus mezclas (SA y HR). Sin embargo, si se requiere definir dichas condiciones para un material no plástico, como las *LFS*, el ensayo más apropiado sería la determinación de la densidad máxima y mínima (ASTM D 4253 y ASTM D 4254, respectivamente). No obstante, la norma ASTM D 4792, que estudia la expansión potencial de agregados susceptibles de hinchamiento por efecto de las reacciones de hidratación -generalmente residuos industriales sin plasticidad-, cita el ensayo Proctor normal para la compactación de las probetas.

En suelos arcillosos, el óptimo determinado mediante el ensayo Proctor, se encuentra normalmente comprendido entre las curvas de saturación de 90 y 95 %, algo que no ocurre en la escoria, con lo que la probeta queda en un estado flojo, resultando que el sistema de compactación que contempla la ASTM D 4792 no es el más adecuado.

No se observa una regla de comportamiento general al analizar los resultados del ensayo Proctor normal realizados sobre los materiales unitarios (suelos S y H y escorias A y R) y sus respectivas mezclas (SA y HR). En todos los casos, el $\gamma_{d,m\acute{a}x}$ de las escorias se encuentra muy por debajo de los valores determinados en los suelos y las mezclas. En las SA, por ejemplo, puede verse que a medida que se añade un mayor contenido de escoria al suelo, se produce, con respecto a este último, un aumento en su peso específico máximo seco y una disminución de su humedad óptima (ver Figura 3.3). En contraste, en la mezclas HR se observó totalmente lo opuesto, es decir, un aumento de su humedad óptima y una disminución de su $\gamma_{d,m\acute{a}x}$, al compararlos con los del suelo H (ver Figura 3.5). En las mezclas SA se cree que dichos cambios se producen por un mejor acomodamiento de sus partículas –suelo S y

escoria A - que en el caso de compactar sólo las del suelo, mientras que en las mezclas HR su óptimo se acerca cada vez más al de la escoria sola. En consecuencia, el peso específico seco máximo de una mezcla de suelo y escoria no dependerá solamente del comportamiento de cada uno de los materiales unitarios, sino del conjunto de ellos y de la cantidad de escoria añadida.

En general, en las gráficas en las que se representan las curvas de compactación de los materiales, se observa que en las de las mezclas se produce un aplanamiento de ellas en la parte más próxima del máximo. Esto deja de manifiesto que la presencia de escoria reduce la influencia de la humedad en la compactación, lo que significa que manteniendo idéntica la cantidad de energía entregada, se pueden obtener similares valores de la densidad seca, independientemente del contenido de agua. Esto es especialmente beneficioso en la puesta en obra de estos materiales, ya que dependiendo de las condiciones naturales en que se encuentre el terreno, hay una menor influencia de la humedad óptima.

Desde el punto de vista de la compactación, añadirle escoria al suelo es contraproducente, dado que las mezclas presentan un mayor volumen de huecos que su correspondiente suelo. En efecto, los índices de poros ($\frac{V.vacíos}{V.sólidos}$) estimados en las mezclas compactadas a la densidad seca máxima determinada en el ensayo Proctor normal, son superiores al del suelo correspondiente (Ver Tabla 3.2 y Tabla 3.4).

Capacidad portante

Resulta imprescindible conocer la capacidad portante del material que se empleará en la construcción del terraplén de una carretera, ya que a partir de ella y de otras propiedades, se diseñan las capas que conformarán el firme y su explanada. Debe estudiarse el contenido óptimo de escoria blanca a añadir al suelo, para así no sobredimensionar el núcleo, siendo incluso en ocasiones contraproducente la presencia de altos CBR.

Al analizar los resultados de capacidad portante de las mezclas (SA y HR), se observa un incremento del índice de CBR con respecto a los valores obtenidos en el suelo

solo. Sin embargo, al comparar el aumento producido en las mezclas SA20 y HR20 – a cada una de las cuales se le añadió idéntica cantidad de *LFS* –, se advierten disímiles incrementos de CBR. En la primera de ellas dicho incremento fue de 44, mientras que en la otra fue sólo 8,5. Esta diferencia se puede achacar a varias razones, que se explican a continuación.

La primera, son los diferentes valores de CBR medidos en los materiales unitarios. Como se observa en las tablas correspondientes (ver Tabla 3.1 y Tabla 3.3), los valores obtenidos en los suelos S y H son similares (8 y 4,5 respectivamente). Sin embargo, los CBR alcanzados por las escorias A y R (70 y 37 respectivamente) han sido muy superiores a los de los suelos.

Los CBR de las escorias se consideran inferiores a los que se habrían obtenido si se hubiese empleado el sistema apropiado para entregar la energía de compactación, teniendo en cuenta que el óptimo determinado en el ensayo Proctor normal dista mucho de ubicarse entre las curvas de saturación del 90 y 95 %. Esto coincide con lo observado en la superficie de las probetas compactadas con escoria, ya que es fácilmente desmenuzable, no presentando el aspecto de una fábrica densa.

En cambio, al compactar escoria y suelo se obtienen probetas más rígidas, y por tanto de superior capacidad portante que la alcanzada por el suelo solo. Incluso, en la SA30, se obtuvo un índice de CBR superior al conseguido en la escoria A. No obstante, en función de las propiedades geotécnicas del suelo que se pretende mejorar, se debe determinar experimentalmente el porcentaje de escoria más adecuado para producir la mejora deseada. Al agregar porcentajes muy bajos de escoria sobre suelos blandos o muy plásticos, tal y como se ha observado en la HR06, la mezcla resultante prácticamente no modifica sus propiedades, por lo que se requiere añadir mayores contenidos de *LFS*. En contraste, la HR20 sí ha mejorado significativamente sus propiedades.

Por consiguiente, se advierte la existencia de un porcentaje umbral de escoria en el que, con contenidos superiores, las mezclas resultantes desencadenan mejoras significativas en sus propiedades geotécnicas con respecto a las del suelo. En otras palabras, no todos los suelos son susceptibles de ser mejorados con idénticos

porcentajes de escoria, y posiblemente algunos requieran tan elevados contenidos, que no sea viable su colocación en el campo. Todo depende de la magnitud de la mejora que se desee efectuar y, como se ha indicado anteriormente, en general, en la construcción de núcleos de terraplenes, las propiedades no suelen ser muy exigentes.

3.2.2 Resistencia mecánica

Para cuantificar la mejora de resistencia que producen las propiedades cementantes de la escoria en las mezclas, se han efectuado ensayos de CBR y compresión simple a diferentes edades. A continuación se presentan los resultados obtenidos en las mezclas SA y HR.

Mezclas SA

CBR

La evolución temporal de la capacidad portante ha sido estudiada fabricando 12 probetas de cada mezcla (SA00, SA10, SA20 y SA30) que han sido sumergidas en agua durante 4, 7, 28 y 90 días. A cada edad se han ensayado 3 probetas, presentando cada una de ellas un peso específico seco diferente. El análisis de los resultados se ha efectuado a una profundidad de penetración del pistón de 0,1", habiendo sido evaluado el grado de mejora producido al combinar el suelo S con diferentes contenidos de escoria A.

La Figura 3.6 muestra las curvas que relacionan el peso específico seco y el índice de CBR de las probetas de suelo S habiendo estado éste sumergido en agua durante 4, 7, 28 y 90 días. En general, un suelo natural no contiene minerales que desarrollen procesos de hidratación y produzcan mejoras en su capacidad portante en el tiempo. En consecuencia, el índice de CBR de las probetas de suelo SA00, compactadas con idéntica cantidad de energía (en las que se ha obtenido similares pesos específicos secos) ensayadas a diferentes edades, presenta una reducida variabilidad. Las ligeras diferencias observadas en las probetas son de escasa importancia y producidas por el proceso de compactación (espesor de las capas, distribución de la energía, etc.). Se cuantificó una diferencia máxima en la capacidad portante de 5, registrada entre la SA00_90 (γ_d : 17,4 kN/m³ y CBR: 13) y la SA00_00 (γ_d : 17,6 kN/m³ y CBR: 8).

En las siguientes figuras (Figura 3.7, Figura 3.8 y Figura 3.9) se muestran los resultados obtenidos en las mezclas SA10, SA20 y SA30, respectivamente. Se observa que a medida que crece el período de inmersión de las probetas, se incrementa su capacidad portante, habiéndose registrado los menores índices de CBR a la edad de 4 días. En efecto, la curva correspondiente a esta última edad se encuentra ubicada en el extremo izquierdo de la figura y, a medida que aumenta la edad de ensayo, se desplazan -aproximadamente de forma paralela- hacia la derecha. En general, dicho desplazamiento se produce principalmente en las curvas a 7 y a 28 días, alcanzándose a los 90, valores de CBR similares a los obtenidos a 28. Esto deja de manifiesto el desarrollo de ciertas reacciones de cementación en las mezclas de suelo y escoria, que producen una mejora de la capacidad portante en el tiempo.

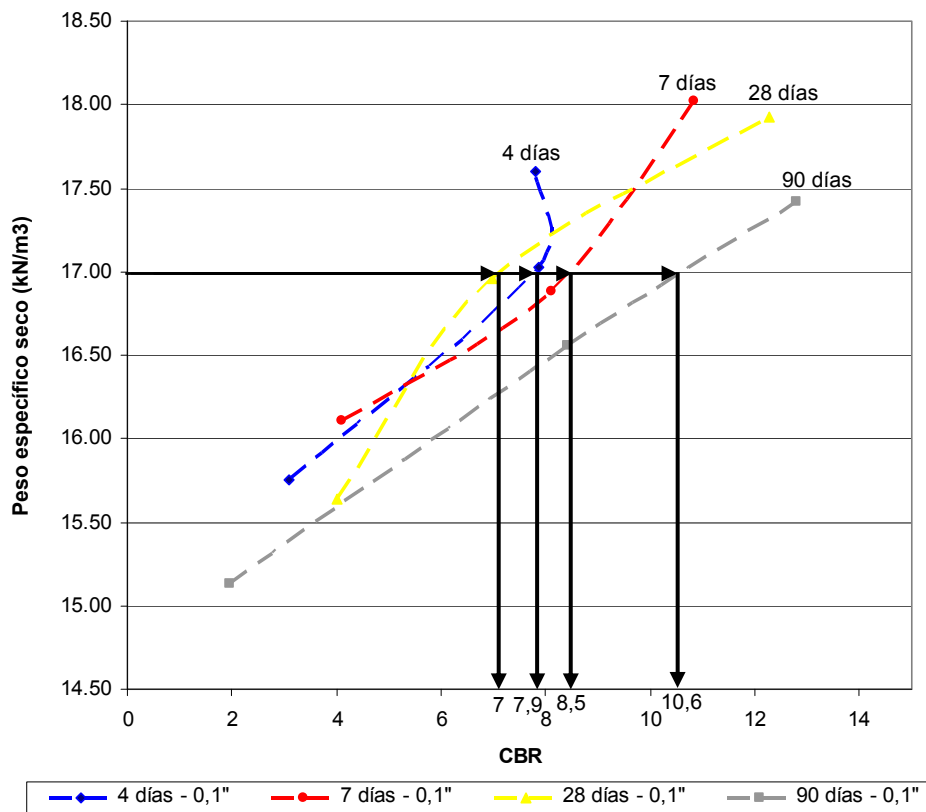


Figura 3.6: Variación del CBR de las probetas de SA00 con el peso específico seco y el tiempo sumergido.

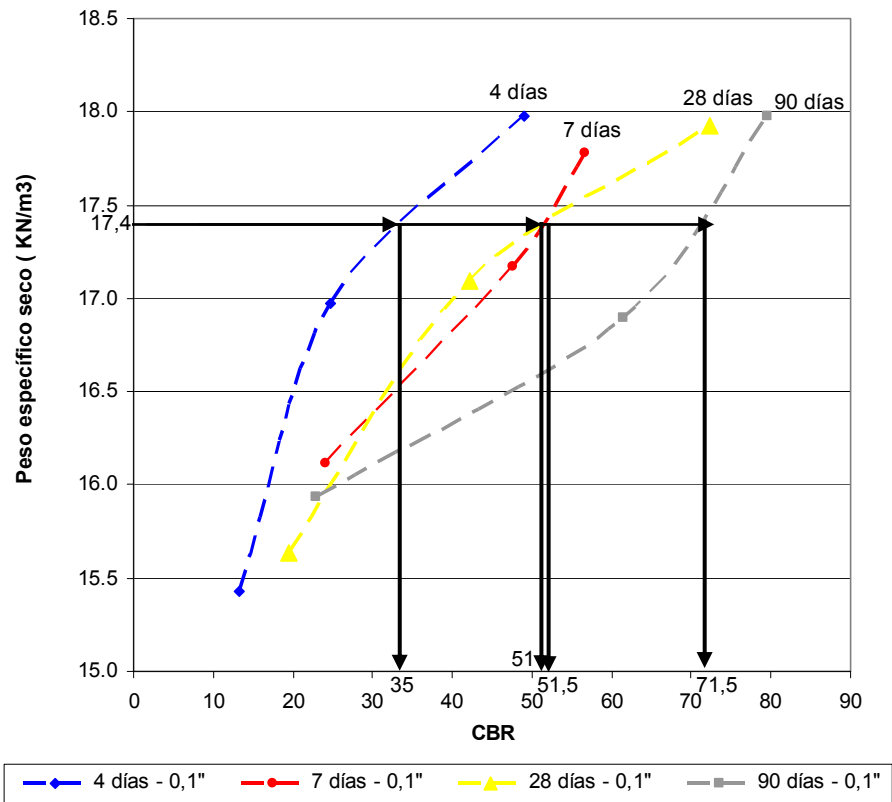


Figura 3.7: Variación del CBR de las probetas de SA10 con el peso específico seco y el tiempo sumergido.

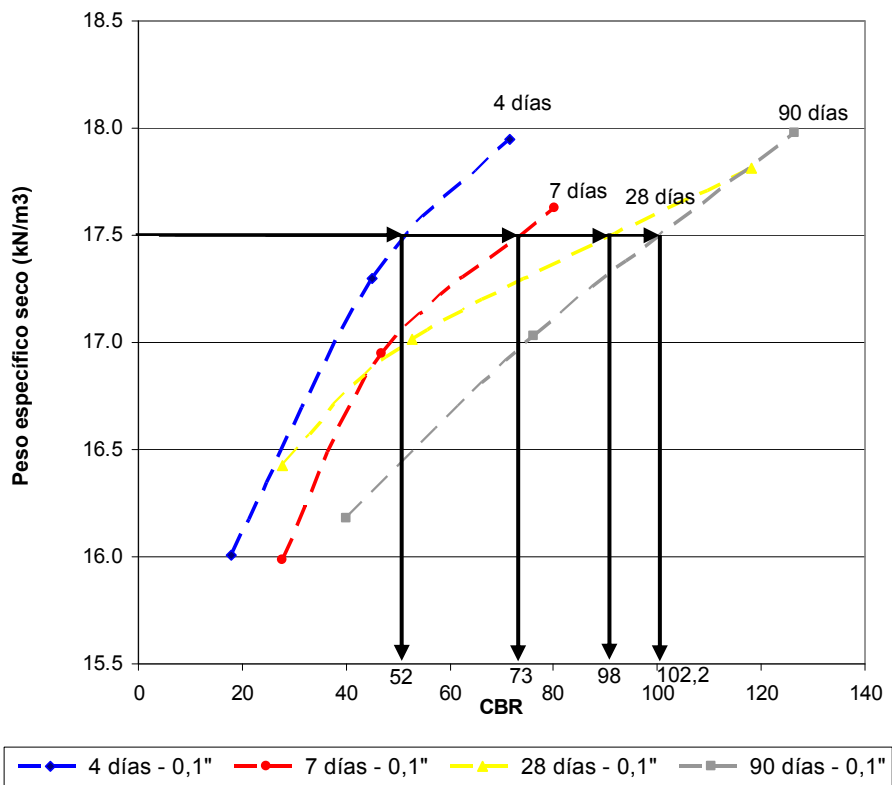


Figura 3.8: Variación del CBR de las probetas de SA20 con el peso específico seco y el tiempo sumergido.

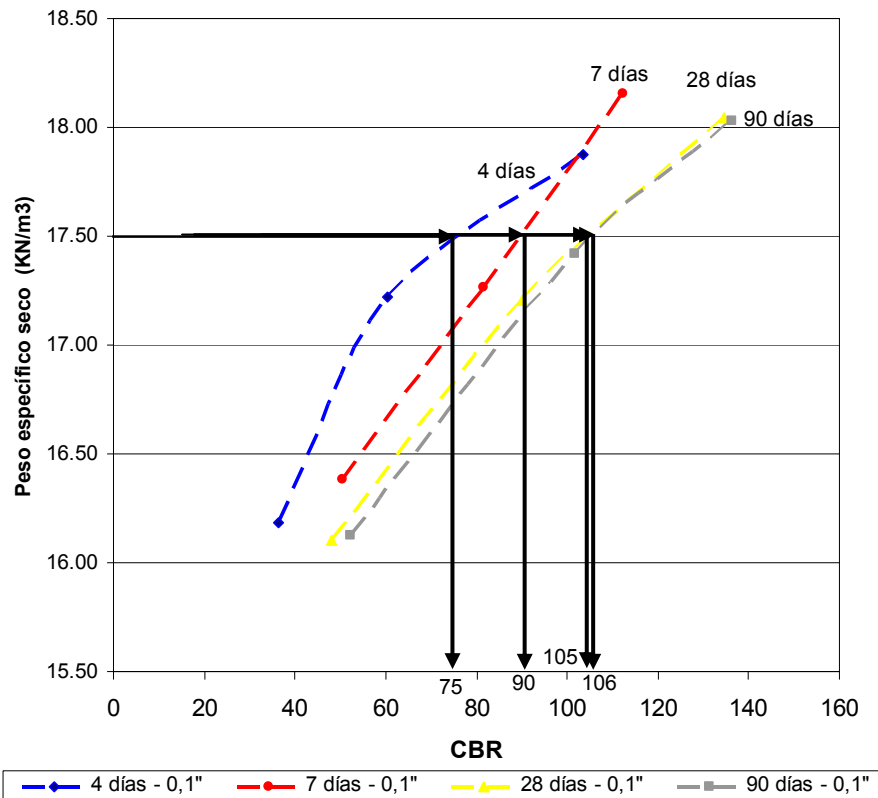


Figura 3.9: Variación del CBR de las probetas de SA30 con el peso específico seco y el tiempo sumergido.

Habitualmente, la gráfica γ_d -CBR de un suelo arcilloso es una curva convexa, como se ha podido comprobar con la mayoría de las del suelo S. Sin embargo, dicha curva muestra concavidad a medida que crece el contenido de *LFS* en las mezclas. Efectivamente, las probetas correspondientes a la mezcla SA10 presentan dos curvas cóncavas y dos convexas mientras que las de la SA30 reducen su convexidad. Los suelos granulares suelen dar más concavidad que los arcillosos, tal y como ocurre en las mezclas SA.

La importancia de determinar la concavidad de las curvas de las mezclas a diferentes edades radica en estudiar la evolución del índice de CBR, la cual se presenta más adelante. Como se ha indicado en el capítulo 2, en el ensayo de CBR se compactan probetas con la finalidad de obtener tres niveles diferentes de energía -25, 50 y 100% de la energía máxima entregada en el ensayo Proctor normal (PN)-. Se han agrupado los resultados de las probetas con igual porcentaje de escoria e idéntico nivel de energía, y se ha analizado la evolución de su índice de CBR a diferentes edades (ver Figura 3.10, Figura 3.11 y Figura 3.12). Adicionalmente, en cada figura, se ha incluido

-entre paréntesis- el peso específico seco alcanzado en cada una de las probetas, debido a su importancia en el momento del análisis. Se observa (por ejemplo, Figura 3.8) que en los primeros 28 días se concentra la mayor parte de la mejora del índice de CBR ocasionada por las reacciones de cementación desarrolladas por la escoria, advirtiéndose que a la edad de 7 días se produce la mitad de ésta.

Los resultados de las probetas con idéntico nivel de energía e igual contenido de escoria, han sido ajustados mediante una función exponencial del tipo de la ecuación (1), debido a que depende exponencialmente del tiempo. Es decir, parte importante de la mejora se produce a edades tempranas –antes de los 7 días-, reduciéndose su tasa paulatinamente a medida que aumenta la edad de ensayo y alcanza un valor asintótico de CBR.

(1) $CBR = a(1 - e^{-bt})$, en donde a y b son parámetros constantes

En dos de las tres mezclas se advierte que el coeficiente de ajuste (R^2) de las probetas más densas se acerca a 1,0, y que dicho coeficiente se aleja de este valor en las más flojas. En efecto, en la SA10 y SA20 se obtuvo un R^2 de 0,91 y 0,93 en las probetas compactadas con el 100 % de la energía PN y tan sólo de 0,52 y 0,68 en las fabricadas con un 25 % de la energía PN. En cambio, en la SA30 se obtuvo en los 3 casos un R^2 superior a 0,80.

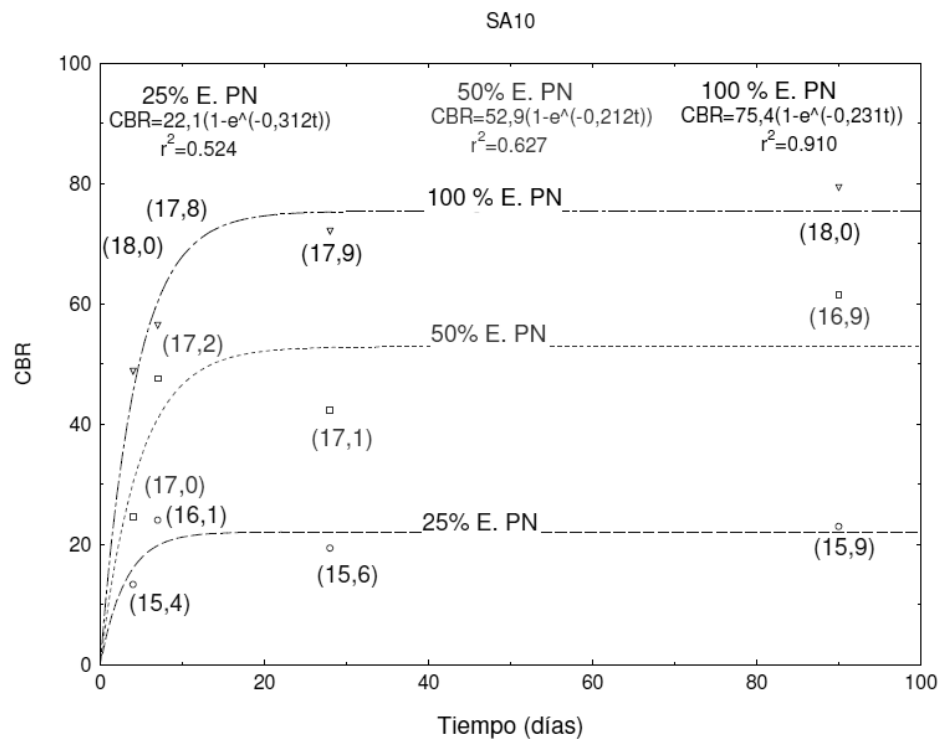


Figura 3.10: Evolución del índice de CBR de las mezclas SA10, agrupadas por los niveles de energía de compactación de las probetas.

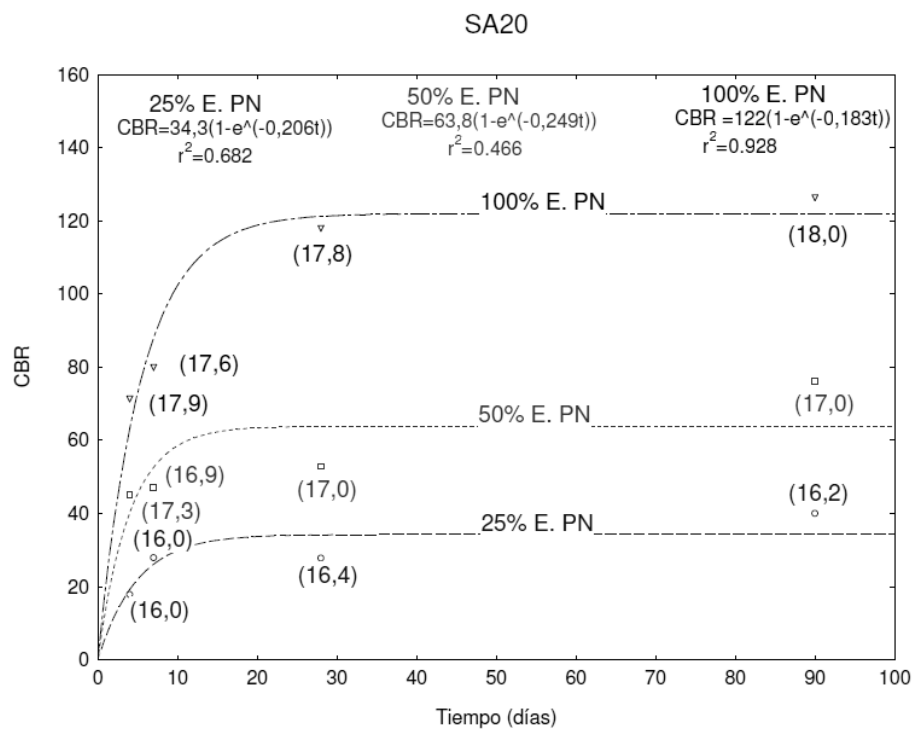


Figura 3.11: Evolución del índice de CBR de las mezclas SA20, agrupadas por los niveles de energía de compactación de las probetas.

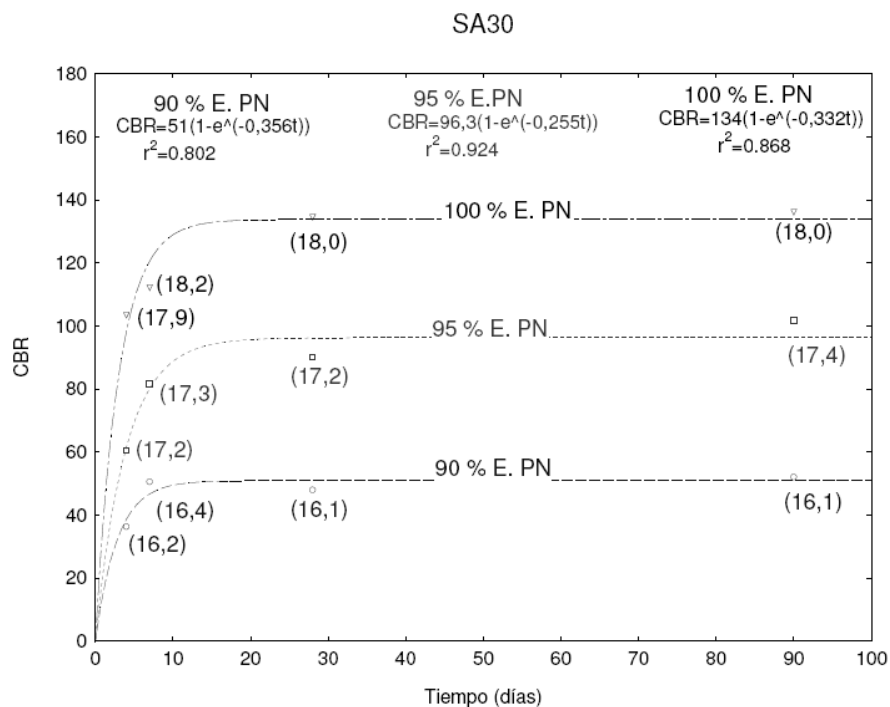


Figura 3.12: Evolución del índice de CBR de las mezclas SA30, agrupadas por los niveles de energía de compactación de las probetas.

La Tabla 3.5 recoge el rango de pesos específicos secos alcanzados en las probetas compactadas con los tres niveles de energía utilizados -25, 50 y 100 % de la energía PN- y los incrementos del índice de CBR medidos entre 4 y 90 días en las tres mezclas. Así, por ejemplo, las probetas SA20 compactadas con un 25 % de la energía PN presentan un índice de CBR a la edad de 4 y 90 días de 18 y 40, respectivamente, por lo que el CBR a 90 días es el 122 % del que alcanzó a 4 días. Es decir, las reacciones cementantes producidas por la escoria de horno cuchara han incrementado en veintidós la capacidad portante -floja entre las citadas edades-, de las SA20. En cambio, las probetas de la misma mezcla compactadas con un 100 % de la energía PN registraron un incremento del índice de CBR de 55. Este comentario también es de aplicación a las mezclas SA10 y SA30.

Es decir, en los tres porcentajes de mezcla se advierte que el incremento del índice de CBR medido entre 4 y 90 días, alcanzado en las probetas compactadas con un 50 y 100 % de la energía PN, es superior al obtenido en las de 25 %. En consecuencia, se puede decir que para obtener los mayores incrementos del índice de CBR por efecto de las reacciones de cementación de la escoria, se requiere compactar la mezcla con una energía superior al 50 % del PN. Entregando dicho nivel de energía se alcanza un

peso específico seco cercano al 95 % del $\gamma_{d,m\acute{a}x}$, aunque habitualmente es algo inferior. Por tanto, se puede indicar que las mezclas de suelo-escoria más densas ($\gamma_d \geq 95 \% \gamma_{d,m\acute{a}x}$) presentan un mayor incremento en la capacidad portante que en el caso que ésta se encuentre más floja.

Tabla 3.5: Rango de pesos específicos secos obtenidos en las probetas de CBR agrupadas por nivel de energía de compactación e incremento del índice de CBR alcanzado en dichos niveles de energía entre 4 y 90 días.

% E.	SA10		SA20		SA30	
	PN	$\Delta \text{CBR}_{90d - 4d}$	PN	$\Delta \text{CBR}_{90d - 4d}$	PN	$\Delta \text{CBR}_{90d - 4d}$
*	γ_d kN/m ³	**	γ_d kN/m ³	**	γ_d kN/m ³	**
25	15,4-16,1	10	16,0-16,4	22	16,1-16,4	16
50	16,9-17,2	38	16,9-17,3	31	17,2-17,4	41
100	17,8-18,0	31	17,6-18,0	55	17,9-18,2	32

*Porcentaje de la energía Proctor normal entregada a las probetas.

** Diferencia del índice de CBR obtenido en las probetas ensayadas a 90 y 4 días.

Este resultado coincide con las exigencias de la normativa nacional e internacional de construcción de terraplenes (art. 330 del PG3, AASHTO M57, etc.), las cuales requieren una compactación mínima del 95 % del $\gamma_{d,m\acute{a}x}$. En la presente investigación se ha empleado dicho grado de compactación para estudiar la evolución temporal del CBR. La Tabla 3.6 recoge los pesos específicos secos correspondientes, determinados a partir de los resultados obtenidos en el ensayo Proctor normal.

La Figura 3.7, la Figura 3.8 y la Figura 3.9 muestran el modo en el que se ha obtenido la capacidad portante de la mezcla SA10, SA20 y SA30 a su correspondiente 95 % del $\gamma_{d,m\acute{a}x}$ (17,4; 17,5 y 17,5 kN/m³, respectivamente).

Tabla 3.6: Valor del 95 % del $\gamma_{d,m\acute{a}x}$, empleado en el estudio de la evolución del índice de CBR del suelo y las mezclas a diferentes edades.

	SA00	SA10	SA20	SA30
Peso específico seco (kN/m ³)	17,0	17,4	17,5	17,5

La evolución temporal del índice de CBR de las tres mezclas al citado grado de compactación puede verse en la Figura 3.13, y sus resultados se presentan en la Tabla 3.7. En general, se advierte que prácticamente el 100 % de la mejora medida en las mezclas (SA10, SA20 y SA30) se desarrolla durante los primeros 28 días, mientras que la mitad de ella se registró a la edad de 7 días. El único resultado que se aleja de la tendencia antes comentada es el punto correspondiente a la SA10_28 que se encuentra por debajo de la línea de tendencia trazada.

Los índices de CBR alcanzados en las tres mezclas son muy elevados para utilizar este material en la construcción de terraplenes. En consecuencia, y tomando en cuenta la evolución de la capacidad portante conseguida, parece aconsejable utilizar como máximo un contenido de *LFS* de un 10 %.

Tabla 3.7: Evolución de la capacidad portante del suelo S y las mezclas SA, sumergidas en agua durante diferentes periodos de tiempo (95 % del $\gamma_{d,m\acute{a}x}$).

Tiempo sum. (días)	SA00		SA10		SA20		SA30	
	CBR		CBR		CBR		CBR	
	0,1"	0,2"	0,1"	0,2"	0,1"	0,2"	0,1"	0,2"
4	8,0	6,8	35,0	29,0	52,0	42,0	75,0	67,5
7	8,5	6,8	51,0	50,0	73,0	56,0	90,0	78,5
28	7,0	6,0	51,5	42,0	98,0	81,0	105,0	88,0
90	10,6	8,8	71,5	59,5	102,0	77,0	106,0	84,0

Las medidas de hinchamiento registradas durante la realización del ensayo de CBR se muestran en el apartado 3.2.3.

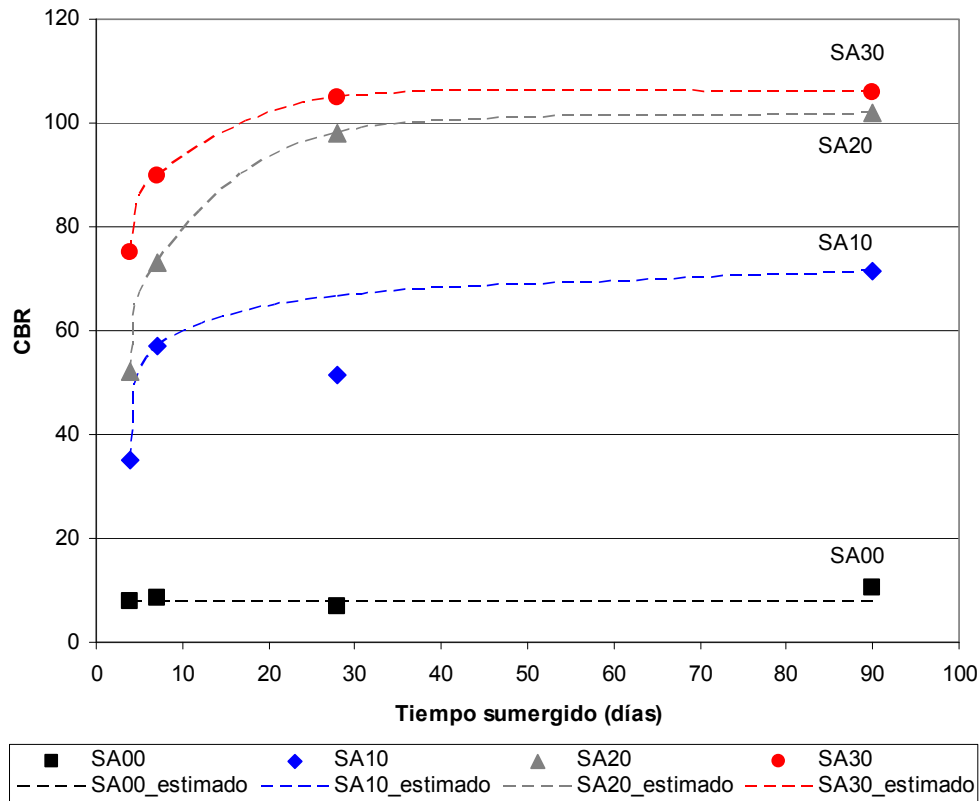


Figura 3.13: Evolución de la capacidad portante del suelo S y las mezclas SA, sumergidas en agua durante diferentes periodos de tiempo (95 % del $\gamma_{d,max}$)

Compresión simple (RCS)

La mejora de las propiedades mecánicas que tiene lugar en las mezclas de suelo-escoria, como consecuencia de las reacciones cementantes, ha sido estudiada mediante ensayos de compresión simple efectuados a diferentes edades de curado.

Como se ha indicado en el apartado 2.3.2, se han fabricado dos series de probetas por cada mezcla; la primera con la maza Army y la segunda mediante compactación estática diseñado expresamente para esta investigación. Mayores detalles de los procedimientos utilizados para la preparación, fabricación y compactación de las probetas se describen en el apartado antes citado.

Para estudiar la evolución de las propiedades mecánicas se ha analizado el resultado de la resistencia a compresión simple de cada serie de probetas, así como los módulos secantes de deformación, tanto en rotura como a la tensión del 50 % de la de

ésta (E_{rot} y $E_{50\%rot}$, respectivamente). En las gráficas en las que se muestra la evolución de los parámetros indicados en el párrafo anterior, se ha representado también el error estándar de la media. Adicionalmente, y dado que el peso específico seco y la humedad de las probetas influyen en los resultados de las propiedades mecánicas (resistencia y deformación), se ha realizado un estudio detallado de la citada influencia.

Estudio de la desecación de probetas

Inicialmente estaba prevista la realización de esta investigación con un suelo diferente a los finalmente utilizados, esto es, los denominados S y H. Sin embargo, al haberse producido una pérdida de humedad en las probetas del suelo con el que comenzaron los primeros estudios, el denominado “suelo de Camargo”, y también, debido a que el suministro de este suelo no fue suficiente para efectuar toda la batería de ensayos planificados, se consideró conveniente aprovechar los resultados obtenidos con dicho suelo, a pesar de las citadas dificultades.

A continuación se presenta el resultado del ensayo de compresión simple del suelo de Camargo, así como de su mezcla con la escoria de Amurrio (A) en las proporciones de un 10, 20 y 30 % de esta última.

Entre los ensayos de compresión simple realizados con el suelo de Camargo y los que se hicieron con los denominados S y H se introdujeron dos variables: la primera, el sistema de protección empleado para conservar las probetas, y la segunda, las condiciones de estado, peso específico seco y humedad de fabricación, con las que fueron ensayadas.

En relación al sistema de protección, hay que señalar que las probetas utilizadas en los ensayos de Camargo se conservaron únicamente en el interior de cajas plásticas almacenadas dentro de la cámara húmeda, mientras que las de los ensayos efectuados con los suelos S y H, se envolvieron, además, con “Parafilm M” alrededor de toda su superficie cilíndrica para tener una mayor protección (Ver Figura 3.20).

En cuanto a las condiciones de estado que se han intentado reproducir en los ensayos, hay que señalar que con el suelo de Camargo se aplicó un criterio diferente al empleado en las mezclas definitivas utilizadas en esta investigación. Las probetas compactadas con el suelo de Camargo, tanto las del suelo como las de las mezclas, lo fueron en las condiciones óptimas del suelo (γ_d : 16,05 kN/m³ y w_{opt} : 27,5%). En los ensayos con el suelo S y H, en cambio, dichas condiciones correspondieron al peso específico seco y a la humedad óptima determinada en cada una de las series compactadas con tamaños inferiores a 2 mm (ver Tabla 3.1 y Tabla 3.3). La Tabla 3.14 muestra la evolución de la resistencia a compresión simple a diferentes edades de curado de esta serie de ensayos. En la misma figura se muestra la variación de la humedad obtenida en el momento de la realización del ensayo.

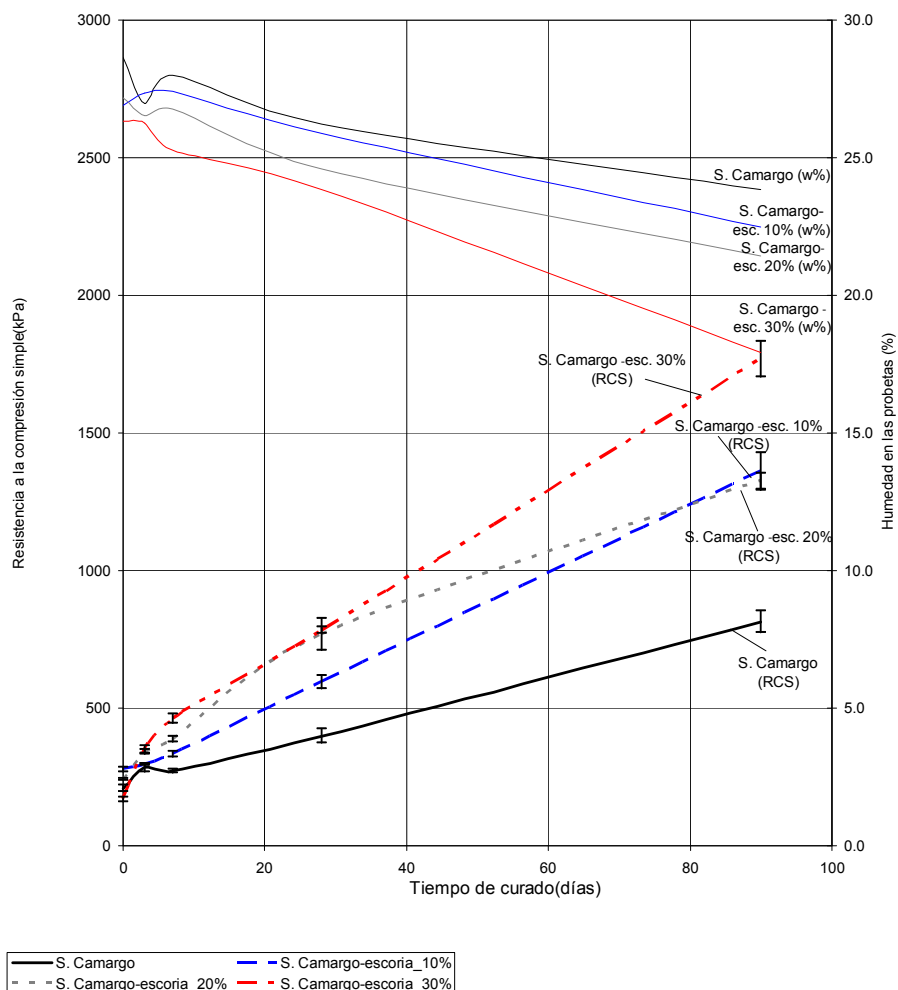


Figura 3.14: Resistencia a compresión simple obtenida en el suelo de Camargo y sus mezclas con la escoria A, en la serie en la que se detectó pérdida de humedad -por evaporación-, en las probetas.

En el suelo de Camargo -sin haberlo mezclarlo con la escoria-, se obtuvo una resistencia a compresión simple media inicial de 209 kPa (0 días) y se alcanzó un valor a la edad de 90 días de 815 kPa. En este caso se esperaba que su tensión de rotura se mantuviera aproximadamente constante durante el periodo de curado con las pequeñas desviaciones, propias de un ensayo de laboratorio. Sin embargo, tal y como se puede observar en la figura antes citada, el ajuste de la resistencia a compresión simple aumenta linealmente con el tiempo de curado. Por tanto, si se asume que el suelo de Camargo no desarrolla por sí sólo reacciones de cementación durante el curado -por ser aquél de origen natural-, cabe pensar que el incremento en la tensión de rotura se debe, probablemente, a la pérdida de humedad ocurrida durante la conservación.

En las tres mezclas de suelo y escoria se observa que la tensión de rotura aumenta con el tiempo de curado y con el contenido de escoria. En particular, en la mezcla del suelo con un 10% de escoria se alcanzó una tensión máxima inicial de 277 kPa (con una humedad del 26,9%), mientras que transcurridos 90 días de curado, se obtuvo una tensión de rotura de 1.361 kPa (w%: 22,5%). En la mezcla con un 30% de escoria, se consiguió una mejora -con respecto a la resistencia inicial- de 1.600 kPa, habiéndose observado una reducción media de humedad del 8,4% a los 90 días de curado.

Kanagawa y Kuwayama (1997) evaluaron la capacidad de mejora de varias mezclas de suelo y escoria blanca, intentando relacionar los incrementos de la resistencia a compresión simple con la basicidad $(CaO+MgO+Al_2O_3)/SiO_2$ y la absorción de agua. En dicha investigación se emplearon escorias secas y húmedas, siendo estas últimas humedecidas tras su enfriamiento para evitar que al almacenarlas, se esparcieran por el viento. Estos autores pudieron establecer una correlación lineal entre la tensión de rotura y la absorción de agua de las probetas, sin importar si la escoria empleada proviniera, tras su enfriamiento, de uno u otro tratamiento. El citado artículo no define claramente qué entiende por absorción de agua (ABS), por lo que se ha supuesto que ésta corresponde a la diferencia porcentual entre la humedad de fabricación de la probeta con respecto a la de rotura ($ABS \%: w\%_{\text{fabricación}} - w\%_{\text{momento de ensayo}}$).

Tabla 3.8: Valores medios de la tensión de rotura y del contenido de humedad al momento de la realización del ensayo de compresión simple de esta serie.

Tiempo de curado en cámara húmeda (días)	S. Camargo		S. Camargo- escoria 10%		S. Camargo- escoria 20%		S. Camargo- escoria 30%	
	RCS	w _{ens.}	RCS	w _{ens.}	RCS	w _{ens.}	RCS	w _{ens.}
	(kPa)	(%)	(kPa)	(%)	(kPa)	(%)	(kPa)	(%)
0	209	28,7	277	26,9	240	27,2	169	26,3
3	285	27,0	296	27,4	342	26,5	350	26,3
7	272	28,0	334	27,4	389	26,8	462	25,3
28	400	26,2	596	25,9	769	24,6	784	23,9
90	815	23,9	1.361	22,5	1.326	21,4	1.769	17,9

RCS : Resistencia a compresión simple, en kPa w_{ens.} : Humedad al momento de la realización del ensayo de compresión simple, en %.

En la presente investigación también se intentó relacionar la mejora en la resistencia a compresión simple de las mezclas con la absorción (Ver Figura 3.15). Agrupando los resultados con idéntico contenido de escoria se advierte que, al igual que en la investigación de Kanagawa y Kuwayama, se obtuvo una relación lineal entre la resistencia a compresión simple y la absorción de agua. El coeficiente de correlación (R^2) es superior a 0,93 en todos los casos, y mayor de 0,97 en las mezclas.

Casualmente, el porcentaje de absorción de agua (entre un 6 y un 11%) medido en las probetas de la mezcla del suelo de Camargo con un 30% de la escoria, curada durante 28 días, coincide bastante con el obtenido (entre 6 y 15%) por Kanagawa y Kuwayama al combinar otro suelo con un 30% de otra escoria seca, habiendo sido curadas estas últimas durante 30 días. Si, además, se tiene en cuenta que en ambos casos también son similares sus humedades de amasado (27,5 para un caso y 30% para el otro), es por lo que se deduce que la reducción del porcentaje de humedad medido en ambas series debiera ser del mismo orden de magnitud. En efecto, se ha detectado una desecación de entre 1,8 y 4,5% en las probetas confeccionadas por Kanagawa y Kuwayama y de 1,6 a 3,0% en las del suelo Camargo- escoria_30% curadas ambas, cerca de un mes (30 y 28 días, respectivamente).

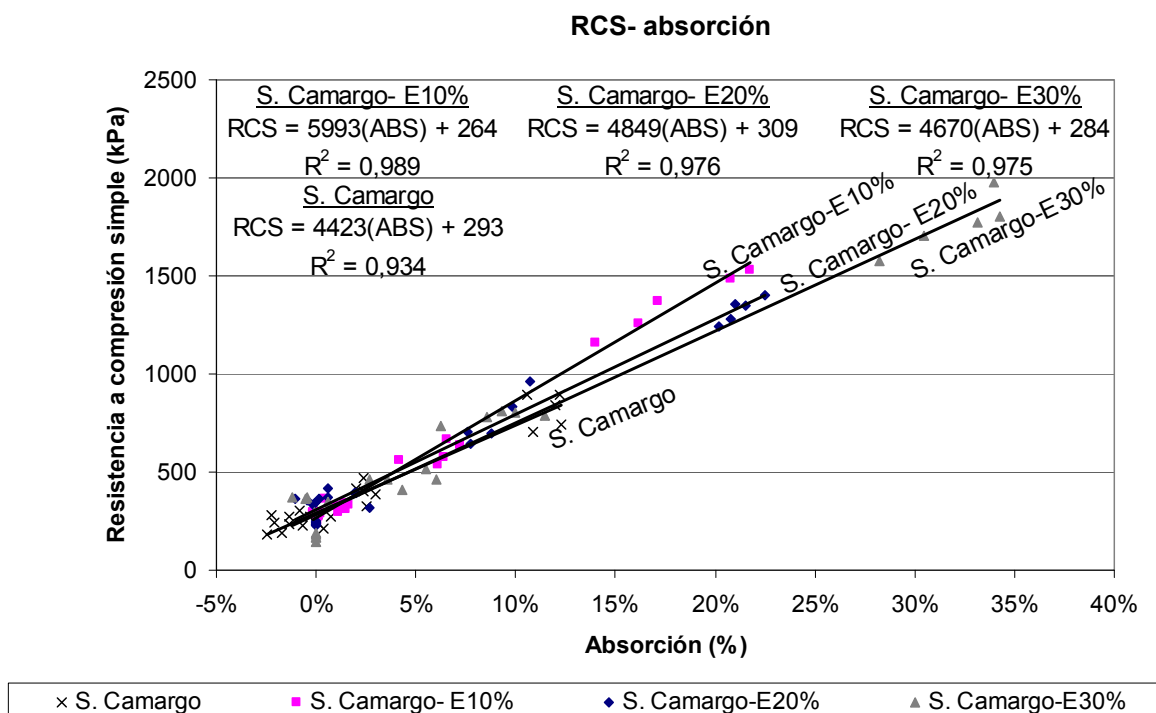


Figura 3.15: Variación de la resistencia a compresión simple con respecto a la absorción de agua de las mezclas de suelo de Camargo con escoria en porcentajes del 10, 20 y 30%.

Los citados autores atribuyeron toda la mejora de la resistencia a compresión simple a la hidratación de las facies minerales de la escoria, cuantificando tales reacciones por medio de la absorción de agua.

No obstante, se ha detectado que parte de la disminución del contenido de humedad se debe a la evaporación del agua en las probetas curadas en la cámara húmeda, tal y como se ha comentado anteriormente. Se puede inferir, por tanto, que la evaporación del agua de amasado se habría producido en ambas series (las de Kanagawa y las efectuadas en esta parte de la investigación), no siendo, por consiguiente, atribuible la mejora de las propiedades mecánicas exclusivamente a la absorción de agua.

Se advierte que a medida que aumenta el contenido de escoria, se incrementa más aún la pérdida de agua (Ver Tabla 3.8) (p.e. en las probetas curadas a 90 días se ha observado una pérdida media de humedad de 4,5 y de 8% en las mezclas con 10 y 30% de escoria, respectivamente). Esto confirma lo observado mientras eran confeccionadas las probetas de compresión simple, y es que se advirtió una rápida y

elevada evaporación del agua de amasado en las mezclas de suelo y escoria, la que se incrementaba a medida que aumentaba el contenido de escoria en la mezcla.

Teniendo en cuenta que ambos fenómenos influyen en la tensión máxima que puede alcanzar las mezclas de suelo-escoria, y que el objeto de la presente investigación es cuantificar la mejora que producen exclusivamente las reacciones de hidratación de la escoria, es por lo que se ha intentado individualizar tales efectos. Sin embargo, en esta serie de ensayos no ha sido posible separarlos. Por ello se mejoró el sistema de protección de las probetas definitivas (mezclas SA y HR) durante su conservación en el interior de la cámara húmeda, para así evitar la evaporación de parte de su humedad. Como se comentó anteriormente, las probetas confeccionadas para estudiar la evolución de las propiedades mecánicas se protegieron superficialmente, envolviéndolas en toda su superficie con Parafilm M ®.

Se ha observado, por tanto, que cuando se estudia la resistencia a compresión simple de un agente estabilizador como la cal, el cemento o la escoria blanca, es preciso medir el contenido de humedad de las probetas en el momento de su rotura.

Dada la importancia de las condiciones de estado (peso específico seco y humedad), en las propiedades mecánicas -tanto de resistencia como de deformación-, se ha estudiado cómo influye una variación de las primeras sobre las segundas en los suelos S y H. A continuación se muestran los resultados obtenidos en el suelo S, mientras que más adelante se presentarán los del suelo H.

Variación de la resistencia con el peso específico seco y la humedad

Teniendo en cuenta las condiciones óptimas obtenidas en el ensayo Proctor normal del suelo S, se han estudiado sus propiedades mecánicas sobre 3 pesos específicos secos y 3 humedades diferentes. La Tabla 3.9 recoge los valores previstos en la fabricación de las probetas de suelo S.

El primer paso es amasar el suelo con la humedad que se pretende conseguir, para posteriormente añadir el necesario para que las probetas alcancen el peso específico seco buscado. En el interior del molde se introduce el material necesario, en 3 capas

de similar espesor, que se compactan desplazando el pistón que se coloca en su parte superior -con la ayuda de la prensa- hasta alcanzar la altura de cada tongada. Así se procede hasta conseguir la altura final de la probeta. Posteriormente, se procede a ensayar las probetas en la prensa a compresión simple, con una velocidad de deformación de 1,5 mm/min.

Tabla 3.9: Pesos específicos secos y humedades del suelo S que se han ensayado para conocer sus propiedades de resistencia y deformación.

Peso específico seco (kN/m^3)	$w_{\text{ens.}}$ (%)
	17
16,9	19
	21
	17
17,1	19
	21
	17
17,3	19
	21
$w_{\text{ens.}}$: humedad de amasado	

La Figura 3.16 muestra las curvas tensión-deformación obtenidas en las probetas de suelo S con un peso específico seco de $16,9 \text{ kN/m}^3$ y amasadas con 17, 19 y 21 % de humedad. Se observa claramente que al modificar la humedad de amasado, en este caso en tan sólo un 2% entre cada una de las curvas, se modifican las propiedades resistentes y deformacionales.

En las tres curvas tensión-deformación se advierte un primer tramo en el que se mantiene la proporcionalidad. La probeta amasada con la humedad del 17 % mantuvo dicha proporcionalidad prácticamente hasta alcanzar su rotura, mientras que la del 21 %, sólo la conservó hasta llegar a un 60 - 70 % de su resistencia a compresión simple. En este último, superado dicho rango, fue necesaria una elevada deformación para alcanzar la tensión de rotura (ver Figura 3.16), volviéndose la probeta mucho más deformable.

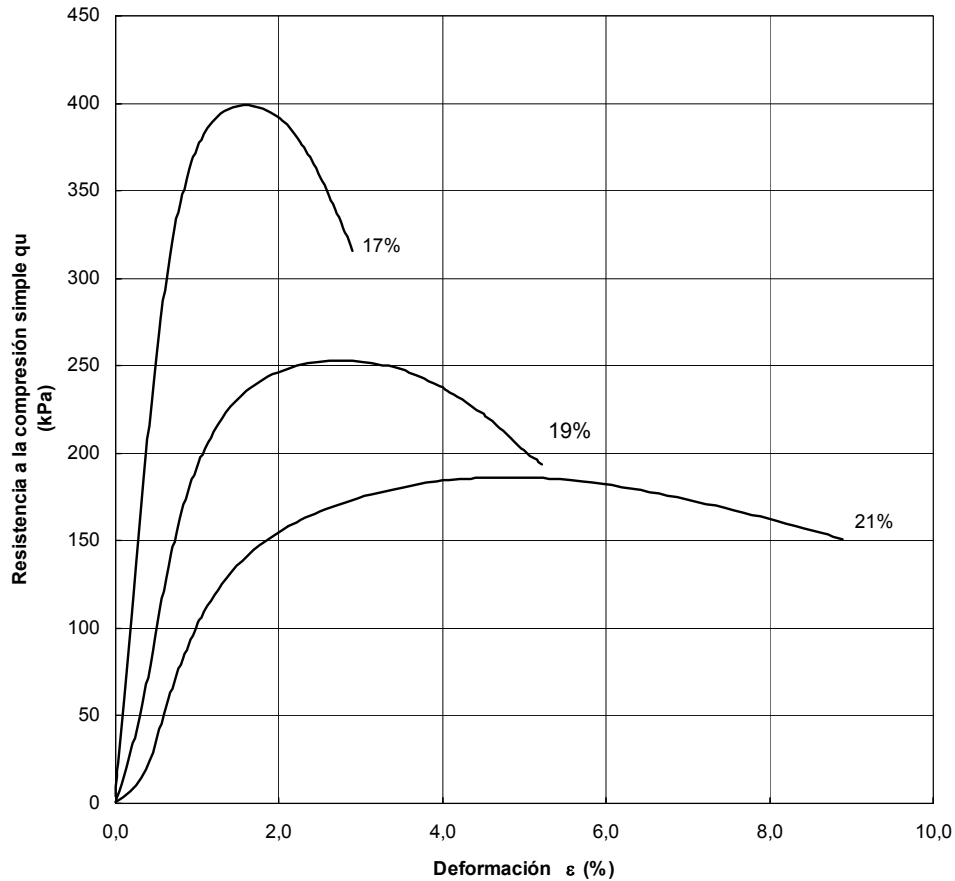


Figura 3.16: Tensión-deformación de las probetas de suelo S compactadas con un peso específico seco de 16,9 kN/m³ y diferentes humedades (17, 19 y 21%).

Es importante analizar la influencia que tiene una variación del peso específico seco y la humedad en la resistencia a compresión simple de las probetas. La Figura 3.17 muestra en el eje de abscisas la humedad (w %) y en el de ordenadas la resistencia a compresión simple (RCS), representándose los resultados con tres pesos específicos secos (γ_d).

La influencia del peso específico en la resistencia a compresión simple se ha analizado agrupando las probetas amasadas con la misma humedad (las tres de 17 %, las tres de 19 % y las tres de 21 %). No ha sido posible obtener exactamente los pesos específicos secos pretendidos (ver Tabla 3.9), sino unos similares. No obstante, los valores alcanzados sirven para evaluar el grado de influencia del peso específico seco del suelo S en su resistencia a compresión simple.

Las tres probetas amasadas con una humedad del 17 % alcanzaron una resistencia a compresión simple cercana a 400 kPa. En dos de las tres compactadas con el 19 %, se obtuvo una tensión de rotura próxima a 250 kPa, mientras que la de peso específico seco de $17,2 \text{ kN/m}^3$ presentó una RCS de 320 kPa, valor que se aleja de las dos determinaciones anteriores (ver Figura 3.17). Algo similar ocurrió con las probetas amasadas con un 21 %: dos de ellas alcanzaron una resistencia a compresión simple aproximada de 200 kPa, mientras que la de peso específico seco de $17,2 \text{ kN/m}^3$ fue de unos 260 kPa (ver Figura 3.17). De acuerdo con los resultados anteriores, cabe concluir que la resistencia a compresión simple de un suelo es prácticamente independiente del peso específico seco de las probetas, cuando éstas se amasan con la misma humedad.

En cuanto a la influencia de la humedad en la resistencia a compresión simple, se advierte que a medida que aquélla disminuye, aumenta la resistencia a compresión simple, al menos en el rango estudiado (ver Figura 3.17).

Teniendo en cuenta lo indicado anteriormente, se ve la necesidad de determinar una tolerancia máxima admisible de las probetas, tanto en su peso específico seco como en su humedad, para que los resultados obtenidos sean representativos de la situación estudiada.

Para efectuar dicha determinación se han tenido en cuenta los criterios impuestos no solo por los resultados de la RCS, sino también por las propiedades de deformación (E_{rot} y $E_{50\%\text{rot}}$).

La variación de las propiedades deformacionales ha sido estudiada calculando el módulo secante de deformación de las probetas ensayadas a compresión simple, tanto en rotura (ver Figura 3.18) como a una tensión del 50% de la misma (Ver Figura 3.19).

Ambos módulos secantes de deformación reducen su magnitud a medida que aumenta el contenido de humedad de las probetas. En el estudio de las propiedades deformacionales de una probeta se registran dos mediciones independientes (RCS y $\varepsilon\%$), en vez de sólo una para el caso de la resistencia (RCS), lo que trae como

consecuencia que en las primeras sea habitual obtener resultados con una mayor variabilidad que en las segundas. Más aún si se pretende estudiar considerando la variación de otros factores (γ_d y $w\%$).

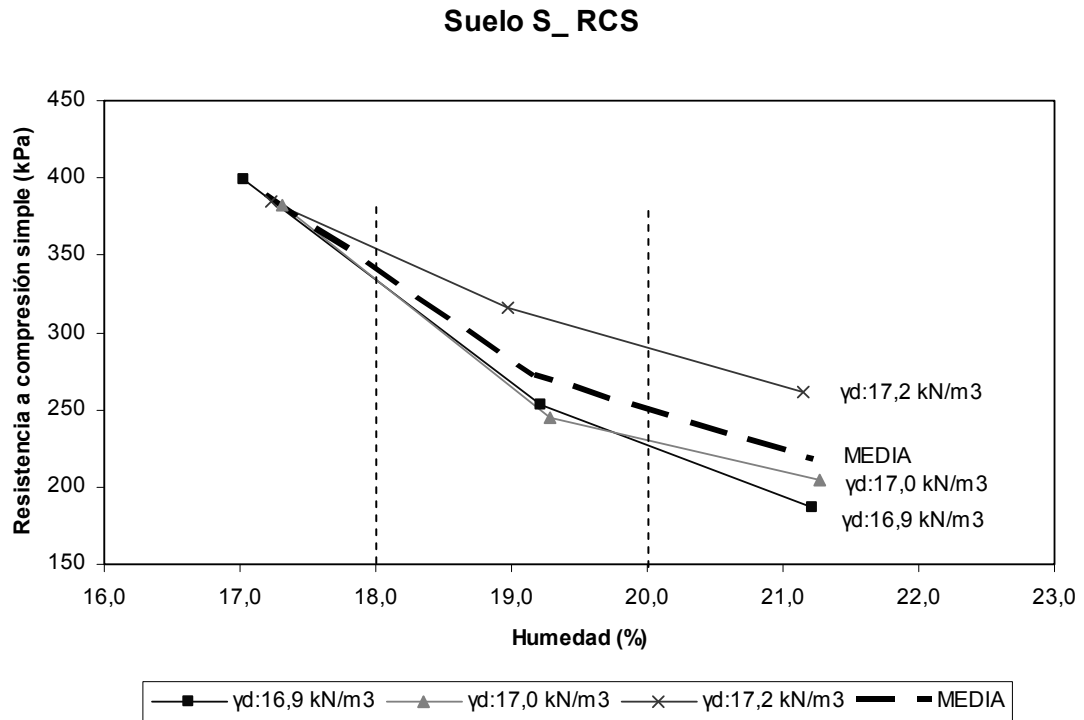


Figura 3.17: Resistencia a compresión simple del suelo S, obtenida a diferentes contenidos de humedad y pesos específicos secos.

Cada una de las tres curvas trazadas en la Figura 3.18 representa el módulo secante de deformación en rotura (E_{rot}) de un peso específico seco diferente (16,9; 17,0 y 17,2 kN/m^3 , respectivamente), observándose que todas siguen una tendencia similar. De hecho, prácticamente podrían representarse las tres curvas de diferente γ_d mediante una única. Se puede deducir, por tanto, que el peso específico seco tiene, en el rango de valores estudiado, una reducida influencia en las propiedades deformacionales.

En efecto, las probetas amasadas con una humedad cercana al 17, 19 y 21 % alcanzaron aproximadamente un E_{rot} medio de 230 kPa (220- 255 kPa), 92 kPa (81- 104 kPa) y 37 (32-39 kPa), respectivamente. Entre el valor máximo y el mínimo obtenido a cada humedad de ensayo, se obtuvo una diferencia máxima de unos 40

kPa. Se considera que este valor es reducido e indicativo de que los valores obtenidos son muy parecidos entre sí.

No obstante, se observan cambios en el E_{rot} al mantener constante el peso específico seco y amasar las probetas con diferentes contenidos de humedad. Una probeta con un γ_d de $16,9 \text{ kN/m}^3$ redujo su E_{rot} desde los 255 kPa a los 40 kPa al aumentar su porcentaje de humedad desde el 17 al 21 %. O sea, tan sólo por agregar un 4% más de agua, su módulo quedó reducido a un 15 % del valor inicial. Similares porcentajes de reducción han sido medidos en los otros dos pesos específicos secos (γ_d : $17,0$ y $17,2 \text{ kN/m}^3$ con un 14 y un 17 % del valor inicial, respectivamente) al amasarlos también con un 4% más de agua. Al agregar solo un 2 % más de agua dicho porcentaje fue cercano al 40% del valor inicial.

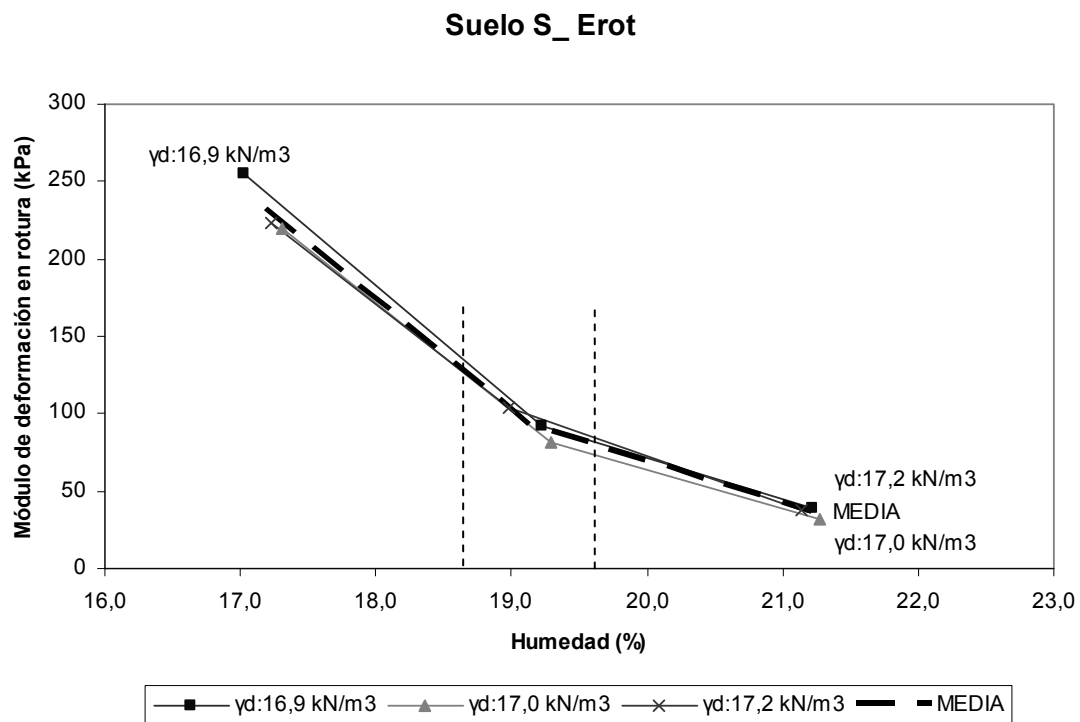


Figura 3.18: Variación del módulo secante de deformación en la rotura del suelo S a diferentes contenidos de humedad y pesos específicos secos.

Los resultados del $E_{50\%rot}$ presentan -en principio- una tendencia similar a la observada en E_{rot} : a medida que aumenta el contenido de humedad de las probetas se reduce su $E_{50\%rot}$.

No obstante, en este caso no se advierte que la variación del $E_{50\%rot}$ sea únicamente función exclusiva de la humedad de amasado, tal y como se observó en el E_{rot} , sino que también lo es, en parte, del peso específico seco (ver Figura 3.19).

Inicialmente se esperaba que los resultados de E_{rot} y $E_{50\%rot}$ coincidieran, ya que el comportamiento deformacional en ambos puntos de la curva tensión-deformación, no debiera cambiar demasiado. Sin embargo, tal y como se ha mencionado en el párrafo anterior, sí se advierte una cierta diferencia. Se cree que ésta sería atribuible a la reducida deformación que se mide a un 50 % de la tensión de rotura (con órdenes de magnitud entre los 0,33 y los 1,20 % para el suelo S, considerados muy bajos).

Toda medida lleva implícito un error asociado y habitualmente éste, si es pequeño, no influye demasiado sobre la estimación de la magnitud correspondiente. Sin embargo, si el error es importante, el margen de certidumbre resultará demasiado amplio y la estimación, poco útil. En este caso en particular, el proceso de fabricación, el paralelismo de las bases, el espesor de tongadas, la humedad y el peso específico seco de las probetas afectan las medidas del $E_{50\%rot}$. El problema surge cuando el $E_{50\%rot}$ depende de medidas muy bajas, tal como la deformación, lo que ha sido comentado en el párrafo anterior.

Se cree que reduciendo el citado error en las medidas, las curvas representativas de los 3 pesos específicos secos se habrían superpuesto, tal y como ha ocurrido con las del E_{rot} .

Teniendo en cuenta la influencia que ejerce el peso específico seco y la humedad de las probetas en los resultados, tanto en los de resistencia a compresión simple como en los módulos secantes de deformación (E_{rot} y el $E_{50\%rot}$), se ha visto conveniente fijar un rango en el cual aquéllos no presenten una elevada variabilidad en los resultados.

Las probetas de suelo S amasadas con la correspondiente humedad óptima (19 %) alcanzaron valores de RCS, E_{rot} y $E_{50\%rot}$ cercanos a 270, 90 y 520 kPa, respectivamente (ver Figura 3.17, Figura 3.18 y Figura 3.19). Considerando que se fabricarán 5 probetas en la campaña definitiva de ensayos, y que se ha fijado un coeficiente de variación máximo del 10 %, tanto para la resistencia a compresión

simple como para los módulos de deformación, se ha determinado el valor máximo y mínimo de peso específico seco y de humedad que deben presentar las probetas.

En consecuencia, para las probetas que se fabricarán con un peso específico seco de $17,1 \text{ kN/m}^3$ y una humedad del 19 % (condiciones óptimas del suelo S determinadas en el ensayo Proctor normal, ver Tabla 3.1), se ha estimado la variación máxima admisible en la RCS, la E_{rot} y la $E_{50\%\text{rot}}$ para que los resultados de 5 probetas se encuentren por debajo del citado coeficiente de variación.

Dada la reducida influencia que ejerce el peso específico seco en las propiedades mecánicas, es por lo que se han trazado, en las Figura 3.17, Figura 3.18 y Figura 3.19, una curva representativa de los 3 pesos específicos secos (curva denominada MEDIA), que relaciona la humedad de las probetas con la resistencia a compresión simple.

Si la estimación de RCS, E_{rot} y $E_{50\%\text{rot}}$ es inferior a $270 \pm 60 \text{ kPa}$, $90 \pm 20 \text{ kPa}$ y $520 \pm 115 \text{ kPa}$, respectivamente, se puede indicar que el coeficiente de variación de dichos resultados será inferior a 10 %. En cada una de las Figura 3.17, Figura 3.18 y Figura 3.19 se trazaron dos rectas verticales, que cortan a la correspondiente curva media, permitiendo estimar el error estándar de la media que deben presentar el peso específico seco y la humedad de las probetas de suelo S.

Tal y como se indicó anteriormente, el peso específico seco prácticamente no influye en las propiedades mecánicas, por lo que se considera apropiado que las probetas presenten una variación de $17,1 \pm 0,2 \text{ kN/m}^3$ (rango empleado en esta investigación). No obstante, se cree que variaciones mayores de este parámetro no afectarían mayormente a los resultados.

Para determinar el rango de humedad se procedió de la siguiente forma: teniendo en cuenta la diferencia entre la abscisa de cada una de las líneas verticales y el valor de 19,2 %, se determinó el rango que permitirá obtener un coeficiente de variación inferior a 10 %. En este caso dicho rango, considerando los tres factores (RCS, E_{rot} y $E_{50\%\text{rot}}$), fue de $19 \pm (0,5 \text{ a } 1,0) \%$, aproximadamente. Considerando los materiales y procedimientos empleados, junto a la experiencia adquirida, en esta investigación se permitió que la humedad varíe en un $19 \pm 1 \%$.

Resumiendo lo anterior, se puede indicar que la tolerancia en la humedad y en el peso específico seco de las probetas en el suelo S es de $\pm 1\%$ y $\pm 0,2 \text{ kN/m}^3$, respectivamente. Esta restricción se ha hecho extensiva a todas las mezclas SA para el estudio de sus propiedades mecánicas.

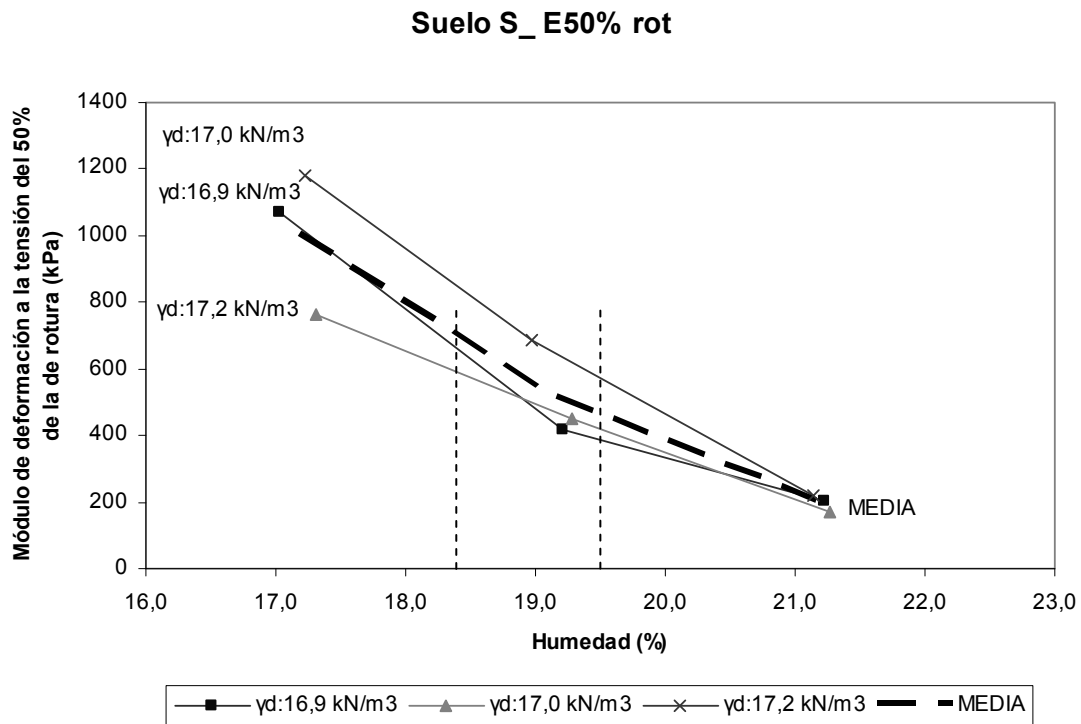


Figura 3.19: Variación del módulo secante de deformación al 50% de la tensión de rotura en el suelo S a diferentes contenidos de humedad y pesos específicos secos.

Método convencional de fabricación de probetas

En este apartado se describirán los resultados obtenidos al ensayar las probetas fabricadas con la maza Army, protegiéndolas de la pérdida de humedad mediante la envoltura de plástico.

Los pesos específicos secos y las humedades en cada una de las cuatro series estudiadas –SA00, SA10, SA20 y SA30–, así como los valores de resistencia, se recogen en el anejo I.

En la fabricación de las probetas se ha tenido en cuenta el criterio de aceptación antes indicado ($\gamma_d : \pm 0,2 \text{ kN/m}^3$ y $w\% : \pm 1\%$).

Era previsible que la humedad que se registrase en el suelo S se mantuviera constante en el tiempo, permitiéndose pequeñas variaciones temporales propias de los resultados de laboratorio (ver curvas de $w\%$ en la Figura 3.21). En cambio, se presumía que la humedad de las mezclas SA se reduciría durante el proceso de curado, como consecuencia del desarrollo de las reacciones de hidratación. Sin embargo, como se aprecia en la figura antes citada, esta última se ha mantenido aproximadamente constante durante todo el periodo de curado, al igual que en el caso del suelo S. Únicamente se observa una disminución del orden de 0,6 % en la SA30.



Figura 3.20: Probeta de compresión simple con su correspondiente protección con PARAFILM M® alrededor de ella.

En cuanto a la evolución temporal del peso específico seco a diferentes edades de curado se puede indicar que tanto en el suelo S como en las mezclas SA se ha mantenido constante en el tiempo.

Resistencia a compresión simple

Al analizar los resultados de compresión simple del suelo (SA00) se obtuvo un CV ($\sigma_{q_u}^- / \mu_{q_u}^-$) de 8,2, el cual es indicativo de una cierta dispersión, pero inferior a un coeficiente de 10 (valor máximo recomendado por Consoli et al, 2007, en los ensayos de compresión simple). En general, los suelos naturales no suelen presentar reacciones químicas de hidratación que modifiquen su resistencia a diferentes edades de curado, por lo que las variaciones obtenidas en este suelo pueden ser achacadas al proceso de confección, almacenamiento y ensayo de las probetas. La RCS media ha sido empleada para cuantificar la mejora producida al añadir diferentes porcentajes de escoria A al suelo S.

Tabla 3.10: Evolución de la resistencia media a la compresión simple y error estándar de la media, de las probetas SA curadas en cámara húmeda.

		Resistencia a compresión simple (kPa)				
		Edad de curado (días)				
Muestra		0	3	7	28	90
SA00	RCS	281 ± 7	299 ± 12	331 ± 7	313 ± 6	313 ± 12
SA10	RCS	291 ± 7	317 ± 12	352 ± 11	408 ± 10	442 ± 16
SA20	RCS	271 ± 10	376 ± 13	414 ± 10	471 ± 17	520 ± 17
SA30	RCS	284 ± 11	376 ± 15	424 ± 17	492 ± 18	592 ± 14

Las mezclas SA alcanzaron una resistencia a compresión simple (RCS) mayor que el valor obtenido en el suelo solo. Al comparar la resistencia media del suelo SA00 con la de las mezclas SA10, SA20 y SA30, a la edad de 90 días, se obtuvo un incremento de 135 (442-307), 213 (520-307) y 285 (592-307) kPa, respectivamente. En consecuencia, se puede indicar que la resistencia media a compresión simple de cada una de ellas se incrementó en un 43, 68 y 91%, con respecto a la media del suelo SA00, respectivamente. Como era de esperar, a medida que se incrementa el contenido de escoria añadida, aumenta también la resistencia. Cabe señalar que dicha mejora se produjo después de curar las probetas durante 90 días. Así, se obtuvo un incremento de la resistencia del orden de la mitad y del doble que la del suelo, en las muestras SA10 y SA30, respectivamente.

En el suelo solo (SA00) y en las mezclas SA (SA10, SA20 y SA30) ensayadas a la edad de 0 días se obtuvo una resistencia a la compresión simple similar. En efecto, todas la probetas ensayadas a esa edad registraron una tensión de rotura media entre 271 y 291 kPa.

Como se ha comentado anteriormente, fue necesario curar 3 días las mezclas SA en el interior de la cámara húmeda, para que su resistencia a compresión simple rebasara al valor medio del suelo SA00. Ciertamente, la de la SA10 prácticamente la igualó (317 kPa), mientras que la de la SA20 y la de la SA30 la superaron en unos 70 kPa (376 kPa).

La Figura 3.21 muestra la evolución en el tiempo de la resistencia a compresión simple de las series SA (SA00, SA10, SA20 y SA30). Se trazaron las curvas de cada serie uniendo las resistencias medias conseguidas a cada edad estudiada (recogidas en la Tabla 3.10) y adicionalmente se han dibujado sus correspondientes barras de error teniendo en cuenta el error estándar de la media.

Como se ha indicado anteriormente, la resistencia media a compresión simple de la muestra SA00 se mantiene aproximadamente constante en el tiempo. No obstante, al añadirle diferentes contenidos de escoria se advierte que la tensión de rotura se incrementa paulatinamente a medida que aumenta la edad de curado. Hasta la edad de 7 días aproximadamente, se produjeron considerables incrementos diarios de la resistencia a compresión simple (iguales o superiores a 9 kPa/día), ya que posteriormente dicha tasa se reduce rápidamente a edades superiores -28 días (≈ 3 kPa/día) y 90 días ($\approx 0,5$ - $1,5$ kPa/día)-. Sin embargo, no se observa que la resistencia obtenida a la edad de 90 días haya alcanzado un valor asintótico. La mezcla SA30 presenta una elevada pendiente a dicha edad de curado, previéndose que si se curara un tiempo más prolongado en la cámara húmeda, su resistencia seguiría aumentando. Este efecto coincide con la forma convexa que exhiben las curvas de evolución de las tres mezclas SA. Por tanto, se requieren mayores periodos de curado para conocer el máximo valor de la resistencia a compresión simple que alcanzarán las probetas con *LFS*.

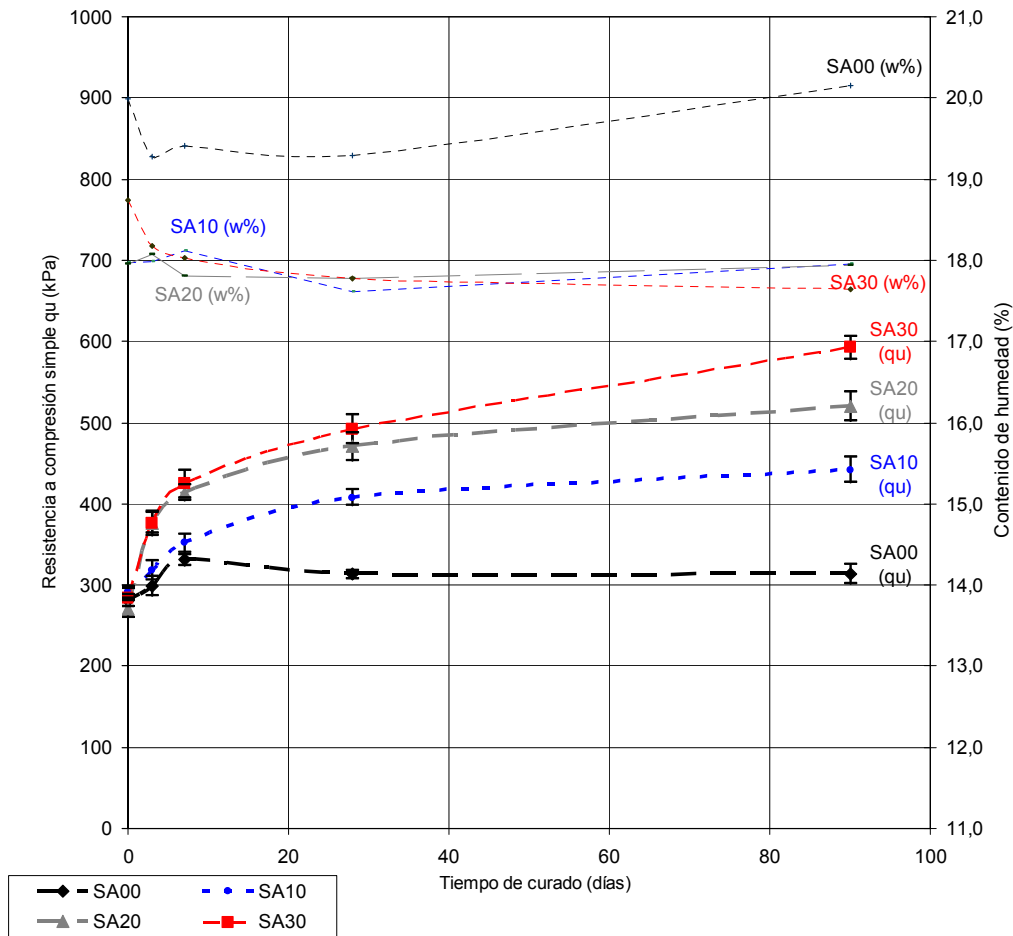


Figura 3.21: Evolución de la resistencia a compresión simple de las probetas SA fabricadas con la maza Army.

La Figura 3.22 muestra la variación con el tiempo del incremento de la resistencia a compresión simple de las mezclas SA con relación a la del suelo (SA00) a la edad de

0 días, es decir:
$$\left[\frac{RCS(SAXX_{y\text{días}}) - RCS(SA00_{0\text{días}})}{RCS(SA00_{0\text{días}})} \right].$$

En general, si se mantienen constantes las condiciones de estado (principalmente el peso específico seco y la humedad, tal como se mostró en el estudio de la variación de la RCS con la humedad y la densidad seca), un suelo natural no debe presentar variación de sus propiedades mecánicas a lo largo del tiempo. Sin embargo, la resistencia a la compresión simple del suelo SA00_90 resultó ser un 10% mayor que la medida a 0 días, sin que se advirtieran cambios significativos en el peso específico seco ni en la humedad. Después de una observación detenida de la superficie de las probetas, se comprobó que las ensayadas a la edad de 0 días presentaban una

textura superficial diferente a la de las de 90 días, posiblemente debida a una heterogénea distribución de la humedad motivada por la alta plasticidad del suelo.

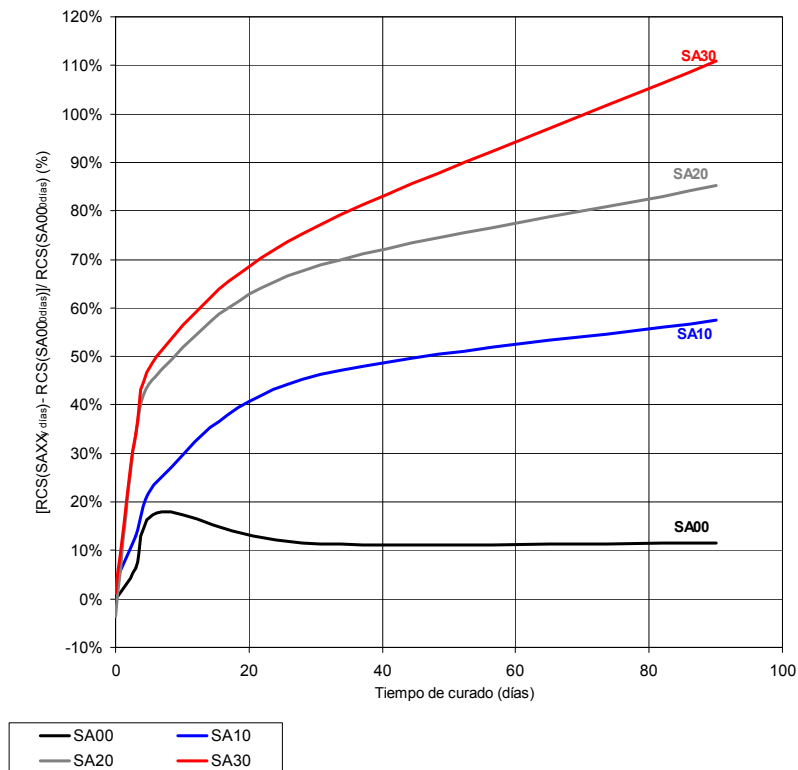


Figura 3.22: Evolución temporal del incremento porcentual de resistencia a compresión simple de las mezclas SA con respecto a la resistencia del suelo (SA00).

Las reacciones cementantes de la mezcla suelo-escoria produjeron una mejora de la RCS en las mezclas SA10, SA20 y SA30 a la edad de 90 días de 57, 85 y 110 % con respecto a la del SA00_00, respectivamente.

Deformabilidad

La deformabilidad de las probetas ha sido estudiada calculando el módulo secante de deformación, tanto en la rotura como a una tensión del 50% de ésta. Sus valores medios se recogen en la Tabla 3.11 y la Tabla 3.12, mientras que su representación gráfica puede verse en la Figura 3.23 y en la Figura 3.24, respectivamente. Adicionalmente, en las figuras antes citadas se muestran las barras de error obtenidas a cada edad y serie, calculadas teniendo en cuenta su correspondiente error estándar de la media.

Se advierte una elevada variabilidad en estos resultados (ver Figura 3.23 y Figura 3.24), principalmente en aquellos en los que se han obtenido bajos porcentajes de deformación ($\leq 1\%$). Conviene señalar que cuando se mezcla el suelo S con la escoria A, se reduce el porcentaje de deformación en rotura, así como el registrado a una tensión del 50% de ésta, lo que explicaría la mayor variabilidad en los resultados.

En general, las propiedades de deformación del suelo (SA00) no se modifican al ensayarlo a diferentes edades de curado. Únicamente se registraron valores considerados ligeramente fuera del rango medio de los resultados obtenidos en las probetas ensayadas a 0 días, con valores de E_{rot} y E_{50rot} de 47,4 y 157,04 kPa, respectivamente. Los módulos secantes medios de deformación determinados a la tensión de rotura y a un 50% de ésta sin tener en cuenta la edad de curado, son 81 y 339 kPa, respectivamente.

En cambio, al combinar suelo y escoria –independientemente del porcentaje añadido de esta última–, se observa una considerable rigidización de las probetas, que no sólo aumentan por el hecho de haberle añadido *LFS* al suelo, sino también por haberlas curado en cámara húmeda diferentes lapsos de tiempo.

El módulo secante de deformación en rotura de las mezclas SA10, SA20 y SA30 a la edad de 0 días fue de 239, 234 y 194 kPa, respectivamente. Si bien a la edad de 0 días no se ha desarrollado aún ninguna reacción de cementación en la escoria blanca, las tres mezclas registraron un E_{rot} superior en unas dos a tres veces al cuantificado en el suelo S (81 kPa). Se estima que las partículas que componen la escoria blanca son más duras y rígidas que las del suelo, cuestión que explicaría la mejora producida a tan temprana edad en las propiedades de deformación.

Dicha mejora es mayor aún si se tienen en cuenta las reacciones de cementación que se desarrollan en las mezclas SA, en las que se produce su rigidización al ensayarlas a compresión simple. El mayor incremento del módulo secante de deformación en rotura se detectó en los 7 primeros días de curado (Ver Figura 3.23). En este lapso se cuantificaron incrementos superiores a 240 kPa en todas las mezclas, alcanzando un valor máximo cercano a los 370 kPa (SA30). Transcurrida la primera semana de curado, se advierte una reducida mejora ($E_{rot} < 100$ kPa), sin tener en consideración la

edad de las probetas, excepto en la SA30 curada entre 28 y 90 días en la que se rebasó los 105 kPa.

A la edad de 90 días se obtuvo un E_{rot} de 556, 572 y 714 kPa en la SA10, SA20 y SA30, respectivamente. Al intentar predecir qué ocurrirá más allá de los 90 días, no se advierte claramente cual será su tendencia futura. Las probetas de las mezclas SA10 y SA30 indican que éste podría seguir aumentando más allá de dicha edad, mientras que en la SA20 se podría haber alcanzado un valor asintótico a la edad de 28 días. Si se tiene en cuenta que el módulo secante de deformación en rotura es función de la tensión de rotura de las probetas y que anteriormente se ha concluido que ésta continuaría incrementándose más allá de los 90 días, es por lo que se cree que en pasados 90 días de curado, también continuará dicho incremento.

Los módulos secantes de deformación en rotura registrados en las mezclas SA a la edad de 90 días son más de cinco veces superiores a los valores medios alcanzados en la SA00.

Tabla 3.11: Módulo secante de deformación medio y error estándar de la media determinados a la tensión de rotura de las probetas SA.

		Módulo secante de deformación en rotura (kPa)				
Muestra		Edad de curado (días)				
		0	3	7	28	90
SA00	$\overline{E_{rot}}$	47 ± 4	72 ± 9	87 ± 4	102 ± 5	97 ± 9
SA10	$\overline{E_{rot}}$	239 ± 12	440 ± 15	476 ± 33	510 ± 52	556 ± 48
SA20	$\overline{E_{rot}}$	234 ± 19	515 ± 54	594 ± 73	599 ± 69	572 ± 108
SA30	$\overline{E_{rot}}$	194 ± 8	421 ± 11	568 ± 23	605 ± 56	714 ± 30

Algo similar sucede al analizar el módulo secante de deformación a la tensión del 50 % de la de rotura. En efecto, antes de los 7 días se observan los mayores incrementos y se ha llegado a idénticas conclusiones en relación a las edades en las que se producen las mejoras. Se obtuvieron valores de $E_{50\% \text{ rot}}$ alejados ligeramente de la tendencia general (SA10_07 y SA20_90) los que sería debido a la directa influencia del proceso de fabricación, curado y ensayo de las probetas de compresión simple

sobre los resultados de deformación, principalmente si éstos son de reducida magnitud, como es este el caso.

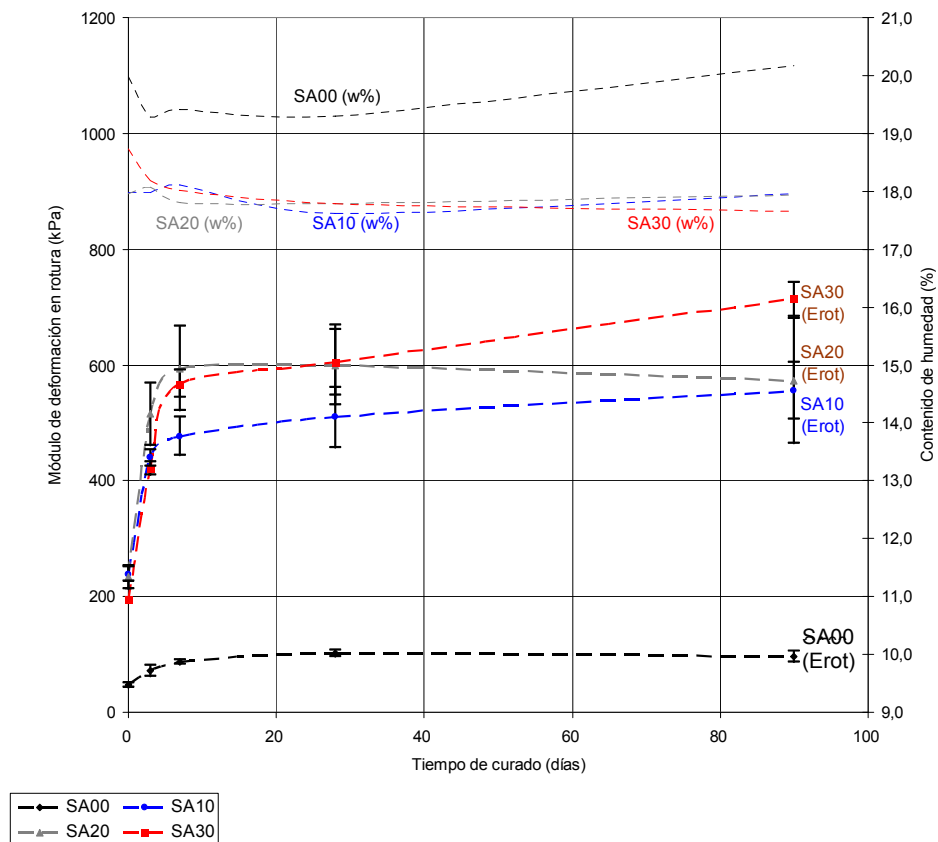


Figura 3.23: Evolución del módulo secante de deformación en rotura de las probetas SA confeccionadas con la maza Army.

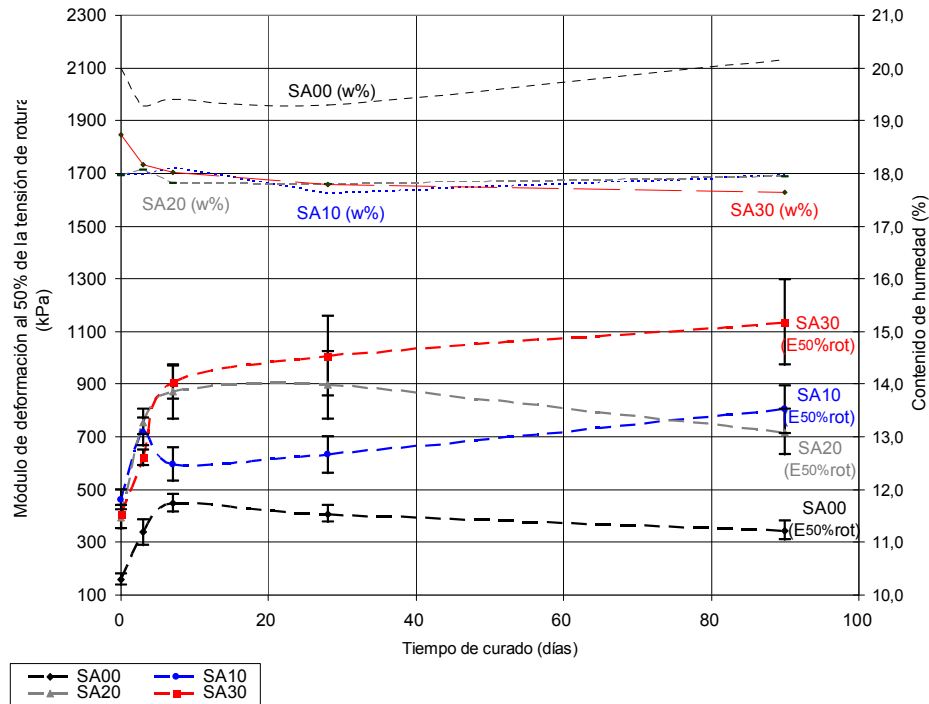


Figura 3.24: Evolución del módulo secante de deformación al 50% de la tensión de rotura de las probetas SA compactadas con la maza Army.

Tabla 3.12: Módulo secante de deformación medio al 50% de la tensión de rotura y error estándar de la media, de las probetas SA curadas durante diferentes períodos de tiempo.

Muestra		Módulo secante de deformación a una tensión del 50% de la de rotura (kPa)				
		Edad de curado (días)				
		0	3	7	28	90
SA00	$\overline{E_{50\%rot}}$	157 ± 21	338 ± 49	447 ± 34	408 ± 32	345 ± 37
SA10	$\overline{E_{50\%rot}}$	460 ± 39	719 ± 51	595 ± 63	632 ± 69	804 ± 91
SA20	$\overline{E_{50\%rot}}$	395 ± 43	756 ± 47	871 ± 103	896 ± 128	719 ± 87
SA30	$\overline{E_{50\%rot}}$	408 ± 50	622 ± 28	908 ± 63	1008 ± 151	1134 ± 161

Método neumático de fabricación de probetas

En el capítulo 2 se ha explicado el método de fabricación de probetas mediante dos pistones hidráulicos accionados simultáneamente para comprimir el suelo, el que se ha denominado método neumático.

Se han estudiado las mismas series (porcentajes de mezclas y edades de curado) que en el caso del método convencional de compactación, aunque se ha modificado el número de probetas por edad y serie (3 probetas). Es decir, se han compactado 15 probetas de cada serie, en vez de las 25 anteriores.

Dado que el método de compactación neumático es diferente al convencional, es por lo que no ha sido posible obtener idénticos valores de peso específico seco. Las probetas fueron compactadas por la fuerza de dos cilindros neumáticos que soportan una presión máxima de 10 bares. En la compactación del suelo SA00N se utilizó una presión de aire cercana a 8 bares. Al efectuar la de las mezclas (SA10N, SA20N y SA30N) se empleó la presión máxima del equipo y ni así se pudo obtener los pesos específicos determinados en el ensayo Proctor normal de cada una de ellas (ver $\gamma_{d,máx}^{**}$ en Tabla 3.1). La Tabla 3.13 recoge los valores medios del peso específico seco y de la humedad obtenida en cada edad en las probetas SA00N, SA10N, SA20N y SA30N, las que han sido compactadas con el nuevo método neumático.

Por tanto, en la SA10N, SA20N y SA30N se obtuvieron pesos específicos secos inferiores a los del ensayo Proctor normal en 0,4; 0,5 y 1,0 kN/m³, respectivamente. Sin embargo, según se ha observado al estudiar la influencia de las propiedades mecánicas sobre probetas compactadas a diferentes γ_d y w%, se ha llegado a la conclusión de que variaciones inferiores a 0,3 kN/m³ no producen cambios en ellas. Se cree que diferencias en γ_d del orden de las obtenidas en esta investigación no debieran tampoco influir mayormente en los resultados.

En el anejo I se muestra las hojas de resultados de los ensayos de compresión simple realizados sobre las mezclas SA_N.

Tabla 3.13: Peso específico seco y humedad, medios, obtenidos en las probetas SA_N.

Edad de curado	SA00N		SA10N		SA20N		SA30N	
	γ_d^*	w%**	γ_d^*	w%**	γ_d^*	w%**	γ_d^*	w%**
	(kN/m ³)	(%)	(kN/m ³)	(%)	(kN/m ³)	(%)	(kN/m ³)	(%)
0	17,5	19,0	17,2	17,9	16,9	17,6	16,8	18,0
3	17,7	19,0	17,2	17,6	17,1	17,4	16,8	18,4
7	17,6	19,0	17,2	18,0	17,2	17,8	16,9	18,3
28	17,6	18,9	17,2	17,7	17,2	17,5	16,8	17,7
90	17,7	19,1	17,2	17,4	17,2	17,4	16,8	17,8

γ_d^* : Peso específico seco medio (kN/m³) w%** : humedad media (%)

Resistencia a compresión simple

La resistencia media a la compresión simple y el error estándar de la media de las mezclas SA_N se recoge en la Tabla 3.14, y su representación gráfica puede verse en la Figura 3.25. En esta última se trazaron las curvas de cada serie, uniando las resistencias medias alcanzadas a cada edad de curado y dibujando sus correspondientes barras de error.

En el suelo SA00N se obtuvieron resultados muy similares de resistencia a compresión simple en las probetas curadas entre 0 y 28 días (RCS: 390- 450 kPa). A la edad de 90 días la resistencia a compresión simple fue algo superior (RCS: 440-480 kPa). Independientemente de aquello, y teniendo en cuenta todas las probetas ensayadas, se ha cuantificado un coeficiente de variación de tan sólo un 1,2%, porcentaje muy inferior al obtenido en las probetas SA00 compactadas con la maza Army (CV: 8,2%). La tensión media de rotura medida en esta serie fue de 426 kPa.

Tabla 3.14: Resistencia media a la compresión simple y error estándar de la media de las probetas SA_N curadas en diferentes períodos de tiempo.

Muestra	Resistencia a compresión simple (kPa)				
	Edad de curado (días)				
	0	3	7	28	90
SA00N	402 ± 4	414 ± 5	424 ± 12	428 ± 11	462 ± 11
SA10N	394 ± 12	533 ± 16	538 ± 4	624 ± 21	689 ± 15
SA20N	383 ± 11	446 ± 10	466 ± 22	522 ± 17	774 ± 31
SA30N	284 ± 8	340 ± 14	392 ± 22	580 ± 47	917 ± 40

Las mezclas SA_N incrementaron su resistencia a compresión simple a medida que se curaban las probetas a edades mayores, tal como sucedió en las SA compactadas con la maza Army.

La resistencia a compresión simple cuantificada a los 90 días de curado en la SA10N, SA20N y SA30N fue de 689, 774, 917 kPa, respectivamente, siendo aproximadamente el doble (1,6 a 2,2 veces mayores) del promedio obtenido en la SA00N.

La resistencia media a compresión simple de las 15 probetas de SA00N (426 kPa) es mayor que la obtenida en SA10N_00 (394 kPa), SA20N_00 (383 kPa) y SA30N_00 (284 kPa). Fue necesario que transcurrieran unos 3 días en la SA10N y SA20N para superar el valor del suelo, mientras que en la SA30 se requirieron unos 28 días.

Inicialmente se pensaba que la mezcla con mayor contenido de escoria presentaría la más elevada resistencia a compresión simple a la edad de 0 días. Anteriormente se analizó la influencia que ejerce la variación del peso específico seco y de la humedad en el suelo S. Posiblemente, el método de fabricación (convencional o el nuevo método) y el haber obtenido menores pesos específicos secos en las probetas de las mezclas, hayan influido en la decreciente resistencia a compresión simple alcanzada a medida que se incrementa el contenido de escoria en las probetas a la edad de 0 días.

La evolución temporal de la RCS de la SA10N presenta cierta diferencia con respecto a la de la SA20N y SA30N. En la primera se observaron los mayores incrementos a edades tempranas, mientras que en las otras dos tuvo lugar a edades más avanzadas.

En la SA10N se midió el mayor incremento en la resistencia media a compresión simple entre los 0 y los 3 días de curado, con una mejora de 140 kPa. Tras una detención del incremento entre las edades de 3 y 7 días, nuevamente se registró un aumento de la resistencia a compresión simple a la edad de 28 días, alcanzando un valor de 624 kPa. De ahí en adelante se midió una reducida mejora de su resistencia a compresión simple (RCS_{90 días}: 689 kPa).

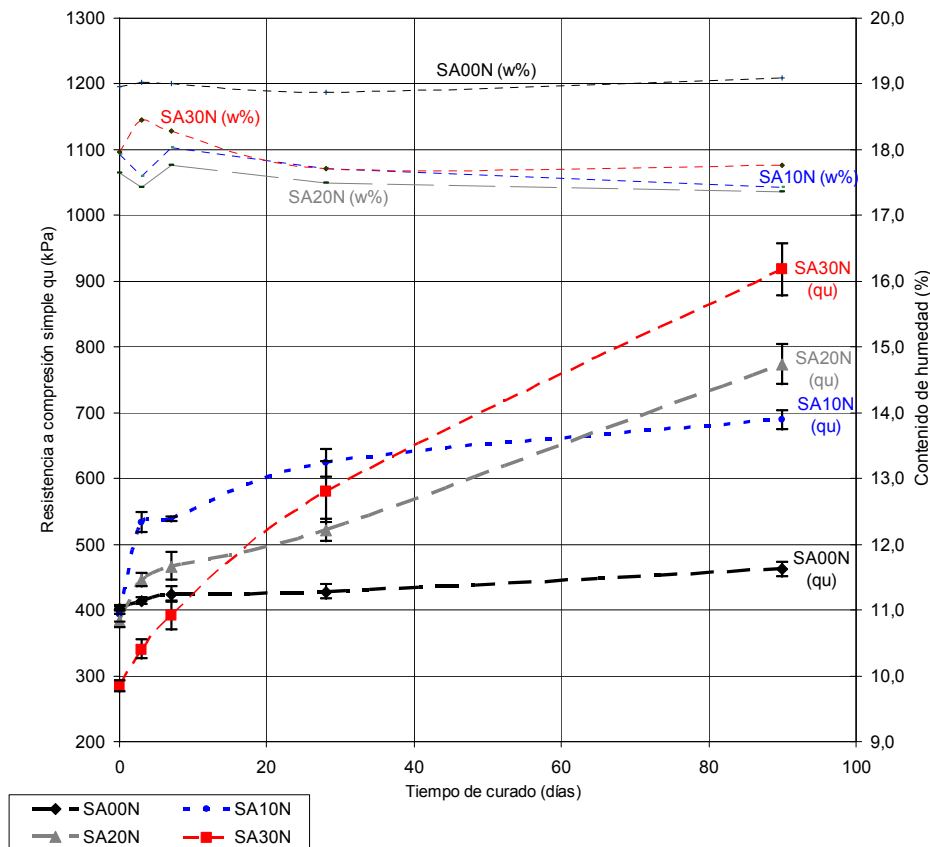


Figura 3.25: Evolución de la resistencia a compresión simple de las probetas SA fabricadas con el método neumático de compactación.

En la SA20N se detectaron dos periodos en los que se producen diferentes grados de mejora. El primero se desarrolla durante los primeros 28 días de curado, considerando tales incrementos resistentes como medianos a bajos, no superando en ninguna edad los 65 kPa (Δ RCS_{0-3 días}: 63 kPa; Δ RCS_{3-7 días}: 20 kPa y Δ RCS_{7-28 días}: 56 kPa). En cambio, el segundo se extiende entre 28 y 90 días, registrándose una mejora de 252 kPa (RCS_{28-90 días}: 774 kPa). Cabe destacar el elevado incremento diario medido entre los 28 y los 90 días de curado (Δ RCS_{28-90 días}: 4,1 kPa/día), teniendo en cuenta lo prolongado de este período (cerca de dos meses).

En la SA30N se observa una tendencia similar a la señalada en el párrafo anterior para la SA20N, en la que se distinguen dos lapsos de tiempo con diferentes grados de mejora. El primero comienza el mismo día que se fabrican las probetas y se extiende hasta la edad de 7 días, mientras que el segundo comienza al terminar el anterior y finaliza transcurridos 90 días de curado. En el primero se cuantificaron bajos incrementos resistentes ($RCS < 60$ kPa/periodo), mientras que en el último fueron elevados ($RCS > 180$ kPa/periodo).

La Figura 3.26 relaciona porcentualmente las resistencias medias a compresión simple de la diferencia entre la registrada en las mezclas a cada edad y el alcanzado en la SA00N_00 con respecto a este último valor (SA00N_00)

$$\left[\frac{RCS(SAXXN_{y\text{días}}) - RCS(SA00N_{0\text{días}})}{RCS(SA00N_{0\text{días}})} \right]. \text{ Dicha relación se incrementa ligeramente}$$

durante los 90 días en el suelo SA00N, alcanzado un porcentaje cercano al 15 % a dicha edad. En el momento de la realización del ensayo de compresión simple se observó una ligera pérdida superficial de agua de amasado. Sin embargo, al comparar los registros de humedad se comprobó que no había tenido lugar reducción alguna.

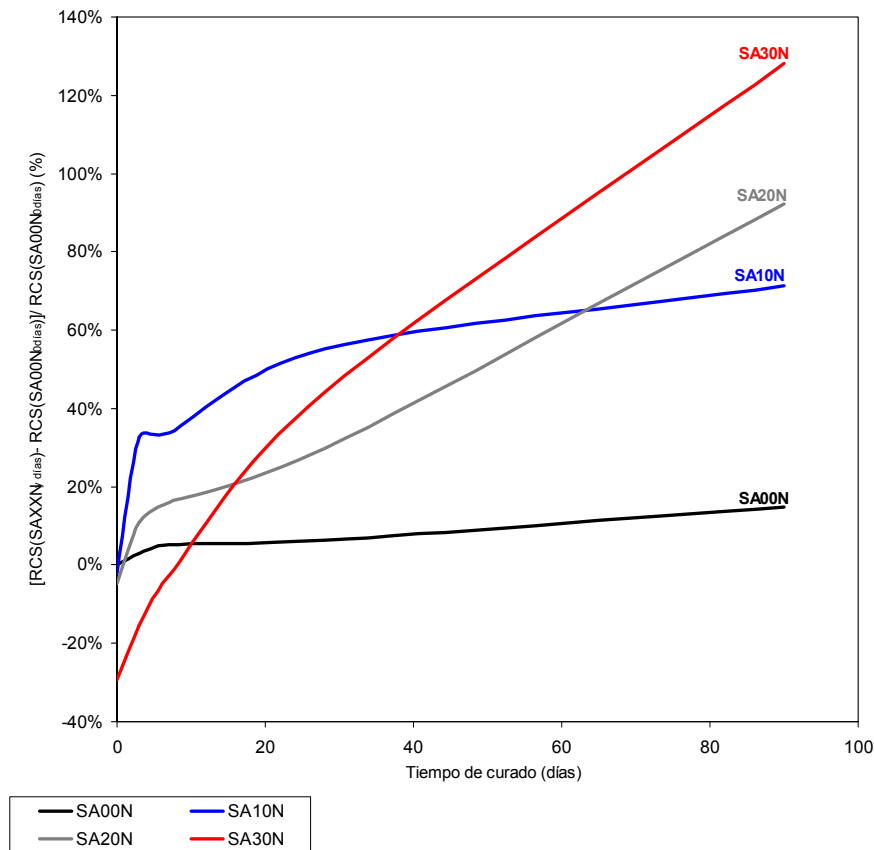


Figura 3.26: Evolución temporal del incremento porcentual de resistencia a compresión simple de las mezclas SA con relación a la del suelo (SA00).

Deformabilidad

Las propiedades deformacionales han sido estudiadas midiendo el módulo secante de deformación en dos instantes: en la rotura y en el momento en el que se produce una tensión del 50% de ésta. Sus resultados se muestran en la Tabla 3.15 y la Tabla 3.16, y su representación gráfica puede verse en la Figura 3.27 y en la Figura 3.28, respectivamente. Adicionalmente, en las figuras antes citadas se han incluido las barras de error a cada edad y serie.

Los módulos secantes de deformación en rotura y a una tensión del 50 % de ésta (E_{rot} y $E_{50\%rot}$) presentaron una elevada dispersión, tal como sucedió en las probetas compactadas con la maza Army.

En el suelo SA00N se detectó que, en general, los dos módulos secantes de deformación se mantienen prácticamente constantes durante todo el período de

curado. En las probetas fabricadas con el sistema neumático se obtuvieron módulos secantes de deformación crecientes con el tiempo (ver Tabla 3.11, Tabla 3.12, Tabla 3.15 y Tabla 3.16), a diferencia de lo que sucedió con las compactadas con la maza Army. Los módulos secantes medios de deformación registrados a la tensión de rotura y a una deformación del 50% de ésta en las probetas fabricadas con el método neumático son de 125 y 325 kPa, respectivamente.

Los módulos secantes de deformación en rotura de las tres mezclas ($E_{rot\ SA10N\_00}$: 129 kPa, $E_{rot\ SA20N\_00}$: 263 kPa y $E_{rot\ SA30N\_00}$: 190 kPa) son superiores a los del suelo (RCS SA00N: 125 kPa) a la edad de 0 días (ver Tabla 3.15). Si, además, los primeros se incrementan a medida que transcurre el tiempo de curado, la diferencia con el del suelo será aún más grande.

Los módulos de deformación secantes en rotura de las mezclas a la edad de 90 días son aproximadamente unas 6 veces mayores que el promedio alcanzado en el suelo SA00N.

Tabla 3.15: Evolución del módulo secante medio en rotura y error estándar de la media de las probetas SA_N curadas diferentes períodos de tiempo.

		Módulo secante de deformación en rotura (kPa)				
Muestra		Edad de curado (días)				
		0	3	7	28	90
SA00N	$\overline{E_{rot}}$	129 ± 9	110 ± 14	112 ± 8	134 ± 7	141 ± 12
SA10N	$\overline{E_{rot}}$	129 ± 9	498 ± 61	455 ± 33	669 ± 73	728 ± 57
SA20N	$\overline{E_{rot}}$	263 ± 8	341 ± 17	400 ± 42	510 ± 25	787 ± 33
SA30N	$\overline{E_{rot}}$	190 ± 4	242 ± 21	278 ± 26	472 ± 74	772 ± 75

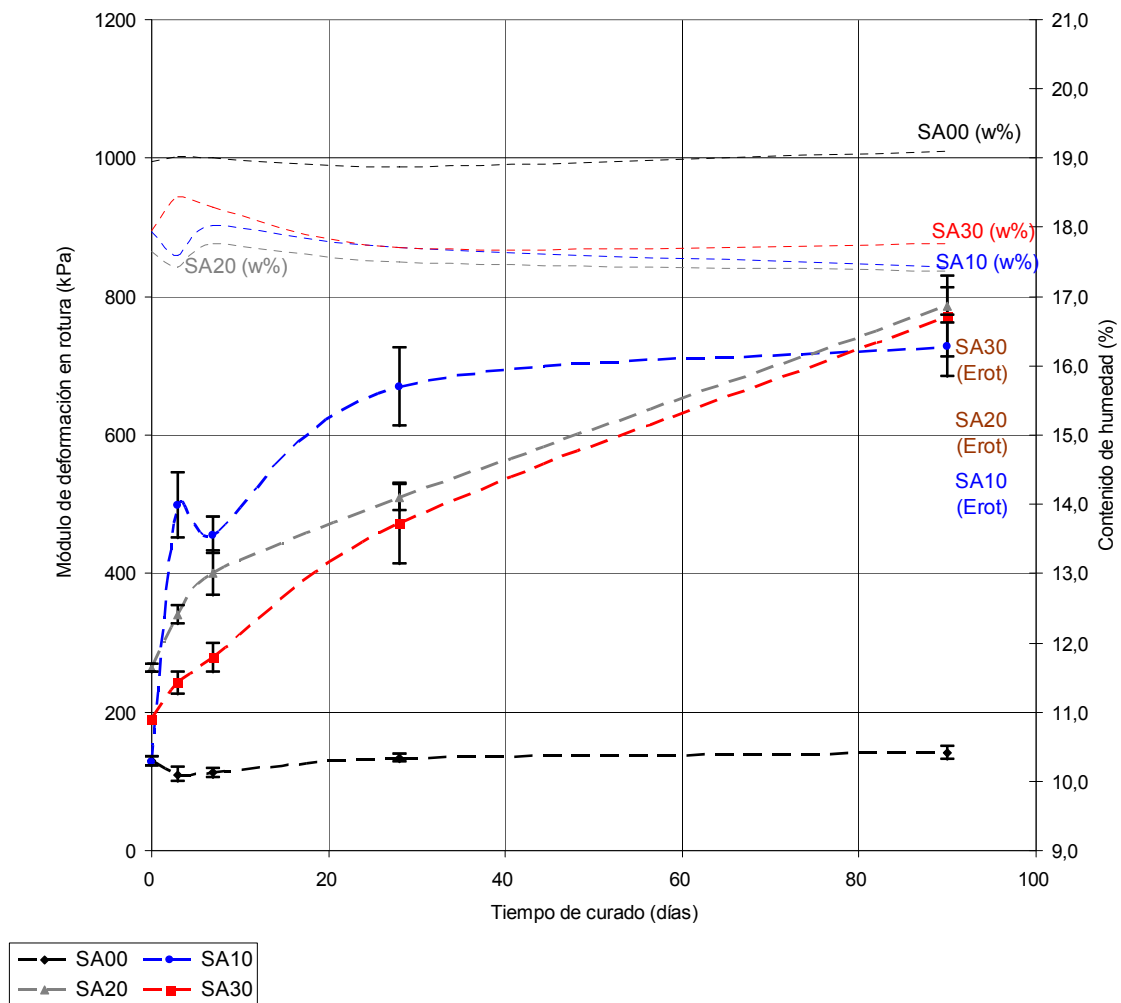


Figura 3.27: Evolución temporal del módulo secante de deformación en rotura de SA_N.

El $E_{50\% \text{ rot}}$ medido en cada una de las mezclas es aproximadamente unas 3 veces mayor que el registrado en el SA00N.

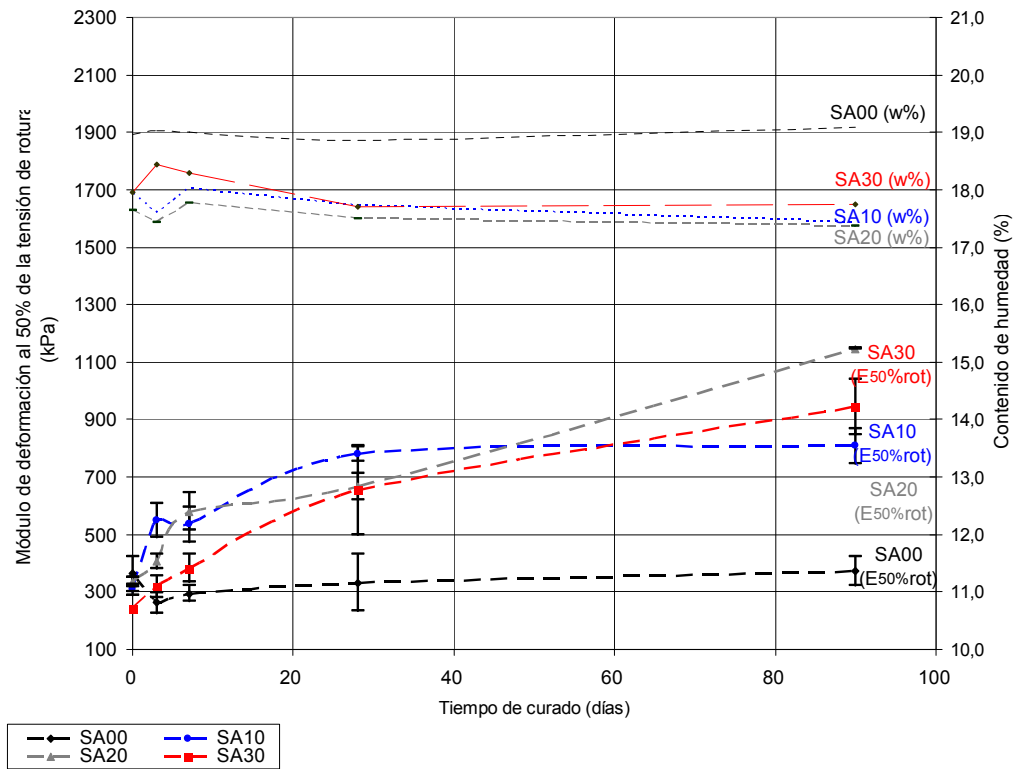


Figura 3.28: Evolución temporal del módulo secante de deformación a la mitad de la tensión de rotura de las probetas SA_N.

Tabla 3.16: Evolución temporal del módulo secante medio de deformación al 50% de la tensión de rotura en las probetas SA_N.

Módulo secante de deformación a una tensión del 50% de la de rotura (kPa)						
Muestra		Edad de curado (días)				
		0	3	7	28	90
SA00N	$\overline{E_{50\%rot}}$	363 ± 61	262 ± 37	294 ± 27	332 ± 99	375 ± 50
SA10N	$\overline{E_{50\%rot}}$	308 ± 20	550 ± 58	536 ± 61	780 ± 24	808 ± 62
SA20N	$\overline{E_{50\%rot}}$	336 ± 16	407 ± 24	580 ± 64	668 ± 45	1147 ± 2
SA30N	$\overline{E_{50\%rot}}$	241 ± 2	317 ± 37	382 ± 48	654 ± 154	945 ± 97

Mezclas HR

Compresión simple

La evolución de las propiedades cementantes de la mezcla HR ha sido estudiada efectuando ensayos de compresión simple. Se han fabricado probetas con el método convencional y con el neumático.

Dado que es necesario tener en cuenta la influencia que ejerce el peso específico seco y la humedad de las probetas en la resistencia a compresión simple, a continuación se presentan los resultados de los ensayos realizados.

Variación de las propiedades mecánicas sobre probetas compactadas a diferentes pesos específicos secos y humedades sobre el suelo H

En el suelo H se ha analizado cómo influye una variación del peso específico seco y de la humedad en las propiedades mecánicas.

Se ha estudiado la evolución de las propiedades mecánicas de probetas fabricadas con 3 pesos específicos secos (16,9, 17,1 y 17,3 kN/m³) y 3 humedades diferentes (17, 19 y 21 %), las cuales han sido definidas teniendo como referencia el peso específico seco y la humedad óptima determinados en el ensayo Proctor normal del suelo H (ver Tabla 3.3). Conviene señalar que la coincidencia de los pesos específicos y las humedades óptimas de los suelos H y S ha sido fortuita.

Tabla 3.17: Pesos específicos secos y humedades del suelo H.

Peso específico seco (kN/m^3)	$w_{\text{ens.}}$ (%)
	17
16,9	19
	21
	17
17,1	19
	21
	17
17,3	19
	21

La Figura 3.29 muestra las curvas tensión-deformación en las probetas de suelo H fabricadas con un peso específico seco de $16,9 \text{ kN/m}^3$ y amasadas con tres humedades diferentes (17, 19 y 21 %). Cabe señalar que, al igual que lo ocurrido en el suelo S, se advierte que al variar la humedad de amasado en tan sólo un 2%, se modifican sustancialmente sus propiedades resistentes y deformacionales.

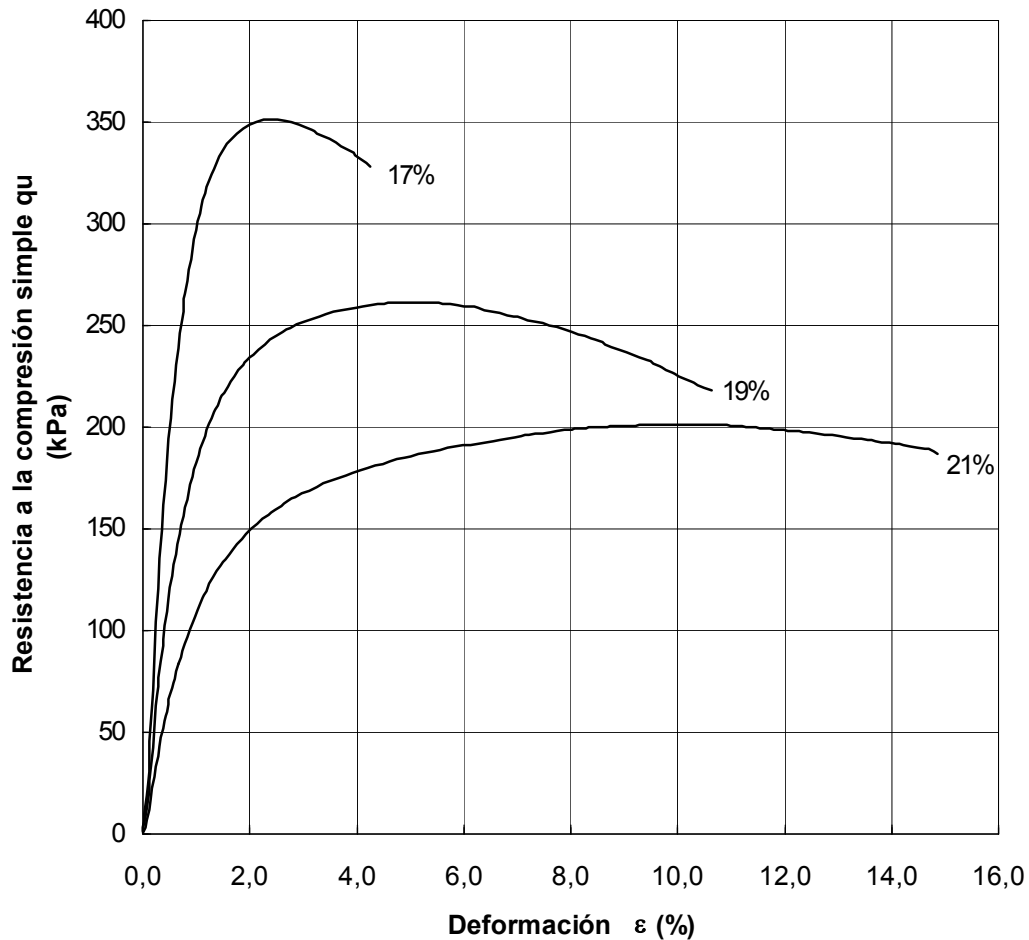


Figura 3.29: Tensión-deformación de las probetas de suelo H compactadas con un peso específico seco de $16,9 \text{ kN/m}^3$ y diferentes humedades.

La variación de la resistencia a compresión simple de las probetas fabricadas con diferentes pesos específicos secos y humedades se muestra en la Figura 3.30, habiéndose agrupado en una misma curva las probetas con idéntico peso específico seco ($16,9$; $17,1$ y $17,3 \text{ kN/m}^3$).

En el suelo S se observó que las probetas fabricadas con igual humedad y diferente peso específico seco alcanzaron una similar resistencia a compresión simple, no apreciándose lo mismo en el suelo H, aunque en éste también se obtuvieron resultados que hacen pensar que ocurriría algo similar, aunque con una dispersión mayor. Las condiciones de fabricación y compactación serían las responsables de esta mayor desviación. En particular, en la probeta con un peso específico seco de $17,3 \text{ kN/m}^3$ y una humedad de $15,7 \%$, en vez de un 17% teórico. Independientemente de lo anterior se cumple que, a medida que aumenta la humedad de las probetas,

(manteniendo constante su peso específico seco) se reduce su resistencia a compresión simple (RCS), tal como sucede en el suelo S.

Sin embargo, las probetas de suelo compactadas con un mismo peso específico seco y diferente humedad no presentan la misma resistencia a compresión simple. En efecto, las probetas amasadas con un contenido de agua del 17, 19 y 21 % y un peso específico seco de $16,9 \text{ kN/m}^3$ alcanzaron una tensión de rotura de 351, 261 y 202 kPa, respectivamente. Algo similar ocurre con las probetas fabricadas con peso específico seco de $17,1$ y $17,3 \text{ kN/m}^3$. La resistencia a compresión simple de las probetas amasadas con un 17 y un 21 % de humedad se redujo desde los 358 a los 234 kPa ($\gamma_d: 17,1 \text{ kN/m}^3$) y desde los 498 a los 271 kPa ($\gamma_d: 17,3 \text{ kN/m}^3$).

Las propiedades deformacionales han sido estudiadas calculando el módulo secante de deformación en rotura (ver Figura 3.31) y a un 50% de la tensión máxima (ver Figura 3.32). En cada una de las figuras antes citadas se muestran 3 curvas, correspondiendo cada una de ellas a la evolución del módulo secante de deformación de las probetas con peso específico seco igual a $16,9$; $17,1$ y $17,3 \text{ kN/m}^3$.

Suelo H_RCS

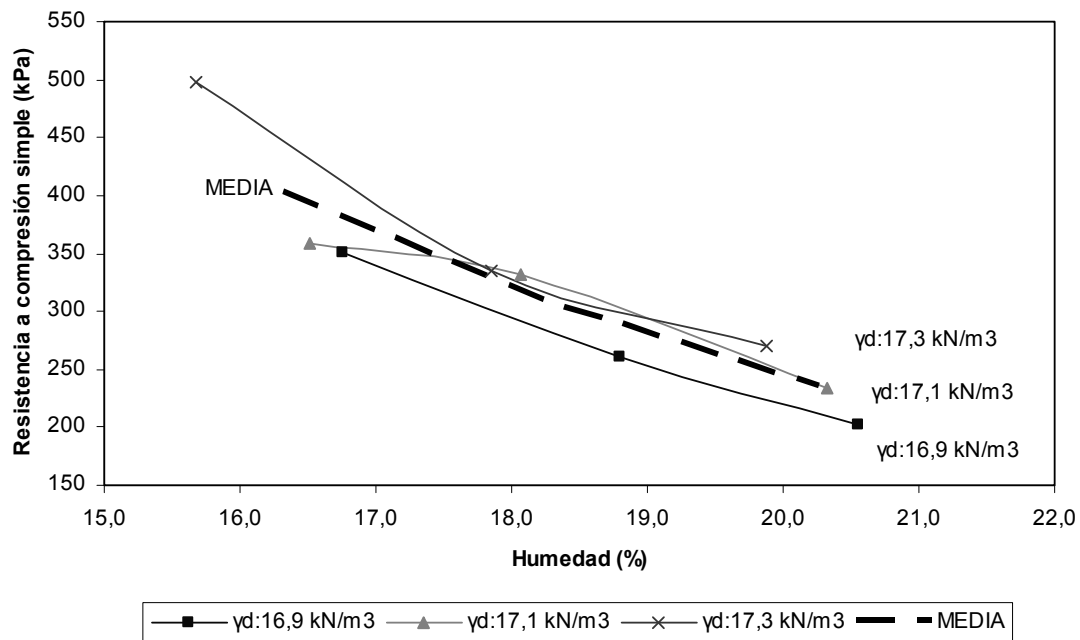


Figura 3.30: Resistencia a compresión simple del suelo H, obtenida a diferentes humedades y pesos específicos secos.

En las probetas amasadas con una humedad del 20-21 % se registró un módulo secante de deformación en rotura muy cercano a 25 kPa, independientemente del peso específico seco (ver Figura 3.31), lo que también se observó en aquellas con una humedad cercana a 18 % (E_{rot} : 250-300 kPa). Las únicas, en las que se alejó su módulo un poco más, fue en aquellas con una humedad de 16-17 %, en las que se obtuvo un rango del E_{rot} de 350-500 kPa. Teniendo en cuenta estos resultados se puede indicar que si dos probetas tienen la misma humedad, pero diferente peso específico seco no presentarán una gran variabilidad en su módulo secante de deformación en rotura (E_{rot}).

En cambio, al analizar probetas de suelo de igual peso específico seco y distinta humedad, se llegó a la conclusión de que esta última sí ejerce una elevada influencia en el E_{rot} . (ver Figura 3.31). Efectivamente, las probetas amasadas con una humedad del 16-17, 18-19 y 20-21 % alcanzaron un E_{rot} aproximado de 160, 60 y 25 kPa, respectivamente.

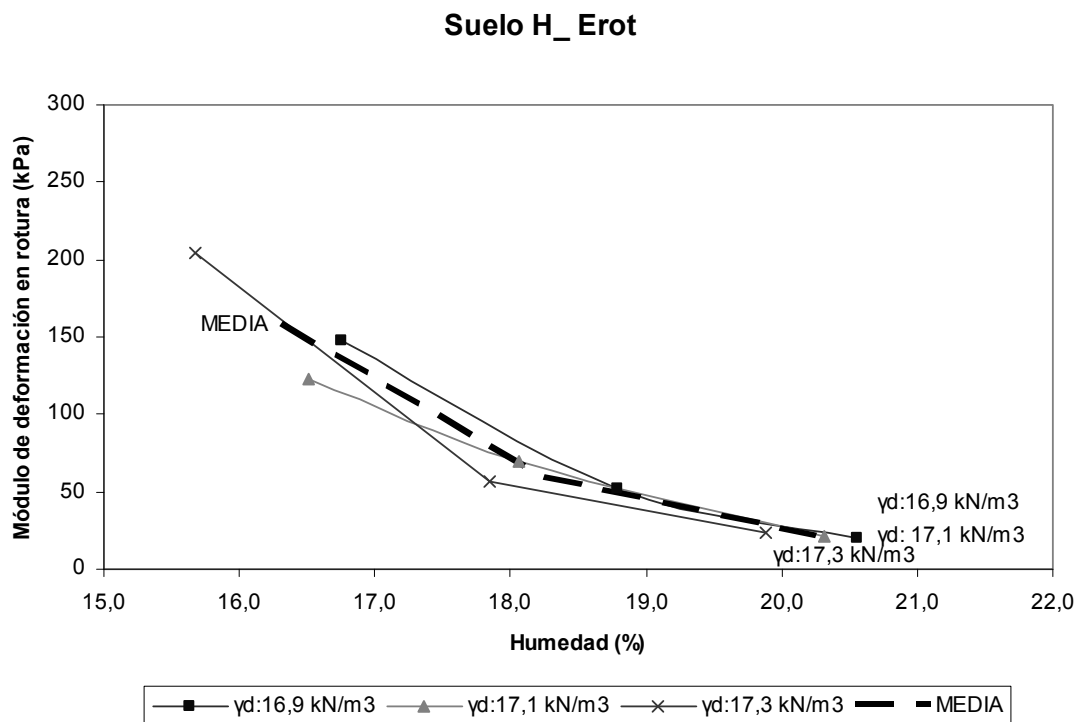


Figura 3.31: Variación del módulo secante de deformación en rotura del suelo H a diferentes humedades y pesos específicos secos.

El módulo secante de deformación a un 50% de la tensión de rotura continúa la misma tendencia observada en el E_{rot} . Es decir, dos probetas con la misma humedad y

diferente densidad presentarán un similar $E_{50\%rot}$ (ver Figura 3.32). En efecto, Las tres probetas amasadas con 20 y 18 % de humedad y diferentes pesos específicos secos alcanzaron módulos similares ($E_{50\%rot} \approx 200$ y 500 kPa, respectivamente). Nuevamente, las probetas con una humedad de 16-17 % presentan un resultado más disperso que las anteriores.

Por otro lado, si dos probetas tienen la misma densidad y distinta humedad, el $E_{50\%rot}$ será creciente a medida que se reduce la humedad (ver Figura 3.32). En las probetas amasadas con un 20-21, 18 y 16-17 % de humedad se midieron $E_{50\%rot}$ de 200, 500, 850 kPa, respectivamente.

Es decir, para estudiar las propiedades deformacionales de una serie de probetas es más importante controlar adecuadamente su contenido de humedad que su peso específico seco, al menos en los rangos aquí estudiados.

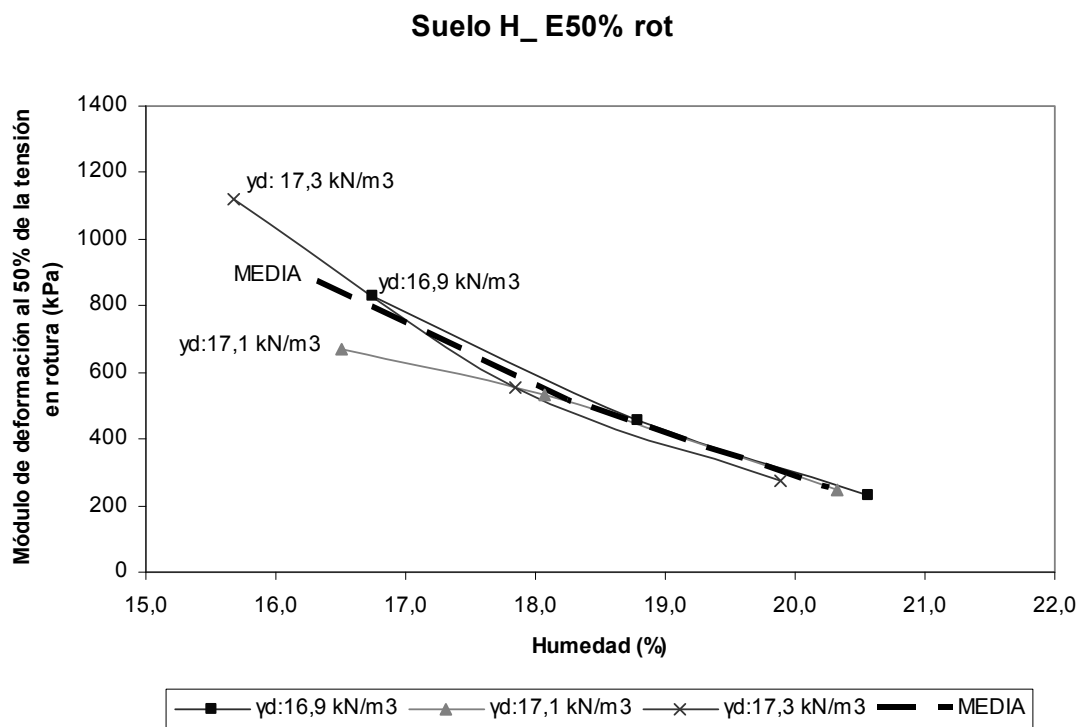


Figura 3.32: Variación del módulo secante de deformación a una tensión del 50% de la de rotura en el suelo H a diferentes humedades y pesos específicos secos.

A partir de los resultados anteriores, y teniendo en cuenta el procedimiento que se efectuó en el suelo S, (ver comentarios de las Figura 3.17, Figura 3.18 y Figura 3.19) se determinó el error estándar de la media del peso específico seco y la humedad para que las probetas de suelo H presenten un coeficiente de variación inferior al 10 %. Siguiendo esa metodología se obtuvo el mismo rango que en el caso del otro suelo, es decir, el peso específico seco puede variar $17,1 \pm 0,2 \text{ kN/m}^3$ y la humedad en un $19 \pm 1 \%$. Nuevamente se hace hincapié en que es más importante controlar la humedad de las probetas que su peso específico seco. La tolerancia en la fabricación de las probetas del suelo H se empleó sobre las mezclas HR.

Resultados obtenidos con el sistema convencional de fabricación de probetas

A continuación se analizan los resultados obtenidos al ensayar las probetas fabricadas con la maza Army, es decir, las que fueron curadas en el interior de la cámara húmeda envueltas con PARAFILM M®.

En el anejo I se presenta las hojas de resultados de estos ensayos.

Resistencia a compresión simple

La Tabla 3.18 recoge la resistencia media a compresión simple y el error estándar de la media de las probetas HR curadas diferentes períodos de tiempo, representándose su evolución en la Figura 3.33, junto con las correspondientes barras de error.

En general, las propiedades mecánicas de un suelo natural (suelo HR00) no se modifican durante el curado. La RCS media obtenida en este suelo fue de 244 kPa, registrándose un bajo coeficiente de variación (CV: 1,6 %).

En contraste, las mezclas HR06 y HR20 sí desarrollaron una mejora de sus propiedades mecánicas a medida que transcurre el tiempo de curado.

Tabla 3.18: Resistencia media a compresión simple y error estándar de la media de las probetas HR medida a diferentes periodos de tiempo.

		Resistencia media a compresión simple (kPa)				
		Edad de curado (días)				
Muestra		0	3	7	28	90
HR00	RCS	240 ± 17	256 ± 14	245 ± 20	239 ± 20	240 ± 24
HR06	RCS	339 ± 33	361 ± 34	396 ± 32	461 ± 19	461 ± 17
HR20	RCS	293 ± 18	351 ± 18	404 ± 19	426 ± 44	455 ± 36

Las resistencias medias a compresión simple registradas en las mezclas HR06 y HR20 a la edad de 90 días son muy parecidas entre sí (461 y 455 kPa, respectivamente) obteniéndose un incremento de 221 y 215 kPa con respecto al valor medio obtenido en el suelo HR00. Teóricamente, a medida que se añade mayor cantidad de escoria R al suelo H debiera registrarse un aumento de la resistencia a compresión simple. No obstante, la resistencia a compresión simple de la HR06_00 es mayor que la HR20_00. Posiblemente la reducida mejora producida por la escoria se deba a una inhibición de las propiedades cementantes, dado el elevado contenido en sales solubles que tiene el suelo H.

Para explicar este fenómeno, es necesario recurrir a la química clásica, la cual indica que el equilibrio de una solución acuosa con varios reactivos, se orienta hacia la formación de una combinación iónica que da como resultado la sal más insoluble. En general, las sales cálcicas son más insolubles que otras sales presentes en los suelos, tales como las de sodio, potasio y magnesio. En una solución acuosa con cloruro sódico (sal soluble) y cal (el primero aportado por el suelo y el segundo por la escoria) se generarían: cloruro cálcico (cloruro del suelo y cal de la escoria) y óxido de sodio (procedente sólo del suelo). Esta reacción ocurre generalmente cuando se combinan una sal soluble, cal y agua. Si parte de la cal de la mezcla –aportada en su mayoría por la escoria blanca- reacciona con sales solubles, se reduce la capacidad global de reacción que podría llegar a alcanzar la escoria blanca y debido a ello, la escoria R reduce su reactividad con el suelo H.

La mezcla HR06 alcanzó una tensión de rotura a la edad de 0 días (RCS_{0 días}: 339 kPa) mayor que la HR20 (RCS_{0 días}: 293 kPa). Es decir, la mezcla con la menor cantidad de escoria (6%) resistió más que la que tenía mayor contenido (20%), y ello,

teniendo en cuenta que aún no se han desarrollado las propiedades cementantes y que, por tanto, la resistencia se debe únicamente a la trabazón producida por los granos.

Hasta la edad de 7 días se obtuvo un incremento medio diario de la RCS superior a 7 kPa/día, destacándose por encima de los demás, el que se produjo en la HR20 en los primeros 3 días (≈ 20 kPa/día). Posteriormente, la tasa diaria de incremento se redujo hasta 1 (HR20) y 3 kPa/día (HR06), en el periodo comprendido entre los 7 y los 28 días. Finalmente, entre las edades de 28 y 90 días, éste casi se anula (≈ 0 -0,5 kPa/día). Al intentar predecir qué ocurrirá más allá de la edad de 90 días en las dos mezclas, no se aprecia claramente que esta última velocidad pueda seguir aumentando, sobre todo debido a los reducidos incrementos registrados a edades avanzadas (ver Figura 3.33).

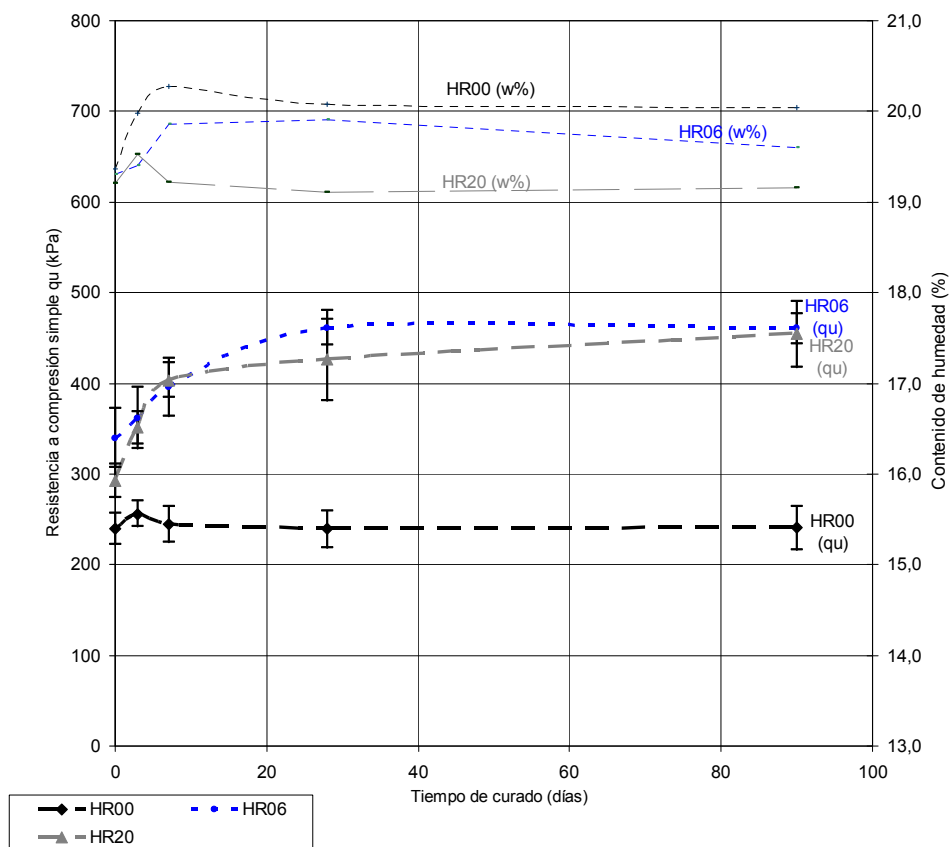


Figura 3.33: Evolución de la resistencia media a compresión simple de las probetas HR compactadas mediante la maza Army.

En la Figura 3.34 relaciona porcentualmente las resistencias medias a compresión simple de la diferencia entre la registrada en las mezclas a cada edad y el alcanzado en la HR00_00 con respecto a este último valor (HR00_00)

$$\left[\frac{RCS(HRXX_{y\text{días}}) - RCS(HR00_{0\text{días}})}{RCS(HR00_{0\text{días}})} \right].$$

En la HR06 se ha observado una mejora de la RCS a la edad de 0 días superior a la registrada en la HR20. Así, la mezcla con la menor cantidad de escoria (HR06) presenta un porcentaje de mejora del 41%, mientras que en la que tiene una mayor proporción, fue de sólo 22%. A la edad de 90 días se obtuvo en ambas mezclas un porcentaje de mejora similar ($\approx 90\%$).

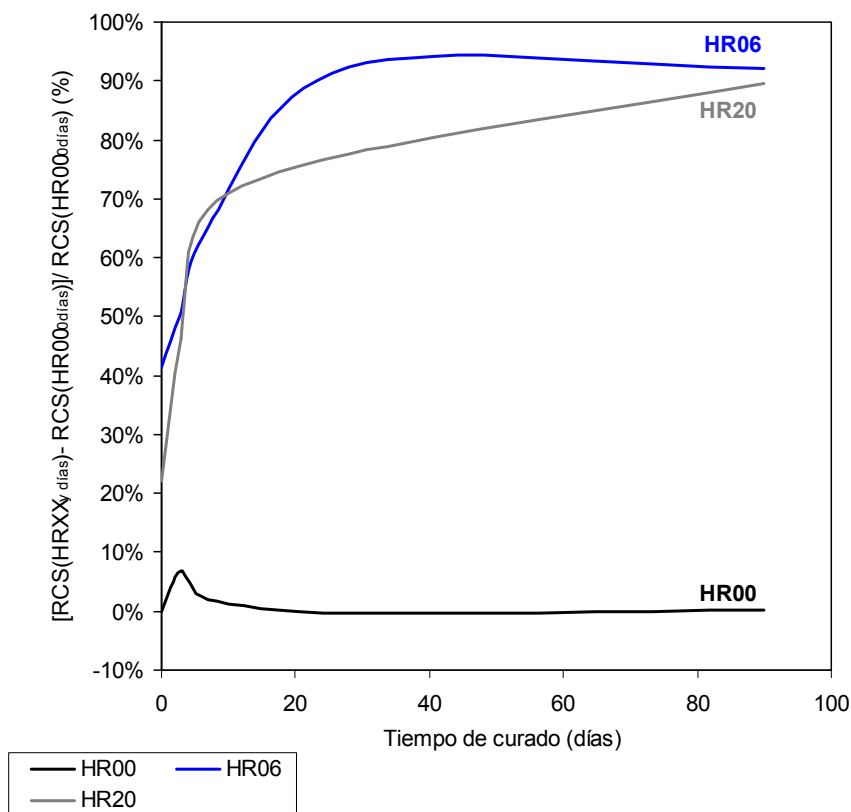


Figura 3.34: Evolución temporal del incremento porcentual de resistencia a compresión simple de las mezclas HR con relación a la resistencia del suelo (HR00).

Deformabilidad

Las propiedades de deformación de las mezclas han sido estudiadas calculando el módulo secante de deformación en rotura y a una tensión del 50% de ésta. Los valores medios obtenidos en el primero y en el segundo caso se recogen en la Tabla 3.19 y la Tabla 3.20 y se representan gráficamente en la Figura 3.35 y en la Figura 3.36, respectivamente. Se han incluido también las barras de error medida a cada edad y mezcla.

En el suelo HR00 se mantienen constantes durante el curado los módulos secantes de deformación en rotura (E_{rot} : 34 kPa) y a una tensión del 50 % de ésta ($E_{50\%rot}$: 188 kPa).

Las mezclas HR06 y HR20 reducen su deformación en rotura con respecto al HR00, tanto a la edad de 0 días como durante el curado. El módulo secante de deformación en rotura de las mezclas HR06 y HR20 a la edad de 0 días es de 112 y 117 kPa, respectivamente. El incremento del E_{rot} registrado en las mezclas con respecto al del suelo HR00 se debería a la mayor rigidez que aportarían las partículas de escoria en comparación con las de suelo. En efecto, el mayor tamaño de partículas y la dureza de las primeras producen que las probetas compactadas se deformen bastante menos que las segundas. Nuevamente se advierte que ambas mezclas presentan similares módulos secantes de deformación en rotura, habiendo aumentado en más del 300 % el valor obtenido en el suelo.

Tabla 3.19: Módulo secante de deformación en rotura de las probetas HR curadas diferentes períodos de tiempo.

		Módulo secante de deformación en rotura (kPa)				
Muestra		Edad de curado (días)				
		0	3	7	28	90
HR00	$\overline{E_{rot}}$	25 ± 2	27 ± 4	38 ± 7	32 ± 6	47 ± 11
HR06	$\overline{E_{rot}}$	112 ± 11	405 ± 51	354 ± 50	621 ± 105	658 ± 57
HR20	$\overline{E_{rot}}$	117 ± 20	340 ± 64	499 ± 62	602 ± 139	800 ± 90

La rigidización de las probetas aumenta a medida que transcurre el tiempo de curado. El mayor incremento del módulo secante de deformación en rotura se registró a la edad de 7 días desde su fabricación (ver Figura 3.35 y Tabla 3.19). El módulo secante de deformación en rotura medido en la HR20_07 es mayor en 4 veces que el obtenido en HR20_00, y trece veces superior al valor medio registrado en el suelo HR00 (E_{rot} : 34 kPa). La rigidez de las mezclas HR06_90 y HR20_90 son 20 veces más grandes que las del suelo HR00.

No ha sido posible predecir qué sucederá con el módulo en rotura de las mezclas más allá de los 90 días de curado: en el HR06 se registró un reducido incremento a edades

avanzadas, mientras que en HR20 se obtuvo un importante crecimiento. La rigidez de la mezcla HR20 puede seguir aumentando más allá de los 90 días de curado, mientras que la de la HR06 prácticamente alcanzó un valor asintótico desde los 28 días de curado.

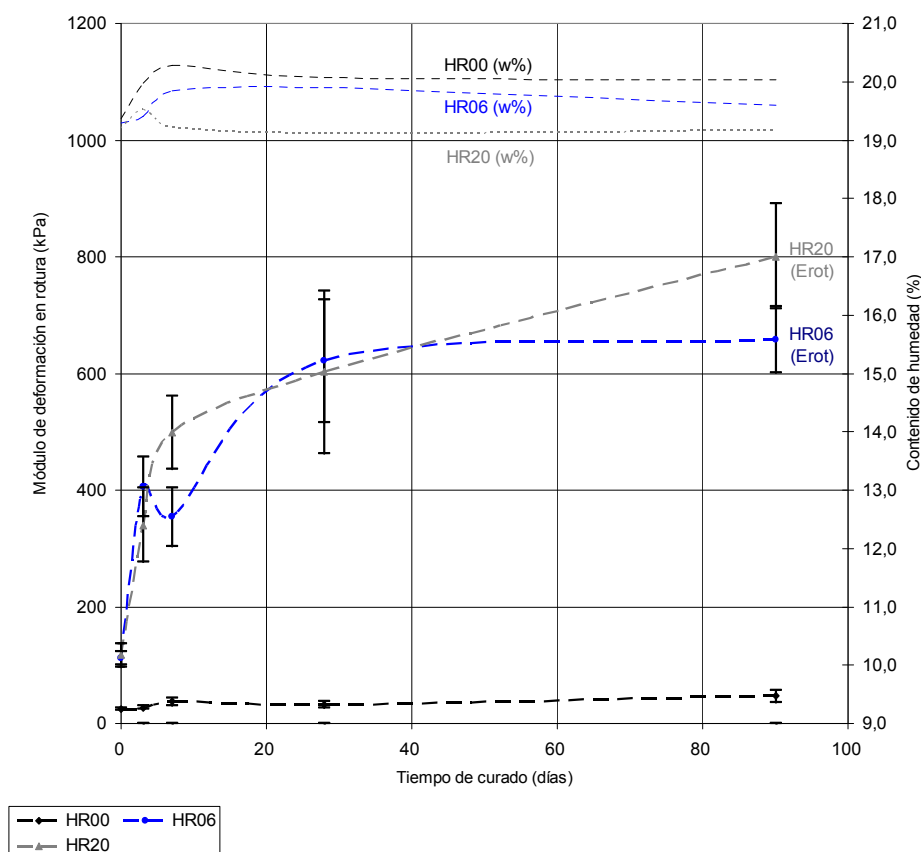


Figura 3.35: Evolución del módulo secante en rotura de las probetas HR compactadas con la maza Army.

El módulo secante de deformación es función de la tensión y la deformación en un instante determinado. Si se tiene en cuenta que la RCS de las mezclas no aumentaría más allá de los 90 días de curado, tal y como se ha indicado anteriormente, cabría pensar que la rigidez tampoco lo hará.

La tendencia observada en el módulo en rotura es similar a la del módulo a una tensión del 50 % de la de rotura (Tabla 4.23).

El módulo secante de deformación a una tensión del 50 % de la de rotura de la HR06 se incrementa rápidamente hasta la primera semana de curado. En todo caso, justo a los 7 días se obtuvo un resultado discordante. La curva de la HR06 alcanzó una tendencia asintótica a la edad de 28 días, del mismo modo que sucedió con el módulo en rotura (Fig. 4.49).

En la HR20 también se registró un elevado incremento del $E_{50\%rot}$ durante la primera semana. Desde ese momento, y hasta los 28 días de curado, se estabilizó el $E_{50\%rot}$, registrándose un incremento entre ésta y la edad de 90 días de 295 kPa.

Tabla 3.20: Evolución temporal del módulo secante de deformación a una tensión del 50% de la de rotura medido en las probetas HR curadas diferente tiempo.

Muestra		Módulo secante de deformación a una tensión del 50% de la de rotura (kPa)				
		Edad de curado (días)				
		0	3	7	28	90
HR00	$\overline{E}_{50\%rot}$	127 ± 19	203 ± 49	171 ± 33	216 ± 49	222 ± 70
HR06	$\overline{E}_{50\%rot}$	426 ± 46	799 ± 270	656 ± 39	1005 ± 280	1088 ± 359
HR20	$\overline{E}_{50\%rot}$	316 ± 83	604 ± 217	900 ± 219	890 ± 169	1185 ± 121

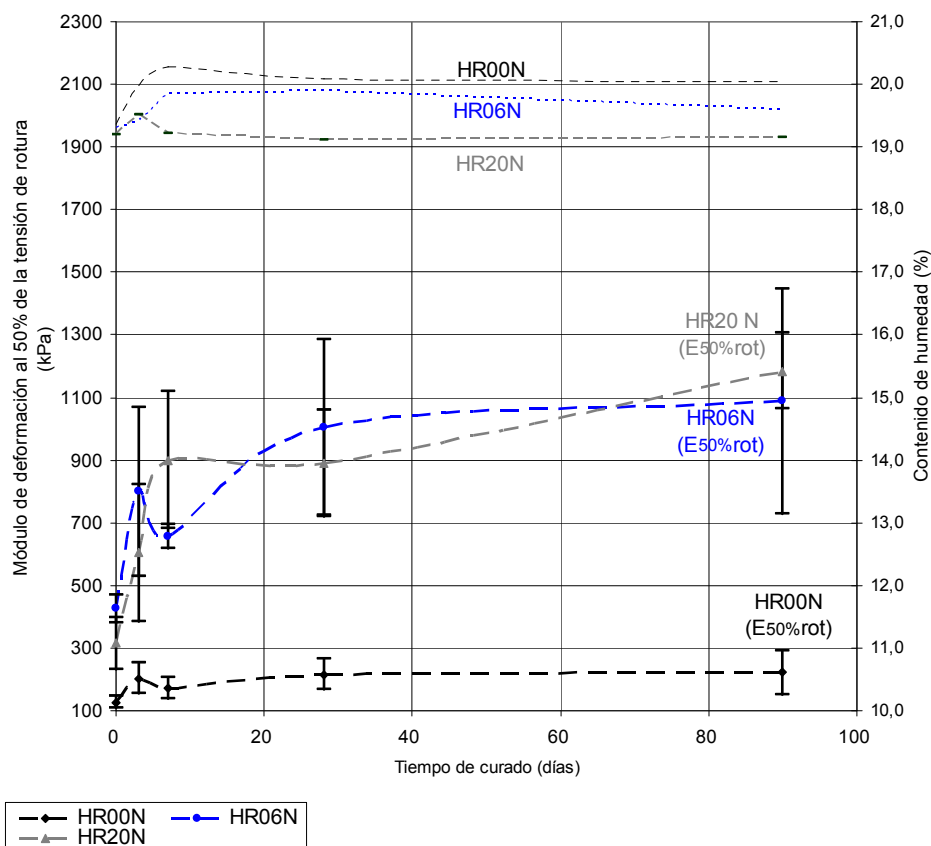


Figura 3.36: Evolución del módulo secante de deformación a una tensión igual al 50% de la de rotura de las probetas HR compactadas con la maza Army.

Resultados obtenidos con el método neumático de fabricación de probetas

Las propiedades mecánicas de las mezclas HR han sido estudiadas mediante probetas fabricadas con el método neumático de compactación.

Las 15 probetas fabricadas para cada una de las series (HR00N, HR06N y HR20N), permitieron ensayar 3 por edad (0, 3, 7, 28 y 90 días). Las probetas fueron recubiertas exteriormente con una membrana impermeable (Parafilm M®) y depositadas en la cámara húmeda, detallándose los procesos de fabricación y curado en el capítulo 2.

La Tabla 3.21 recoge el peso específico seco y la humedad obtenidos por edad y serie en las probetas compactadas con el método neumático. En el suelo HR00N y en la mezcla HR20N se ha cumplido con el criterio de aceptación de las probetas. Sin embargo, en el HR06N obtuvo pesos específicos secos superiores ($\gamma_d : \pm 0,5 \text{ kN/m}^3$) a los determinados en el ensayo Proctor normal. Independientemente de aquello, el

cambio en el peso específico seco produjo, en principio, una reducida influencia en la RCS, E_{rot} y $E_{50\%rot}$.

Tabla 3.21: Pesos específicos secos y humedades medias medidas en las probetas fabricadas con el método de compactación neumático.

Edad de curado	HR00N		HR06N		HR20N	
	γ_d^* (kN/m ³)	w%** (%)	γ_d^* (kN/m ³)	w%** (%)	γ_d^* (kN/m ³)	w%** (%)
0	17,5	19,0	17,1	18,6	16,6	20,5
3	17,5	19,2	17,1	18,6	16,6	19,8
7	17,4	18,6	17,2	19,1	16,6	20,3
28	17,4	18,6	17,0	18,6	16,6	19,7
90	17,4	19,2	17,2	19,3	16,5	20,4

γ_d^* : Peso específico seco medio (kN/m³) w%** : contenido medio de humedad (%)

Resistencia a compresión simple

La Tabla 3.22 recoge la resistencia media a compresión simple y el error estándar de la media, obtenidos en las mezclas HR_N. En la Figura 3.37 se han dibujado los resultados antes señalados.

El suelo HR00N alcanzó una resistencia media a compresión simple de 378 kPa considerando las 15 probetas ensayadas a diferentes edades. El coeficiente de variación obtenido en esta serie (CV: 1,3%) es ligeramente inferior al alcanzado en las probetas compactadas con la maza Army (CV: 1,6%). La tensión de rotura mínima y máxima fue de 333 y 401 kPa, respectivamente.

Tabla 3.22: Resistencia media a la compresión simple y error estándar de la media de las probetas HR_N curadas diferentes períodos de tiempo.

		Resistencia a compresión simple (kPa)				
		Edad de curado (días)				
Muestra		0	3	7	28	90
HR00N	RCS	375 ± 6	367 ± 34	379 ± 19	371 ± 7	398 ± 2
HR06N	RCS	391 ± 10	413 ± 38	420 ± 11	409 ± 8	523 ± 37
HR20N	RCS	415 ± 5	468 ± 22	481 ± 30	520 ± 18	569 ± 29

En contraste, la resistencia a compresión simple de las mezclas se incrementó a medida que aumenta el tiempo de curado, siendo ésta superior a la obtenida en el suelo HR00N, independientemente de su edad de curado.

La tensión de rotura registrada en las probetas HR06N_90 y HR20N_90 fue de 523 y 569 kPa, respectivamente, más de 1,4 veces superiores al valor medio obtenido en la HR00N.

La resistencia media a compresión simple medida en la HR06N_00 y HR20N_00 fue de 391 y 415 kPa, respectivamente, por lo que se cumple que a medida que aumenta la cantidad de escoria añadida al suelo se incrementa su tensión de rotura. A la edad de 0 días este efecto se produciría debido a la mayor dureza y trabazón de las partículas de escoria.

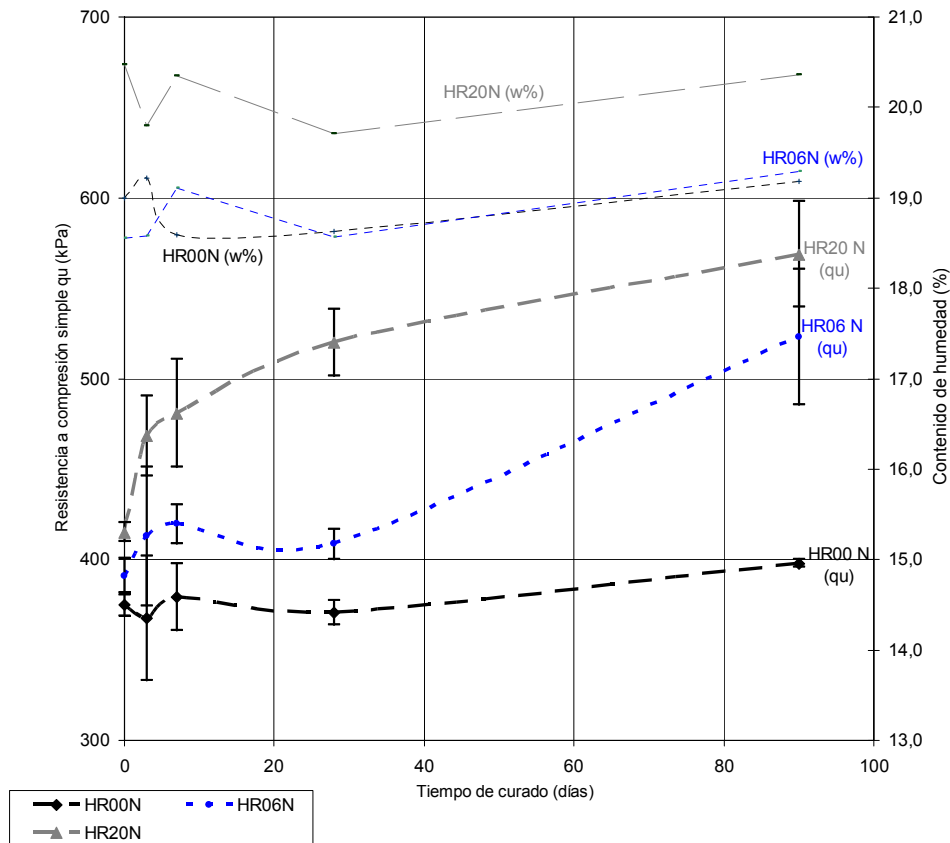


Figura 3.37: Evolución de la resistencia a compresión simple de las probetas HR_N fabricadas con el método neumático de compactación.

La evolución temporal de la resistencia a compresión simple de mezcla HR06 se considera ligeramente errática, si se tiene en cuenta el resultado obtenido a la edad de 28 días. En efecto, la tensión de rotura obtenida a dicha edad es incluso inferior a la alcanzada a 3 días, por lo que con esta información no es posible predecir qué sucederá en edades mayores a 90 días.

La evolución temporal de la resistencia a compresión simple de la HR20N ha sido diferente a la de la HR06N. A edades tempranas (antes del primer mes de curado), la tensión de rotura se incrementó en algo más de 100 kPa, mientras que en el último período de curado (28-90 días) dicho incremento fue de tan solo unos 50 kPa.

En la Figura 3.38 se muestra la variación temporal del incremento de resistencia a compresión simple de las mezclas HR con relación a la del suelo (HR00)

$$\left[\frac{RCS(HRXXN_{y\text{días}}) - RCS(HR00N_{0\text{días}})}{RCS(HR00N_{0\text{días}})} \right]$$
. Esa relación en el suelo HR00 se mantiene prácticamente constante en todas las edades, excepto a 90 días de curado, en la que se registró un porcentaje de 6 %.

La evolución temporal de la citada relación entre resistencias en la mezcla HR06N presenta un resultado erróneo a la edad de 28 días, tal como se comentó anteriormente. Si se elimina dicho valor y se traza la curva de tendencia se obtendría una con una forma más lógica.

A la edad de 90 días se registró una relación de resistencias en las mezclas HR06N y HR20N de 40 y 52%, respectivamente.

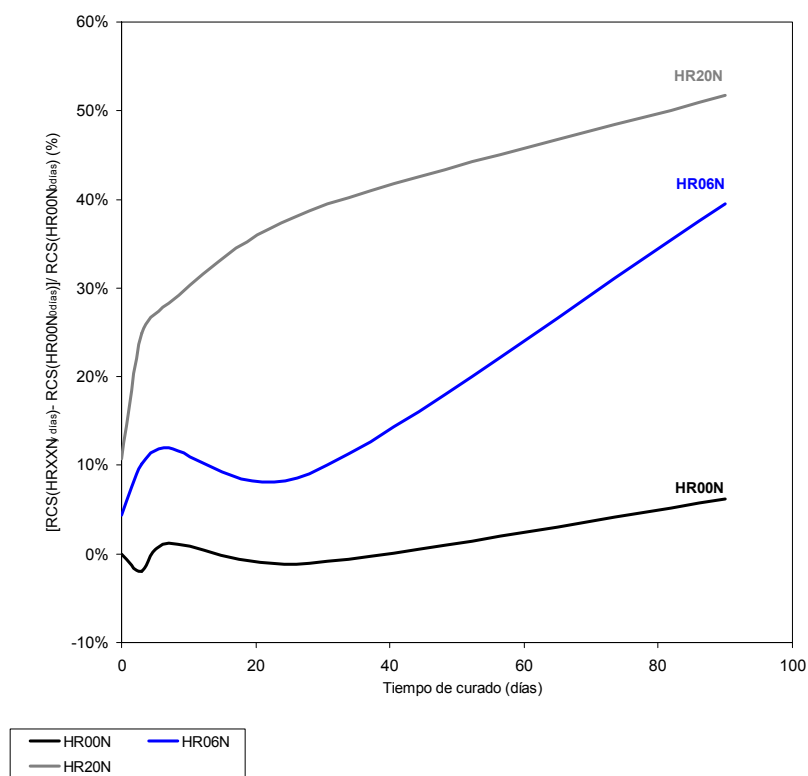


Figura 3.38: Evolución temporal del incremento porcentual de la resistencia inicial a compresión simple de las mezclas HR_N con relación a la del suelo (HR00).

Deformabilidad

En la Tabla 3.23 y en la Tabla 3.24 se muestran, respectivamente, los módulos secantes de deformación en rotura (E_{rot}) y a una tensión del 50 % de ésta ($E_{50\%rot}$) en las series HR00N, HR06N y HR20N. En la Figura 3.39 y la Figura 3.40 se aprecia la evolución temporal de los dos módulos indicados anteriormente, incluyéndose, además, las barras de error de cada serie y edad. La dispersión de los dos módulos medidos en el suelo HR00N es menor que la de las mezclas HR06N y HR20N.

Los dos módulos secantes de deformación del suelo HR00 (E_{rot} y $E_{50\%rot}$) no presentaron cambios durante el tiempo curado (ver Tabla 3.23 y Tabla 3.24), alcanzando un valor medio de 58 y 309 kPa, respectivamente.

El módulo secante de deformación en rotura de la mezcla HR06N y HR20N medido a la edad de 0 días fue de 323 y 410 kPa, respectivamente. Se ha observado, que el incremento de este módulo, no es proporcional al porcentaje de escoria añadida. En efecto, en la mezcla HR06N se obtuvo un E_{rot} de 323 kPa (≈ 54 kPa /1% de escoria), mientras que en la HR20N fue de 410 kPa (≈ 21 kPa/ 1% de escoria). Puede que en este caso haya afectado el mayor peso específico seco obtenido en la HR06N que en la HR20N.

Los módulos secante de deformación en rotura medidos a la edad de 90 días en ambas mezclas resultaron ser muy similares (HR06N: $E_{rot\ 90\ días}$: 811 kPa y HR20N: $E_{rot\ 90\ días}$: 843 kPa). En todo caso estos valores son aproximadamente unas 14 veces superiores al valor medido en el suelo HR00N (58 kPa).

Tabla 3.23: Módulo secante de deformación y error estándar de la media en rotura de las probetas HR_N curadas diferentes periodos de tiempo.

		Módulo secante de deformación en rotura (kPa)				
Muestra		Edad de curado (días)				
		0	3	7	28	90
HR00N	$\overline{E}_{rot}$	49 ± 3	42 ± 5	68 ± 8	65 ± 9	68 ± 5
HR06N	$\overline{E}_{rot}$	323 ± 13	382 ± 27	447 ± 39	507 ± 31	811 ± 37
HR20N	$\overline{E}_{rot}$	410 ± 9	544 ± 32	535 ± 24	723 ± 34	843 ± 49

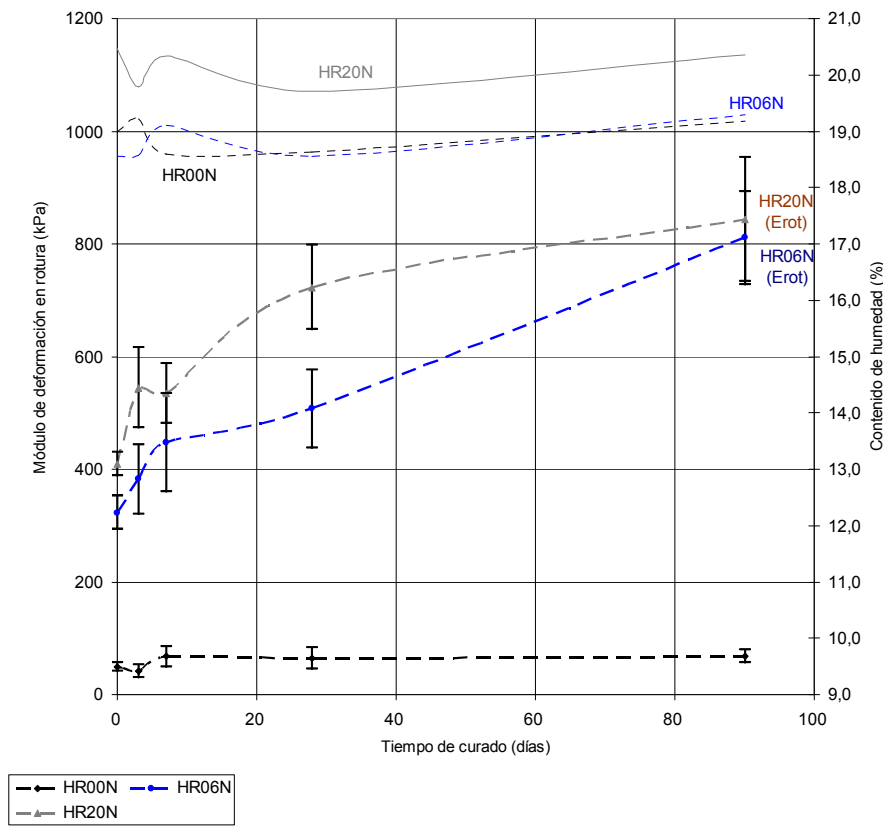


Figura 3.39: Evolución temporal del módulo secante de deformación en rotura de las probetas HR_N fabricadas con el método neumático.

El módulo secante de deformación medido a una tensión del 50% de la de rotura en las mezclas HR06 y HR20 obtenido a la edad de 0 días es de 393 y 1041 kPa, mientras que transcurridos 90 días de curado se registraron valores de 1031 y 1397, respectivamente. La cementación desarrollada en los 90 días de curado en la mezcla HR06 produjo una elevada rigidización, mientras que ésta fue bastante menor en ese

mismo período en la HR20N. El $E_{50\%rot}$ alcanzado a la edad de 90 días en ambas mezclas es unas 3 a 4,5 veces superior al obtenido en el suelo HR00N.

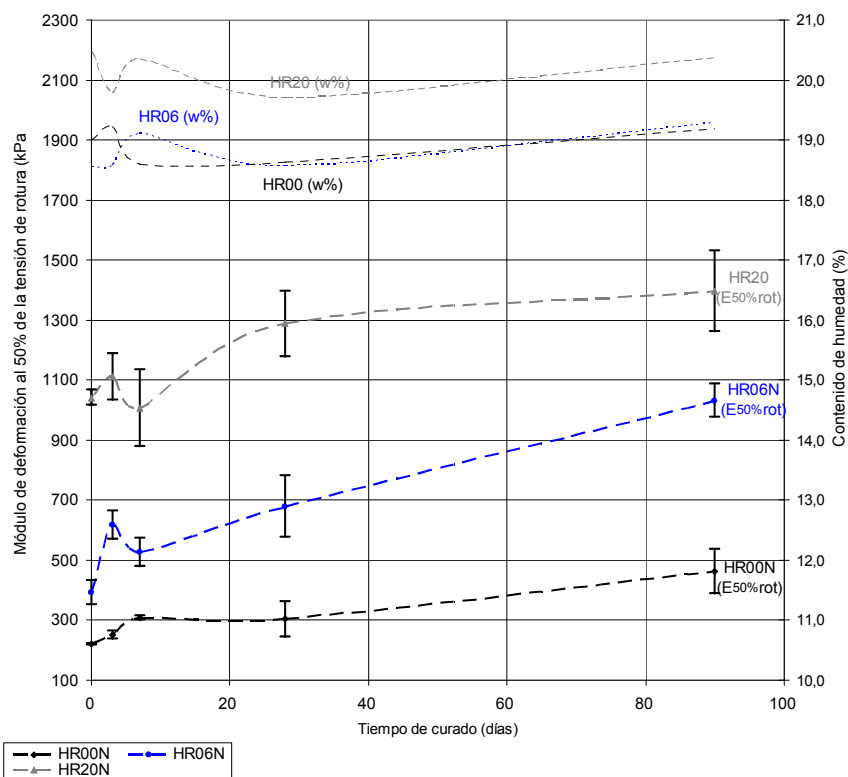


Figura 3.40: Evolución del módulo secante de deformación medido a una tensión del 50% de la de rotura en las probetas HR_N compactadas con el método neumático.

Tabla 3.24: Módulo secante de deformación a una tensión del 50% de la de rotura de las probetas HR_N curadas diferentes períodos de tiempo.

Muestra		Módulo secante de deformación a un 50% de la tensión de rotura (kPa)				
		Edad de curado (días)				
		0	3	7	28	90
HR00N	$\overline{E_{50\%rot}}$	219 ± 3	251 ± 13	309 ± 7	303 ± 58	463 ± 74
HR06N	$\overline{E_{50\%rot}}$	393 ± 40	616 ± 47	527 ± 46	679 ± 101	1031 ± 55
HR20N	$\overline{E_{50\%rot}}$	1041 ± 25	1110 ± 77	1006 ± 128	1287 ± 108	1397 ± 134

Discusión

El análisis de los resultados de resistencia a compresión simple se ha organizado en 4 apartados: aspectos generales, comparación de los métodos de compactación (SA y HR), evolución de las propiedades mecánicas determinadas mediante el ensayo de compresión simple y correlación de los resultados de CBR- RCS.

Aspectos generales

La Figura 3.41 muestra la variación longitudinal del peso específico seco, así como la forma en la que se suele producir la rotura de las probetas compactadas con la maza Army y con el procedimiento neumático.

Los dos métodos de compactación dan lugar a probetas con diferentes características. De forma visual primero, complementando la observación después con determinaciones del peso específico seco sobre diferentes partes de la probeta, se ha podido comprobar que las fabricadas con la maza Army presentan un peso específico seco similar en sus tres tongadas (ver la distribución de γ_d en la Figura 3.41 (a)), mientras que las hechas con el método neumático son más densas en los extremos, reduciendo su valor en el centro de ellas (ver $\gamma_d: f(x)$ de la Figura 3.41 (b)). Sin embargo, independientemente de la distribución del peso específico a lo largo del eje de la probeta, el valor realmente registrado en esta investigación es el peso específico seco medio obtenido en ella.

Otra diferencia entre las probetas fabricadas por uno y otro procedimiento, es la forma en la que se produce la rotura. En general, las compactadas con el método convencional lo hacen diagonalmente en la capa superior, continuando posteriormente por la interfaz entre la 1ª y la 2ª capa, mientras que en las que se ha utilizado el método neumático fallan diagonalmente en toda su longitud.

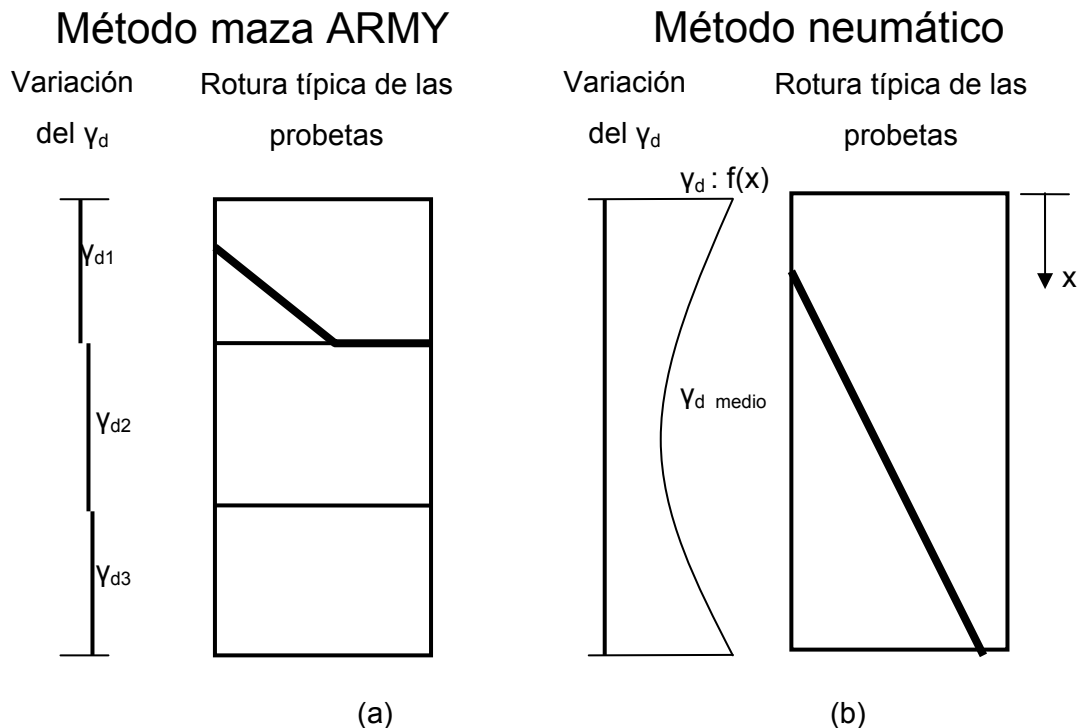


Figura 3.41: Variación longitudinal del peso específico seco y forma habitual de rotura de las probetas fabricadas con la maza Army y con el método neumático.

Las distintas resistencias a compresión simple obtenidas en las probetas fabricadas con el sistema Army y neumático pueden encontrar explicación en las diferencias que se acaban de comentar entre dichos procedimientos de compactación.

Comparación entre el método convencional y el neumático

Los procedimientos de compactación de probetas, así como la presentación de las propiedades mecánicas obtenidas en las mezclas SA y HR, han sido descritos en el capítulo correspondiente a la descripción de los equipos utilizados en la realización de esta tesis.

A continuación se analizarán los resultados obtenidos en las series de probetas SA y SA_N y HR y HR_N, con el procedimiento convencional de fabricación y con el método neumático diseñado expresamente para este trabajo.

Mezclas SA

El primer aspecto que se debe tener en cuenta para comparar los resultados del ensayo de compresión simple efectuado sobre probetas fabricadas mediante dos procedimientos y curadas en cámara húmeda, es la influencia del peso específico seco y del contenido de humedad en el momento del ensayo.

La Tabla 3.25 recoge los valores medios de γ_d y w% alcanzados en las probetas fabricadas con la maza Army y con el procedimiento neumático, proporcionándose como referencia los resultados obtenidos en el ensayo Proctor normal.

La humedad de las probetas puede ajustarse con la humedad higroscópica del material y el agua de amasado, por lo que en principio el sistema de compactación no debiera afectar la humedad de las probetas. No obstante, al compactar las probetas aplicando presión a los cilindros neumáticos para reducir el volumen de huecos del material, se observaron gotas de agua saliendo desde el molde durante dicho proceso. En todo caso, fue posible ajustar adecuadamente dicho parámetro cumpliendo con el criterio de aceptación de la humedad de las probetas ($w_{opt} = w_{ens} \pm 1,0\%$), señalado en el apartado “Variación de la resistencia con el peso específico seco y la humedad”.

En cambio, con ninguno de los dos sistemas de compactación fue posible alcanzar el peso específico seco máximo obtenido en el ensayo Proctor normal. En todo caso, fue posible conseguir pesos específicos secos más cercanos a dicho valor empleando el procedimiento neumático. Las probetas compactadas con el sistema tradicional se fabrican en 3 tongadas, aplicando sobre cada una de ellas la energía Proctor normal, por lo que empleando este sistema es más difícil controlar su peso específico seco.

La Figura 3.42 muestra la evolución temporal de la resistencia a compresión simple de la mezcla SA (curva gruesa de trazo continuo) y SA_N (curva gruesa de trazo discontinuo). Adicionalmente, se ha incluido también el contenido de humedad registrado en el momento de la realización del ensayo (curvas delgadas de trazo continuo y discontinuo, respectivamente).

Tabla 3.25: Pesos específicos secos y humedades medias obtenidas en las mezclas SA en el ensayo Proctor normal, probetas fabricadas con la maza Army y probetas compactadas con el procedimiento neumático.

	SA00		SA10		SA20		SA30	
Método de fabricación	γ_d^* (kN/m ³)	w% ^{**} (%)	γ_d^* (kN/m ³)	w% ^{**} (%)	γ_d^* (kN/m ³)	w% ^{**} (%)	γ_d^* (kN/m ³)	w% ^{**} (%)
PROCTOR	17,3	18,8	17,6	18,5	17,6	18,5	17,8	18,0
ARMY	17,1	19,6	16,2	17,9	16,6	17,9	16,8	18,1
NEUMÁTICO	17,6	19,0	17,2	17,7	17,1	17,5	16,8	18,0

γ_d^* : Peso específico seco medio (kN/m³) w%^{**}: humedad media (%)

Las probetas compactadas con el procedimiento neumático presentan, en general, una resistencia a compresión simple superior a las obtenidas en la misma edad con la maza Army (ver Figura 3.42 (a), (b), (c) y (d)). El sistema de compactación y el peso específico seco de las probetas afectan los resultados de resistencia a compresión simple.

La Tabla 3.26 recoge la resistencia a compresión simple de las probetas SA00, SA10, SA20 y SA30 compactadas con la maza Army (SA) y el procedimiento neumático (SA_N). Se ha incluido también el valor medio de la tensión de rotura por mezcla y edad.

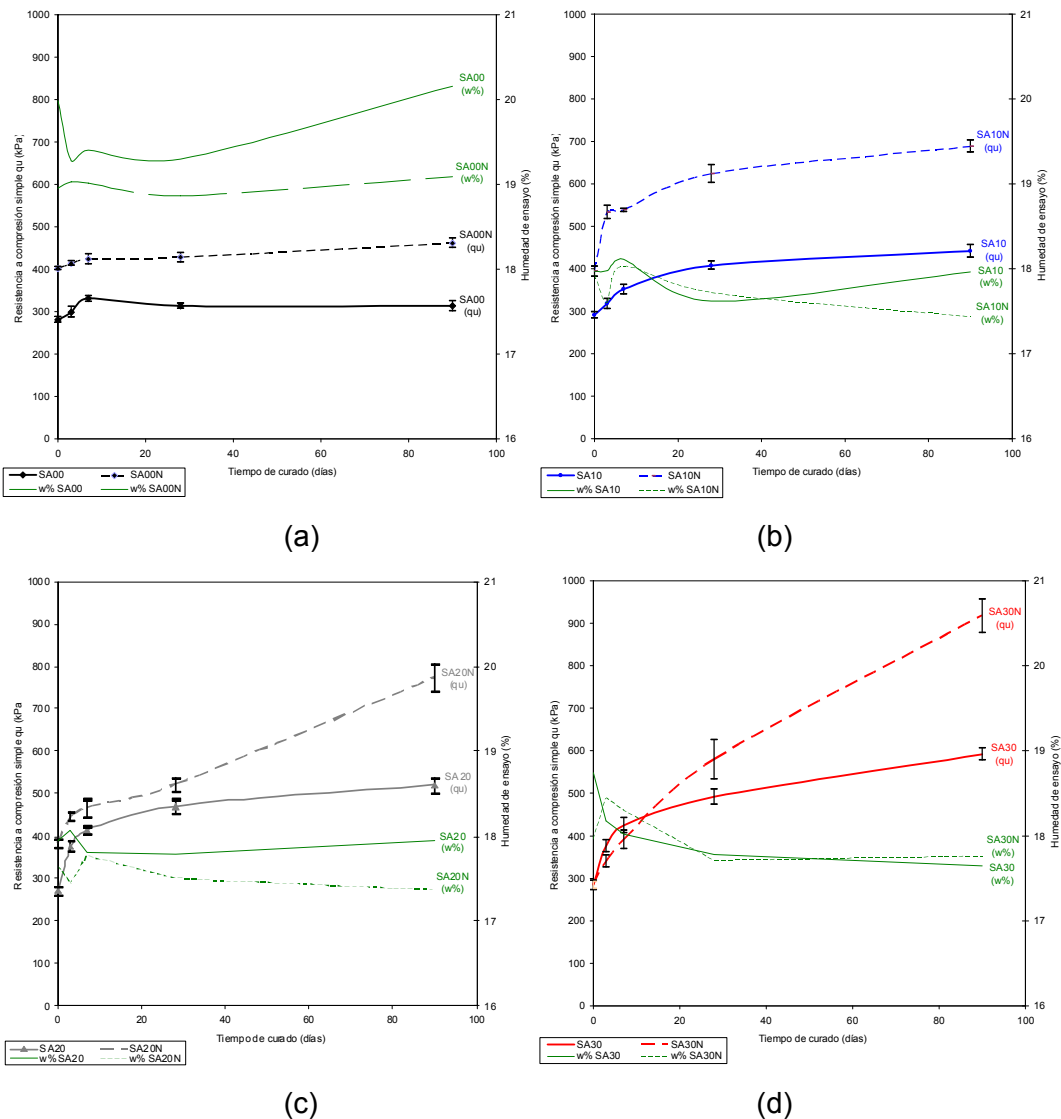


Figura 3.42: Resultados de resistencia a compresión simple obtenidos en las probetas compactadas mediante la maza Army (SA) y el procedimiento neumático (SA_N): (a) SA00 y SA00N, (b) SA10 y SA10N, (c) SA20 y SA20N y (d) SA30 y SA30N.

Las probetas de SA00 y SA00N presentan una resistencia a compresión simple media de 307 y 426 kPa, respectivamente, valores que prácticamente se mantienen constantes durante el tiempo de curado. La resistencia media a compresión simple obtenida considerando las probetas de suelo compactadas por ambos sistema es de 367 kPa.

En las mezclas se advierte que, independientemente del sistema de compactación empleado, se registraron incrementos en la resistencia a compresión simple a medida que aumenta el tiempo de curado.

Para facilitar el análisis posterior se determinó la resistencia media a compresión simple por edad y mezcla, teniendo en cuenta los resultados de las probetas compactadas con la maza Army y con el procedimiento neumático.

Las mezclas SA10 y SA10N incrementaron aproximadamente su resistencia a compresión simple desde los 0 a los 90 días un 153 y un 175 %, respectivamente, alcanzando un valor medio de 165 %. En las SA20 y SA20N dicha mejora fue de 192 y 202 % con un porcentaje medio de 198 %. La mejora determinada en la mezcla SA30 entre esas edades presentó una variación ligeramente superior que en los dos. La SA30 y SA30N alcanzaron un porcentaje de 208 y 323 % con una media de 266 %.

Tabla 3.26: Resistencia media a compresión simple de las probetas SA00, SA10, SA20 y SA30 compactadas con la maza Army (SA) y con el procedimiento neumático (SA_N).

		Resistencia media a compresión simple (kPa)				
		Edad de curado (días)				
Mezcla		0	3	7	28	90
SA00	SA00	281 ± 7	299 ± 12	331 ± 7	313 ± 6	313 ± 12
	SA00N	402 ± 4	414 ± 5	424 ± 12	428 ± 11	462 ± 11
	Media	342 ± 6	357 ± 9	378 ± 10	371 ± 9	388 ± 12
SA10	SA10	291 ± 7	317 ± 12	352 ± 11	408 ± 10	442 ± 16
	SA10N	394 ± 12	533 ± 16	538 ± 4	624 ± 21	689 ± 15
	Media	343 ± 10	425 ± 14	445 ± 8	516 ± 16	566 ± 16
SA20	SA20	271 ± 10	376 ± 13	414 ± 10	471 ± 17	520 ± 17
	SA20N	383 ± 11	446 ± 10	466 ± 22	522 ± 17	774 ± 31
	Media	327 ± 11	411 ± 12	440 ± 16	497 ± 17	647 ± 24
SA30	SA30	284 ± 11	376 ± 15	424 ± 17	492 ± 18	592 ± 14
	SA30N	284 ± 8	340 ± 14	392 ± 22	580 ± 47	917 ± 40
	Media	284 ± 10	358 ± 15	408 ± 20	536 ± 33	755 ± 24

En resumen, las tres mezclas mejoraron su resistencia a compresión simple, determinada a 0 y 90 días de curado, por encima del 150 %, e independientemente del peso específico seco, de la humedad de ensayo y del sistema de compactación. Es decir, la resistencia a compresión simple del suelo S se incrementa considerablemente al añadirle la escoria A y desarrollarse las reacciones cementantes entre ambos materiales.

Mezclas HR

Los pesos específicos secos y humedades medias obtenidos en las probetas ensayadas a compresión simple compactadas con la maza Army y el procedimiento neumático de las mezclas HR, así como las referencias determinados en el ensayo Proctor normal, se muestran en la Tabla 3.27.

En general, el peso específico seco obtenido en las probetas compactadas con ambos sistemas de compactación cumplen con el criterio de aceptación propuesto para este suelo ($\gamma_{d,max} = \gamma_{ens.} \pm 0,3kN / m^3$). Sin embargo, la única serie en la que se obtuvo un peso específico seco medio mayor al señalado con el citado criterio fue la HR06N (ver Tabla 3.27). En esa mezcla se obtuvo una diferencia con respecto al valor determinado en el ensayo Proctor normal de 0,5 kN/m³, cuando sólo se permitía como máximo 0,3 kN/m³, aunque puede que tan reducida diferencia no afecte mayormente los resultados de compresión simple.

La humedad medida en las probetas en el momento de la realización del ensayo de compresión simple cumple con el criterio señalado anteriormente para el suelo HR00 ($w\%_{opt} = w\%_{ensa} \pm 1,0 \%$).

Tabla 3.27: Pesos específicos secos y contenidos de humedad del ensayo Proctor normal, y los obtenidos en las probetas HR fabricadas en el molde Harvard y el procedimiento neumático.

	HR00		HR06		HR20	
Procedimiento de fabricación	γ_d^* (kN/m ³)	w%** (%)	γ_d^* (kN/m ³)	w%** (%)	γ_d^* (kN/m ³)	w%** (%)
PROCTOR	17,2	19,0	16,6	19,5	16,6	20,0
HARVARD	17,0	19,9	16,6	19,6	16,4	19,2
NEUMÁTICO	17,4	18,9	17,1	18,8	16,6	20,1

γ_d^* : Peso específico seco medio (kN/m³) w%** : contenido de humedad medio (%)

La Figura 3.43 muestra la evolución temporal de la resistencia a compresión simple de la mezcla HR (curva gruesa de trazo continuo) y HR_N (curva gruesa de trazo discontinuo). Adicionalmente, se han incluido en la figura antes citada, el contenido de humedad registrada en el momento de la realización del ensayo (curva delgada de trazo continuo y discontinuo, respectivamente).

Nuevamente las curvas de resistencia a compresión simple de las probetas compactadas con el procedimiento neumático van por encima de las fabricadas con la maza Army.

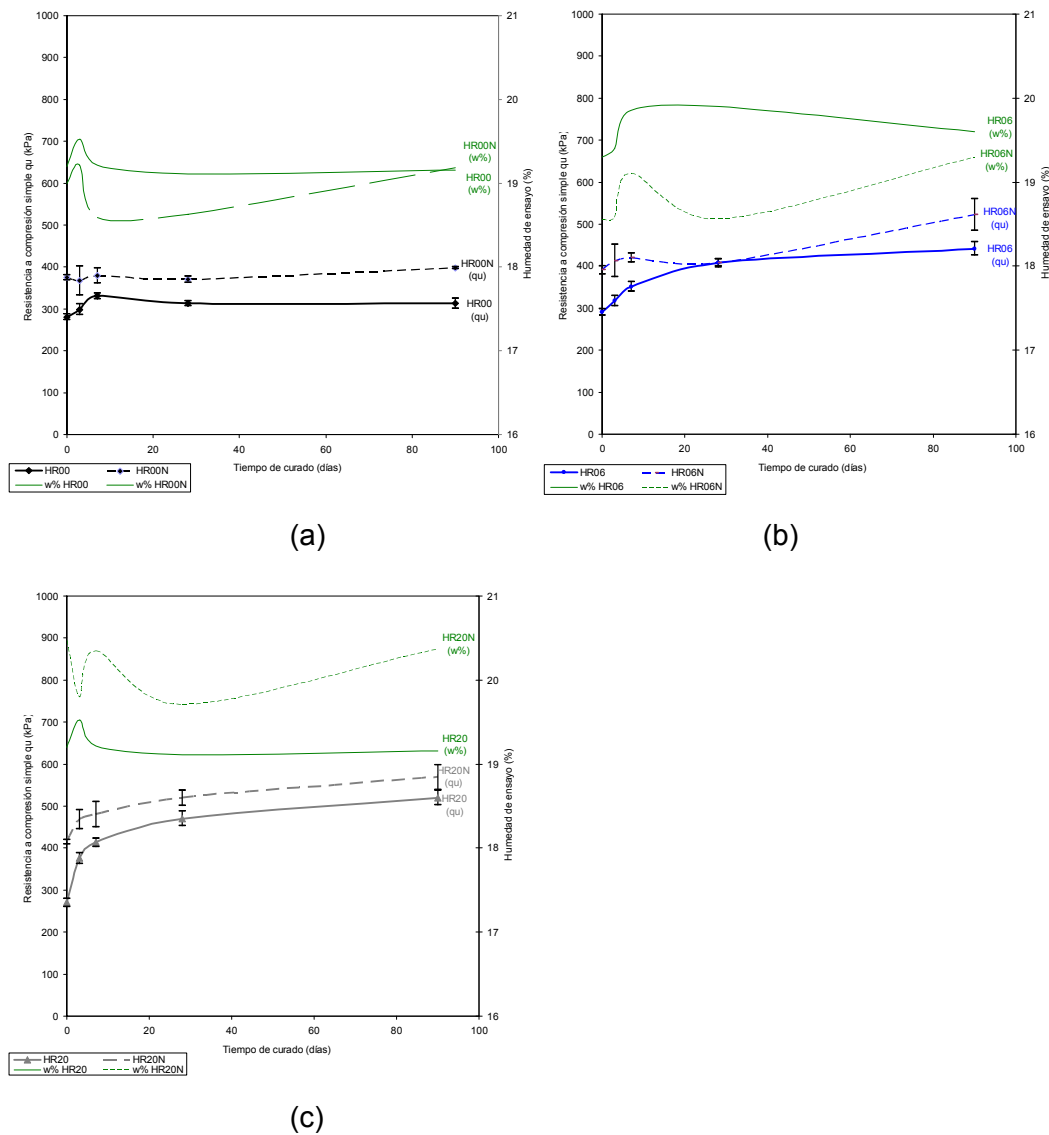


Figura 3.43: Resultados de resistencia a compresión simple obtenidos en las probetas compactadas mediante el sistema convencional (HR) y el método neumático (HR_N): (a) HR00 y HR00N, (b) HR06 y HR06N y (c) HR20 y HR20N.

En la Tabla 3.28 se presentan los resultados de resistencia media a compresión simple de las probetas HR00, HR06 y HR20 compactadas con la maza Army (HR) y con el procedimiento neumático (HR_N) obtenidos a diferentes edades. Asimismo, se han incluido los valores medios de cada mezcla considerando los resultados alcanzados por uno y otro sistema de compactación.

La resistencia media a compresión simple del suelo alcanzada en todas las probetas HR00 y HR00N fue de 244 y 378 kPa con un valor medio de 311 kPa. Se recuerda que el suelo no desarrolla propiedades cementantes durante el curado.

En las mezclas HR se registró un incremento de la resistencia a compresión simple entre los 0 y los 90 días de curado, independientemente del sistema de compactación de las probetas. En efecto, las mezclas HR06 (HR06 y HR06N) y HR20 (HR20 y HR20N) alcanzaron a los 90 días de curado un porcentaje de mejora de la resistencia media a compresión simple con respecto a la obtenida a la edad de 0 días de 135 y 145 %, respectivamente.

Tabla 3.28: Resistencia media a compresión simple de las probetas HR00, HR06 y HR20 compactadas con la maza Army (HR) y con el procedimiento neumático (HR_N).

		Resistencia media a compresión simple (kPa)				
		Edad de curado (días)				
Mezcla		0	3	7	28	90
HR00	HR00	240 ± 17	256 ± 14	245 ± 20	239 ± 20	240 ± 24
	HR00N	375 ± 6	367 ± 34	379 ± 19	371 ± 7	398 ± 2
	Media	308 ± 12	312 ± 24	312 ± 20	305 ± 14	319 ± 13
HR06	HR06	339 ± 33	361 ± 34	396 ± 32	461 ± 19	461 ± 17
	HR06N	391 ± 10	413 ± 38	420 ± 11	409 ± 8	523 ± 37
	Media	365 ± 22	387 ± 36	408 ± 22	435 ± 14	492 ± 27
HR20	HR20	293 ± 18	351 ± 18	404 ± 19	426 ± 44	455 ± 36
	HR20N	415 ± 5	468 ± 22	481 ± 30	520 ± 18	569 ± 29
	Media	354 ± 12	410 ± 20	443 ± 25	473 ± 31	512 ± 33

En las probetas HR06 se ha medido un incremento de la resistencia a compresión simple entre los 0 y los 90 días de curado de 122, 132, 162 y 154 kPa, respectivamente. De esta manera, en la HR06 (Δ RCS: 127 kPa) se registró un incremento promedio medianamente similar al de la HR20 (Δ RCS: 158 kPa).

Es decir, la combinación del suelo H con la escoria R desarrolla propiedades cementantes que traen como consecuencia un incremento de la resistencia a compresión simple del suelo.

En adelante al referirse a las mezclas HR (HR00, HR06 y HR20) se estará haciendo referencia a la resistencia media a compresión simple considerando el valor medio registrado en las probetas fabricadas con la maza Army y con el sistema neumático.

Teniendo en cuenta los resultados obtenidos en ambas mezclas (SA y HR), se puede señalar que las resistencias a compresión simple de las probetas compactadas con el sistema neumático son superiores a las del método tradicional de compactación. Se cree que esta diferencia se debería a la debilidad que produce la interfaz entre tongadas en el método tradicional.

Evolución de la resistencia

La evolución de la resistencia a compresión simple ha sido estudiada en las mezclas SA y HR, teniendo en cuentas las probetas compactadas con la maza Army y la del procedimiento neumático.

A continuación se define la siguiente relación con la finalidad de agrupar en una misma gráfica los resultados de resistencia a compresión simple obtenidos en ambas mezclas. Se ha relacionado porcentualmente las resistencias medias a compresión simple de la diferencia entre las de las mezclas a cada edad y la alcanzada en su correspondiente suelo a la edad de 0 días con respecto a este último valor. La citada relación es diferente para las mezclas SA que para las HR, mostrándose a continuación como se obtiene en cada caso:

Mezcla SA	Mezcla HR
$\left[\frac{RCS(SAXX_{y\text{días}}) - RCS(SA00_{0\text{días}})}{RCS(SA00_{0\text{días}})} \right] * 100\%$	$\left[\frac{RCS(HRXX_{y\text{días}}) - RCS(HR00_{0\text{días}})}{RCS(HR00_{0\text{días}})} \right] * 100\%$

La Figura 3.44 muestra la variación en el tiempo del incremento porcentual de resistencia inicial a compresión simple de las mezclas con relación a la del suelo utilizado en cada una de ellas.

La citada relación de resistencias se mantiene prácticamente constante durante el curado de los dos suelos (SA00 y HR00), tal y como era de esperar. En el suelo HR00 fue prácticamente nula, mientras que en la SA00 alcanzó un porcentaje cercano a 10 %. Cabe señalar que los suelos naturales no desarrollan reacciones cementantes, por lo que el incremento señalado se debería a la homogeneización interior de la humedad de la probeta ocurrida durante su curado.

Entre 28 y 90 días de curado las mezclas SA10 y HR06 presentan una similar evolución (SA10_{28días}: 50 %, HR06_{28días}: 51 %, SA10_{90 días}: 64 % y HR06_{90 días}: 66 %), tal como puede verse en la figura antes señalada. Un comportamiento totalmente distinto fue observado en ellas a la edad de 0 días (SA10_{0 días}: 1 % y HR06_{0días}: 23 %).

En las mezclas SA20 y HR20, las cuales presentan la misma cantidad de escoria, se advierte un comportamiento algo diferente de la relación de resistencias. La primera desarrolla la mayor parte de su incremento a edades más avanzadas (≥ 28 días), mientras que en la segunda se produce en edades más tempranas (≤ 7 días).

Por último, la curva de la mezcla SA20 tiene la misma tendencia que la SA30, tal y como puede verse en la Figura 3.44. No obstante, únicamente son similares las tendencias de sus curvas, ya que sus porcentajes de mejora son ligeramente diferentes, alcanzando en la SA20_90 y en la SA30_90 un porcentaje de 90 y 120%, respectivamente.

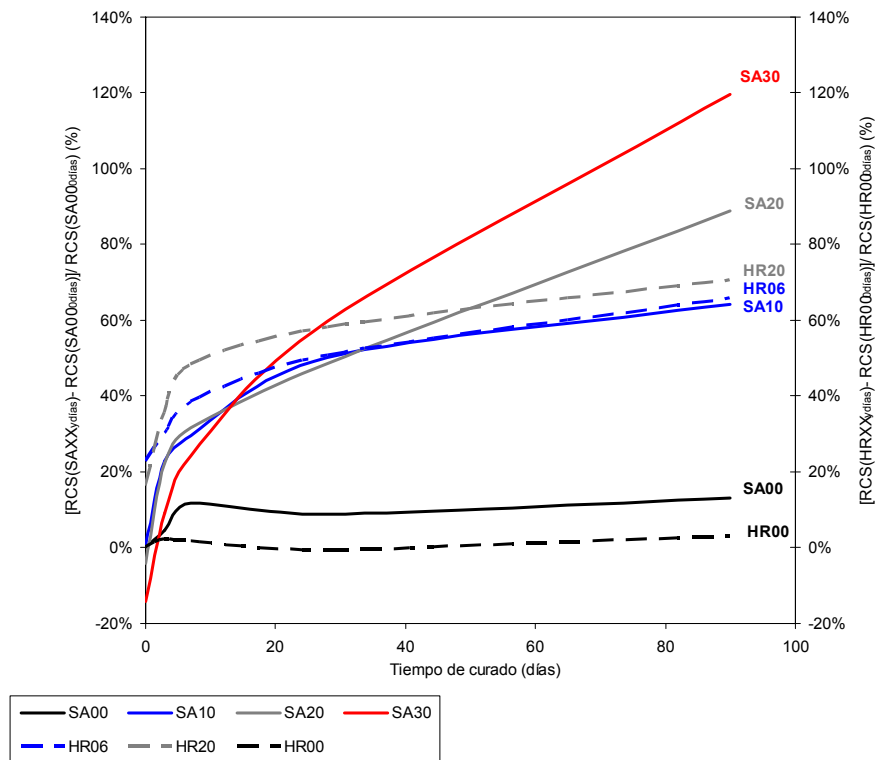


Figura 3.44: Evolución temporal del incremento porcentual de la resistencia inicial a compresión simple de las mezclas con relación a la del suelo utilizado en cada una de ellas.

Correlación CBR- RCS

Los resultados de los ensayos de compresión simple y CBR de la mezclas SA han sido analizados separadamente en el anejo I. En la Figura 3.45 pueden verse los resultados obtenidos en uno y otro ensayo relacionándolos de la siguiente manera:

Resistencia a compresión simple (ordenada derecha del gráfico) $\left[\frac{RCS(SAXX_{y \text{ días}}) - RCS(SA00_{0 \text{ días}})}{RCS(SA00_{0 \text{ días}})} \right] * 100\%$	CBR (ordenada derecha del gráfico) $\left[\frac{CBR(SAXX_{y \text{ días}}) - CBR(SA00_{4 \text{ días}})}{CBR(SA00_{4 \text{ días}})} \right] * 100\%$

En el eje izquierdo de ordenadas de la Figura 3.45 se ha representado la relación correspondiente a la resistencia a compresión simple (-20 a 140% de la obtenida en la SA00_00) y en el eje derecho al índice de CBR (-200 a 1.400% de la obtenida en la

SA00_04), mostrándose, en ambos casos, la variación correspondiente con respecto al tiempo de curado o sumergido, según sea el caso. Es decir, el eje de ordenadas es 10 veces inferior al de CBR. En la figura antes señalada los resultados de CBR y de resistencia a compresión simple fueron trazados en trazo continuo y discontinuo, respectivamente.

Puede que las propiedades cementantes de la escoria no se desarrollen igualmente en el caso de que ésta se encuentre sumergida en agua o curada en cámara húmeda.

El comportamiento del suelo SA00 fue similar a diferentes edades, tanto en el ensayo de compresión simple como en el de CBR. Independientemente de la escala que tenga una y otro eje de ordenadas, en ambas determinaciones se obtuvo un incremento porcentual del orden de 10 %.

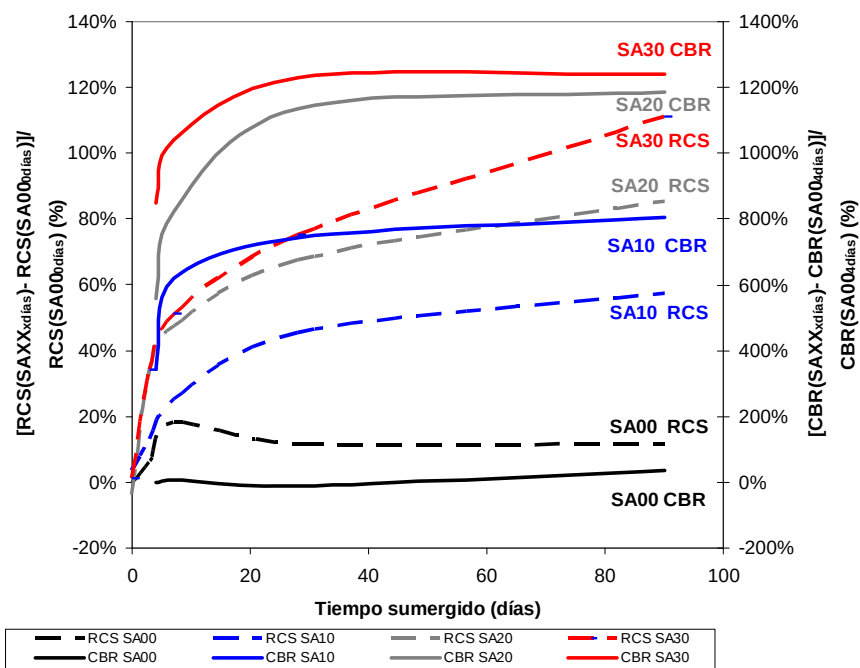


Figura 3.45: Comparación del $[RCS(SAXX_{xdías}) - RCS(SA00_{0días})]/RCS(SA00_{0días})$ con el $[CBR(SAXX_{xdías}) - CBR(SA00_{4días})]/CBR(SA00_{4días})$.

Las curvas de la mezcla SA (SA10_RCS y SA10_CBR) son aproximadamente paralelas. En ambos ensayos se observó que la mayor parte de la mejora se produjo transcurridos 28 días y que a los 7 se detectó el desarrollo del 50 % de ella.

En cambio, la evolución temporal de la mejora de las mezclas con contenidos más elevados de escoria (SA20 y SA30) presenta un comportamiento diferente si las probetas estuvieron sumergidas en agua o por el contrario fueron curadas en cámara húmeda. En el ensayo de CBR se desarrolló la mejora de las mezclas SA20 y SA30 de forma similar: a los 28 días prácticamente se había alcanzado el 100 % de la mejora y a los 7 días el 50 %. La resistencia a compresión simple es creciente en todas las mezclas, tanto a 7, 28 como 90 días de curado.

Las diferencias detectadas entre los resultados de RCS y CBR provienen de sus distintas condiciones en lo que respecta a:

- geometría de las probetas (ambas cilíndricas de diámetro y altura de 1 ½" x 3" ó de 6" x 5", respectivamente),
- fabricación (volumen de material, método de amasado, tiempo de curado, etc.)
- compactación (impacto o presión),
- conservación (herméticas en la cámara húmeda o sumergidas en agua),
- método de ensayo (carga axial sobre la probeta completa (velocidad de ensayo: 1,5 mm/min)) o penetración superficial de unos 12,5 mm con el pistón (velocidad de penetración: 1,2 mm/min)).

Por último, teniendo en cuenta todos los resultados de los ensayos empleados en los dos suelos en medir la mejora en la resistencia y en la deformabilidad cuando a éstos se le añade escoria blanca, se puede concluir que la mezcla de estos dos materiales mejoran las propiedades mecánicas con respecto a las de un suelo natural.

3.2.3 Estabilidad volumétrica

Un material se considera estable volumétricamente si los resultados de los ensayos de asentamiento y expansión cumplen con los límites máximos permitidos para ser éste empleado con la finalidad estudiada – en este caso, la construcción de terraplenes-.

El fenómeno de asiento de un terraplén está relacionado –principalmente- con el que pueda producirse en el núcleo y en su cimentación. En el núcleo de un terraplén se intenta evitar que los materiales empleados en su construcción presenten una acusada

consolidación, siendo éste un fenómeno que se produce más frecuentemente en su cimentación. Por ello, se ha prestado especial atención a los asientos que puedan producirse en el núcleo del terraplén y no a los de su cimentación. El asentamiento ha sido estudiado con los ensayos de colapso, sales solubles, materia orgánica y yesos. Los resultados obtenidos han sido comparados con los valores máximo permitidos por el PG3.

La expansión ha sido investigada teniendo en cuenta el aumento de volumen que se produce, tanto al saturar el material como al hidratarse ciertos minerales constituyentes. El incremento de volumen de un suelo natural se atribuye habitualmente a la separación de las moléculas de arcilla, cuando éstas entran en contacto con las del agua. Este efecto ha sido medido mediante los ensayos de hinchamiento libre e hinchamiento CBR. No obstante, para tener en cuenta los procesos de hidratación de ciertos minerales (los cuales no son habituales en suelos naturales, sino más bien en ciertos subproductos como algunas escorias de acería) en los dos ensayos citados anteriormente sería necesario extender demasiado tales ensayos (meses e incluso años). Por ello, se ha efectuado el ensayo de expansión potencial el que, además del anterior fenómeno, considera el aumento de volumen producido por los procesos de hidratación de tales minerales, acelerando este fenómeno. Por tanto, para que un suelo natural -o mezclado- pueda ser utilizado en la construcción de terraplenes se necesita que presente una adecuada estabilidad volumétrica durante su vida útil. A continuación se procede a analizar la expansión de estos materiales.

Expansión

Ensayos convencionales

Los ensayos convencionales realizados en esta investigación han sido:

- ensayo de hinchamiento libre
- ensayo de hinchamiento CBR
- contenido de sulfatos solubles

A continuación se estudian los resultados obtenidos para los materiales unitarios y sus mezclas, es decir, las SA y las HR.

Mezclas SA

La Tabla 3.29 recoge los resultados del ensayo de hinchamiento libre e hinchamiento CBR efectuados sobre las mezclas SA, así como sus contenidos en sulfatos solubles. El ensayo de hinchamiento libre fue efectuado sobre muestras compactadas con las condiciones de estado determinadas en el Proctor normal ($\gamma_{d,max}$ y w_{opt}). En la tabla antes citada se presenta el hinchamiento CBR alcanzado en las probetas compactadas con un 100% de la energía Proctor normal (saturados 4 días). Los resultados de hinchamiento de los otros dos niveles de energía (50 y 25 % de la energía PN) se muestran en el anejo I. Los contenidos de sulfatos se expresan en %SO₃. A continuación se comenta más profundamente cada uno de los resultados presentados en la tabla siguiente.

Tabla 3.29: Resultados de los ensayos de hinchamiento libre, hinchamiento CBR y contenido de sulfatos solubles de las mezclas SA.

Muestra	Hinch. libre (%)	Expansión	
		*Hinch. CBR: 4 d. (%)	Sulfatos solubles (% SO ₃)
SA00	2,00	0,50	0,016
SA10	0,26	0,13	0,008
SA20	0,13	0,04	0,005
SA30	0,07	0,02	0,006
A	0,00	0,00	<0,001

*Hinch. CBR: 4 d. (%): Hinchamiento CBR máximo registrado en las probetas sumergidas bajo agua a temperatura ambiente durante 4 días.

En el ensayo de hinchamiento libre en el edómetro se han obtenido expansiones mayores que las alcanzadas en el de CBR. Este efecto se produce, presumiblemente, debido al diferente nivel de fricción entre el material ensayado y las paredes en uno y otro molde, teniendo también en cuenta la relación entre su diámetro y su altura. En el ensayo de hinchamiento libre dicha relación es de 3,75, mientras que es de 1,2 en los moldes de CBR, por lo que el rozamiento en la interfaz pared-suelo en el primer caso es menor que en el segundo. La diferencia entre los resultados de hinchamiento en el

CBR y en el edómetro se acrecientan a medida que el material ensayado es más expansivo, tal y como era de esperar.

El porcentaje de sulfatos solubles medido en el suelo SA00, en la escoria A y en las mezclas SA es prácticamente nulo, estimándose que no existe riesgo de formación de ettringita. Se recuerda que elevados contenidos de sulfatos pueden retrasar e incluso detener las reacciones de cementación, por lo que el nulo porcentaje encontrado no afectaría las reacciones entre el suelo y la escoria.

El art. 330 del PG3 clasifica un suelo como expansivo cuando se registra un hinchamiento libre superior al 3,0 %, no debiendo tomarse, cuando sea menor, ninguna precaución para su utilización en la construcción de terraplenes. El suelo SA00 presenta un hinchamiento libre de 2,0 %, por lo que puede emplearse con dicho fin.

Análogamente, y tomando como referencia los criterios de expansión del PG3, se puede indicar que las mezclas también podrían ser empleadas en la construcción de terraplenes. La mezcla del suelo S con la escoria A produjo prácticamente la anulación de la expansión del suelo SA00. En efecto, en la SA10, SA20 y SA30 se cuantificó un porcentaje de hinchamiento libre medio de 0,26, 0,13 y 0,07 %, respectivamente.

La Figura 3.46 muestra la variación del hinchamiento libre al añadirle al suelo S diferentes porcentajes de escoria A, advirtiéndose una elevada reducción de la expansión en las mezclas de suelo-escoria. Como se indicó anteriormente, la SA10 redujo drásticamente sus porcentajes de hinchamiento libre, valores que fueron incluso más bajos en las mezclas SA20 y SA30.

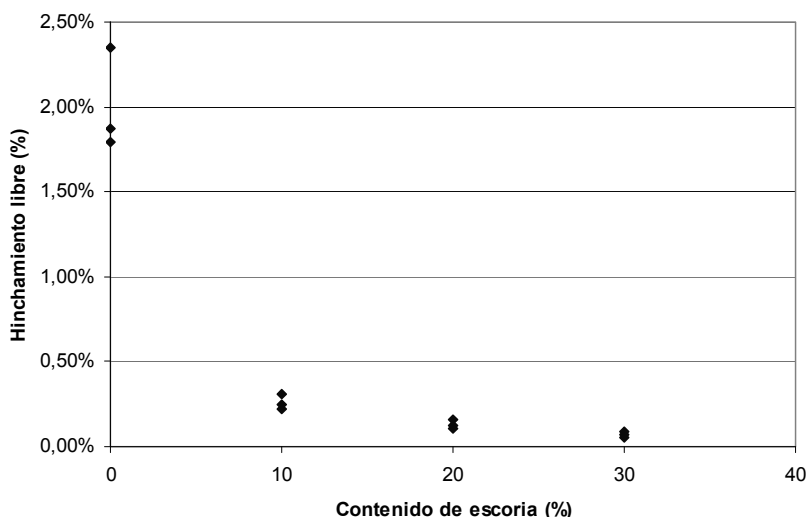


Figura 3.46: Hinchamiento libre en edómetro de las mezclas SA.

A continuación se presenta la expansión de las mismas series estudiadas anteriormente, pero medidas mediante el hinchamiento que se produjo en las probetas de CBR (hinchamiento CBR).

En el capítulo 2 se explicó brevemente el procedimiento de medición empleado en la obtención de los resultados de hinchamiento CBR. Tal y como se señaló entonces, independientemente de la prolijidad empleada en la ejecución de la mediciones - utilizando trípode y comparador-, se cree que si el porcentaje de expansión es muy bajo ($< 0,5\%$), el procedimiento especificado en la norma ASTM D 1883 no es el más apropiado. El trípode se apoya diariamente – o con la regularidad establecida para su ejecución - en la parte superior de cada uno de los moldes, por lo que un desplazamiento horizontal y/o vertical de unas décimas de milímetros en su apoyo influye negativamente en las medidas. Por ejemplo, si se tiene en cuenta que un molde de CBR tiene una altura cercana a los 127 mm, un 0,5% de expansión equivale a un movimiento vertical de 0,64 mm. Un pequeño desplazamiento del trípode con respecto a la posición en la que se efectuaron las medidas iniciales, puede reflejar un movimiento vertical que realmente no se ha producido.

Las siguientes tablas (Tabla 3.30 y Tabla 3.31) recogen los resultados de hinchamiento CBR medido en las probetas SA00, SA10 (ver Tabla 3.30), SA20 y SA30 (ver Tabla 3.31) sumergidas en agua diferentes lapsos de tiempo (4, 7, 28 y 90 días) y

compactadas con distintas energías (25, 50 y 100 % de la energía PN). Los resultados de hinchamiento CBR de SA00, SA10, SA20 y SA30 de las probetas compactadas con un 100% de la energía Proctor normal se muestran en la Figura 3.47 (a), (b), (c) y (d), respectivamente.

La expansión de un suelo se produce al entrar en contacto los minerales de arcilla con el agua, separándose las láminas, produciendo, por tanto, un aumento de volumen. El citado fenómeno finaliza cuando la probeta se satura completamente, alcanzando en ese momento el hinchamiento máximo. Cabe señalar que no se están teniendo en consideración otros fenómenos, tales como la hidratación o la carbonatación de ciertos minerales.

La estabilización del hinchamiento CBR de las probetas de suelo SA00 compactadas con un 100% de la energía PN se produjo en un tiempo de saturación mayor a una semana, tal como se advierte en la Figura 3.47 (a) al observar las curvas de hinchamiento CBR del suelo SA00 de las probetas sumergidas 4 y 7 días (% hinch. CBR: 0,5-0,56%), mientras que en las mantenidas bajo agua durante 28 y 90 días sí se aprecia su estabilización (% hinch. CBR: 0,79 -1,0%). Algo similar fue también observado en las probetas fabricadas con menor energía de compactación (50 y 25 % de la energía PN). La elevada plasticidad del suelo puede haber influido en que el hinchamiento CBR del suelo se extendiera un tiempo superior a 4 días –tiempo habitualmente exigido por la normas-, no habiéndose alcanzado la saturación completa de las probetas.

En cambio, la saturación de las probetas de las mezclas de suelo-escoria se alcanza antes de los 4 días, tal y como se observa en las Figura 3.47 (b), (c) y (d). La elevada variabilidad en algunos resultados registrados en las mezclas se debe a la precisión del método empleado. Un levantamiento de unos 0,42 mm de la superficie superior de la muestra equivale a un hinchamiento CBR de 0,33 %, mientras que un movimiento vertical de 0,06 a 0,16 mm supone entre un 0,05 y un 0,13 % de hinchamiento, respectivamente. Es decir, magnitudes prácticamente despreciables. En vista de ello, no se descarta que sea un error de precisión del método de medida, aunque este sea un método normalizado. El hinchamiento CBR de las mezclas SA20 y SA30 fue inferior a un 0,1% en todas las probetas, independientemente del tiempo de inmersión y de la energía de compactación.

Se define, el porcentaje de reducción de hinchamiento (% reduc. hinch.) como la expansión medida en una probetas de mezcla con respecto a una de suelo, habiendo sido fabricadas ambas con idéntica cantidad de energía de compactación (25, 50 y 100% de la E. PN, respectivamente). El % de reducción de hinchamiento representa el porcentaje de expansión que deja de producirse en la mezcla, con respecto al medido en el suelo sólo. Por tanto, el complemento de dicho porcentaje con respecto al 100% corresponde a la expansión que continúa produciéndose.

Tabla 3.30: Resultados del peso específico seco, agua absorbida, hinchamiento CBR y % de reducción del hinchamiento obtenidos del ensayo de CBR efectuado sobre el suelo SA00 y la mezcla SA10 sumergidas durante diferentes períodos de tiempo.

Muestra	Inmersión (días)	% de E. PN (%)	Peso esp. seco (kN/m ³)	Hinch. CBR (%)	Agua absorbida (%)	% reduc. hinch. (%)
SA00	4	25	15,76	0,74	7,4	NA
		50	17,03	0,56	3,1	NA
		100	17,60	0,50	2,1	NA
	7	25	16,11	0,48	6,3	NA
		50	16,88	0,66	3,6	NA
		100	18,02	0,56	2,1	NA
	28	25	15,64	1,04	9,5	NA
		50	16,96	1,03	5,5	NA
		100	17,93	0,79	3,0	NA
	90	25	15,13	1,21	11,7	NA
		50	16,56	1,14	7,7	NA
		100	17,42	1,00	5,8	NA
SA10	4	25	15,43	0,27	9,7	76
		50	16,97	0,31	4,2	72
		100	17,98	0,13	1,9	86
	7	25	16,12	0,12	7,5	89
		50	17,17	0,08	4,0	92
		100	17,78	0,05	2,1	94
	28	25	16,04	0,29	7,9	74
		50	16,78	0,13	4,7	88
		100	17,87	0,10	1,7	89
	90	25	15,94	0,37	9,6	67
		50	16,90	0,34	5,2	69
		100	17,98	0,33	2,3	63

NA: No aplicable

Nota 1: El porcentaje de reducción de hinchamiento de la mezcla fue determinado con la expansión registrada en las probetas de suelo sumergidas 28 y 90 días, dado que el hinchamiento de las mantenidas bajo agua un tiempo de 4 y 7 días no llegó a estabilizarse.

Nota 2: El hinchamiento CBR medido en el suelo SA00 empleado como referencia para calcular el porcentaje de reducción de hinchamiento de las probetas compactadas con un 25, 50 y 100 % de la energía de compactación fue 1,12, 1,09 y 0,90 %, respectivamente.

Tabla 3.31: Resultados del peso específico seco, agua absorbida, hinchamiento CBR y % de reducción del hinchamiento obtenidos del ensayo de CBR efectuado sobre las mezclas SA20 y SA30 sumergidas durante diferentes períodos de tiempo.

Muestra	Inmersión (días)	% de E. PN (%)	Peso esp. seco (kN/m ³)	Hinch. CBR (%)	Agua absorbida (%)	% reduc. hinch. (%)
SA20	4	25	16,01	0,03	9,3	97
		50	17,30	0,04	5,4	97
		100	17,94	0,03	1,9	97
	7	25	15,98	0,02	9,5	99
		50	16,95	0,06	5,8	95
		100	17,63	0,04	3,5	96
	28	25	16,42	0,03	7,8	97
		50	17,01	0,07	5,0	94
		100	17,82	0,04	2,7	96
	90	25	16,18	0,03	8,0	97
		50	17,03	0,03	5,0	97
		100	17,98	0,04	2,3	96
SA30	4	25	16,18	0,02	9,5	98
		50	17,22	0,02	5,8	98
		100	17,88	0,02	3,5	97
	7	25	16,38	0,08	7,1	93
		50	17,27	0,03	5,9	97
		100	18,16	0,04	1,6	96
	28	25	16,10	0,04	9,1	96
		50	17,21	0,04	6,5	96
		100	18,04	0,03	3,0	96
	90	25	16,13	0,05	10,2	95
		50	17,42	0,04	5,5	96
		100	18,03	0,01	3,1	99

Nota 1: El porcentaje de reducción de hinchamiento de las mezclas fue determinado con la expansión registrada en las probetas de suelo sumergidas 28 y 90 días, dado que el hinchamiento de las mantenidas bajo agua un tiempo máximo de 4 y 7 días no llegó a estabilizarse.

Nota 2: El hinchamiento CBR medido en el suelo SA00 empleado como referencia para calcular el porcentaje de reducción de hinchamiento de las probetas compactadas con un 25, 50 y 100 % de la energía de compactación fue 1,12, 1,09 y 0,90 %, respectivamente.

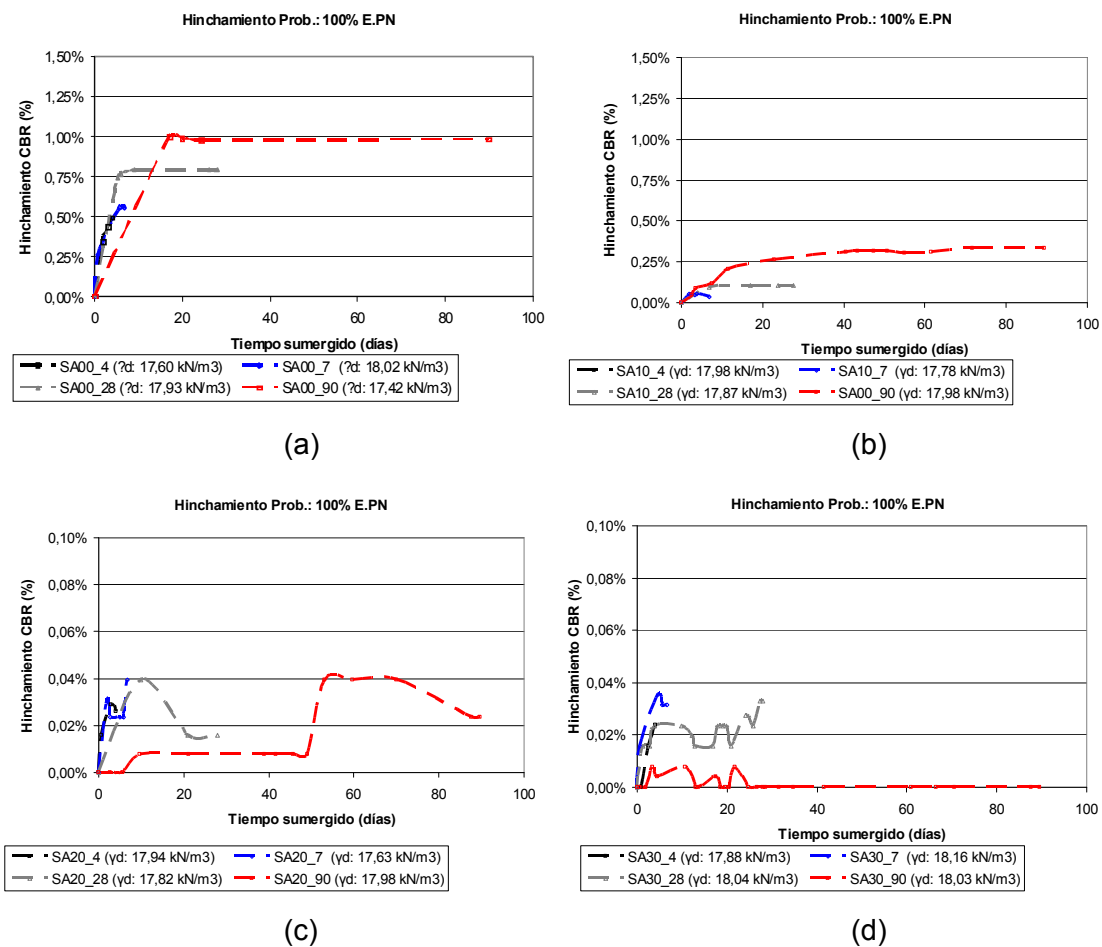


Figura 3.47: Evolución temporal del hinchamiento CBR de las mezclas SA compactadas con un 100 % de la energía PN: (a) SA00, (b) SA10, (c) SA20 y (d) SA30.

Aún cuando se haya empleado la norma ASTM D1883 para la realización del ensayo de CBR, se consultó también el procedimiento de la norma española UNE 103502 ("Método de ensayo para determinar en laboratorio el índice CBR de un suelo"), la cual exige la determinación del porcentaje de agua absorbida durante la saturación de las probetas de CBR por dos procedimientos. El primero calcula la absorción restando la humedad antes de la inmersión y después de penetración: la diferencia entre ambas se considera como el agua absorbida. El segundo procedimiento calcula el agua absorbida teniendo en cuenta la humedad de la probeta después y antes de sumergirla: la diferencia entre el peso después de ser sumergida y el de antes corresponde al agua absorbida. Cabe señalar que la norma ASTM 1883 considera que las probetas sumergidas durante 4 días alcanzan la saturación, algo que se ha observado que no siempre se cumple. En esta parte de la investigación se ha calculado el porcentaje de agua absorbida mediante el segundo de los métodos, dado que se ha observado que no siempre se saturan completamente las probetas en períodos de tiempo tan cortos.

El porcentaje de agua absorbida es función del volumen de huecos, y por ende también del peso específico seco. Las probetas con mayor volumen de huecos son capaces de almacenar una mayor cantidad de agua y, por tanto, alcanzar un mayor porcentaje de agua absorbida. Se puede deducir, consecuentemente, que a menor peso específico seco se obtiene un mayor porcentaje de agua absorbida. En efecto, los resultados experimentales así lo demuestran: las probetas más flojas presentan un porcentaje de agua absorbida mayor que las más densas.

Adicionalmente, se estima que un suelo natural presentará un menor porcentaje de hinchamiento CBR mientras menor cantidad de agua absorbida se aloje en su estructura interna. Este efecto también ha sido comprobado con los resultados de laboratorio.

La Figura 3.48 relaciona el agua absorbida (% ABS) y el porcentaje de hinchamiento medidos en las probetas de CBR. Los resultados se han agrupado por series (SA00, SA10, SA20 y SA30), efectuándose sobre cada una de ellas una regresión lineal. Se ha escogido este tipo de regresión debido a la tendencia observada en los resultados.

Aún cuando se haya obtenido un bajo coeficiente de correlación en cada una de las mezclas ($R^2 < 0,6$), puede verse la tendencia de cada una de ellas, esto es, una reducción del porcentaje de hinchamiento CBR a medida que se incrementa el contenido de escoria en las mezclas.

No todas las probetas SA00 se saturaron completamente durante el periodo que se mantuvieron sumergidas. En efecto, varias se saturaron solo parcialmente, en las que se registró un hinchamiento CBR próximo a 0,5-0,56 % (%ABS $\approx$ 2%), mientras que en aquellas en las que sí se produjo su completa saturación se midió un porcentaje cercano a 0,79 - 1,00 % (%ABS $\approx$ 3,0-4,5%).

En cambio, todas las probetas SA alcanzaron a saturarse totalmente antes de los primeros 4 días, independientemente de la cantidad de energía de compactación. Por tanto, aquellas que fueron sumergidas durante más de 4 días también se alcanzaron su completa saturación. Así, en las probetas de mezcla SA fabricadas con idéntica cantidad de energía de compactación se obtuvo un similar porcentaje de agua absorbida (100 % E. PN: 1,6-3,5 %; 50 % E. PN: 4,0-6,5 % y 25 % E. PN: 7,1-10,2 %), pero con diferentes porcentajes de hinchamiento CBR (ver Tabla 3.30 y Tabla 3.31).

Posiblemente la reducción de la expansión sea uno de los efectos más destacables que produce la mezcla suelo-escoria. La citada reducción se registró tanto en las probetas más densas como en las más flojas, tal como se observa en la Figura 3.48.

El porcentaje de reducción de hinchamiento de las mezclas fue determinado considerando la expansión registrada en el suelo durante 28 y 90 días, dado que las sumergidas bajo agua un tiempo máximo de 4 y 7 días no llegaron a saturarse completamente. Por ello, el hinchamiento CBR del suelo SA00 empleado como referencia para calcular el porcentaje de reducción de hinchamiento de las probetas compactadas con un 25, 50 y 100 % de la energía de compactación fueron 1,12, 1,09 y 0,90 %, respectivamente (% reduc. hinch., en Tabla 3.30 y Tabla 3.31).

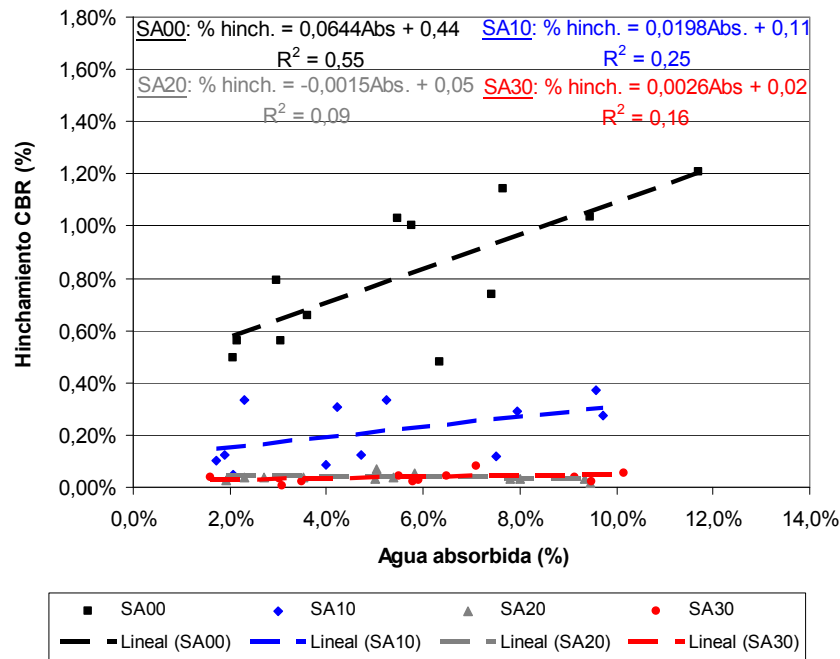


Figura 3.48: Relación entre el agua absorbida y el porcentaje de hinchamiento medido en las probetas de CBR de las mezclas SA.

La séptima columna de la Tabla 3.30 y de la Tabla 3.31, recoge el porcentaje de reducción del hinchamiento de las mezclas, recopilándose en la Tabla 3.32 los porcentajes medios según la energía de compactación aplicada.

Se ha obtenido un porcentaje de reducción de hinchamiento similar en las probetas de una misma mezcla, independientemente de la energía de compactación (ver Tabla 3.30 y Tabla 3.31). En efecto, el porcentaje medio de reducción de hinchamiento obtenido en la SA10, SA20 y SA30 fue cercano a 80, 96 y 97 %, respectivamente.

En la práctica lo que importa es eliminar o reducir considerablemente el hinchamiento de un suelo, agregándole un agente estabilizador que cumple con dicho fin, empleando en este caso la escoria blanca de acería eléctrica. La mayor reducción de hinchamiento CBR se registró en las probetas más compactas. Es decir, las probetas con un elevado peso específico seco presentan un menor hinchamiento CBR.

Tabla 3.32: Porcentaje medio de reducción del hinchamiento CBR de las muestras SA10, SA20 y SA30 compactadas con 25, 50 y 100% de la E. PN.

Muestra	% medio reduc. hinch. (%)			
	E. PN 25%	E. PN 50%	E. PN 100%	Media de la muestra
SA10	76	80	83	80
SA20	97	96	96	96
SA30	96	97	97	97

Mezclas HR

La Tabla 3.33 recopila los resultados de hinchamiento libre, hinchamiento CBR y sulfatos solubles obtenidos en las mezclas HR. Las condiciones en las que se efectuaron estos ensayos son idénticas a las de las mezclas SA, habiéndose comentado en el capítulo 2.

Los hinchamientos libres medidos en las series HR00, R, HR06 y HR20 fueron mayores que los determinados en esas mismas series en el ensayo de hinchamiento CBR, tal y como también sucedió en las mezclas SA. Se cree que este fenómeno se debería al mayor rozamiento que se produce entre el material ensayado y las paredes del molde de la probeta.

El contenido de sulfatos del suelo HR00 es tan pequeño que está por debajo del límite de detección del procedimiento empleado para su determinación. En cambio, el de la escoria R y las mezclas HR06 y HR20 fue de 0,23, 0,11 y 0,36 %, respectivamente. Todos los resultados son menores al límite máximo permitido por el art. 512 del PG3 (< 1,0 %) relativo a “suelos estabilizados in situ”. En todo caso, la mezcla HR20 superó ligeramente el conservador criterio propuesto por Little (2000) (< 0,3 %). A partir del criterio de este último autor existe, por tanto, un pequeño riesgo de que se forme ettringita, así como que se retarden las reacciones cementantes de la mezcla.

Tabla 3.33: Resultados de los ensayos de hinchamiento libre, hinchamiento en las probetas de CBR y contenido de sulfatos solubles en la mezcla HR.

Muestra	Expansión		Sulfatos solubles (% SO ₃)
	Hinch. libre (%)	Hinch. CBR (%)	
HR00	3,97	1,22	ND
HR06	3,17	1,19	0,11
HR20	1,66	0,55	0,36
R	0,00	0,00	0,23

ND: No detectado

El hinchamiento libre medio registrado en el suelo HR00 fue de 3,97 %, el cual está por encima del porcentaje máximo permitido por el art. 330 del PG3 para la utilización de un suelo en la construcción del núcleo de un terraplén. El citado pliego define un suelo expansivo cuando presenta un 3,0 % en el ensayo de hinchamiento libre. Para la utilización de este suelo en el citado fin es necesario efectuar un estudio especial que avale su utilización, dejando constancia de sus riesgos y posibles soluciones.

El hinchamiento libre medido en la mezcla HR06 (3,17 %) es inferior al del suelo HR00 (3,97 %). Sin embargo, aún cuando se haya medido una reducción, ésta no es suficiente para cumplir con el porcentaje máximo permitido por el art. 330 del PG3 (3,0 %). En el supuesto caso de que se tomara este documento como referencia, esta mezcla no podría ser utilizada en la construcción de terraplenes. Por ello, la HR20 sería la única mezcla que podría ser empleada con ese fin teniendo en cuenta el porcentaje máximo permitido por el PG3. En este caso, a pesar del elevado porcentaje de escoria añadida no se anuló la expansión del suelo, sino que se redujo considerablemente (1,66 %).

Finalizada la presentación de los resultados de hinchamiento libre de las mezclas HR, a continuación se analizan los de hinchamiento CBR.

La Figura 3.49 muestra la evolución temporal del hinchamiento CBR de las probetas compactadas de HR00, HR06 y HR20 con un 100% de la energía PN.

El hinchamiento CBR de las probetas de suelo HR00 compactadas con un 100 % de la energía PN no alcanzó a saturarse completamente durante los 4 días que duró dicho proceso, dada la pendiente que todavía se observa tras 96 horas del ensayo (ver Figura 3.49). Si esa probeta se hubiese mantenido sumergida en agua un lapso mayor de tiempo, posiblemente se habría alcanzado un hinchamiento CBR mayor. En las probetas más flojas de HR00 (50 y 25 % de la E. PN), en cambio, se estabilizó su hinchamiento CBR, tal como se deduce de los resultados obtenidos que pueden verse en el anejo I. En resumen, en la probeta de suelo HR00 más compacta se va produciendo su expansión más lentamente que en las más flojas.

Las normas ASTM D 1883 y UNE 103502, entre otras, especifican mantener sumergidas las probetas durante 4 días para saturarlas. Se deduce, por tanto, que siguiendo el procedimiento de aquellas normas en teoría las probetas debieran alcanzar su saturación en ese periodo, cosa que como se señaló también en los resultados de las mezclas SA, no siempre sucede.

En contraste, el hinchamiento CBR medido en las mezclas HR06 y HR20 se estabilizó en los primeros 4 días, independientemente del peso específico seco de las probetas. En realidad tan sólo fue necesario que transcurrieran unas 24 horas para que las probetas más densas alcanzaran gran parte de su expansión.

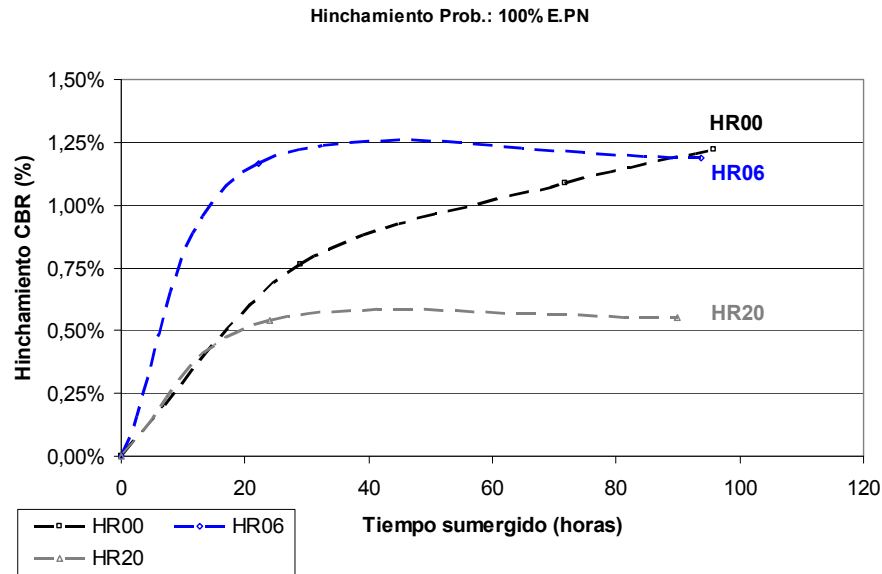


Figura 3.49: Hinchamiento CBR medido en las probetas de las mezclas HR compactadas con un 100% de la energía PN.

La Tabla 3.34 recoge los resultados de peso específico seco, hinchamiento CBR (hinch. CBR), agua absorbida y porcentaje de reducción del hinchamiento (% reduc. hinch.) obtenidos en el suelo HR00 y en las mezclas HR. A modo orientativo, también se ha incluido la energía de compactación entregada sobre cada una de las probetas de CBR (% E. PN). Además, en la sexta columna de la citada tabla se muestra el porcentaje de reducción de hinchamiento de las mezclas HR.

Analizando los resultados de la tabla anterior se deduce que a medida que aumenta el contenido de escoria de la mezcla, disminuye su hinchamiento CBR. Además, las probetas más densas tienen un hinchamiento CBR menor que las más flojas, sobre todo en aquéllas con igual contenido de escoria.

En efecto, la probeta de suelo HR00 más floja (γ_d : 14,44 kN/m³) alcanzó el hinchamiento CBR más alto (2,41 %), mientras que el más bajo (0,55 %) se obtuvo en la HR20 más densa (γ_d : 16,37 kN/m³).

El hinchamiento CBR medido en las probetas HR00 compactadas con un 100 % de la energía Proctor normal (1,22 %) es ligeramente superior al de las mezclas HR06 (1,19 %) y bastante mayor al de la HR20 (0,55 %). Esta misma tendencia fue observada en

las probetas compactadas con el nivel bajo e intermedio de energía de compactación. La única excepción a lo anterior, se produjo en las probetas HR20 fabricadas con 50 y 25% de la energía PN, puesto que en ambas se obtuvo un hinchamiento CBR de 0,81 %.

La Figura 3.50 muestra la relación entre agua absorbida e hinchamiento CBR en las mezclas HR. Los resultados con el mismo contenido de escoria han sido agrupados para ajustarlos mediante una regresión lineal entre el agua absorbida y el hinchamiento CBR. La relación de tipo lineal obtenida tanto en el suelo como en las mezclas, así como su coeficiente de correlación (R^2), se muestra en la Figura 3.50. El coeficiente de correlación (R^2) obtenido en el suelo HR00 y en la mezcla HR06 es superior a 0,90, indicativo de un adecuado ajuste entre ambos parámetros, mientras que en la mezcla HR20 alcanzó un valor de 0,74. Así, en las probetas fabricadas con un 25, 50 y 100 % de la energía PN se obtuvieron porcentajes medios de agua absorbida de 13 (11,5- 16,0 %), 8,8 (7,2- 10,9 %) y 4,8 % (2,1- 7,5 %), respectivamente (ver Tabla 3.34).

Tabla 3.34: Resultados del peso específico seco, agua absorbida, hinchamiento CBR y % de reducción del hinchamiento obtenidos en el ensayo de CBR en el suelo y las mezclas HR.

Muestra	% de E. PN (%)	Peso esp. seco (kN/m ³)	Hinch. CBR (%)	Agua absorbida (%)	% reduc. hinch. (%)
HR00	25	14,44	2,41	11,46	NA
	50	15,43	2,08	7,26	NA
	100	16,85	1,22*	2,08	NA
HR06	25	13,49	2,07	15,77	14
	50	14,83	1,76	10,89	15
	100	16,29	1,19	7,45	2**
HR20	25	14,44	0,81	11,99	66
	50	15,41	0,81	8,35	61
	100	16,37	0,55	4,81	55**

NA: No aplicable

* hinchamiento máximo medido en probeta parcialmente saturada

** Valores afectados por la falta de saturación de la muestra de referencia.

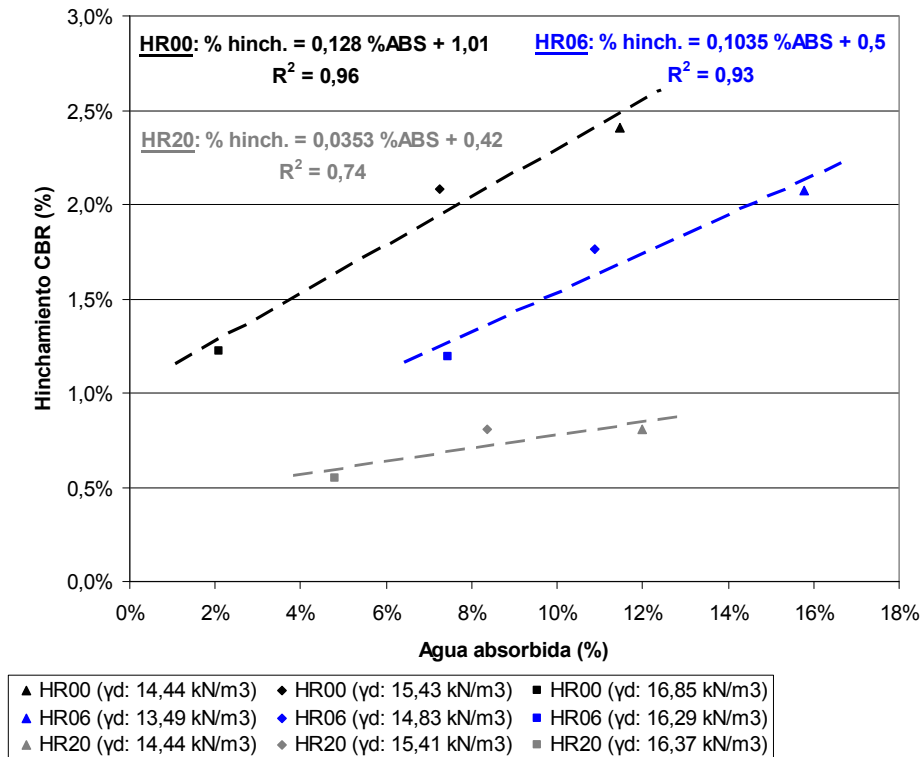


Figura 3.50: Relación entre el agua absorbida y el porcentaje de hinchamiento CBR del suelo y las mezclas HR.

Como ya ocurriera con las mezclas SA, se observa que a medida que aumenta el agua absorbida de una probeta, se incrementa su hinchamiento CBR, independientemente de la cantidad de escoria añadida. En el suelo HR00, con un 2,08 y 11,46 % de agua absorbida se registró un hinchamiento CBR de 1,22 y 2,41 %, respectivamente. Idéntica tendencia fue observada en la HR06 (%ABS: 7,46 %- hinch. CBR: 1,19 %; %ABS: 15,77 % - hinch. CBR: 2,07 %) y en la HR20 (%ABS: 4,81 % - hinch. CBR: 0,55 %; %ABS: 11,99 % - hinch. CBR: 0,81 %).

A medida que se incrementa el contenido de escoria se reduce la pendiente estimada de la regresión. Así, en la HR00, HR06 y HR20 se obtuvo una pendiente de 0,128; 0,104 y 0,035, respectivamente (ver Figura 3.50). La importancia de este fenómeno es que la expansión depende cada vez menos de la compactación conseguida en la mezcla.

Como se mencionó anteriormente, el % reduc. hinch. relaciona el hinchamiento CBR de la mezcla con el del suelo, en probetas a las que se les ha aplicado la misma

cantidad de energía de compactación. En las mezclas SA se observó que las mezclas con igual cantidad de escoria presentan un similar % reduc. hinch., independientemente del nivel de energía de compactación aplicado.

En este caso, dicha hipótesis solo se cumplió en las probetas HR06 y HR20 compactadas con un 25 y un 50 % de la energía PN, y no en las que se les aplicó un 100 % de la citada energía. Por ello, se cree que la probeta HR00 más densa (100 % de energía PN) se saturó solo parcialmente. Si esta probeta se hubiera mantenido sumergida un tiempo mayor a 4 días, tiempo estipulado por norma para la saturación de las probetas del ensayo de CBR, se habría alcanzado un hinchamiento CBR mayor al registrado en la Tabla 3.34.

Así, en la HR06 se obtuvo un % de reduc. hinch de 14-15 % en las probetas menos densas (25 y 50% E. PN) y de 2% en la más densa (100% E. PN). Algo similar se advierte en la HR20, con un % reduc. hinch. de 55% en la más densa (100% E. PN) y de 61-66% en las otras dos energías (25 y 50 % E. PN).

Considerando el % de reduc. de hinch. que debió producirse en cada una de las probetas de HR06 (14,5 % es la media de los valores alcanzados en las dos probetas más flojas) y HR20 (63,5 % también es el valor medio de las dos probetas más flojas). Se determinó el hinchamiento que se habría producido en la HR00 -compactada con una energía del 100 % del PN- si ésta se hubiera saturado completamente. Dicho porcentaje de hinchamiento CBR se encontraría en el rango de 1,4-1,5 % (ver Tabla 3.34).

Expansión potencial

El ensayo de expansión potencial registra el hinchamiento que se produce por la hidratación -y en ocasiones, también, el debido a la carbonatación-, de ciertos minerales. El procedimiento de ensayo fue explicado ampliamente en el capítulo 2. Se desea recordar que el ensayo se realiza compactando 3 probetas en el molde CBR con la energía Proctor normal. Se determina la expansión potencial como la media aritmética de los tres resultados. Las probetas son mantenidas sumergidas en agua con una temperatura de 70 ± 3 °C durante un periodo de 7 días, leyéndose

diariamente su desplazamiento vertical, todo ello, tal y como lo señala la norma ASTM D 4792.

Las curvas de evolución temporal del hinchamiento, así como el porcentaje de expansión potencial, corresponden a la media aritmética de los resultados de las tres probetas ensayadas.

El presente apartado describe el fenómeno físico observado durante la realización del ensayo de expansión potencial, mientras que en el apartado 3.3.2 se exponen los diferentes fenómenos químico-minerales que se han producido en la escoria blanca, el suelo y las mezclas durante el transcurso del ensayo.

Se recuerda que, el envejecimiento de una escoria corresponde al momento durante el cual se están produciendo los fenómenos químico-minerales responsables de su hinchamiento a largo plazo.

Mezclas SA

A continuación se analiza la expansión potencial de las probetas sumergidas de la escoria A, del suelo SA00 y de las mezclas SA.

En la Figura 3.51 se representan las curvas de evolución temporal de la expansión potencial de la escoria A, habiéndose ensayado dos series de esta escoria. La primera tuvo que ser detenida por problemas derivados del mantenimiento de la temperatura del ensayo aunque, tal como se observa, sigue aproximadamente la misma tendencia de la segunda -y definitiva-, serie.

Las curvas pueden dividirse en 3 partes: una expansión inicial, otra intermedia con pendiente creciente, hasta alcanzar un valor máximo, y por último, una zona terminal, asintótica hacia la expansión potencial final.

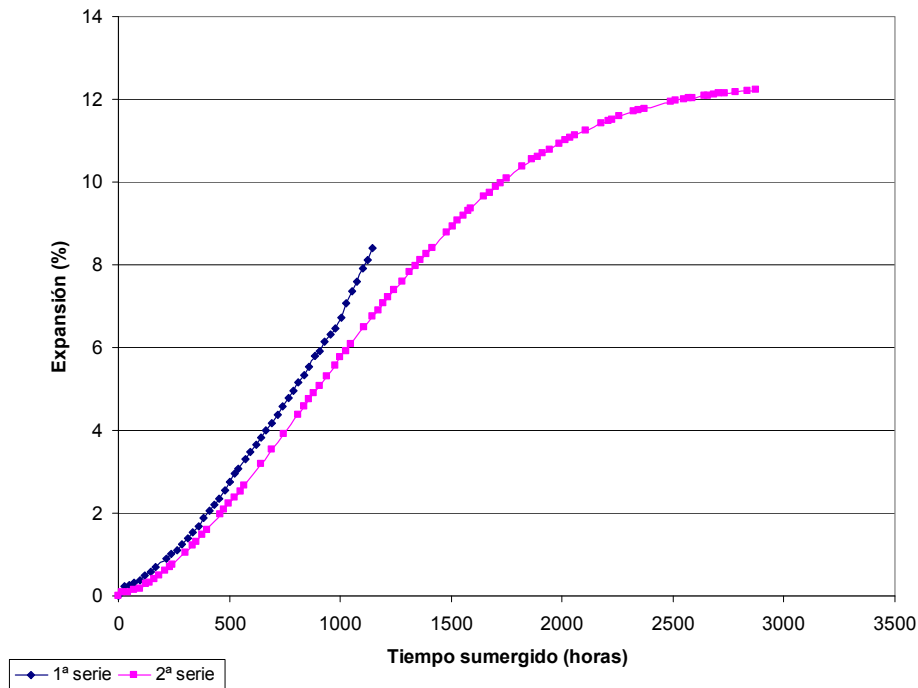


Figura 3.51: Resultado del ensayo de expansión potencial de la escoria A.

La Figura 3.52 muestra la evolución temporal de la expansión potencial media ocurrida durante las primeras 200 horas. En ella se advierte claramente la expansión inicial, que es la que se produce en las primeras 40 horas. Habría sido conveniente efectuar un mayor número de lecturas de hinchamiento durante las primeras 24 horas, para así definir más detalladamente ese tramo de la curva, pero no se efectuaron dado que, entre otros motivos, no se encuentra indicado en la norma ASTM D 4792. La expansión inicial incluye el hinchamiento producido antes de las primeras 20 horas de ensayo, y la detención de la expansión, observada entre las 20 y 40 horas. En la primera y la segunda serie de ensayos se detectó una expansión inicial de 0,08 y 0,27 %, respectivamente.

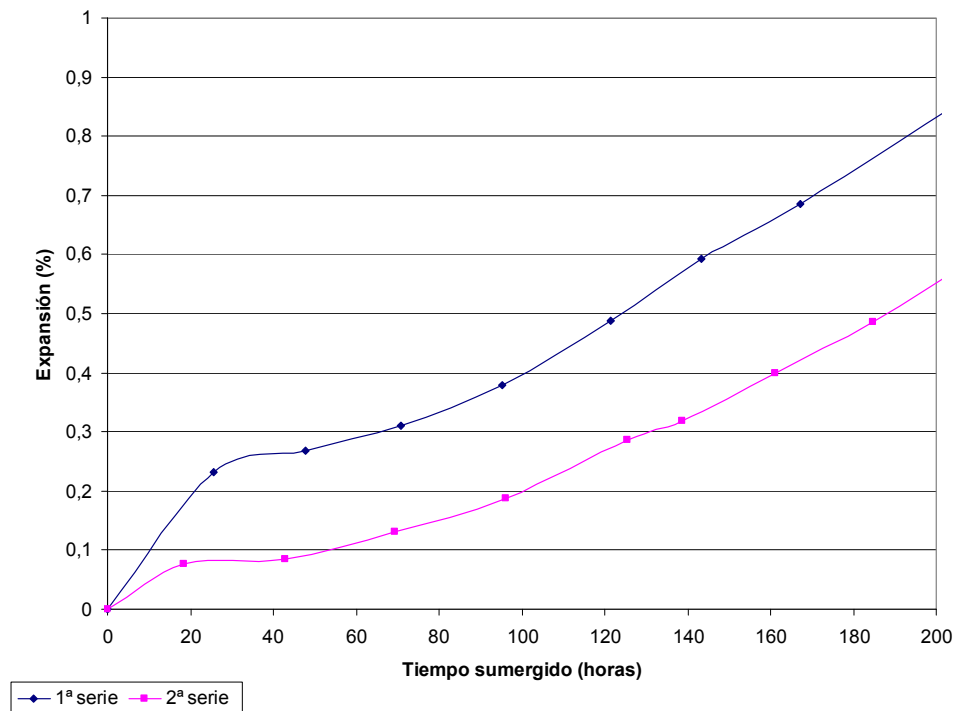


Figura 3.52: Resultado del ensayo de expansión potencial de la escoria A durante las primeras 250 horas.

Trascurrido el hinchamiento inicial se observa que la pendiente de la curva de expansión potencial, -de ambas series- aumenta gradualmente. En la escoria A se midió una velocidad de hinchamiento próxima a 7×10^{-3} %/hora, lo que se traduce en una expansión diaria de 0,17%, que proporciona la mayor parte del hinchamiento de la escoria blanca, y por tanto, el tiempo que se prolongue esta fase influirá directamente en la expansión potencial final. Esta última parte de la curva sólo se pudo medir en la segunda serie de ensayos. Así, al finalizar la fase de expansión inicial de la segunda serie de la escoria A, se midió un porcentaje de expansión medio del orden del 9 %, habiendo trascurrido cerca de 1.500 horas.

Desde ahí en adelante, el incremento diario del hinchamiento se reduce lentamente, tendiendo la curva, asintóticamente, hacia la expansión potencial. El ensayo fue detenido a las 2.800 horas ($\approx 3,9$ meses) con un registro del hinchamiento a largo plazo de 12,2 %.

En el suelo SA00 se produjo la práctica totalidad de la expansión antes de las primeras 24 horas (ver Figura 3.53). Dado que no se observó un incremento significativo de la expansión después del primer día de ensayo, en el que se registró un hinchamiento de 1,14 %, éste se extendió durante nueve días, alcanzando un porcentaje final de 1,18 %.

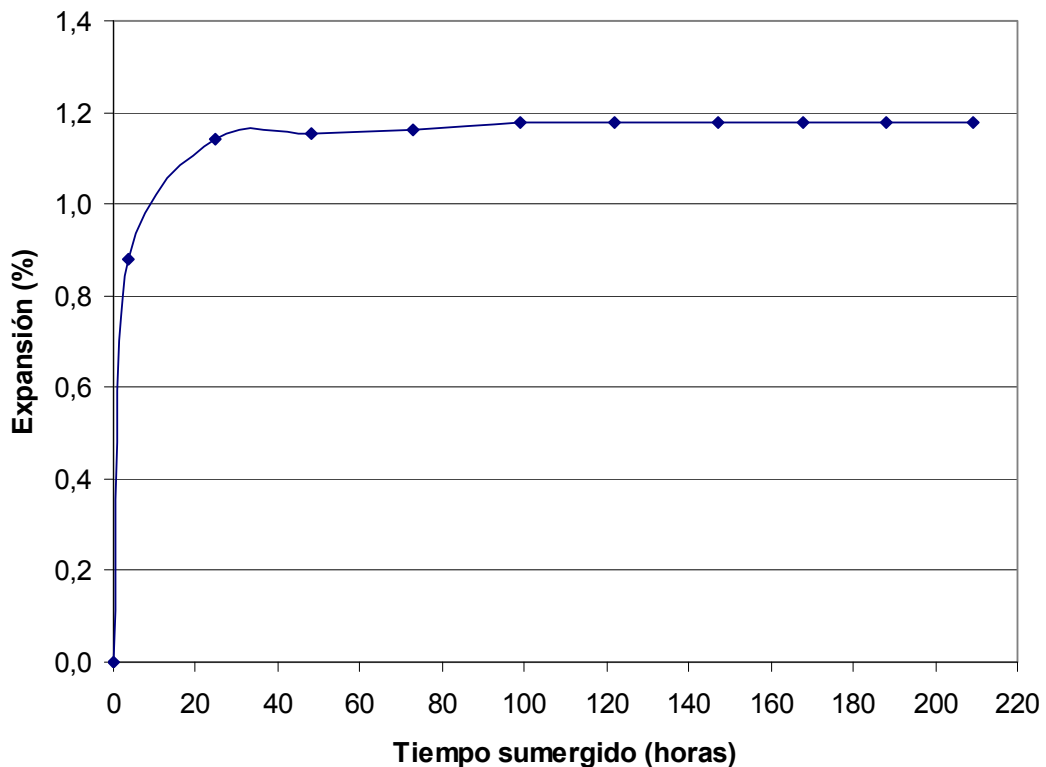


Figura 3.53: Resultado del ensayo de expansión potencial del suelo SA00.

En la Figura 3.54 se presentan los resultados de cada una de las tres mezclas en el ensayo de expansión potencial, apreciándose un comportamiento similar en todas ellas. El ensayo se dio por finalizado cuando transcurrieron unas 600 horas desde la inmersión de las probetas.

En la SA10 se produjo una expansión de 0,09 % durante la primera hora de ensayo. De ahí en adelante, el movimiento vertical se mantuvo prácticamente estabilizado, dándose por concluido con una expansión potencial ligeramente superior a 0,10%.

La SA20 desarrolló su expansión a largo plazo a una velocidad más lenta que la SA10. Transcurridas unas 24 horas se había producido un hinchamiento cercano al 0,07 %, aumentando éste después muy lentamente, hasta finalizar el ensayo, alcanzando una expansión potencial final de 0,12 %.

En la SA30 se registró un hinchamiento a largo plazo del 0,07 %, después de mantener las probetas sumergidas durante 24 h. Al igual que la SA20, desde ahí en adelante se midió una ligera expansión hasta alcanzar la expansión potencial final de 0,09 %.

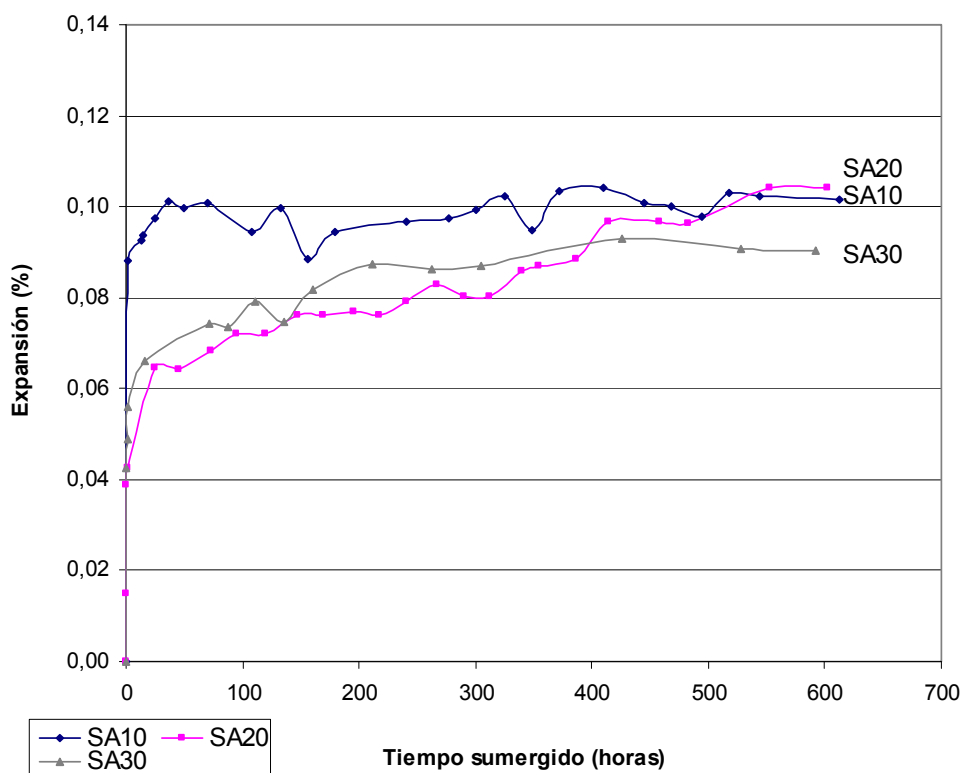


Figura 3.54: Resultado del ensayo de expansión potencial de las mezclas SA.

La Tabla 3.35 recoge los principales resultados obtenidos en el ensayo de expansión potencial efectuado en la escoria A, en el suelo SA00 y en las mezclas SA, anotándose el registro correspondiente a los 7 días, periodo estándar de finalización del ensayo, según la norma ASTM D 4792. En la tabla citada anteriormente se ha incluido, a título orientativo, el porcentaje de hinchamiento CBR de las probetas más densas (100 % de la energía PN).

Tabla 3.35: Resultados del ensayo de expansión potencial efectuado en las mezclas SA y sus materiales unitarios. Como referencia se ha incluido el resultado del hinchamiento CBR.

	<i>*Hinch.</i>	<i>Pot. Exp.</i>	<i>Pot. Exp.</i>	<i>Pot. Exp.</i>	<i>Tiem</i>
	<i>CBR</i>	<i>40 h</i>	<i>7días</i>	<i>Final</i>	<i>req.</i>
	(%)	(%)	(%)	(%)	(h)
SA00	0,90**	1,15	1,18	1,18	210
SA10	0,15	0,10	0,09	0,10	600
SA20	0,04	0,06	0,08	0,10	600
SA30	0,02	0,07	0,08	0,09	600
A	0,00	0,08	0,40	12,2	2.800

* Hinch. CBR (%): Porcentaje de hinchamiento CBR medido en las probetas densas (100% PN).

** Porcentaje medio de hinchamiento CBR cuantificado en las probetas sumergidas 28 y 90 días compactadas con un 100 % de la energía PN.

La norma ASTM D 4792 indica que “siete días son habitualmente suficientes para evaluar el comportamiento expansivo con un pronunciado descenso de la curva de hinchamiento con respecto al tiempo. Si la expansión no decrece en siete días, el ensayo debe continuar para obtener información adicional”. Cabe recordar que las probetas de escoria son sumergidas en agua a temperatura de 70 °C, para acelerar los procesos de hidratación e hidrocarbonatación responsables principales de la expansión a largo plazo.

Transcurridos 7 días del ensayo se midió una expansión de 0,40 %, la que relacionada con la medida al final de ensayo (12,2 %), corresponde tan sólo a un 3,3 % del valor máximo registrado en la escoria A, porcentaje muy reducido del hinchamiento realmente observado, si se tiene en cuenta que el objeto del ensayo es acelerar los procesos de hidratación responsables del hinchamiento a largo plazo. Fue necesario, por tanto, esperar unas 2.800 horas para observar la estabilización de la expansión de la escoria A.

La elevada expansión potencial medida en la escoria A (12,2 %), así como otras razones constructivas, desaconsejan su empleo en la construcción de terraplenes.

Además, no se han encontrado investigaciones que relacionen las medidas de expansión potencial de laboratorio con las de campo.

La expansión potencial final y el hinchamiento CBR en el suelo SA00 son de 1,18 y 0,90 %, respectivamente. Era de esperar que en ambos ensayos se obtuvieran valores similares, dado que se emplea un molde y un procedimiento de compactación idéntico y que -en teoría-, un suelo natural no contiene minerales propensos a hidratarse. No obstante, la expansión potencial del suelo SA00 fue mayor que el hinchamiento CBR en algo más de un 30 %. Esta diferencia se debería a la heterogeneidad propia del suelo, así como a la reactividad de algunos de sus minerales.

Uno de los resultados más destacados de esta investigación ha sido el obtenido en el ensayo de expansión potencial de las mezclas. En efecto, si se tiene en cuenta que la escoria A es fuertemente expansiva y que el suelo SA00 lo es sólo ligeramente, era esperable que la mezcla SA presentara cierto hinchamiento. Sin embargo, en las tres mezclas (SA10, SA20 y SA30) prácticamente se ha anulado su expansión, con porcentajes en todas ellas inferiores a 0,10 %. Hay que tener en cuenta que el índice de poros de las mezclas compactadas aumenta a medida que se incrementa el contenido de escoria (ver Tabla 3.2). Dado el elevado índice de poros registrado en las probetas compactadas de SA (SA10, SA20 y SA30), éste puede haber absorbido parte del hinchamiento producido, habiéndose medido en ellas una reducida expansión potencial.

Mezclas HR

Los resultados del ensayo de expansión potencial de la escoria R, el suelo HR00 y las mezclas HR son analizados a continuación.

La Figura 3.55 muestra el resultado del ensayo de expansión potencial de las probetas de escoria R (RN y RA) sumergidas en agua a 70 °C durante varios meses. Nuevamente, el porcentaje de hinchamiento es la media de tres determinaciones efectuadas con el mismo material. Las curvas de las escorias RN y RA son parecidas a las obtenidas en la A, pudiendo todas ellas dividirse en 3 partes. En el apartado de resultados de la mezcla SA se explicaron las 3 partes de la curva del ensayo de expansión potencial de la escoria A: expansión inicial, incremento diario constante y asintótica hacia la expansión potencial, y que también son válidas para la escoria RN y la RA.

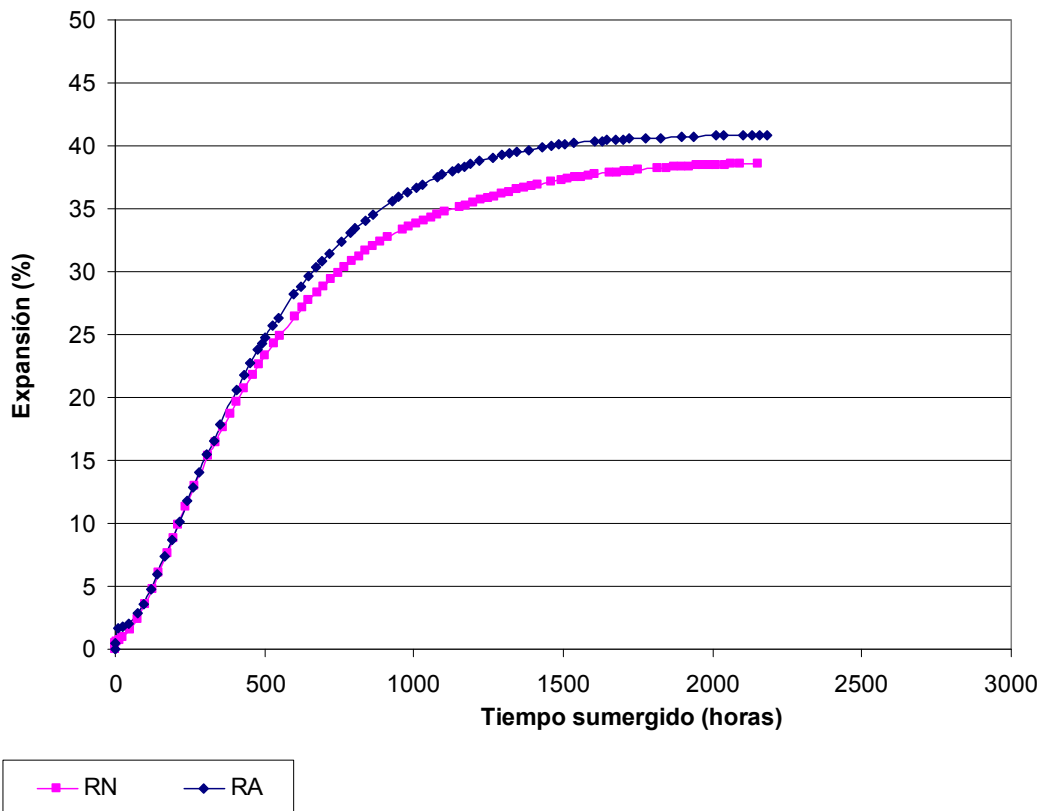


Figura 3.55: Resultado del ensayo de expansión potencial de la escoria R.

En la Figura 3.56 se muestran las curvas de expansión potencial en las primeras 200 horas. La expansión inicial de las probetas RN y RA se extiende aproximadamente, al

igual que la escoria A, hasta las primeras 40 horas de ensayo. Durante este período se observó tanto un rápido hinchamiento en la RN (1,31 %) y en la RA (2,00 %) en las primeras 3 y 12 horas, respectivamente, como una ligera -y en ocasiones poco apreciable- detención de su expansión.

Entre las 40 y las 500 primeras horas del ensayo se midió un incremento diario constante del hinchamiento en las probetas de RN y RA con una tasa media de $4,8-4,9 \times 10^{-3}$ %/hora, registrándose en este periodo un porcentaje de expansión de 22,5 %. La expansión potencial final depende en mayor medida del tiempo durante el cual se prolongue esta segunda fase.

Desde ese instante en adelante, la dos muestras de escoria R comienzan a reducir su expansión paulatinamente hasta alcanzar un valor asintótico, extendiéndose esta fase desde las 500 ($\approx 0,7$ meses) hasta las 2.100 horas ($\approx 2,9$ meses). El ensayo pudo haberse detenido antes, pero se decidió continuar para así obtener información adicional, teniendo en cuenta que el de la escoria A fue finalizado a unas 2.800 horas. La expansión potencial final en la RN y la RA fue de 38,6 y 40,8 %, respectivamente.

La evolución de la expansión potencial del suelo HR00 se muestra en la Figura 3.57. La mayor parte del hinchamiento en este suelo se produce antes de las primeras 24 horas (1,63 %), mientras que en los siguientes 8 días se midió un pequeño hinchamiento, alcanzándose un porcentaje final de 1,67 %.

Habiendo sido presentados los resultados de la escoria R y el suelo HR00 –ambos materiales unitarios-, a continuación se muestran los obtenidos en las mezclas HR.

El resultado del ensayo de expansión potencial de las probetas HR06 puede verse en la Figura 3.58. Durante las primeras 24 horas se produjo la mayor parte de la expansión de esta mezcla, al igual que en el suelo HR00, siendo incluso parecidos sus porcentajes de expansión. Es decir, la mezcla HR06 no ha reducido mayormente su hinchamiento con respecto al del suelo en su primer día de ensayo, alcanzando una expansión final de 1,80 %.

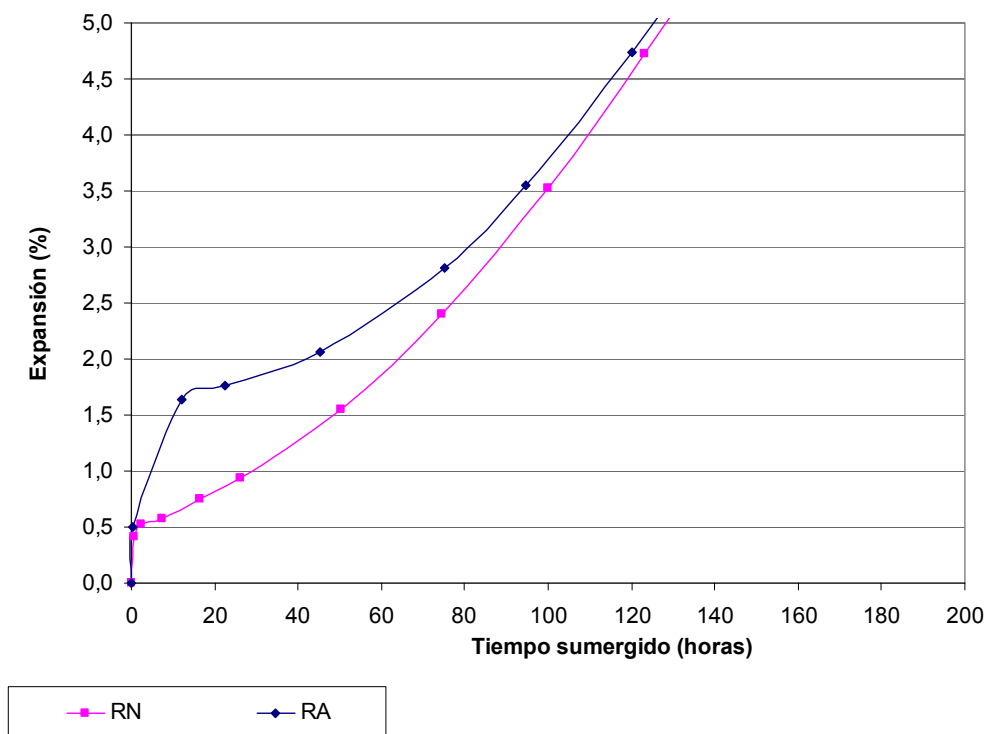


Figura 3.56: Resultado del ensayo de expansión potencial en las escorias RN y RA en las primeras 200 horas.

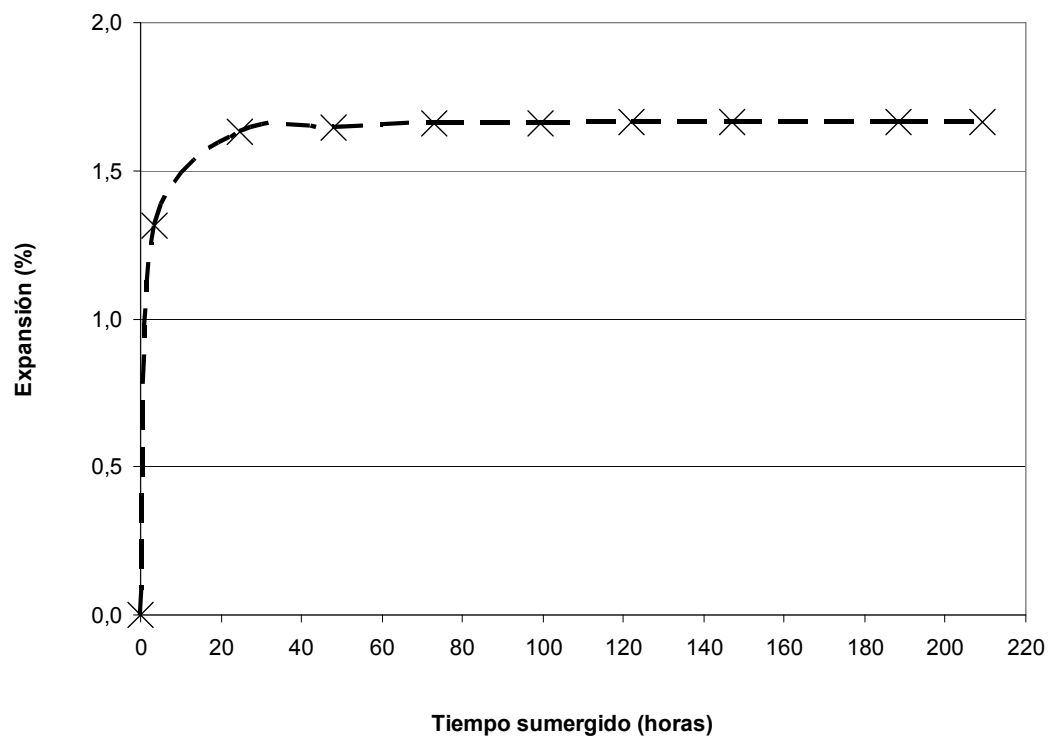


Figura 3.57: Resultado del ensayo de expansión potencial del suelo HR00.

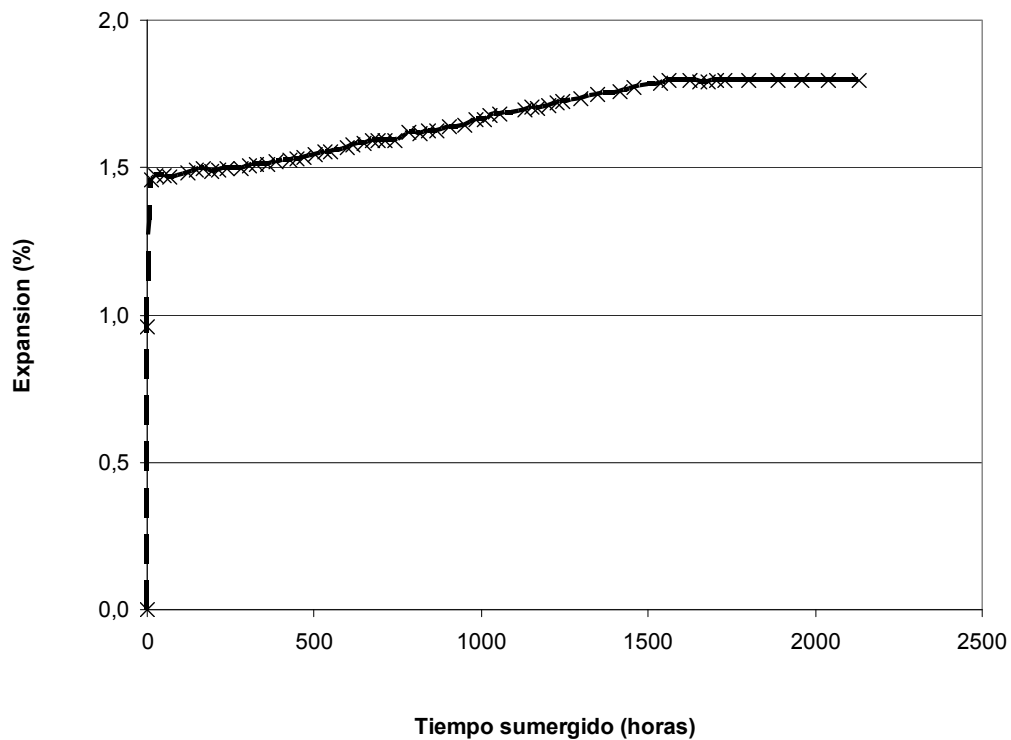


Figura 3.58: Resultado del ensayo de expansión potencial de la mezcla HR06.

El resultado del ensayo de expansión potencial de la mezcla HR20 se presenta en la Figura 3.59. Se advierte una elevada reducción del hinchamiento a largo plazo con respecto al medido en el suelo HR00. La expansión potencial determinada el primer día de ensayo fue de cercano 0,16 %, mientras que transcurridas unas 2.100 horas éste fue de 0,22 %.

La Tabla 3.36 recoge los resultados del ensayo de expansión potencial obtenidos en el suelo, en la escoria, y en las mezclas HR. Adicionalmente, y a modo orientativo, se ha incluido el hinchamiento CBR determinado en las probetas más densas (100 % de la energía PN). Tal como se comentó anteriormente, la probeta densa de suelo HR00 no se saturó completamente, incluyéndose el porcentaje de hinchamiento CBR estimado en dicha probeta (ver apartado de hinchamiento de las mezclas HR).

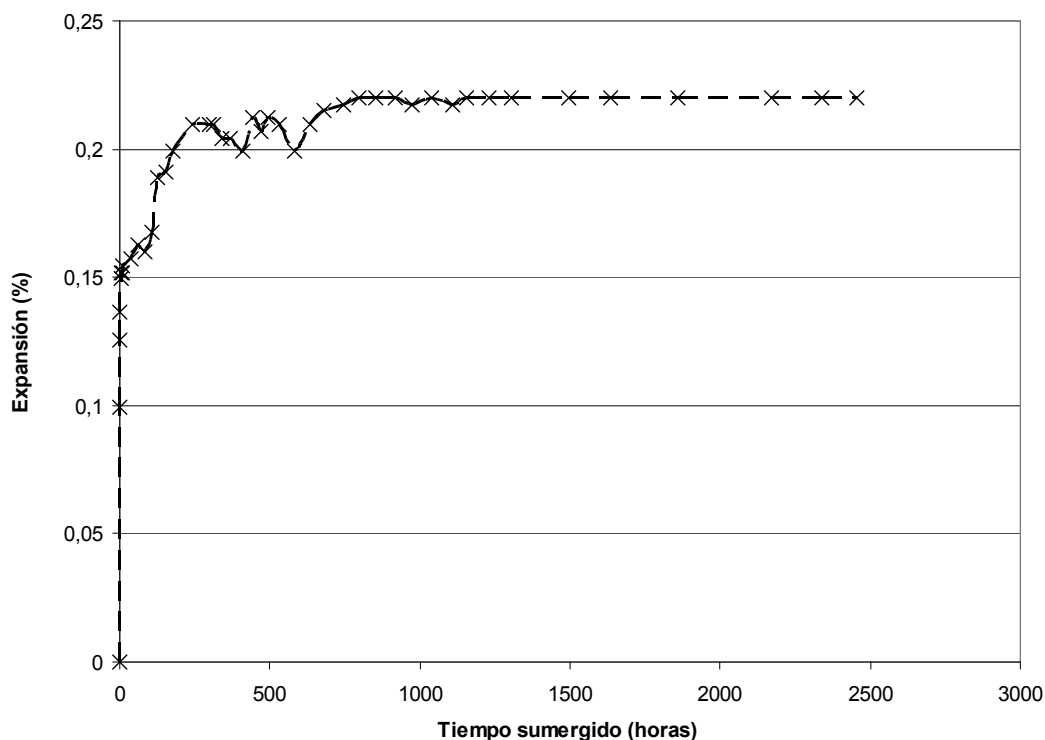


Figura 3.59: Resultado del ensayo de expansión potencial de la mezcla HR20.

Para alcanzar la expansión potencial final en la escoria RN y RA nuevamente fue necesario mantener las probetas sumergidas bajo agua a 70 °C durante un periodo bastante mayor a los 7 días que recomienda la norma ASTM D 4792. Transcurrida la primera semana de ensayo se produjo algo menos del 20 % de la expansión potencial final, no detectándose la estabilización del hinchamiento en dicho plazo. Así, las probetas de escoria R (RN y RA) tuvieron que ser mantenidas bajo agua unas 2.100 horas para que alcanzar un valor asintótico de 38,6 y 40,8 %, respectivamente. Por tanto, y de manera categórica, la escoria R no debería ser empleada en la construcción de terraplenes.

El hinchamiento CBR estimado en el suelo HR00 (1,40-1,50 %) es ligeramente inferior a su expansión potencial (1,67 %). La diferencia entre uno y otro ensayo es mínima (0,22 %), pudiendo achacarse tanto a las variaciones habituales que se producen en un ensayo de laboratorio, como a la hidratación de compuestos de hierro presentes en el suelo HR00 (ver Tabla 3.41), que pueden haberse activado durante su envejecimiento.

Tabla 3.36: Resultados del ensayo de expansión potencial efectuado en los materiales unitarios y mezclas HR. Como referencia se ha incluido el resultado del hinchamiento CBR de éstas últimas.

	<i>*Hinch. CBR</i>	<i>Pot. Exp.</i>	<i>Pot. Exp.</i>	<i>Pot. Exp.</i>	<i>Tiem.</i>
	(%)	40 h	7días	Final	req.
		(%)	(%)	(%)	(h)
HR00	1,40-1,50**	1,64	1,67	1,67	210
HR06	1,19	1,47	1,49	1,80	2100
HR20	0,55	0,16	0,20	0,22	2100
RN	0,00	1,31	7,23	38,6	2100
RA	0,00	2,00	7,37	40,8	2100

* Hinch. CBR (%): Porcentaje de hinchamiento CBR de las probetas densas (100% PN).

** Estimación del porcentaje medio de hinchamiento CBR de las probetas compactadas con un 100 % de la E. PN (ver página 250 y siguientes).

Por último, en el apartado 3.3.2 se presenta la influencia de la mineralogía, así como las reacciones químicas que intervienen en los procesos que gobiernan la expansión potencial de la escoria, el suelo y las mezclas HR.

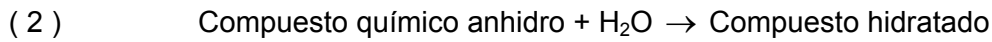
A continuación se plantea un modelo de comportamiento de la expansión potencial de las escorias blancas.

Modelo

El modelo propuesto predice el porcentaje máximo de hinchamiento a largo plazo a partir de la información obtenida durante la parte inicial del ensayo de expansión potencial, reduciendo, por consiguiente, tiempos y costes. En primer lugar se exponen las hipótesis en las que se basa el modelo para seguidamente, deducir las ecuaciones que conducen a su formulación matemática.

La hidratación y carbonatación de ciertos minerales son las reacciones que causan la, en ocasiones, alta expansión observada en la escoria blanca que, adicionalmente, se caracteriza por desarrollarse durante un largo periodo de tiempo (ver apartados 3.2.3 y

3.3.2). No obstante, el modelo sólo considera la hidratación de minerales como único fenómeno que produce la citada expansión a largo plazo.



Si la concentración del compuesto anhidro es C , la velocidad de la reacción es

$$(3) \quad v = -\frac{dC}{dt}$$

Pero también, a partir de la teoría química, la velocidad de reacción viene dada por la siguiente expresión

$$(4) \quad v = K[C][\text{H}_2\text{O}]$$

Considerando que la concentración de agua es 1 e igualando las ecuaciones (3) y (4) se tiene

$$(5) \quad \frac{dC}{dt} = -KC$$

Agrupando las variables para integrar

$$(6) \quad \frac{dC}{C} = -K \cdot dt \quad \Rightarrow \quad \ln C = -Kt + \lambda$$

Siendo λ la constante de integración que se determina suponiendo que en el origen de tiempos la concentración del compuesto es " C_0 ", por lo que sustituyendo en (6) y ordenando los términos, resulta

$$(7) \quad \ln C - \ln C_0 = -Kt \quad \Rightarrow \quad \frac{C}{C_0} = e^{-Kt}$$

$C = C_0 \cdot e^{-kt}$ es la expresión que proporciona la variación temporal de la concentración del compuesto hidratado

La concentración C^* del compuesto químico que aún no se ha hidratado en el instante “t” será, por consiguiente:

$$(8) \quad C^* = C_0 - C_0 e^{-Kt} = C_0(1 - e^{-Kt})$$

El desarrollo de la reacción anterior genera un cambio de volumen, que en parte es absorbido por los poros internos del material, mientras que el resto se manifiesta en un incremento de las dimensiones de la probeta. Dado que el movimiento lateral de la muestra está restringido, la expansión volumétrica se concreta en un incremento de su altura, lo que se conoce por hinchamiento.

Si se denomina α al cambio unitario de volumen generado por la hidratación que da lugar al hinchamiento o expansión de la probeta y se supone, constante, el incremento de altura se expresa como

$$(9) \quad \Delta H = \alpha C_0(1 - e^{-Kt})$$

Esta expresión tiene validez sólo en el caso de que haya comenzado la reacción de hidratación en el mismo instante en toda la muestra.

Dado el tamaño de la probeta (diámetro y altura: 152 y 127 mm, respectivamente) y su forma de fabricación (en capas y por golpeo) el comienzo de la reacción no tiene lugar simultáneamente en toda la masa, sino que se va iniciando paulatinamente, comenzando por la superficie superior e inferior de la probeta, y avanzando hacia el plano central paralelo a la base hasta que finalmente la hidratación alcanza a la totalidad de la probeta, pudiendo determinarse la concentración del compuesto según (8). Por consiguiente, la reacción en las secciones alejadas de las extremas se encuentra retrasada, al comenzar en un tiempo distinto al inicial ($t = 0$).

Al cabo de un tiempo t_i , en una sección cualquiera de la probeta, la concentración del compuesto hidratado se obtiene reemplazando en la ecuación (8) el tiempo t por la diferencia entre éste y el instante en el que comienza a producirse la hidratación en dicha sección (t_i), expresión que viene dada por:

$$(10) \quad C_i^* = C_0(1 - e^{-K(t-t_i)}),$$

Una vez transcurrido un tiempo determinado ($t = t_p$), en todo punto (o sección) de la probeta habrá tenido lugar la reacción de hidratación.

Si se considera que la progresión del comienzo de la reacción en el interior de la probeta es lineal entre el instante inicial y el tiempo t_p , la cantidad total de componente hidratado en un tiempo $t < t_p$ puede obtenerse de

$$C^* = \int_{t_i=0}^{t_i=t} C_i^* dt_i = \int_0^t C_0 (1 - e^{-K(t-t_i)}) dt_i$$

$$C^* = C_0 \left[t_i - \frac{1}{K} e^{-K(t-t_i)} \right]_{t_i=0}^{t_i=t}$$

$$(11) \quad C^* = C_0 \left[t - \frac{1}{K} (1 - e^{-Kt}) \right]$$

Y para $t > t_p$ la cantidad total de compuesto químico que se habrá hidratado se obtendrá particularizando el límite superior de integración en t_p con lo que resultaría:

$$C^* = C_0 \left[t_i - \frac{1}{K} e^{-K(t-t_i)} \right]_{t_i=0}^{t_i=t_p}$$

$$(12) \quad C^* = C_0 \left[t_p - \frac{1}{K} [e^{-K(t-t_p)} - e^{-Kt}] \right]$$

Haciendo el mismo razonamiento que en (9) se obtendrían los incrementos de altura de la probeta para los períodos de tiempo $t < t_p$ y $t > t_p$

$$(13) \quad \Delta H = \alpha C_0 \left[t - \frac{1}{K} (1 - e^{-Kt}) \right] \quad t < t_p$$

$$(14) \quad \Delta H = \alpha C_0 \left[t_p - \frac{1}{K} [e^{-K(t-t_p)} - e^{-Kt}] \right] \quad t > t_p$$

La función (13) es creciente y cóncava, siendo nula -con tangente horizontal- para $t=0$, mientras que en t_p alcanza el valor $\alpha C_0 \left[t_p - \frac{1}{K} (1 - e^{-Kt_p}) \right]$. La ecuación (14) proporciona valores de ΔH superiores a los de la ecuación (13), salvo en caso trivial de $t = t_p$, en el que ambas funciones presentan el mismo

valor. La función (14) tiende asintóticamente al máximo hinchamiento. Por otro lado, dado que ambas funciones presentan la misma pendiente en el tiempo t_p de $\alpha C_0 [1 - e^{-Kt_p}]$, en dicho instante hay un punto de inflexión.

El hinchamiento máximo se produce cuando el tiempo tiende a infinito ($t \rightarrow \infty$), por lo que en su obtención debe utilizarse la ecuación (14).

$$\begin{aligned} \Delta H_{\max} &= \alpha C_0 t_p \\ (15) \quad \frac{\Delta H_{\max}}{t_p} &= \alpha C_0 \end{aligned}$$

Sustituyendo la expresión (15) en las ecuaciones (13) y (14), se obtiene el incremento en función del incremento máximo

$$(16) \quad \Delta H = \frac{\Delta H_{\max}}{t_p} \left[t - \frac{1}{K} (1 - e^{-Kt}) \right] \quad t < t_p$$

$$(17) \quad \Delta H = \frac{\Delta H_{\max}}{t_p} \left[t_p - \frac{1}{K} [e^{-K(t-t_p)} - e^{-Kt}] \right] \quad t > t_p$$

Las curvas de expansión potencial de las tres escorias utilizadas en el estudio experimental de la mezcla con suelo fueron contrastadas con las obtenidas mediante estimaciones efectuadas con las ecuaciones antes señaladas, obteniéndose un muy buen ajuste.

Presentadas las hipótesis y la formulación matemática del modelo propuesto, a continuación se muestra su aplicación en las escorias A, RA y RN.

El mayor inconveniente que tiene la realización del ensayo de expansión potencial en la escoria blanca, es el tiempo requerido para la estabilización de las lecturas. En los ensayos realizados se necesitaron más de 2.150 horas para determinar la expansión potencial de cada una de las tres escorias (prácticamente unos tres meses), mientras que la norma ASTM D 4792 señala que suele ser suficiente una semana (168 horas).

La utilidad del modelo propuesto reside en que puede ser utilizado para estimar la expansión final sin necesidad de que el ensayo deba mantenerse durante los citados tres meses.

El procedimiento de este ensayo ha sido descrito en el apartado 2.3.3, el cual consiste básicamente en sumergir tres probetas compactadas bajo agua a 70° C y medir diariamente su hinchamiento.

Tal como se describió en el apartado 3.2.3, la curva de expansión potencial puede dividirse en tres partes: (i) inicial, correspondiente a las primeras 40 horas, (ii) intermedia, con pendiente creciente, y (iii) última, tendiendo asintóticamente hacia la expansión potencial final.

El modelo propuesto no se ajusta a la expansión potencial inicial. En cualquier caso, es un tema de menor importancia dada su reducida entidad (la relación entre la expansión inicial y la final fue inferior al 5% en todas las escorias). El aumento de volumen más significativo se produce en las últimas dos partes de la curva de expansión potencial, en las que el modelo ajusta adecuadamente. El punto de inflexión separa la parte cóncava inicial de la curva (parte (ii)) de la convexa (parte (iii)). El modelo propuesto permite estimar la expansión potencial máxima analizando la información recopilada durante una pequeña fracción del tiempo restante del ensayo, medida a partir del punto de inflexión (parte (iii) de la curva).

Por ello, es importante determinar el momento en el que se produce el punto de inflexión. A partir de éste, la ecuación que rige el comportamiento de la expansión potencial es la (17), en la que conocidos t_p , $\Delta H/H_0$ y t se pueden determinar los valores de K y $\Delta H_{\max}/H_0$ mediante ajuste. Dichos parámetros corresponden a:

t_p : tiempo, en horas, correspondiente al punto de inflexión de la curva de expansión potencial.

$t - t_p$: tiempo (en horas) en el que se efectúa la medición en el laboratorio

$\Delta H/H_0$: expansión potencial medida en el laboratorio en $t - t_p$ (%)

K : Parámetro del modelo estimado con el ajuste de la ecuación (17) considerando los $\Delta H/H_0$ medidos entre t y t_p

$\Delta H_{\max}/H_0$: expansión potencial final estimada con el ajuste de la de la ecuación (17) considerando los $\Delta H/H_0$ medidos entre t y t_p (%)

Para obtener el valor t_p del punto de inflexión, hay que tener en cuenta que el modelo predice un ángulo de tangencia máximo en dicho punto. Por esta razón, se puede obtener buscando el máximo de la curva de la 1^{ra} derivada de la expansión medida. En la Figura 3.62 se ha representado la tangente instantánea de la expansión de cada una de las escorias blancas (A, RN y RA), considerando todos los datos recopilados en el ensayo. En el eje de abscisas se muestra el tiempo sumergido de las probetas, mientras que en el de ordenadas se representa la pendiente de la expansión potencial: eje primario (izquierda) escoria A y eje secundario (derecha) el de la RA y la RN. La abscisa del máximo de la curva corresponde al tiempo –en horas- del punto de inflexión de la expansión potencial (A: 834 h, RN: 194 h y RA: 213 h).

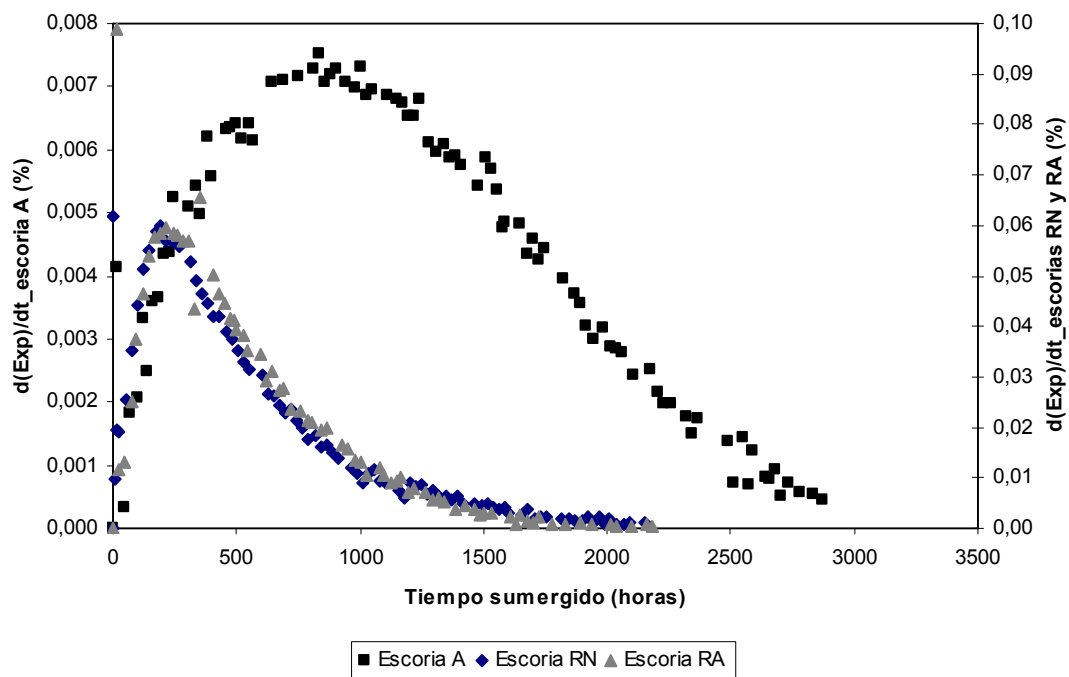


Figura 3.60: Variación temporal de la velocidad de expansión potencial de las tres escorias blancas.

Una vez conseguido el valor de t_p se procede a realizar el ajuste del modelo a la zona terminal de la curva obtenida del ensayo. Resulta evidente que cuanto mayor sea el lapso de tiempo que transcurra desde el punto de inflexión, mayor número de puntos podrán ser tenidos en cuenta en la estimación, y por tanto, ésta será más precisa. Sin

embargo, conviene establecer un procedimiento para optimizar el número de lecturas de forma que el error cometido sea inferior a un determinado valor.

Para ello se empleó el programa MATLAB con el cual se efectuaron varios análisis considerando diferentes lapsos de tiempo. En el primero de ellos, tan sólo se utilizaron los cinco primeros datos ($\Delta H/H_0$) registrados después del punto de inflexión, determinando K y $\Delta H_{\max}/H_0$ (Exp. potencial final estimada) mediante el ajuste de la ecuación (17) a dichos puntos. Posteriormente se realizó la misma operación, añadiendo una sexta lectura y así sucesivamente, agregando uno a uno los datos y estimándose nuevamente los valores K y $\Delta H_{\max}/H_0$. El procedimiento continuó hasta que se incluyeron todos los datos, para cada una de las escorias, obteniéndose una matriz de columnas: $t-t_p$, $[\Delta H_{\max}/H_0]$ y K . De la segunda columna se seleccionaron dos valores, uno el máximo ($[\Delta H_{\max}/H_0]_{\max.}$) y otro el de tendencia, entendido éste como el valor correspondiente a la última fila ($[\Delta H_{\max}/H_0]_{\text{tenden.}}$).

En la Figura 3.61 se han representado los diversos valores estimados por el modelo para $[\Delta H_{\max}/H_0]$ obtenidos con los ajustes sucesivos, normalizados respecto a $[\Delta H_{\max}/H_0]_{\max.}$, para cada una de las escorias (A, RN y RA). Puede verse que a medida que aumenta el número de lecturas, el $[\Delta H_{\max}/H_0]$ se acerca al máximo. Este se alcanza de forma prácticamente asintótica para un tiempo $t-t_p$ de unas 900 horas en la escoria RA y para unas 1.500 horas en la escoria RN. Sin embargo, la escoria A presenta el valor mayor de la predicción de $[\Delta H_{\max}/H_0]$ para 1.200 horas, reduciéndose posteriormente, a un valor más probable de $[\Delta H_{\max}/H_0]$.

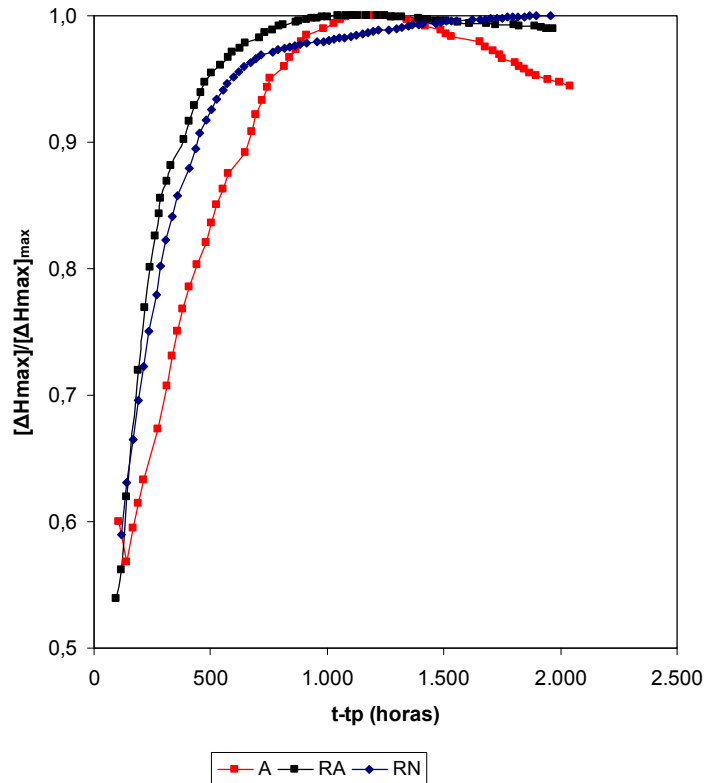


Figura 3.61: Normalización ($\Delta H_{\max}/[\Delta H_{\max}]_{\max.}$) después del punto de inflexión de las tres escorias.

De la figura anterior puede determinarse el error que se cometería si el ensayo se diera por finalizado para un número determinado de lecturas. A partir de ella, se obtiene la Tabla 3.37.

Tabla 3.37: Resultados de la expansión potencial estimados con el modelo y medidos en el ensayo de laboratorio.

t-t _p	Escoria					
	A		RA		RN	
	$\frac{\Delta H_{t-t_p}}{[\Delta H_{\max}]_{\max.}}$	$\frac{\Delta H_{t-t_p}}{[\Delta H_{\max}]_{tenden.}}$	$\frac{\Delta H_{t-t_p}}{[\Delta H_{\max}]_{\max.}}$	$\frac{\Delta H_{t-t_p}}{[\Delta H_{\max}]_{tenden.}}$	$\frac{\Delta H_{t-t_p}}{[\Delta H_{\max}]_{\max.}}$	$\frac{\Delta H_{t-t_p}}{[\Delta H_{\max}]_{tenden.}}$
250	66 %	70 %	81 %	82 %	77 %	77 %
500	85 %	90 %	95 %	96 %	103 %	103 %
1.000	99 %	105 %	100 %	101 %	98 %	98 %
1.500	99 %	105 %	100 %	101 %	100 %	100 %

Asimismo, puede apreciarse (Fig. 3.61) en las curvas de las diferentes escorias que tienen un tramo recto, hasta aproximadamente el valor de 0,85. En base a lo anterior podría establecerse un procedimiento para determinar el momento en el que el ensayo se pudiera dar por finalizado. Consistiría en representar, para la escoria ensayada, la curva $[\Delta H_{\max}/H_0]_{\max}$ hasta que comenzara a curvarse. La ordenada en ese punto correspondería a un 85% de la expansión máxima.

En la Tabla 3.38 se recogen los valores de $[\Delta H_{\max}/H_0]_{\text{medida}}$, t_p , $t-t_p$ ensayo, $[\Delta H/H_0]_{\max}$, $t-t_p$ modelo, K y $[\Delta H_{\max}/H_0]_{\text{tenden.}}$ de las tres escorias ensayadas. Dichos parámetros corresponden a:

- $[\Delta H_{\max}/H_0]_{\text{medida}}$: Expansión potencial máxima medida en el laboratorio (%)
- t_p : Tiempo, en horas, correspondiente al punto de inflexión
- $t-t_p$ ensayo : Tiempo de duración del ensayo – tiempo del punto de inflexión, en horas.
- $[\Delta H_{\max}/H_0]_{\max}$: Expansión potencial máxima determinada con el modelo (%)
- $t-t_p$ modelo : Tiempo del $[\Delta H_{\max}/H_0]_{\max}$ – tiempo del punto de inflexión, en horas
- K : Parámetro del modelo estimado en el instante correspondiente a $[\Delta H_{\max}/H_0]_{\max}$
- $[\Delta H_{\max}/H_0]_{\text{tenden.}}$: Expansión potencial estimada incluyendo todos los datos (%)

Tabla 3.38: Resultados de la expansión potencial estimados con el modelo y medidos en el ensayo de laboratorio.

		Escoria		
		A	RA	RN
Medido en el ensayo	$[\Delta H_{\max}/H_0]_{\text{medida}}$ (%)	12,23	40,84	38,62
	t_p (horas)	834	213	194
	$t-t_p$ ensayo (horas)	2.040	1.968	1.959
Estimado con el modelo	$[\Delta H_{\max}/H_0]_{\max}$ (%)	14,52	41,96	38,82
	$t-t_p$ modelo (horas)	1.182	1.128	1.959
	K	0,000901	0,002304	0,002298
	$[\Delta H_{\max}/H_0]_{\text{tenden.}}$ (%)	13,71	41,53	38,82

Pese al buen ajuste del modelo, sería conveniente ensayar otras escorias blancas para alcanzar un mayor soporte experimental.

Colapso

A continuación se presenta el resultado de los ensayos empleados para estudiar el fenómeno de colapso en las mezclas SA y HR.

Mezclas SA

En la Tabla 3.39 se recoge el resultado del ensayo de colapso efectuado en edómetro, bajo una carga vertical constante de 200 kPa, así como los contenidos de materia orgánica (MO), sales solubles (SS) y yesos (Y) del suelo SA00, la escoria A y las mezclas SA.

En los materiales unitarios y en las mezclas SA se ha obtenido un índice de colapso (IC) inferior al máximo permitido por el art. 330 del PG3 ($< 1,0 \%$). Cabe señalar, de hecho, que ni los materiales unitarios ni ninguna mezcla SA superó un índice de colapso de $0,10 \%$, registrándose descensos en su superficie de $0,012 \text{ mm}$. En la tabla antes citada se advierte que los dos materiales unitarios (escoria A y suelo SA00) presentan los mayores índice de colapso ($0,09 - 0,10 \%$) y que en las mezclas, a medida que se incrementa el contenido de escoria A se reduce su IC.

El contenido de materia orgánica de los materiales unitarios y el de sus mezclas SA, se encuentra por debajo del valor máximo permitido en el art. 330 del PG3, fijado en el 2 y en el 5%, para la construcción de terraplenes con una altura mayor y menor a 5 m, respectivamente. Sorprende que el contenido de materia orgánica de la escoria A sea mayor a 0% , dado que, en principio, ésta debiera haber desaparecido, teniendo en cuenta las altas temperaturas que se alcanzan en los hornos. Se estima que el reducido contenido de materia orgánica en la escoria A se debe a su manipulación. Por tanto, para el empleo de una escoria blanca se recomienda tener precaución con la manipulación si se pretende utilizarla en la construcción de terraplenes.

El art. 330 del PG3 especifica un porcentaje máximo de $1,0 \%$ de sales solubles para emplear un suelo en el núcleo del terraplén. Así, los contenidos de sales solubles del suelo y las mezclas SA cumplen con dicho límite, por lo que podrían ser utilizados con dicho fin, debiendo recordarse que, en lo que respecta a las mezclas de suelo y escoria, el Pliego sólo debe ser considerado como una referencia. Sin embargo, la

escoria A presenta un porcentaje superior al valor máximo permitido (1,32 %). Por tanto, considerando este último resultado se puede indicar otra razón más por la que no es recomendable emplear la escoria A para la construcción de terraplenes.

El porcentaje de yeso determinado en los materiales unitarios y sus mezclas cumplen con el límite máximo permitido por el art. 330 del PG3 (0,2 % $\text{SO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$), por lo que pueden ser utilizados en cualquier parte del terraplén).

Analizando los resultados anteriores, se deduce que no existiría problema con emplear el suelo SA00 y las mezclas SA en la construcción de terraplenes. Sin embargo, hay que recordar, nuevamente, que el art. 330 del PG3 fue redactado para su aplicación a suelos naturales en la construcción de terraplenes, y por ello, cuando, como es el caso, se trata de mezclas de suelo y escoria, debe ser tomado sólo como una referencia.

Tabla 3.39: Resultado del ensayo de colapso y de las determinaciones de materia orgánica, sales solubles y yesos de las mezclas SA.

	ÍC	MO	SS	Y
SA00	0,10	0,98	0,38	0,02
SA10	0,07	0,84	0,49	0,01
SA20	0,03	0,77	0,57	0,01
SA30	0,01	0,78	0,68	0,01
A	0,09	0,37	1,32	0,00

IC: Índice de colapso (%); MO: Materia orgánica (%); SS: Sales solubles (%); Y: Yesos (% $\text{SO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$).

Mezclas HR

En la Tabla 3.40 se muestra el resultado del ensayo de colapso efectuado al suelo HR00, la escoria R y las mezclas HR, así como sus determinaciones de materia orgánica, sales solubles y yesos.

Los materiales y mezclas HR presentan un nulo índice de colapso en edómetro con carga vertical de 200 kPa. Cabe señalar que en alguno de los ensayos se registró una expansión de la cara superior de la pastilla, en vez de un asiento.

El contenido de materia orgánica del suelo HR00, la escoria R y las mezclas HR, es inferior al máximo permitido por el PG3 (< 2,0 %, máximo para su empleo en terraplenes contruidos con una altura superior a 5,0 m). Nuevamente se detectó presencia de materia orgánica en la escoria.

El porcentaje de sales solubles obtenido en la escoria R y las mezclas HR es inferior a 1,0 % (valor límite permitido por el PG3). El suelo HR00 ha sido el único de los materiales que ha superado tal límite. Este último podría presentar problemas de asientos a largo plazo por la disolución de ciertas sales solubles. Se resalta que las mezclas HR presentan un contenido de sales solubles inferior al que presentan los materiales unitarios.

Se han determinado contenidos de yesos inferiores a 2%, por lo que, según el art. 330 del PG3, dichos materiales (RN, RA, HR00, HR06 y HR20) podrían ser empleados en el núcleo de los terraplenes.

Tabla 3.40: Resultados de colapso, materia orgánica, sales solubles y yesos de las mezclas HR.

	<i>IC</i>	<i>MO</i>	<i>SS</i>	<i>Y</i>
HR00	0,00	0,54	1,17	0,00
HR06	0,00	0,52	0,13	0,11
HR20	0,00	0,62	0,25	0,36
R	0,00	0,63	0,52	0,27

IC: Índice de colapso (%); MO: Materia orgánica (%); SS: Sales solubles (%); Y: Yesos (% $\text{SO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$).

Análisis de los resultados

A continuación se analizan los resultados obtenidos en los ensayos empleados para determinar el hinchamiento y la expansión potencial de las mezclas SA y HR.

El artículo 330 del PG3 especifica las exigencias que debe cumplir un suelo natural para ser empleado en la construcción de un terraplén. Dado que en esta investigación se ha mezclado un suelo natural con un subproducto industrial (la escoria blanca), tales exigencias no tienen necesariamente que ser cumplidas. En este trabajo, aquellas fueron únicamente empleadas a modo orientativo. Por ejemplo, el citado pliego no contempla el hinchamiento por reactividad de algunos compuestos químicos, tales como la hidratación de ciertos minerales, que constituye un fenómeno importante en las escorias de acería.

Los ensayos para determinar la expansividad se han realizado sobre muestras compactadas, la mayoría de ellas a un 100% de la E. PN, aunque también se estudió aplicando sólo una parte de dicha energía (25 y 50 % E. PN). Como era de esperar, el peso específico seco es un factor relevante en los resultados, tanto en los ensayos de hinchamiento como en la expansión potencial de estos materiales.

La escoria blanca no presenta expansión en el ensayo de hinchamiento libre ni en el hinchamiento CBR, independientemente del peso específico seco que tengan las probetas. Se recuerda que en un suelo natural ocurre algo totalmente diferente, en el que su expansión sí es función de su peso específico seco.

Sin embargo, al mantener sumergidas bajo agua a 70 °C probetas idénticas a las empleadas en el ensayo de hinchamiento CBR, se ha obtenido una expansión potencial en las escorias entre 12 y 41%. El citado ensayo acelera las reacciones de hidratación, y en su caso también las de carbonatación, de ciertos compuestos minerales. En las escorias de convertidor al oxígeno (*BOF*) y en las de horno de arco eléctrico (*EAF*), ensayadas con el procedimiento descrito en la norma ASTM D 4792, la expansión potencial final se consigue normalmente en unos 7 días. En cambio, para alcanzar la estabilización de la expansión en la escoria de horno cuchara, fue necesario extender el ensayo por algo más de 3 meses (unos 90 días). En los 7 primeros días de ensayo de la escoria de horno cuchara se había producido tan sólo

entre un 3 y un 18% de la expansión potencial final. Habitualmente las escorias de convertidor al oxígeno (*BOF*) y las de fusión en el horno eléctrico (escorias negras) (*EAF*), de tamaño arena o grava ($> 0,08$ mm), se ensayan como material granular para la sección transversal de una carretera, siendo suficiente, dada su granulometría, el plazo de una semana para comprobar su expansividad. Sin embargo, las propiedades conglomerantes que desarrolla la escoria de horno cuchara como consecuencia de la reactividad y el pequeño tamaño de sus partículas retrasan la interacción con el agua.

No se ha encontrado ninguna investigación que compare los resultados de expansión de una escoria obtenidos en el laboratorio con los de campo. Un ensayo de expansión potencial efectuado sobre escorias de alto horno, de convertidor al oxígeno (*BOF*) y de horno de arco eléctrico –negras- (*EAF*) requiere una duración mínima de 7 días para que se desarrollen las reacciones de hidratación y se alcance una tendencia asintótica del hinchamiento. Asimismo, las reacciones responsables de la expansión de las escorias alto horno, *BOF* y *EAF* tardan en producirse entre un par de meses a unos pocos años cuando éstas se colocan en el campo. En cambio, el ensayo de expansión potencial de la escoria blanca se debe extender al menos durante 3 meses para alcanzar una tendencia asintótica (13 veces más que en el caso de las otras escorias). Se desconoce cuanto tardarán en producirse las reacciones de esta escoria cuando sea puesta en obra, aunque se estima que pueden ser de varias décadas. Sin embargo, la expansión se producirá tan lentamente que sus partículas se reacomodarán durante el proceso, y el hinchamiento puede que no sea tan catastrófico como cabría esperar teniendo en cuenta los resultados de laboratorio.

Los suelos S y H presentan un hinchamiento libre del 2,0 % y del 4,0 % y un hinchamiento CBR de 0,5 y 1,2 %, respectivamente. El art. 330 del PG3 señala que los suelos con un hinchamiento libre superior a 3,0% no pueden ser empleados en la construcción de núcleos de terraplenes, por lo que sólo el suelo S podría serlo. Los resultados indican que mientras más compactado se encuentre un suelo natural, menor porcentaje de expansión se registrará. Esta sería una de las razones – no la única- por la que las normas de construcción de carreteras exigen un grado de compactación mínimo en la puesta en obra de un material.

En cuanto a las mezclas se puede indicar que tanto en los ensayos de hinchamiento convencional como en el de expansión potencial, se registraron disminuciones de la

expansión respecto de los porcentajes obtenidos en los materiales unitarios. El hinchamiento en las tres mezclas SA y en la HR20 se redujo considerablemente (ver , Tabla 3.33, Tabla 3.35 y Tabla 4.34), mientras que en el de la HR06 aumentó con respecto al del suelo, aunque fue notablemente inferior al de la escoria (ver Tabla 3.35 y Tabla 3.36). El hecho de que la mezcla de un subproducto altamente expansivo con un suelo de baja calidad, incluso expansivo, dé lugar a un material resistente y de reducida expansividad, abre posibilidades para la valorización de las escorias, pero fundamentalmente para la utilización de los malos materiales de traza que se encuentran en numerosas obras de la península Ibérica, teniendo en cuenta, lógicamente, la situación de la acería. La explicación a tan aprovechable comportamiento habría que buscarla en las reacciones que se producen entre el suelo y la escoria y a la posible absorción por los poros de la mezcla de una parte del hinchamiento.

Entre el suelo y la escoria se desarrollan reacciones que dan lugar a una considerable reducción de la expansión, tal como se observó en las tres mezclas SA. No obstante, de las mezclas HR se advierte que la de menor cuantía de escoria (HR06) no redujo lo esperado su expansión, midiéndose un hinchamiento de 1,80 %. Fue necesario añadir una mayor cantidad de escoria para disminuir la expansión tras el envejecimiento. Teniendo en cuenta los resultados obtenidos, se estima que no todos los suelos marginales e inadecuados pueden ser estabilizados con escoria de horno cuchara, y que por tanto, no se producirían las citadas reacciones. En efecto, la mezcla SA10 reduce sustancialmente la expansión del suelo, y posiblemente una menor cuantía de esta escoria también lo habría hecho, mientras que la mezcla HR requiere grandes cantidades de escoria para disminuir considerablemente el hinchamiento del suelo. Se debe profundizar en el estudio de la interacción entre los minerales del suelo y la escoria, para así facilitar la decisión de empleo de dicha mezcla. Las reacciones químico-minerales que explicarían el comportamiento entre estos dos materiales se detallan en el apartado 3.3.2.

Por otro lado, teniendo en cuenta que las mezclas presentan un mayor volumen de huecos que el suelo (ver Tabla 3.2 y Tabla 3.4), parte de la expansividad podría ser absorbida por la porosidad de la mezcla.

Desde un punto de vista práctico, el contenido máximo de agente estabilizador que se recomienda añadirle a la mezcla suelo-escoria es de un 10 %, dado que si se aporta una cantidad superior, la maquinaria no es capaz de mezclar los materiales de forma homogénea. Porcentajes mayores al 10 % pueden ser empleados, pero requiere que la mezcla se efectúe en una central de mezcla para alcanzar la adecuada homogeneidad, antes de ser ésta transportarla al sitio en el que se colocará finalmente. En esta investigación se han estudiado mezclas con porcentajes de escoria superiores e inferiores al 10%, para analizar, entre otras cosas, la posibilidad de regular el hinchamiento mediante la aportación de escoria. Tal situación, es decir, la utilización en la obra de bajas y altas dosificaciones de escoria estaba prevista en unos caminos de servicio situados en las inmediaciones de Herrera de Pisuergra (Palencia), en el tramo de la autovía de la Meseta adjudicado a BEGAR, y que no pudo llevarse a efecto por dificultades de financiación.

Por tanto, considerando que las tres mezclas SA prácticamente anulan la expansión potencial, y teniendo en cuenta lo señalado en el párrafo anterior, la mezcla SA10 sería la más adecuada para emplearla en la construcción de terraplenes. En cambio, no fue ensayada en laboratorio una mezcla HR que cumpla con las dos condiciones anteriores. En efecto, la HR06 reduce muy poco la expansión potencial del suelo HR00 y la HR20 presenta un contenido de escoria por encima del 10 %. Es por ello que habría sido conveniente en este caso haber probado con mezclas HR08 ó HR10 (8 y 10 % de escoria R en la mezcla, respectivamente).

En cuanto al fenómeno de colapso, no se ha observado riesgo de que se produzca. Sin embargo, en la presente investigación no se ha estudiado la posibilidad de que la escoria blanca mejore un suelo que -según los criterios del art. 330 del PG3- sea colapsable.

3.3 Estudio químico-mineral

El estudio químico-mineral efectuado en la presente investigación se divide en 2 partes: la caracterización inicial de los materiales y la explicación del fenómeno de estabilidad volumétrica. A continuación se comentan cada uno de ellos.

3.3.1 Caracterización de los materiales

Fluorescencia de rayos X

La composición química de las dos escorias y los dos suelos se muestra en la Tabla 3.41.

El principal compuesto químico encontrado en la escoria de horno cuchara es el óxido de calcio, con porcentaje en peso de entre 54 y 57 %. El pH de las escorias medido en agua destilada fue de 12.2. La suma de los cuatro compuestos principales de las *LFS*: óxidos de calcio, silicio, aluminio y magnesio, alcanzó un porcentaje superior al 90 %.

La escoria blanca presenta un elevado índice de basicidad ($\text{CaO}/\text{Al}_2\text{O}_3+\text{SiO}_2$), con un valor igual o superior a 2,2, el cual es similar al que presenta el *clínker* del cemento Pórtland. Por ello cabe pensar que la escoria puede presentar reacciones cementantes consideradas débiles con respecto a las del cemento.

El mejor agente estabilizador para un suelo depende de varios factores, entre los cuales se pueden mencionar: propiedades geotécnicas del suelo, propiedad que se desee mejorar, magnitud del incremento de mejora, etc. Los estabilizadores comúnmente empleados son cal y cemento. El primero se emplea para suelos predominantemente arcillosos (compuesto por partículas más finas, una elevada presencia de alúmina y sílice, ya que la combinación con cal produce cementación), mientras que el segundo presenta la justa proporción de óxidos de Ca-Si-Al y se aglomera con las partículas de suelo grueso pasando a formar un “hormigón de baja resistencia”.

En el capítulo 1 se comentaron las reacciones de hidratación y carbonatación que se producen en la escoria blanca, resumiéndose en las siguientes: (i) hidratación de la cal libre (ii) hidratación de la magnesia libre, (iii) hidro-carbonatación de la periclasa, y (iv) carbonatación de la portlandita, entre otras. Se recuerda que la determinación de la cal y la magnesia libre, realizada según la norma UNE EN 1744-1 y el método de Katyal et al (1998), respectivamente, corresponden a la suma de óxidos e hidróxidos de los citados compuestos de la escoria. Por tanto, al igual que otros parámetros, tales como la pérdida al fuego (LOI) y contenido de carbono (C) y de azufre (S), la cal y la magnesia libre también se modifican durante el acopio de la escoria. El análisis permite evaluar el grado de envejecimiento (principalmente relacionado con las reacciones de hidratación y carbonatación) de una escoria en el momento de su utilización.

Los porcentajes de cal libre medidos con la norma UNE EN 1744-1 (entre 5 y 12%) (ver Tabla 3.41) se consideran habituales en este tipo de escorias. Algunos autores (Iguchi et al, 2001 y Papayianni y Anastasiou, 2010) encontraron contenidos de cal libre inferiores al 1 %, mientras que otros (Manso et al, 2005, Setién et al, 2009, y Polanco et al, 2011) determinaron porcentajes entre 3 y 22 %. Los resultados obtenidos en esta investigación coinciden con el rango de resultados obtenidos por estos últimos.

Tal como lo indican Frías Rojas y Sánchez de Rojas (2004), no existen procedimientos fiables que puedan ser empleados para determinar la magnesia libre. Varios autores coinciden que un material no presenta problemas expansivos cuando su porcentaje de óxido de magnesio es inferior al 5 % (Geiseler, 1996 y Motz y Geiseler, 2001). Para estimar el contenido de magnesia libre, algunas investigaciones (Garachena Orbe, 2004 y Setién et al, 2009) han empleado el método propuesto por Katyal et al (1998). En la presente investigación se utilizó dicho procedimiento, obteniéndose resultados contradictorios. Se efectuó una exhaustiva campaña de ensayos en dos laboratorios diferentes y ambos coincidieron en que el procedimiento no se encuentra bien definido, siendo por tanto difícil de conseguir un porcentaje de magnesia libre fiable y reproducible. Los resultados obtenidos en esta investigación se muestran, a modo informativo, en el anejo I. Este trabajo ha ignorado estos resultados, habiendo sido estimados -los que aparecen en la Tabla 3.41- a partir del ensayo de termogravimetría y calorimetría diferencial. Varios autores (Setién et al, 2009, Polanco et al 2011)

registraron porcentajes de magnesia libre entre 3 y 4 % en la escoria blanca. En esta investigación se midieron en las dos escorias porcentajes por encima de los señalados por los autores antes citados, tal como se puede ver en la Tabla 3.41. Este elevado contenido de magnesia libre puede haber influido en la elevada expansividad registrada en las escorias. En el apartado 3.3.2 se comenta con detalle las hipótesis que explicarían tan elevada expansividad.

El contenido de azufre (S) de la escoria blanca no suele variar sustancialmente a lo largo de su acopio. Se han obtenido valores muy cercanos en las dos escorias ($\approx 0,70$ %), los cuales están en el orden de magnitud de los alcanzados por Setién et al (2009) (0,9-1,5 %).

El contenido de carbono indica el grado de carbonatación de las escorias; en consecuencia, y de acuerdo con los resultados experimentales, la escoria R se encuentra más carbonatada que la A.

Por último, el *LOI* (*“lost of ignition”*) mide los elementos volátiles que presenta un material. En las escorias éstos suelen ser el agua combinada (principalmente de la hidratación de ciertos minerales) y el dióxido de carbono (especialmente, el procedente de la carbonatación). Los resultados muestran que ambas escorias tienen una similar pérdida de masa a los 900 °C.

Los dos suelos presentan elevados contenidos de sílice (> 50 %) y alúmina (> 20 %). También se considera alto el contenido de óxido de hierro (≥ 7 %), principalmente el del suelo S (19%), dado que éste se recogió en las cercanías de una antigua zona de explotación de ese mineral. Ambos suelos presentan un contenido de óxido de potasio cercano al 3%. Los dos suelos presentan un elevado LOI, siendo incluso superior al de las dos escorias. Entre los 110 y los 550 °C se evapora en los suelos el agua combinada, la cual es de relativa importancia (> 8,0 %). El suelo H es más arcilloso que el S, dado que, entre otras cosas, presenta una mayor cantidad de agua combinada en su estructura interna.

Tabla 3.41: Composición química de las escorias (A y R) y los suelos (S y H).

	A	R	S	H
CaO	56,7	54,0	0,65	7,24
SiO ₂	17,7	14,3	50,1	52,6
Al ₂ O ₃	6,67	10,3	24,0	22,9
MgO	9,73	16,5	0,80	1,16
Fe ₂ O ₃	2,19	1,77	19,4	7,00
MnO	0,28	0,81	1,00	<0,1
TiO ₂	0,35	0,22	0,96	0,10
NaO ₂	0,07	<0,1	<0,1	<0,1
K ₂ O	0,02	<0,1	2,76	3,29
Cr ₂ O ₃	0,03	0,16	<0,1	<0,1
P ₂ O ₅	0,03	<0,1	0,16	0,10
ZnO	<0,1	0,56	<0,1	<0,1
CaO/(Al ₂ O ₃ +SiO ₂)	2,33	2,20	0,01	0,10
CaO libre	12	5	ND	ND
MgO libre	8	14	ND	ND
C	0,35	1,52	0,40	0,40
S	0,76	0,61	<0,01	<0,01
LOI	5,35	5,40	8,1	12,2

ND: No determinado

Difracción de rayos X

A continuación se analiza la presencia de los principales minerales detectados en los suelos (S y H), las escorias (A y R) y las mezclas (SA30 y HR20) mediante la técnica de difracción de rayos X. Las mezclas fueron seleccionadas en razón a que contienen el máximo porcentaje de escoria utilizado en esta investigación, por lo que presentan las mejores condiciones para estudiar su influencia. El procedimiento para cuantificar el porcentaje en peso de los principales minerales encontrados en un difractograma se describe en el anejo I.

Los difractogramas de rayos X de los suelos S y H se presentan en la Figura 3.62 y la Figura 3.63, respectivamente. La Tabla 3.42 recoge los minerales detectados en los difractogramas. La presencia de cuarzo se asocia habitualmente a suelos de origen

silíceo con tamaño de partículas mayores a 0,002 mm (gravas, arenas o limos), en los que no se ha producido una elevada meteorización química que modifique su mineralogía con respecto a la de la roca matriz. El contenido de arcilla de un suelo se determina teniendo en cuenta el pico principal de los filosilicatos (2θ : $19,8^\circ$), en el cual se agrupan los principales minerales de arcilla en un ensayo de difracción de rayos X. En este caso, se ha detectado la presencia de illita y caolinita en ambos suelos (ver Tabla 3.42). El suelo H presenta un menor contenido de cuarzo (63 %) y uno mayor de arcillas (filosilicatos) (32 %) que el suelo S (87 y 10 %, respectivamente), coincidiendo con los resultados de plasticidad. Efectivamente, el suelo H tiene un límite líquido y un índice de plasticidad superior al del S (ver Tabla 3.1 y Tabla 3.3). Por último, en ambos suelos se detectó la presencia de calcita, habiéndose encontrado trazas de montmorillonita sólo en el S.

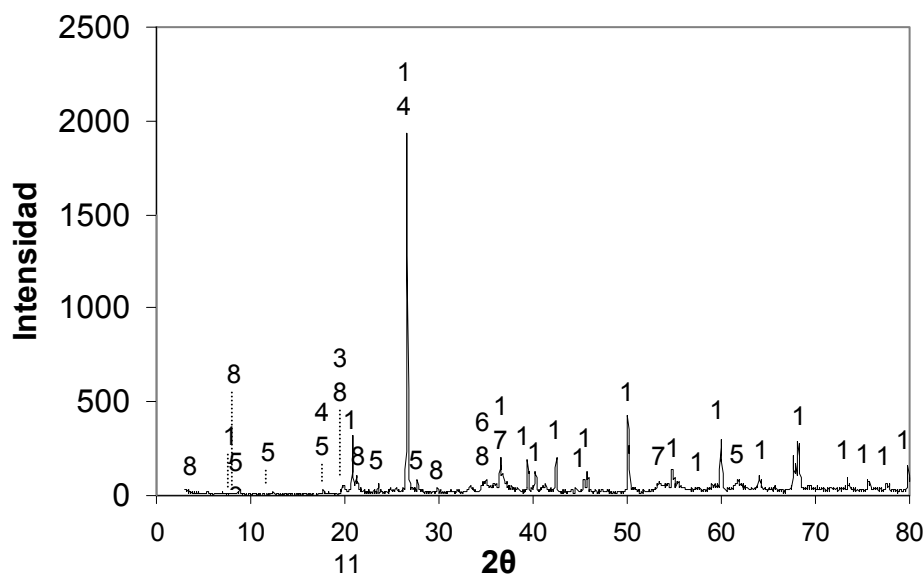


Figura 3.62: Difracción de rayos X del suelo S.

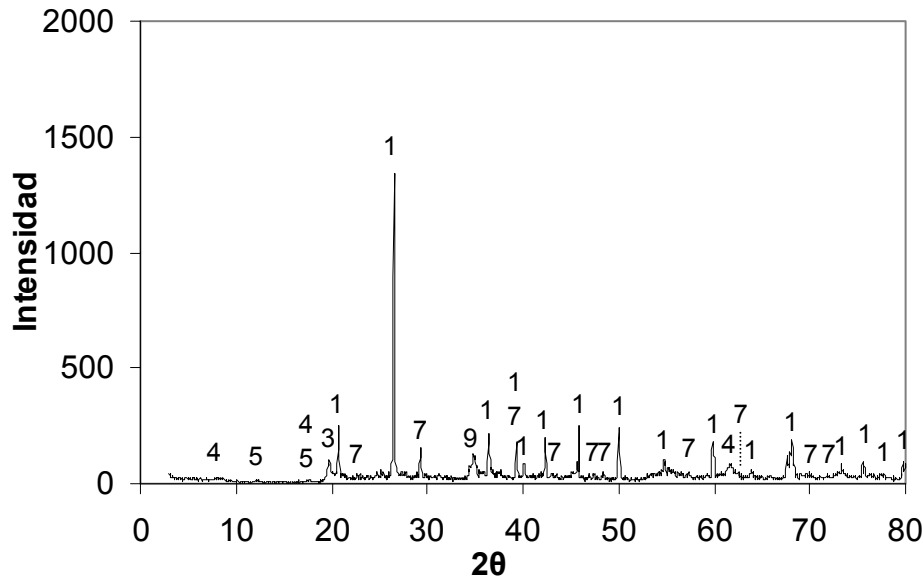


Figura 3.63: Difracción de rayos X del suelo H.

Tabla 3.42: Relevancia de los principales minerales encontrados en los suelos S y H.

Nº	Mineral	Fórmula química	S	H
1	Cuarzo	SiO ₂	mayor	mayor
2	feldespatos o mica	(K,Na,Ca,Ba,NH ₄)(Si,Al) ₄ O ₈	menor	ND
3	filosilicato		10%*	32%*
4	Ilita	(K,H ₃ O)Al ₂ Si ₃ AlO ₁₀ (OH) ₂ KAl ₂ (Si ₃ Al)OH ₁₀ (OH) ₂	trazas	trazas
5	caolinita	Al ₂ Si ₂ O ₅ (OH) ₄	trazas	trazas
6	montmorillonita	Na _{0.3} (Al,Mg) ₂ Si ₄ O ₁₀ (OH) ₂ 8H ₂ O	trazas	ND
7	calcita	CaCO ₃	trazas	menor
8	goetita	α-FeO(OH)	trazas	ND
9	hematita	Fe ₂ O ₃	ND	trazas

ND: no detectados. * estimación semi-cuantitativa a partir de los ensayos XRD

Las siguientes figuras (Figura 3.64, Figura 3.65 y Figura 3.66) muestran los difractogramas efectuados sobre la escoria A y las muestras de la escoria R - denominadas RN y RA-, mientras que los principales minerales encontrados se recogen en la Tabla 3.43, respectivamente.

Los minerales detectados en las escorias han sido agrupados en aluminatos cálcicos, silicatos cálcicos, calcio y magnesio no combinado, carbonatos de calcio y por último, los que no están contenidos en los grupos anteriores.

La mayenita y la celita fueron los únicos aluminatos cálcicos anhidros (ver Tabla 3.43) y la katoita, el único aluminato hidratado, detectados en las escorias. Cabe señalar que la hidratación de la mayenita y la celita presenta propiedades cementantes y proporciona resistencia mecánica (Kanagawa y Kuwayama, 1997; Hewlett, 1998, Setién et al 2009).

En el grupo de los silicatos cálcicos, sólo se detectó el olivino, siendo incluso uno de los minerales más abundantes. Tang (1973) atribuye ciertas propiedades hidráulicas a este mineral, aunque de escasa importancia.

Entre los compuestos de calcio y de magnesio se encontró portlandita y calcita en las escorias, siendo de destacar el elevado contenido de periclase. Por otro lado, no se halló lima ni brucita. Como lo indican un elevado número de investigadores (Crawford y Burn, 1969, Geiseler, 1996, Geiseler y Schlosser, 1998, Motz y Geiseler, 2000, Frías Rojas et al, 2002, Juckes, 2003, Frías Rojas y Sánchez de Rojas, 2004, Setién et al 2009, Waligora et al 2010, Lun et al, 2011, y Yildirim y Prezzi, 2011), el contenido de cal y magnesia libre es importante en el estudio de la estabilidad volumétrica. Por otra parte, la elevada presencia de periclase y la ausencia de brucita, así como un contenido de óxido de magnesio superior al 5%, permiten deducir que las escorias son potencialmente expansivas. Además, en caso de producirse la hidro-carbonatación de la periclase -que forma hidromagnesita-, puede producir también expansividad en las *LFS* (Setién et al, 2009). Las escorias presentan un contenido mediano de calcita, formándose ésta a partir de la carbonatación de la portlandita.

Por último, se ha detectado fluorita en las tres muestras de escoria. Su presencia es relevante, dado que tiene una notable influencia en los resultados del estudio medioambiental realizado (ver apartado 3.4).

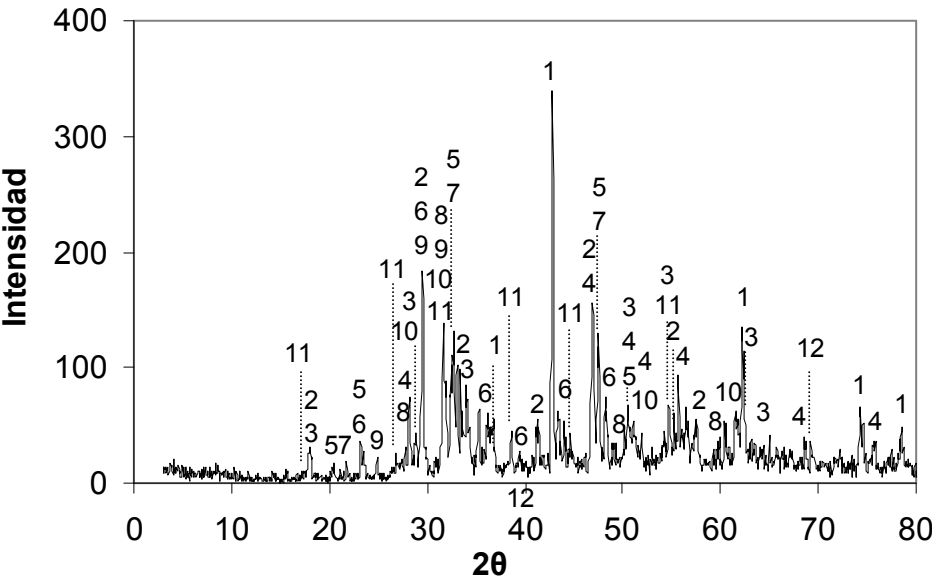


Figura 3.64: Difracción de rayos X de la escoria A.

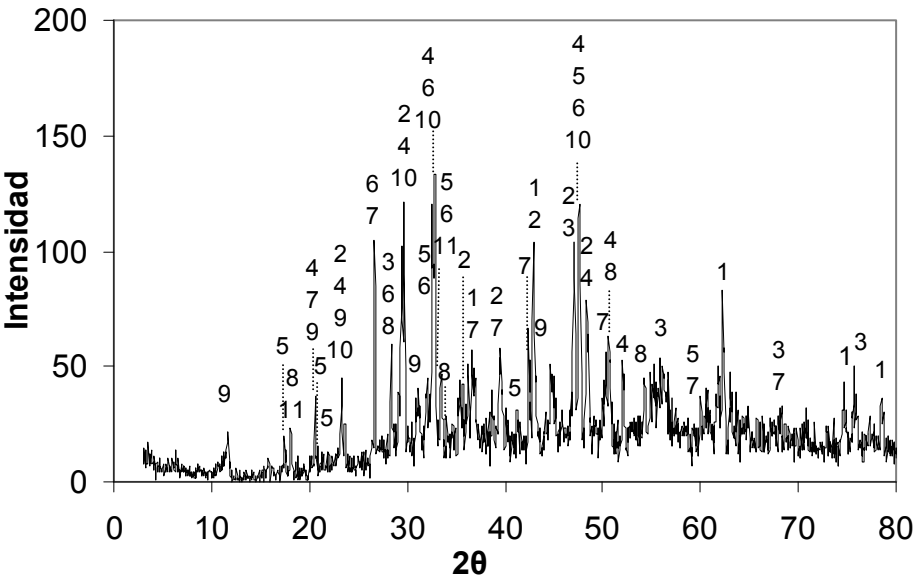


Figura 3.65: Difracción de rayos X de la escoria RN.

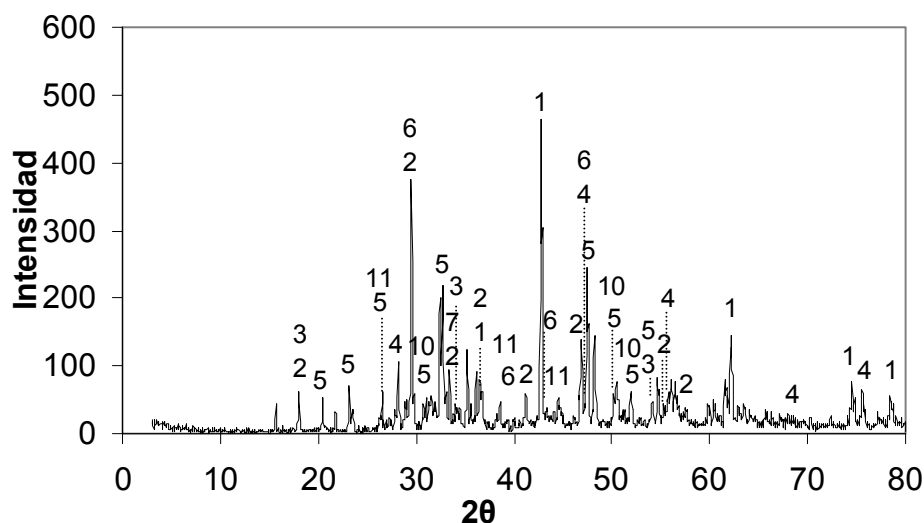


Figura 3.66: Difracción de rayos X de la escoria RA.

Tabla 3.43: Relevancia de los principales minerales existentes en las escorias A, RN y RA.

Nº	Mineral	Fórmula química	A	RN	RA
1	Periclasa	MgO	media	mayor	mayor
2	Mayenita	12 CaO 7Al ₂ O ₃	menor	menor	media
3	Portlandita	Ca(OH) ₂	menor	menor	menor
4	Fluorita	CaF ₂	menor	menor	menor
5	Olivino	Ca ₂ SiO ₄	mayor	mayor	mayor
6	Calcita	CaCO ₃	menor	menor	menor
7	AC ₃	Ca ₃ Al ₂ O ₄	trazas	trazas	trazas
8	Jasmundita	Ca ₁₁ (SiO ₄) ₄ O ₂ S	trazas	ND	ND
9	calcita III	CaCO ₃	menor	trazas	trazas
10	Gelenita	Ca ₂ (Al, Mg) ₄ [(Al,Si) SiO ₇]	trazas	menor	menor
11	Katoita	Ca ₃ Al ₂ (OH) ₁₂	trazas	menor	trazas
12	Cuarzo	SiO ₂	ND	trazas	trazas

ND: no detectados.

Las siguientes figuras (Figura 3.67 y la Figura 3.68) muestran los difractogramas efectuados a las mezclas SA30 y HR20, respectivamente, identificándose en la Tabla 3.44 los principales minerales encontrados.

Se ha observado que los difractogramas de las mezclas corresponden a la combinación de los minerales del suelo y de la escoria. Los picos del suelo se distinguen bastante más claramente que los de la escoria, dado que éstos son enmascarados por aquéllos. Así, los picos de la SA30 y la HR20 son muy similares a los obtenidos en el suelo S y H, respectivamente. El cuarzo es el mineral predominante, tanto en las mezclas como en los suelos.

Los minerales más abundantes en la SA30 procedieron del suelo (cuarzo y filosilicatos), mientras que la mayoría de las trazas las proporcionó la escoria (katoita, olivino y periclase). Inicialmente se esperaba que los minerales aportados a la mezcla por sus materiales constituyentes se distribuyeran de forma más o menos proporcional a su presencia. Sin embargo, se estima que al efectuar la mezcla se produjo la absorción de algunos minerales de la escoria por parte de los del suelo, incumpléndose, con ello, las expectativas. Es posible que la explicación se encuentre en que la mezcla se efectuó con una escasa cantidad de agua -la humedad higroscópica de cada uno de los constituyentes- lo que quizá dificultó la reactividad de los compuestos.

La mayoría de los minerales detectados en la HR20 provenían del suelo H (cuarzo, filosilicatos y calcita), dándose la circunstancia de que, además, eran los que tenían una presencia significativa. El único mineral indiscutiblemente aportado por la escoria fue la portlandita, dado que la calcita, pudo haber sido proporcionada tanto por el suelo como por la escoria. También se encontraron trazas de goetita en esta mezcla, posiblemente aportada por el suelo H. Se cree que no fue detectada en el suelo debido a su reducida proporción. La portlandita es uno de los minerales a tener en cuenta para estudiar la estabilidad volumétrica de las escorias.

Se han efectuado ensayos de difracción de rayos X sobre muestras recogidas desde las probetas de compresión simple de las mezclas SA10, SA20, SA30 HR06 y HR20 ensayadas a 0, 3, 7 y 28 días para comprobar si se detectaba un cambio significativo en sus minerales a lo largo del tiempo de curado. Comparando en una misma muestra, pero a diferentes edades, las alturas de los picos principales de los minerales que supuestamente se producirían (lima, portlandita, calcita, periclase, brucita, hidromagnesita, katoita, entre otros), no se observan cambios significativos, sino más bien propios de la variabilidad en la toma de muestras (ver anejo V).

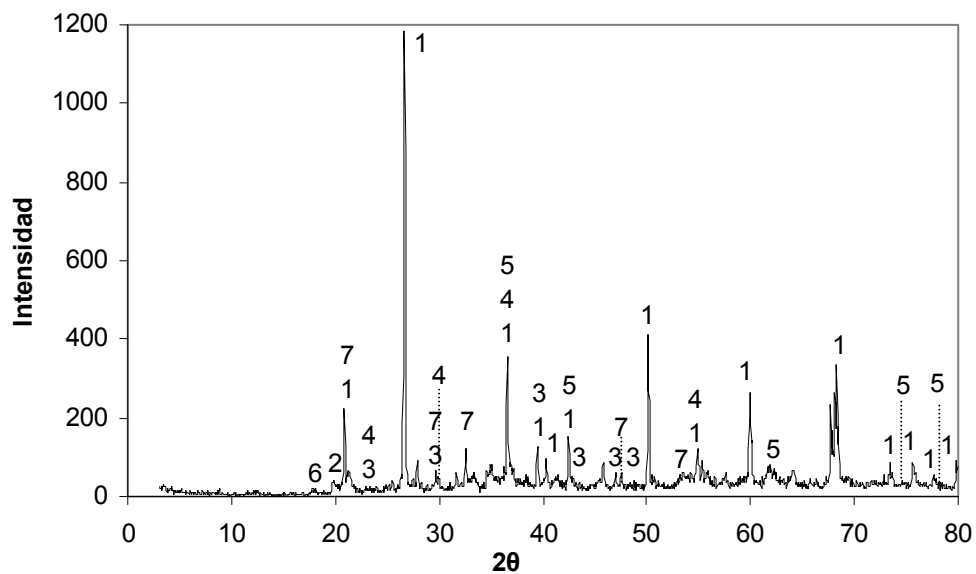


Figura 3.67: Difracción de rayos X de la mezcla SA30.

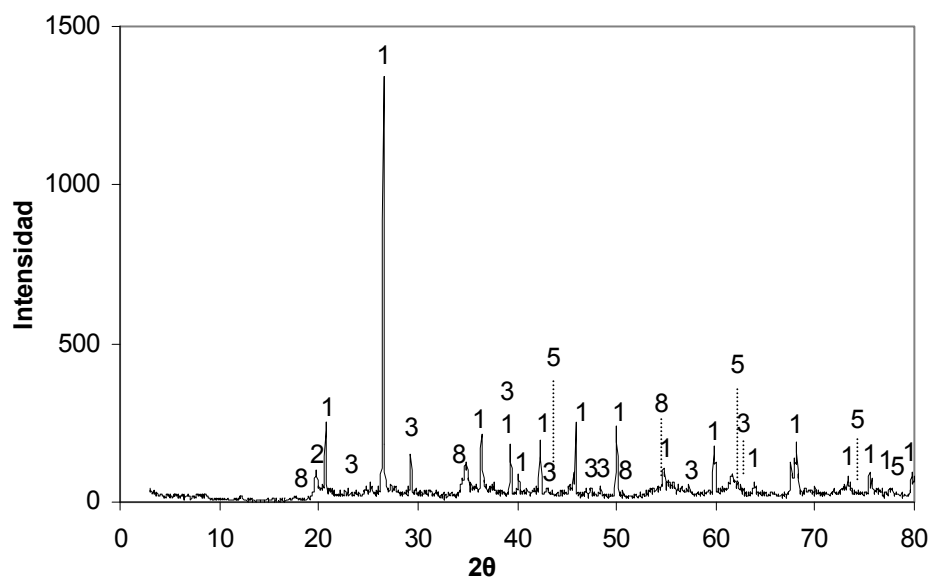


Figura 3.68: Difracción de rayos X de la mezcla HR20.

Tabla 3.44: Relevancia de los principales minerales detectados en las mezclas SA30 y HR20.

Nº	Mineral	Fórmula química	SA30	HR20
1	Cuarzo	SiO_2	mayor	mayor
2	Filosilicatos		menor	menor
3	Calcita	CaCO_3	trazas	menor
4	katoita	$\text{CaAl}_2(\text{OH})_{12}$	trazas	ND
5	goetita	$\text{FeO}(\text{OH})$	trazas	trazas
6	olivino	Ca_2SiO_4	trazas	ND
7	periclasa	MgO	trazas	ND
8	portlandita	$\text{Ca}(\text{OH})_2$	ND	trazas

ND: no detectados.

Termogravimetría y calorimetría diferencial

A continuación se muestran los resultados del ensayo de termogravimetría y calorimetría diferencial efectuados sobre dos muestras de suelo (S y H), tres de escoria (A, RN y RA) y dos de las mezclas (SA30 y HR20). Este ensayo se ha realizado con la finalidad de caracterizar los materiales y corroborar los resultados obtenidos en la difracción de rayos X, así como para completar la interpretación del ensayo de expansión potencial.

La Figura 3.69 (a) y la Figura 3.70 (a) muestran la pérdida de peso y la entalpía de los suelos S y H, mientras que en la Figura 3.69 (b) y Figura 3.70 (b), además de la pérdida de masa, se puede ver los gases desprendidos con masa molar 18 (H_2O) y 44 (CO_2).

Se ha realizado una revisión bibliográfica de las reacciones y temperaturas a las que se producen ciertos minerales, observándose que hay poca coincidencia al respecto entre los investigadores.

Según Araujo et al (2004), la illita registra, además de pérdida de masa por humedad (a temperatura inferior a 110°C), la dehidroxilación del agua constitutiva $470-580^\circ\text{C}$ y el cambio cristalino de la espinela entre los $850-920^\circ\text{C}$. Sedmale et al (2009) indican que a los 130 , 182 y 821°C corresponden: la descomposición del agua adsorbida de

la ilita, la descomposición de hidróxidos de hierro y la separación del agua cristalina de la ilita, respectivamente.

Se ha encontrado algo más de coincidencia en las reacciones de la caolinita, dado que Wang et al (2011) y Sahnoune et al (2011) concuerdan en que la dehidroxilación de este mineral se produce cerca de los 500 °C.

En los dos suelos (S y H) se observan, además de la pérdida del agua de constitución (< 110 °C), la descomposición de los hidróxidos de hierro de la ilita (170-180 °C), la deshidratación- descarbonatación de la goetita (290-360 °C) y el cambio polimórfico del cuarzo (α a β) (570-590 °C).

La pérdida de masa registrada entre los 680-750 °C del suelo H corresponde a la descarbonatación de la calcita (ver Figura 3.70 (a)), lo cual ha sido confirmado también a esa temperatura en la curva de seguimiento de gases desprendidos con masa molar 44 (CO₂) (ver Figura 3.70 (b)).

La Figura 3.71, Figura 3.72 y Figura 3.73 muestran la pérdida de peso y la entalpía de las escorias A, RN y RA, respectivamente.

Setián et al (2009) han estudiado las descomposiciones y transformaciones más importantes que pueden producirse en un ensayo de termogravimetría efectuado sobre varias escorias blancas.

Las principales reacciones detectadas en las escorias ensayadas son la deshidratación de los aluminatos hidratados, de la brucita y de la portlandita, así como la descarbonatación de la calcita y las transformaciones de la mayenita (A₇C₁₂) a aluminato monocálcico (AC) y del β silicato bicálcico (β -SC2) al α' .

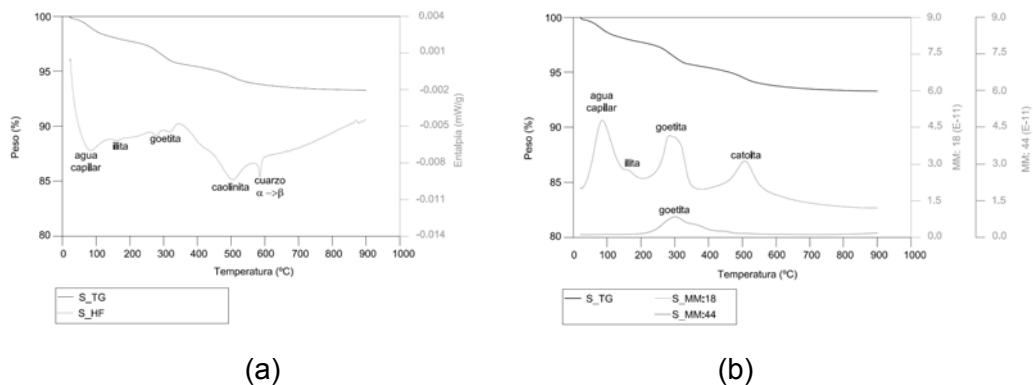


Figura 3.69: Termogravimetría y calorimetría diferencial del suelo S: (a) pérdida de masa y entalpía (b) pérdida de masa y seguimiento de los gases desprendidos con masa molar 18 (H₂O) y 44 (CO₂).

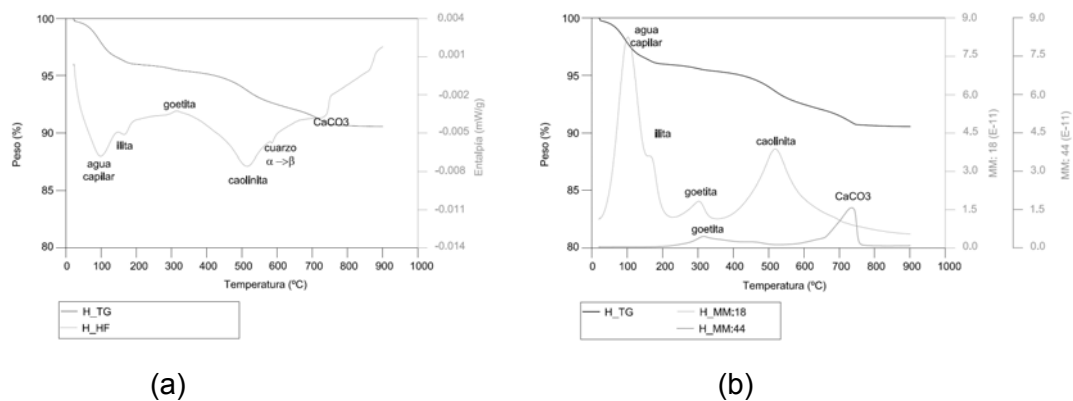


Figura 3.70: Termogravimetría y calorimetría diferencial del suelo H: (a) pérdida de masa y entalpía, (b) pérdida de masa y seguimiento de los gases desprendidos con masa molar 18 (H₂O) y 44 (CO₂).

Los principales aluminatos hidratados encontrados en las escorias son: CAH gel (80-100 °C), CAH₁₀ (120-150 °C), C₄AH_x (160-170 °C) y la katoita (310-330 °C). Cabe señalar que el CAH gel y la katoita han sido detectados en las tres muestras de escoria. La presencia de algunos de estos minerales indica que en el momento de la realización del ensayo de termogravimetría y calorimetría diferencial, ya se habría producido parte de la hidratación de ciertos aluminatos.

También la deshidratación de la portlandita $\text{Ca}(\text{OH})_2$ se produce en las tres escorias ensayadas, registrándose en este caso entre los 420 y los 500 °C de temperatura. En las escorias A y RA se han detectado los mayores contenidos de portlandita.

Ninguna de las escorias presenta un elevado contenido de brucita $\text{Mg}(\text{OH})_2$, tal y como se puede ver en las figuras antes citadas. Únicamente se observa un reducido porcentaje de ella en la escoria A que se deshidrata a 360-420 °C.

La calcita (CaCO_3) se descarbonata entre 680 y 750 °C, habiéndose encontrado la presencia de este mineral en las tres muestras de escoria.

Por último, también en las tres muestras se han detectado las transformaciones de A_7C_{12} a AC y del $\beta\text{-SC}_2$ al α' a una temperatura de 850- 900 °C.

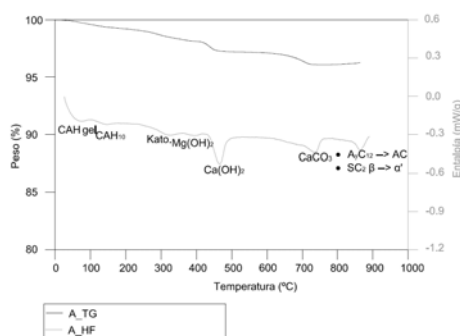


Figura 3.71: Termogravimetría y calorimetría diferencial de la escoria A: pérdida de masa y entalpía.

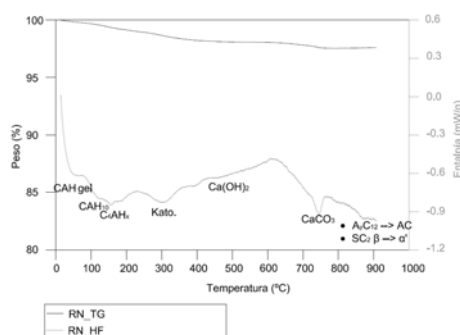


Figura 3.72: Termogravimetría y calorimetría diferencial de la escoria RN: pérdida de masa y entalpía.

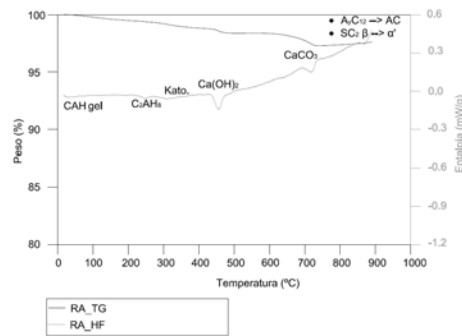


Figura 3.73: Termogravimetría y calorimetría diferencial de la escoria RA: pérdida de masa y entalpía.

En la Figura 3.74 (a) y la Figura 3.75 (a) se muestra la pérdida de peso y la variación de entalpía registradas en las mezclas SA30 y HR20, mientras que en la Figura 3.74 (b) y Figura 3.75 (b), además de la pérdida de masa, se puede hacer el seguimiento de los gases desprendidos con masa molar 18 (H_2O) y 44 (CO_2), respectivamente.

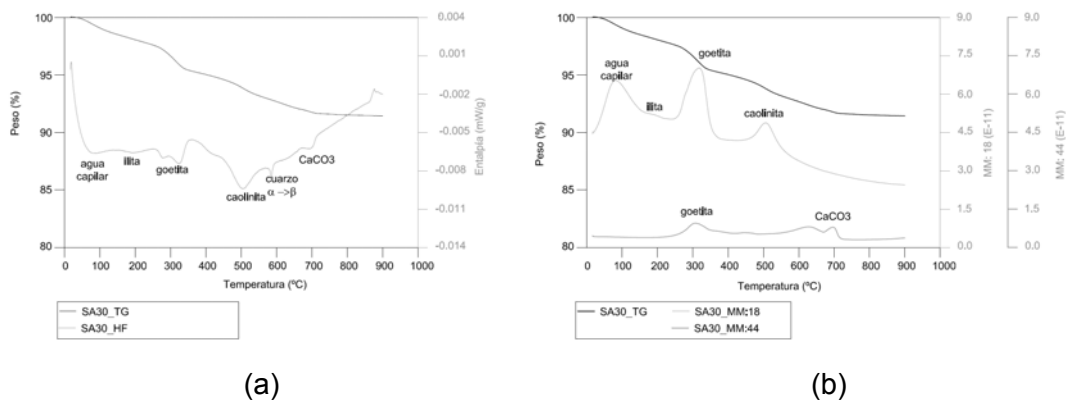


Figura 3.74: Termogravimetría y calorimetría diferencial de la mezcla SA30: (a) pérdida de masa y entalpía (b) pérdida de masa y seguimiento de los gases desprendidos con masa molar 18 (H_2O) y 44 (CO_2).

La pérdida de masa registrada a temperaturas inferiores a 110 °C se debe a la evaporación del agua alojada en los poros de las muestras.

Al comparar la pérdida de masa y la entalpía de la mezcla SA30 con la del suelo S, así como las correspondientes a la HR20 con las del suelo H, se observan grandes

coincidencias. En la SA30 y HR20 se advierte claramente la presencia de los principales minerales del suelo (ilita, caolinita y cuarzo). En la HR20, al igual que en el suelo H, también se detectó la presencia de calcita.

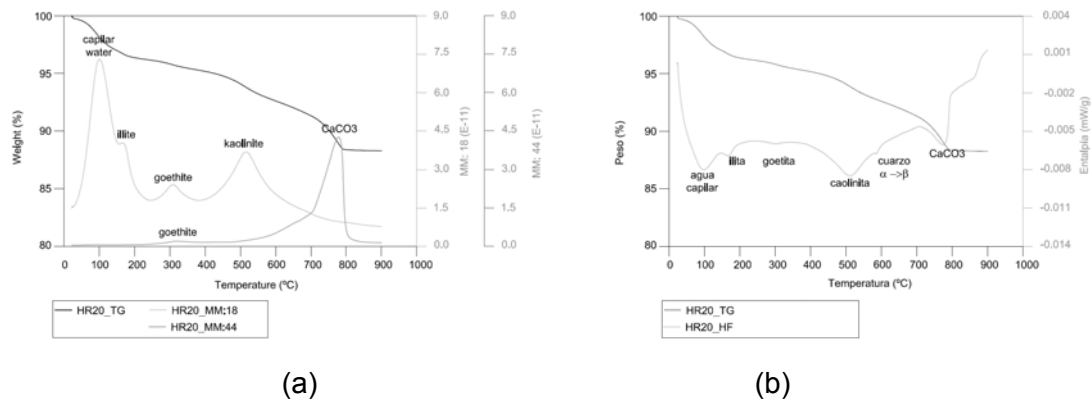


Figura 3.75: Termogravimetría y calorimetría diferencial de la mezcla HR20: (a) pérdida de masa y entalpía (b) pérdida de masa y seguimiento de los gases desprendidos con masa molar 18 (H₂O) y 44 (CO₂).

3.3.2 Estabilidad volumétrica

La estabilidad volumétrica ha sido estudiada teniendo en cuenta los resultados de los ensayos químico-minerales, comparándolos con los obtenidos en las muestras envejecidas.

Suelos

Difracción de rayos X (DRX)

La Figura 3.76 y la Figura 3.77 muestran los difractogramas de rayos X realizados sobre muestras de suelo S y H envejecidas, mientras que los principales minerales detectados se presentan en la Tabla 3.45. Se contará con la familiarización que el lector habrá ido adquiriendo para explicar el proceso que permite detectar cualitativamente un mineral en un difractograma, así como el procedimiento para cuantificar la presencia de los minerales con esta técnica, dado que en esta parte de la investigación adquiere importancia conocer los incrementos porcentuales producidos en varios minerales durante el proceso de envejecimiento. La presencia de un mineral se detecta revisando si en el difractograma se encuentran tanto su pico principal como

los secundarios. La altura de un pico principal de un mineral se relaciona con la de los otros minerales detectados en dicho material a través de su poder de reflexión. La sumatoria de las alturas de los picos principales de los minerales encontrados, cada una de ellas multiplicada por el inverso de su correspondiente poder de reflexión (valor característico de cada mineral), corresponde en peso a la totalidad de los minerales detectados. El porcentaje de cada mineral se obtiene dividiendo la altura del pico principal afectada por el poder de reflexión entre la sumatoria de las alturas de los picos principales, también corregidas por su poder de reflexión. Un ejemplo de este procedimiento puede verse en el anejo IV.

En el suelo S se detectó que existen prácticamente los mismos minerales que en la muestra recogida antes del ensayo de envejecimiento. La única diferencia que se advierte es la presencia de hematita tras el ensayo de envejecimiento. Lo extraño de la presencia de este mineral en el suelo S envejecido, es que habitualmente se requiere elevar la temperatura por encima de los 300 °C para que la goetita se transforme en hematita (Prasad et al, 2005). En este caso no se habría alcanzado dicha temperatura, pero la larga duración del ensayo de expansión potencial habría producido la citada transformación. No se advierte un cambio importante en el contenido de calcita de las muestras recogidas antes (0,7 %) y después (0,9 %) del ensayo de envejecimiento.

En el suelo H también se encontraron los mismos minerales antes y después del ensayo de envejecimiento en agua a 70 °C. Se advierte, asimismo, un mayor contenido de calcita de la muestra recogida después del citado ensayo de expansión.

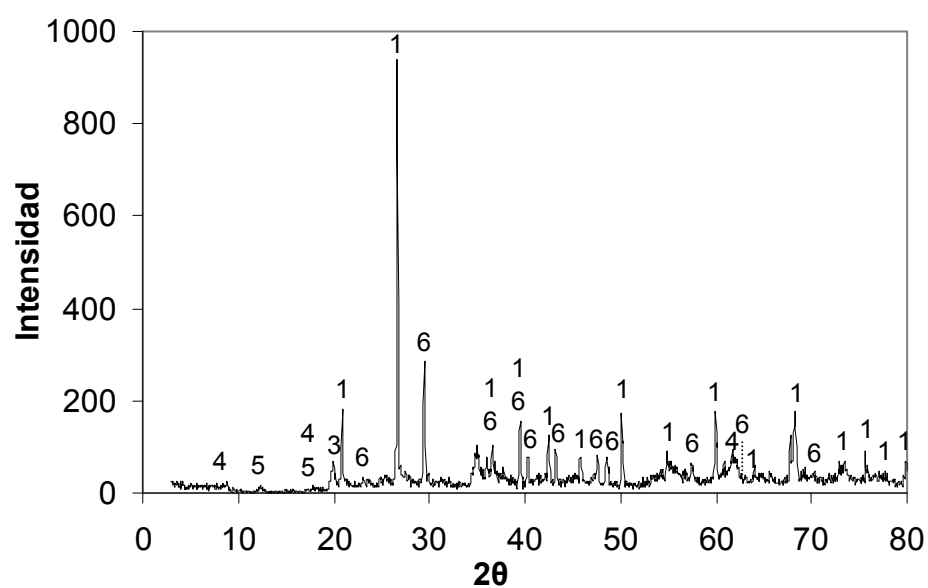
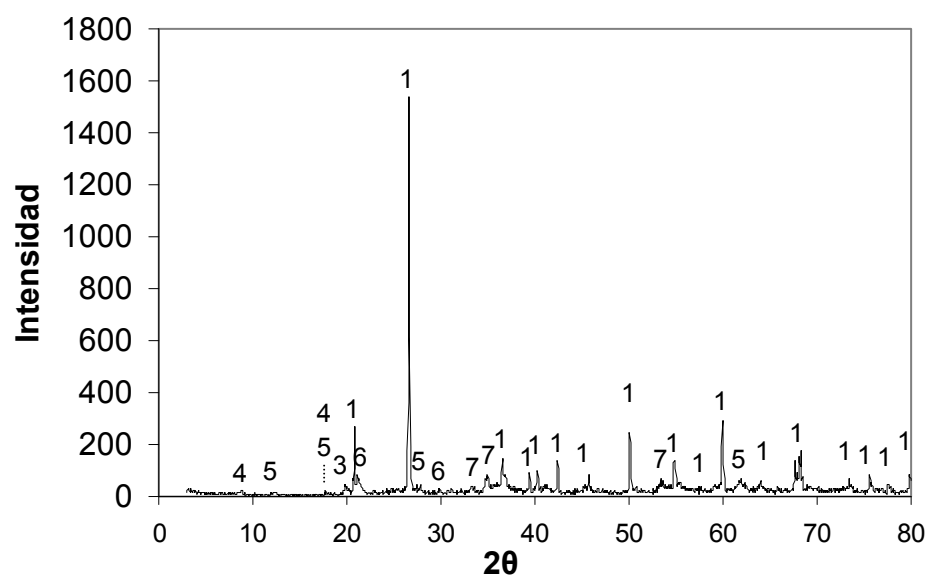


Tabla 3.45: Relevancia de los principales minerales encontrados en los suelos S y H envejecidos.

Nº	Mineral	Formula química	S	H
1	Cuarzo	SiO_2	mayor	mayor
2	Feldespatos o mica	$\text{K,Na,Ca,Ba,NH}_4(\text{Si,Al})_4\text{O}_8$	menor	ND
3	Filosilicato	$\text{AC}_{2-3}\text{T}_4\text{O}_{10}\text{X}_2$	17 %*	28 %*
4	Illita	$\text{K,H}_3\text{O)Al}_2\text{Si}_3\text{AlO}_{10}(\text{OH})_2$ $\text{KAl}_2(\text{Si}_3\text{Al})\text{OH}_{10}(\text{OH})_2$	traza	traza
5	Caolinita	$\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$	traza	traza
6	Calcita	CaCO_3	traza	menor
7	Hematina	Fe_2O_3	menor	ND

ND: no detectados. * estimación semi-cuantitativa a partir de los ensayos XRD

Termogravimetría y calorimetría diferencial (TG-DSC)

La Figura 3.78 (a) y la Figura 3.79 (a) muestran los resultados de pérdida de masa y entalpía obtenidos del ensayo de termogravimetría y calorimetría diferencial efectuado sobre los suelos S y H, respectivamente. Adicionalmente, se incluye, en la Figura 3.78 (b) y la Figura 3.79 (b), respectivamente, el registro de los vapores con masa molar 18 (H_2O) y 44 (CO_2), en los suelos S y H envejecidos.

En el suelo S no se advierten cambios significativos en la pérdida de masa y en la entalpía, entre las muestras recogidas antes y después del ensayo de envejecimiento en agua a 70 °C. La pérdida de masa del suelo S anhidro va en todo momento por debajo de la registrada después del envejecimiento, dado que en el primer caso se presenta un contenido de humedad -medido a los 110 °C- mayor que en el segundo. Por tanto, de las dos curvas señaladas se puede deducir que este suelo no presenta reacción alguna durante el ensayo de expansión potencial.

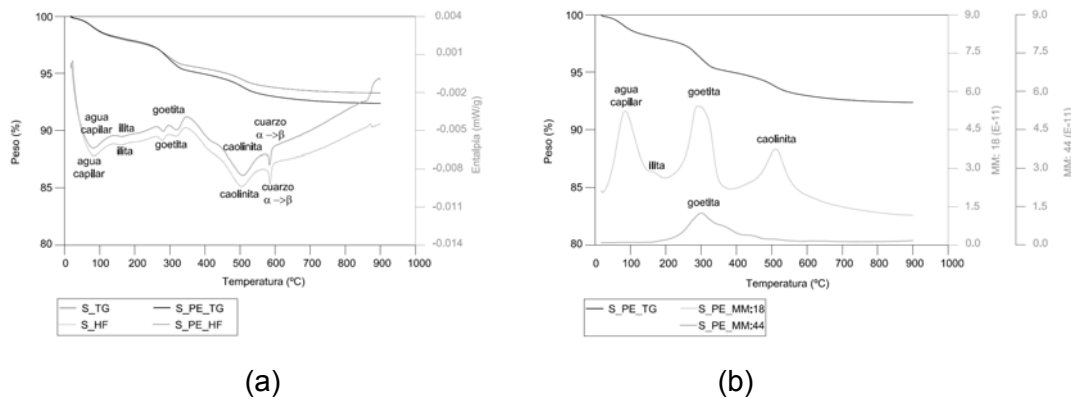


Figura 3.78: Termogravimetría y calorimetría diferencial del suelo S: (a) pérdida de masa y entalpía de la muestra anhidra y envejecida (b) pérdida de masa y seguimiento de los gases desprendidos con masa molar 18 (H₂O) y 44 (CO₂) de la muestra envejecida.

En el suelo H ocurre algo parecido a lo descrito en el S. Las dos curvas de pérdida de masa del suelo H (antes y después del ensayo de envejecimiento), así como las dos de entalpía, son muy similares entre sí. Estas muestras se diferencian fundamentalmente en dos aspectos: el contenido de humedad (temperaturas menores a 110 °C) y el de calcita (680- 750 °C). La humedad es el doble en la muestra anhidra que en la hidratada tras el ensayo de expansión potencial, mientras que el de calcita se incrementa desde un 3 a un 10 % en las muestras recogidas antes y después del citado ensayo de expansión, respectivamente, (ver Figura 3.79 (a)). Un aumento de la calcita de tal magnitud no se considera habitual en un suelo supuestamente natural. Más adelante, en el apartado “Análisis químico-mineral de la estabilidad volumétrica” se efectúan hipótesis para explicar este elevado incremento.

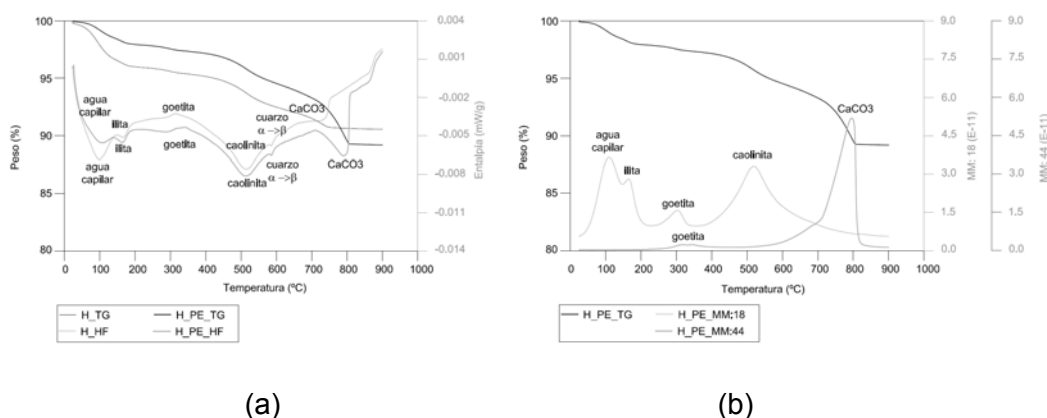


Figura 3.79: Termogravimetría y calorimetría diferencial del suelo H efectuada después del ensayo de expansión potencial: (a) pérdida de masa y entalpía antes y después del ensayo de expansión (b) pérdida de masa y seguimiento de los gases desprendidos con masa molar 18 (H_2O) y 44 (CO_2) después del ensayo de expansión.

Escorias

Difracción de rayos X (DRX)

La Figura 3.80, Figura 3.81 y Figura 3.82 muestran los difractogramas realizados, respectivamente, a las escorias A, RN y RA después del ensayo de envejecimiento en agua a 70 °C, mientras que los principales minerales detectados se presentan en la Tabla 3.46.

En general, los minerales encontrados en las muestras antes y después del ensayo de expansión potencial son los mismos (con ligeras variaciones atribuibles a las muestras recogidas). No obstante, se ha detectado la presencia de nuevos minerales – así como incrementos en los contenidos de algunos minerales pre-existentes-, en muestras recogidas después del ensayo de expansión potencial.

En la escoria A se registraron incrementos en los contenidos de brucita (periclase hidratada) y portlandita (lima hidratada), mientras que en las dos escorias R (RN y RA) se detectaron incrementos en los contenidos de brucita (periclase hidratada), katoita (aluminatos hidratados), calcita (carbonato cálcico), hidromagnesita (hidro-carbonatación de la periclase) y artinita (hidro-carbonatación de la periclase). Las tres escorias hidratadas presentan una considerable reducción del contenido de periclase.

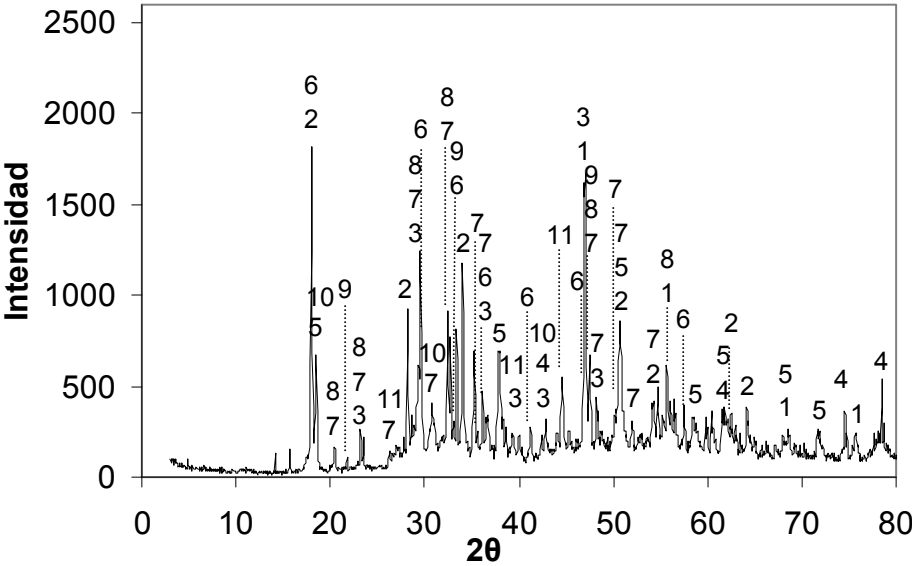


Figura 3.80: Difracción de rayos X de la escoria A envejecida.

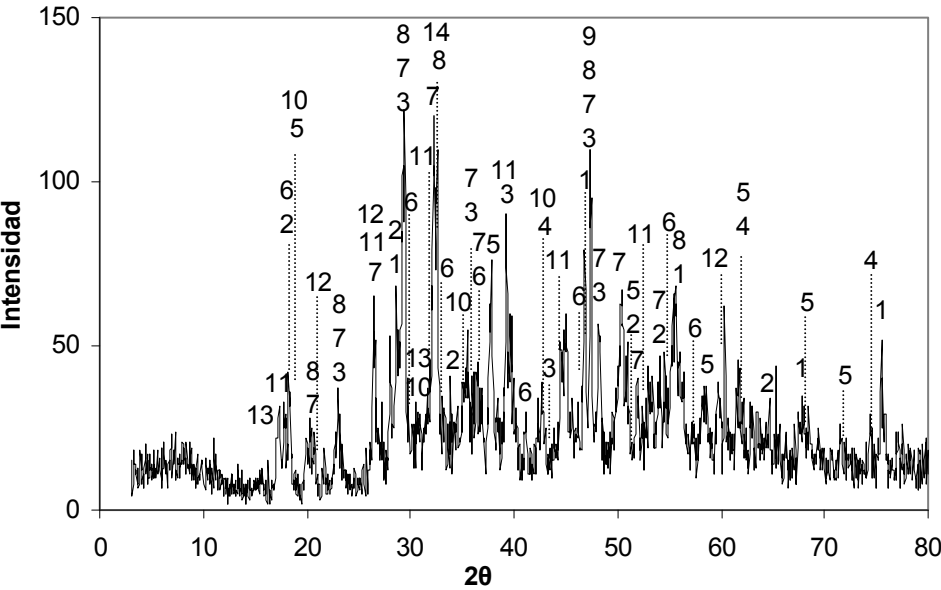


Figura 3.81: Difracción de rayos X de la escoria RN envejecida.

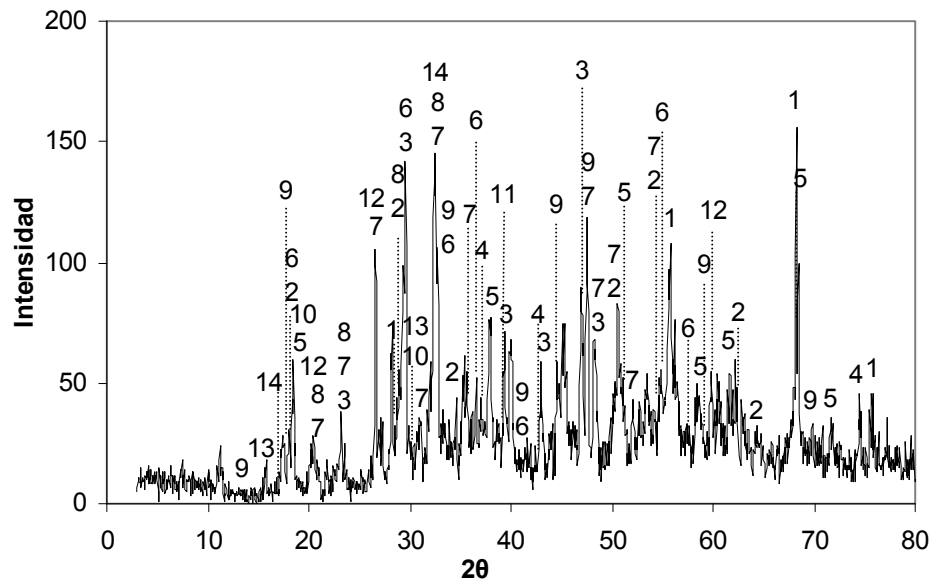


Figura 3.82: Difracción de rayos X de la escoria RA envejecida.

Tabla 3.46: Principales minerales encontrados en las escorias A, RN y RA tras el ensayo de expansión potencial.

Nº	Mineral	Formula química	A	RN	RA
1	Fluorita	CaF_2	menor	menor	menor
2	Portlandita	Ca(OH)_2	media	trazas	trazas
3	Calcita	CaCO_3	menor	media	medio
4	Periclasa	MgO	trazas	trazas	trazas
5	Brucita	Mg(OH)_2	media	media	media
6	Mayenita	$12\text{CaO } 7\text{Al}_2\text{O}_3$	trazas	trazas	trazas
7	Calcio-olivino	Ca_2SiO_4	mayor	mayor	mayor
8	γ -SC2	$\gamma\text{-Ca}_2\text{SiO}_4$	trazas	trazas	trazas
9	AC_3	$\text{Ca}_3\text{Al}_2\text{O}_4$	trazas	trazas	trazas
10	Hidróxido hierro	Fe(OH)_3	trazas	trazas	trazas
11	Katoita	$\text{Ca}_3\text{Al}_2(\text{OH})_{12}$	menor	media	media
12	Cuarzo	SiO_2	ND	trazas	trazas
13	Hidromagnesita	$\text{Mg}_5(\text{CO}_3)_4(\text{OH})_2 \cdot 4\text{H}_2\text{O}$	ND	trazas	menor
14	Artinita	$\text{Mg}_2(\text{CO}_3)(\text{OH})_2 \cdot 3\text{H}_2\text{O}$	ND	trazas	trazas

ND: no detectados.

Termogravimetría y calorimetría diferencial (TG-DSC)

Las siguientes figuras: Figura 3.83, Figura 3.84 y Figura 3.85, muestran los resultados del ensayo de termogravimetría y calorimetría diferencial efectuados sobre muestras de escoria (A, RN y RA), recogidas antes y después de estar sumergidas en agua a 70 °C, respectivamente. Las curvas de color negro representan el porcentaje de pérdida de masa, mientras que las de color gris proporcionan la entalpía o el vapor liberado por las muestras con masa molar 18 o 44 g/mol. Las curvas delgadas y gruesas corresponden a la escoria anhidra e hidratada o en su defecto, a las de vapor liberado con masa molar 18 g/mol (H₂O) y 44 g/mol (CO₂), respectivamente.

En la Figura 3.83 (a) se ven las descomposiciones registradas en la escoria A tras el ensayo de expansión potencial, en donde se advierte la presencia de aluminatos hidratados (160-280 °C), katoita (290-360 °C), brucita (360-420 °C), portlandita (420-500 °C) y calcita (680-750 °C). En las dos escorias R (RN y RA) se detectaron idénticas descomposiciones que en el caso de la escoria A, y adicionalmente se halló la presencia de hidromagnesita (220-500 °C).

En la Tabla 3.47 se presentan los porcentajes de pérdida de masa en las principales reacciones observadas en las escorias envejecidas (A, RN y RA). Para estimar el contenido de un mineral mediante la termogravimetría y calorimetría diferencial, la descomposición de ese mineral debe ser la única en ese rango de temperatura. En caso de detectarse más de una descomposición, es preciso realizar ensayos adicionales.

Dado que en la escoria A no hay hidromagnesita, no se ha detectado ningún solape de descomposiciones de dos o más minerales en un mismo rango de temperatura. Por tanto, analizando únicamente la curva de pérdida de masa del ensayo de termogravimetría se pueden estimar los porcentajes de cada uno de los minerales detectados. Sin embargo, no sucede lo mismo en las dos escorias R, ya que en cuatro de los rangos de temperatura de sus reacciones se detectó la presencia de hidromagnesita junto a otro mineral (aluminatos hidratados, katoita, brucita y portlandita). Se debe determinar primero el contenido de hidromagnesita antes de poder estimar el contenido de los otros minerales. El contenido de carbonato cálcico (calcita, vaterita y aragonita) en las tres escorias puede ser determinado teniendo en cuenta que a la temperatura de 680-750 °C se detectó la presencia de un único

mineral. Las estimaciones de los minerales encontrados en las tres muestras de escoria se presentan en el apartado “Análisis químico-mineral de la estabilidad volumétrica”, pudiendo verse un ejemplo del procedimiento de cálculo en el anejo IV.

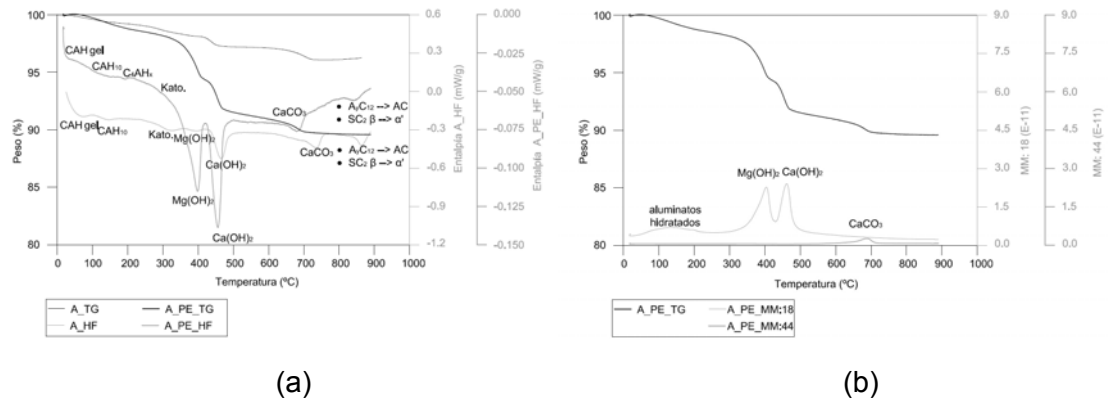


Figura 3.83: Resultado del ensayo de termogravimetría y calorimetría diferencial de la escoria A: (a) pérdida de masa y entalpía antes y después del ensayo de expansión (b) pérdida de masa y seguimiento de los gases desprendidos con masa molar 18 (H₂O) y 44 (CO₂) después del ensayo de expansión.

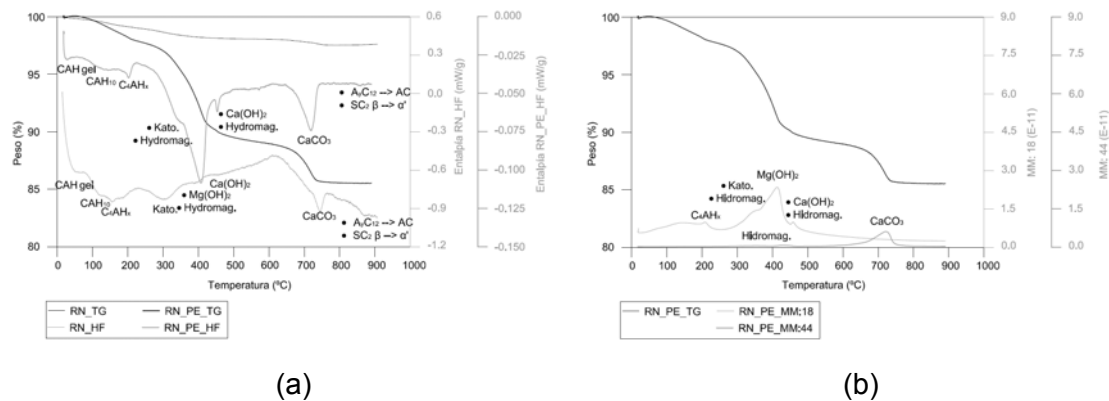


Figura 3.84: Resultado del ensayo de termogravimetría y calorimetría diferencial de la escoria RN: (a) pérdida de masa y entalpía antes y después del ensayo de expansión (b) pérdida de masa y seguimiento de los gases desprendidos con masa molar 18 (H₂O) y 44 (CO₂) después del ensayo de expansión.

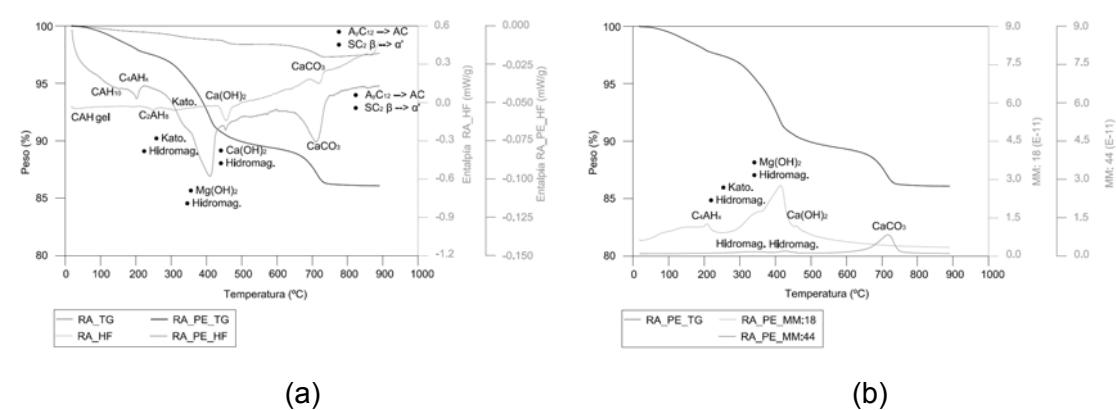


Figura 3.85: Resultado del ensayo de termogravimetría y calorimetría diferencial de la escoria RA: (a) pérdida de masa y entalpía antes y después del ensayo de expansión (b) pérdida de masa y seguimiento de los gases desprendidos con masa molar 18 (H₂O) y 44 (CO₂) después del ensayo de expansión.

Tabla 3.47: Pérdida de masa de las principales descomposiciones observadas en la Figura 3.83 (a), Figura 3.84 (a) y Figura 3.85 (a) de las escorias A, RN y RA después del ensayo de expansión potencial.

Rango T° (°C)	Mineral descom.	Escoria blanca		
		A	RN	RA
160-280	Alu-Hidro	1,2	2,1	2,3
290-360	Kat- Hidro	1,1	2,5	2,2
360-420	Bru-Hidro	2,9	4,6	3,8
420-500	Port- Hidro	2,8	0,9	1,0
680-750	Calc	2,0	3,9	3,8

Alu: aluminatos hidratados; Hidro: Hidromagnesita; Kat: katoita, Bru: Brucita; Port: Portlandita; Calc: calcita.

Mezclas

Se ha estudiado el comportamiento químico-mineral de las mezclas SA30 y HR20 después del ensayo de envejecimiento. Cada una de ellas corresponde a la mezcla con mayor contenido de escoria de cada combinación (SA y HR).

Difracción de rayos X (XRD)

Los difractogramas de la SA30 y HR20 efectuados sobre muestras envejecidas se muestran en la Figura 3.86 y la Figura 3.87 y en la Tabla 3.48, los principales minerales que se detectaron.

Nuevamente se observa que los picos de los mezclas son una combinación de los del suelo y los de la escoria, estando los segundos enmascarados por los primeros. El cuarzo es, al igual que se observó en los suelos, el mineral predominante en las mezclas.

La SA30 anhidra y envejecida presentaron prácticamente los mismos minerales. No se apreciaron reacciones de hidratación en la s, igual que lo observado en la HR20: mismos minerales antes y después del ensayo de expansión potencial y ausencia de hidrataciones.

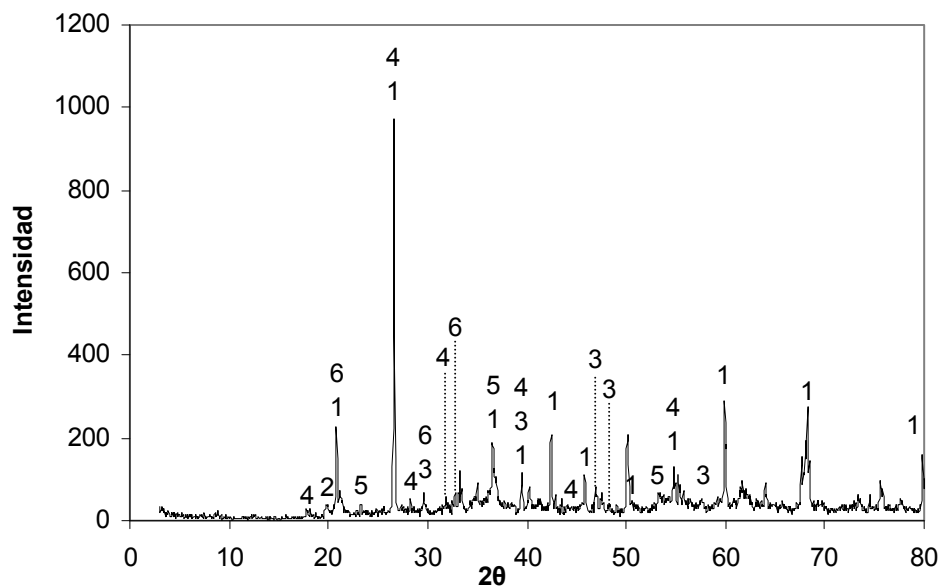


Figura 3.86: Difracción de rayos X de la mezcla SA30 envejecida.

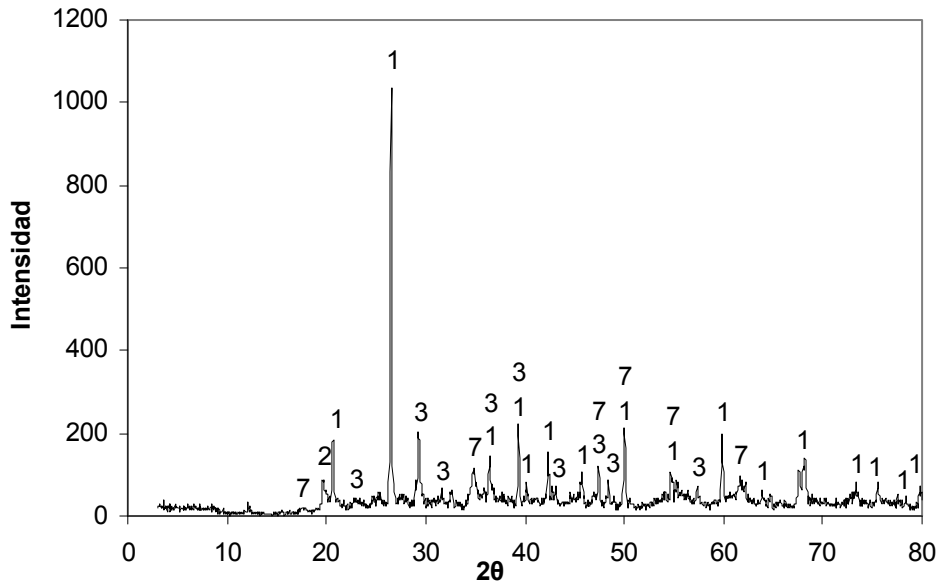


Figura 3.87: Difracción de rayos X de la mezcla HR20 envejecida.

Tabla 3.48: Principales minerales encontrados en las mezclas SA30 y HR20 envejecidas.

Nº	Mineral	Formula química	SA30	HR20
1	Cuarzo	SiO ₂	mayor	mayor
2	Filosilicatos		menor	menor
3	Calcita	CaCO ₃	trazas	media
4	Katoita	Ca ₃ Al ₂ (OH) ₂	trazas	ND
5	Goetita	FeO(OH)	trazas	ND
6	Olivino	Ca ₂ SiO ₄	menor	ND
7	Portlandita	Ca(OH) ₂	ND	trazas

ND: no detectados.

Termogravimetría y calorimetría diferencial (TG-DSC)

La Figura 3.88 y la Figura 3.89 muestran, respectivamente, el resultado del ensayo de termogravimetría y calorimetría diferencial efectuado sobre las mezclas SA30 y HR20, tanto anhidras como envejecidas. Las curvas negras representan la pérdida de masa, mientras que las grises corresponden a la entalpía -parte a) de las figuras- o al vapor liberado desde las muestras con masa molar 18 o 44 g/mol (ver anejo I).

En general, se han encontrado las mismas descomposiciones (curvas de pérdida de masa y entalpía) en las mezclas SA30 y HR20 y en los suelos S y H, y ello tanto en las muestras anhidras como envejecidas, respectivamente. Hay que señalar que en la mezcla HR20 y en el suelo H se detectó un incremento sustancial de calcita, el cual será descrito y explicado con mayor extensión en el apartado “Análisis químico-mineral de la estabilidad volumétrica”.

En un ensayo de termogravimetría, la ordenada de la curva de pérdida de peso de una muestra a una temperatura de 110 °C, es igual al porcentaje de humedad que se obtiene al secar dicha muestra en estufa a idéntica temperatura. Por tanto, al comparar entre sí curvas de pérdida de peso de dos o más muestras, la humedad de cada una de ellas interviene en el análisis conjunto de los resultados del ensayo. Para eliminar este efecto, y comparar todas las muestras en igualdad de condiciones, se deben secar durante al menos 24 horas a 110 °C antes del ensayo. No hacerlo, no afecta los resultados obtenidos, pero influye cuando se confrontan dos o más curvas de pérdida de peso. En este caso, se compararon las curvas de la mezcla SA30 anhidra y envejecida; muy parecidas – por no decir prácticamente idénticas-. Dado que la SA30 envejecida presenta una humedad en estufa a 110 °C menor que la anhidra, su correspondiente curva de pérdida de peso se ubica por encima de ésta (ver Figura 3.88 (a)), cuando debiera ser al revés: la anhidra por encima de la envejecida, dado que ésta se encuentra hidratada y por tanto experimenta una mayor pérdida de peso. En todo caso, se puede concluir que no se han producido reacciones de deshidratación ni de descarbonatación.

En la SA30 anhidra y envejecida se observaron las siguientes reacciones químicas: disociación de los hidróxidos de hierro de la illita (170-190 °C), deshidratación-descarbonatación de la goetita (250-350 °C), deshidratación del agua de la illita y caolinita (450-550 °C), cambio polimórfico del cuarzo desde el α al β (580-590 °C) y descarbonatación de la calcita (680-750 °C).

Las principales reacciones químicas observadas en la HR20 (tanto anhidra como hidratada) son las mismas que las descritas para el caso de la SA30. Nuevamente se advierte un elevado aumento del contenido de calcita en la muestra envejecida con respecto al de la anhidra. Como ya se ha dicho, en el apartado “Análisis químico-mineral de la estabilidad volumétrica” se examinarán las razones por las que se ha

producido este incremento. En ninguna de las dos mezclas envejecidas (SA30 y HR20) se encontró portlandita ni brucita.

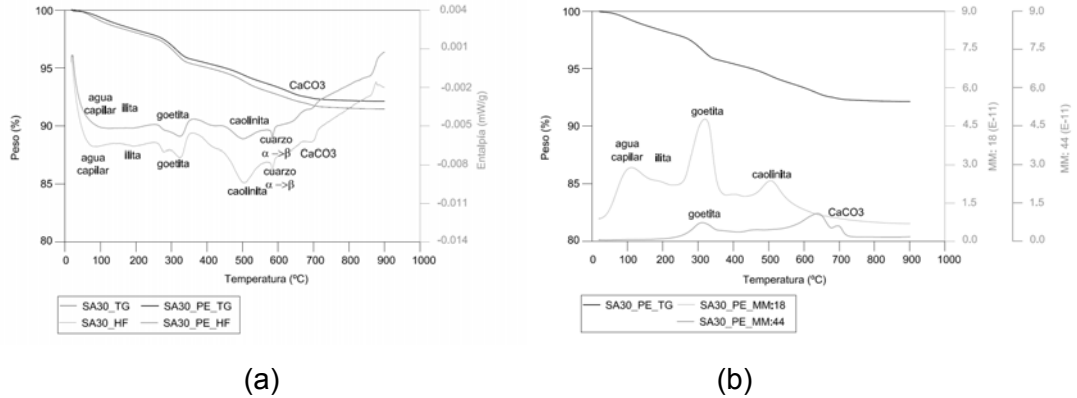


Figura 3.88: Resultado del ensayo de termogravimetría y calorimetría diferencial de la mezcla SA30: (a) pérdida de masa y entalpía antes y después del ensayo de expansión, (b) pérdida de masa y seguimiento de los gases desprendidos con masa molar 18 (H₂O) y 44 (CO₂) después del ensayo de expansión.

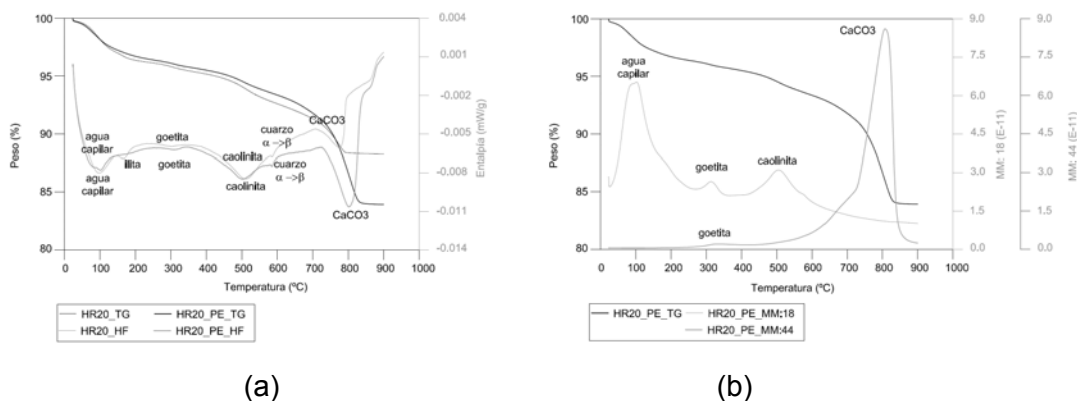


Figura 3.89: Resultado del ensayo de termogravimetría y calorimetría diferencial de la escoria HR20: (a) pérdida de masa y entalpía antes y después del ensayo de expansión (b) pérdida de masa y seguimiento de los gases desprendidos con masa molar 18 (H₂O) y 44 (CO₂) después del ensayo de expansión.

Análisis químico-mineral de la estabilidad volumétrica

En primer lugar, conviene señalar que las reacciones de hidratación de la escoria blanca están asociadas tanto a la cementación como a la estabilidad volumétrica.

A continuación se analizan los resultados de estabilidad volumétrica de suelos (S y H), escorias (A y R) y mezclas (SA30 y HR20) desde el punto de vista químico-mineral.

Al agregar cal y magnesio a un suelo arcilloso se producen reacciones de adsorción y absorción (Xeidakis, 1996). El hidróxido de calcio es adsorbido por las moléculas de arcilla (se adhieren químicamente a su superficie formando una monocapa) mientras que el de magnesio no sólo es adsorbido por la superficie de la partícula, sino que también resulta absorbido; esto es, que se introduce en la estructura de la arcilla, cristalizando, según se explicó en el apartado 1.3.4.

No se produjeron cambios significativos entre los minerales de los suelos en estado anhidro e hidratado. Tan sólo cabe señalar que en el ensayo TG-DSC efectuado al suelo H envejecido, se detectó un notable incremento de su contenido de calcita con respecto a la muestra no hidratada. En efecto, el suelo H anhidro presentó un 3,4 % de calcita, mientras que en el suelo hidratado se midió un 9,1 % (ver Figura 3.79). No es frecuente que un suelo natural presente tan elevado incremento de su contenido de calcita al ser envejecido. Se analizó la posibilidad de que algunos minerales arcillosos pudieran haber desprendido calcio o que se hubieran producido contaminaciones. Finalmente se llegó a la conclusión de que el suelo H pudo haber sido mezclado con cal previamente a la realización de este estudio. El incremento de calcita registrado en este suelo se habría producido al añadirle un 5 % de cal en origen (obra desde la cual se envió la muestra de suelo para ser analizada). En el ensayo TG-DSC efectuado en el suelo H anhidro se encontró únicamente la presencia de la calcita (3,4 %) y no los iones adsorbidos de Ca^+ fijados a la superficie de las partículas de arcilla, que previsiblemente fueron aportados por el 5% de cal añadida como estabilización previa. Dichos iones se habrían carbonatado después de haber sido liberados durante el envejecimiento, detectándose por tanto un incremento de calcita en el suelo H envejecido con respecto al anhidro en el TG-DSC.

Existe una gran diferencia entre el envejecimiento de la escoria de horno cuchara y el de las mezclas suelo-escoria. La hidratación de los aluminatos cálcicos, la lima y la periclase, así como la carbonatación de la brucita y la portlandita, durante el envejecimiento de la *LFS* (ver Tabla 3.49), mientras que al mezclar la escoria con el suelo, se detectaron reacciones que inhibieron tanto la hidratación como la hidrocarbonatación.

La expansión inicial de las *LFS* registrada en las primeras 2 horas del ensayo de envejecimiento es achacable a la hidratación de los aluminatos (ver Tabla 3.49). La celita (C_3A) dio lugar a una expansión del 15 %, mientras que la mayenita tan sólo ocasionó un 1 %, similar al estimado por otros investigadores (Iguchi et al 2001). La presencia de mayenita produjo una imperceptible expansión inicial en la escoria A, mientras que en la escoria R (RN y RA) la presencia de un 11 % de aluminatos hidratados originó un 0,55 % de expansión inicial.

Los principales minerales encontrados en la escoria envejecida a los que se atribuye la expansión retardada son la portlandita, la brucita y la hidromagnesita, generando el primero y segundo un incremento de volumen aproximado del 200 %, mientras que a la hidromagnesita se le atribuye un hinchamiento comprendido entre un 200 y un 800 %.

Ni en la escoria A anhidra ni en la envejecida se detectó la presencia de hidromagnesitas en los ensayos XRD y TG-DSC, por lo que la expansión diferida se debe a la hidratación de la periclase (formando brucita) y a un incremento del contenido inicial de portlandita (ver Tabla 3.49). La expansión retardada medida en la escoria RN (38 %) y RA (40 %) se atribuye a la formación de brucita, hidromagnesita y a una ligera aparición de portlandita (ver Tabla 3.49).

Tabla 3.49: Comparación de los porcentajes de expansión inicial (2h) y retardada (ASTM D 4792) y las estimaciones de contenidos de minerales expansivos en las escorias A, RN y RA.

	<i>Expansión</i>		Δ	Δ	Δ	Δ
	%		%	%	%	%
	<i>2h</i>	<i>Total</i>	<i>Bru.</i>	<i>Hidro.</i>	<i>Port.</i>	<i>Alum. Hid</i>
A	0,0	12,2	9	0	8	1,5
RN	0,5	38,6	10	2	2,5	11
RA	0,6	40,8	7	6	1,5	14

Bru.: brucita. Hidro: hydromagnesita. Port: portlandita; Alum. Hid.: aluminatos hidratados.

Al comparar los resultados de los ensayos XRD y TG-DSC de la escoria blanca con los de las mezclas, se ha comprobado que las reacciones fueron diferentes.

Así, las reacciones químicas que se habrían producido a largo plazo en la mezcla suelo-escoria durante el ensayo de expansión potencial son (i) hidratación de los aluminatos, (ii) reacciones puzolánicas o de adsorción superficial entre la arcilla y el óxido de calcio, (iii) absorción o combinación química del óxido de magnesio con los minerales de arcilla y (iv) ligera carbonatación de los óxidos metálicos de hierro, calcio y magnesio.

En el conjunto suelo-escoria, los minerales de arcilla reaccionarían con los hidróxidos de la escoria, produciendo una mejora en las propiedades geotécnicas de la mezcla con respecto a las del suelo. La cuantía y la velocidad de la mejora son función de varios factores, destacando por sobre otras, el mineral de arcilla que presente el suelo. Dependiendo de la capacidad de intercambio catiónico se puede estimar en qué suelos se producirá una mejora mayor. Jiménez Salas y De Justo Alpañés (1975) propusieron valores de la capacidad de intercambio catiónico para los diferentes minerales presentes en los suelos (en mequiv./100g). Por ejemplo, el cuarzo se considera un mineral inerte para estos efectos (0,04-0,3 mequiv./100g), al igual que la presencia de caolinita (< 15 mequiv./100g). El elevado contenido de caolinita en el suelo H explicaría la reducida mejora en las mezclas HR. El caso de la illita es bastante más complejo y variable, teniendo en cuenta que existen diversos tipos de illita con diferentes composiciones químicas y capacidades de cambio iónico (10-40 mequiv./100g). La presencia de feldespatos u otros minerales en el suelo puede

desencadenar una apreciable mejora, tal como sucedió en el suelo S. En este último se detectaron trazas de montmorillonita (75-150 mequiv./100g), explicando la mejora producida en las mezclas SA.

La mezcla HR20 presentó un incremento del contenido de calcita durante su envejecimiento a 70 °C, que puede explicarse por las mismas razones aducidas anteriormente con respecto a lo ocurrido en el suelo H. Es decir, el suelo H habría sido preestabilizado con un 5 % de cal, por lo que los iones adsorbidos de Ca^+ fijados a la superficie de las partículas de arcilla se encontrarían antes de comenzar la campaña de ensayos de laboratorio.

Tabla 3.50: Capacidad de cambio catiónico de los minerales arcillosos.

Fuente: Jiménez Salas y de Justo Alpañés (1975)

Mineral	Cap. cambio catiónico de los min. arcill. (mequiv./100g)
Cuarzo (mineral masivo)	0,04-0,3
talco	< 2
pirofilita	< 1-5
caolinita	2,2-15
metahalloysita	5-10
ilita y clorita	10-40
sepiolita y atapulgita	20-30
halloysita	10-50
alofana	20-43
montomorillonita	75-150
vermiculita	100-150

En resumen, teniendo en cuenta los resultados obtenidos se puede indicar que no todos los suelos pueden ser mejorados con escoria blanca. Se estima que aquellos que presenten minerales con un elevado intercambio catiónico (ver Tabla 3.50) serán más apropiados para ser mezclados con la escoria blanca para la construcción de terraplenes.

3.4 Estudio medioambiental

La regulación vigente en España ha sido resumida en el capítulo 3, no estando contemplada la utilización de la escoria blanca en la construcción de carreteras, ni de forma unitaria ni mezclada con otros materiales.

Para valorizar la escoria y su mezcla con suelo en la construcción de terraplenes, han sido empleados los criterios del Decreto 104/2006, de 19 de octubre, de Cantabria. Cabe señalar que la Ley 22/2011, de 28 de julio, de residuos y suelos contaminados, prohíbe la mezcla a dilución de residuos que dificulten su gestión. La utilización de la escoria en la presente investigación obedece al singular comportamiento observado en su mezcla con el suelo; en consecuencia, la citada dilución es un efecto secundario, difícilmente evitable cuando se centra la atención en los aspectos mecánicos. Se considera que mediante la mezcla resultante de estos dos materiales, se está elaborando un nuevo material de ingeniería que puede ser empleado en la construcción de terraplenes.

Se han caracterizado medioambientalmente dos escorias (A y R) y dos mezclas (SA30 y HR20). Las mezclas han sido escogidas entre las que tenían los mayores contenidos de escoria. Para la caracterización medioambiental se ha utilizado el ensayo de lixiviación según norma UNE EN 12457-4, tal como señala el Decreto 104/2006. La Tabla 3.51 muestra los resultados del ensayo de lixiviación de las escorias (A y R) y las mezclas (SA30 y HR20). La columna de la derecha recoge los valores máximos admisibles por el citado Decreto para cada parámetro, habiéndose destacado en negrita aquéllos que están por encima del máximo permitido.

El líquido lixiviado de la escoria A registró contenidos de bario, fluoruros, níquel y sólidos totales disueltos, por encima de los valores máximos permitidos por la normativa, mientras que en la R, los límites superados fueron los de los fluoruros, molibdeno y, nuevamente, los sólidos totales disueltos (STD).

En los lixiviados de ambas escorias se detectó una elevada presencia de fluoruros (ensayo de lixiviación, ver Tabla 3.51) debidos a la fluorita existente en su composición mineral (ensayo de XRD, ver Tabla 3.43). La adición de espato flúor (CaF_2) durante el afino es beneficiosa, dado que aumenta la capacidad de sulfurar de la escoria, su

fluidez y la cantidad de CaO que puede disolverse en ella. El valor máximo permitido de fluorita por el Decreto 104/2006 es de 10 mg/kg, registrándose en las escorias valores seis veces mayores a él.

Aún cuando el parámetro “sólidos totales disueltos” de ambas escorias supera el límite máximo permitido, la utilización de las mezclas no se vería impedida por ese motivo debido a una salvedad contemplada en el Decreto 104/2006: *“Los valores de sólidos totales disueltos (STD) podrán utilizarse como alternativa a los valores de sulfato y cloruro”*. Del texto se desprende que los STD no son un parámetro indispensable en la caracterización medioambiental, sino más bien complementario para reemplazar otros dos. Ninguno de esos dos parámetros supera el máximo valor permitido por el citado Decreto, por lo que la determinación del STD no obstaculizaría el empleo de las mezclas en la construcción de terraplenes.

Teniendo en cuenta las dos escorias blancas analizadas en esta investigación, se puede señalar que la fluorita y los sólidos totales disueltos fueron los dos únicos parámetros en que su contenido en ambas escorias se encuentra por encima del máximo permitido por el Decreto.

En uno de los contratos realizados al amparo del artículo 83.1 de la LOMLOU, que tuvieron lugar de forma simultánea a la realización de esta investigación, se realizaron ensayos de lixiviación a otras siete escorias blancas, llegándose a las mismas conclusiones anteriormente expuestas, tanto en lo que respecta al contenido de fluoruros (> 10 mg/kg) como al de los STD (> 4.000 mg/kg).

A partir de lo señalado anteriormente, y desde el punto de vista medioambiental, no se recomienda el empleo de la escoria blanca de acería eléctrica como material unitario en la construcción de terraplenes. Las mezclas de suelo-escoria tampoco cumplen con el contenido máximo de fluoruros ni con el de STD en el líquido lixiviado, según lo previsto por la normativa. En efecto, se midió un contenido de fluoruros de 120 y 43 mg/kg en SA30 y HR20 (< 10 mg/kg según el Decreto), mientras que el de STD fue de 7.000 y 2.900 mg/kg (< 4.000 mg/kg según el Decreto), respectivamente. Anteriormente se comentó que los STD no representaban un problema para la valorización la escoria. La misma razón se puede citar para la mezcla suelo-escoria.

Se estima que en el caso de haber efectuado la caracterización medioambiental sobre mezclas con menores contenidos de escoria ($< 10\%$), se habrían obtenido resultados de fluoruros inferiores a los medidos. En todo caso, los resultados (Tabla 4.48) permiten ilustrar la dilución a la que se ha hecho referencia anteriormente y que, como se dijo, está prohibida por la normativa, si bien, se insiste nuevamente, en que ese efecto, cuando se da, no debería entenderse como intento alguno de dilución, sino como consecuencia, inevitable, de un resultado favorable como es el de la obtención de un nuevo material con notables cualidades ingenieriles. Así, se observa que en general, la mezcla de la escoria con el suelo reduce la presencia de algunos elementos y compuestos químicos; en algún caso, hasta en dos órdenes de magnitud.

Un material ensayado a lixiviación en laboratorio no presenta las mismas condiciones que se encontrarán en el campo. En general, no se considera la temperatura y el pH, ni la evolución temporal de estas condiciones, ni tampoco el peso específico seco con que se colocará la mezcla, por lo que sería necesario un estudio detallado que contemple la influencia de las citadas variables.

El principal factor que rige la disolución de ciertos elementos químicos o iones es su solubilidad en agua, así como la temperatura y el pH del medio en el que se produzca. Estos aspectos pueden variar a lo largo de la vida útil, no siendo tenidos en cuenta en un ensayo de lixiviación convencional (UNE EN 12457-4). Se obtuvieron concentraciones unitarias para cada parámetro, que no tienen por qué corresponder, necesariamente, con la magnitud máxima que puede desprender ese elemento en un terraplén. Por último, este ensayo no tiene en cuenta el peso específico seco del material, el cual es determinante en la permeabilidad. Esta última propiedad es fundamental de ser tomada en cuenta para estudiar la facilidad con la que el agua arrastra minerales contaminantes.

Tabla 3.51: Resultados del ensayo de lixiviación según la norma UNE EN 12457-4 realizado sobre escorias y sus mezclas con el suelo.

Parámetro	Ud.	A	SA30	R	HR20	Decreto 104/2006
Antimonio	mg/kg	< 0,01	< 0,005	< 0,01	0,0039	0,06
Arsénico	mg/kg	< 0,01	0,013	0,041	0,049	0,5
Bario	mg/kg	22	0,14	0,8	0,23	20
Cadmio	mg/kg	< 0,01	< 0,005	0,015	0,0022	0,04
*COD	mg/kg	< 100	60	< 100	14	500
Cloruros	mg/kg	< 50	15	51	< 50	800
Cobre	mg/kg	0,011	0,064	0,15	0,011	2
Cromo total	mg/kg	< 0,1	< 0,05	< 0,1	0,046	0,5
Fluoruros	mg/kg	160	120	66	43	10
Índ. fenol	mg/kg	0,18	< 0,2	0,24	< 0,01	1
Mercurio	mg/kg	< 0,01	< 0,005	< 0,01	0,0016	0,01
Molibdeno	mg/kg	0,051	0,034	5	1,7	0,5
Níquel	mg/kg	0,46	0,065	0,11	0,019	0,4
Plomo	mg/kg	0,015	< 0,005	0,19	<0,001	0,5
Selenio	mg/kg	< 0,1	< 0,05	0,78	0,38	0,1
**STD	mg/kg	56.000	7.000	15.600	2.900	4.000
Sulfatos	mg/kg	< 50	< 10	80	130	1.000
Zinc	mg/kg	0,57	< 0,05	1	0,013	4

*COD: Carbono orgánico disuelto; **STD: sólidos totales disueltos a 180 °C.

En resumen, la caracterización medioambiental de la escoria y de su mezcla con el suelo es compleja y requiere estudios específicos durante un largo periodo de tiempo. Se requiere realizar paralelamente ensayos de laboratorio e *in situ* más profundos, que entreguen información con la que sea factible predecir la evolución de los elementos contaminantes y que tengan en cuenta, entre otras, la variable que representa el peso específico seco. Entre las investigaciones realizadas hasta la fecha cabe citar las de Izquierdo et al (2008), Bruder-Hubscher et al (2001), Valls y Vázquez (2002), Schreurs et al (2000), Ore et al (2007) y Van der Sloot (1996), en ellas se pueden encontrar orientaciones útiles en la planificación de las campañas de ensayos que serían necesarias para la realización del estudio medioambiental que se considera que sería necesario.

3.5 Conclusiones del capítulo

3.5.1 Generales

- En la presente investigación se ha caracterizado geotécnica, química, mineralógica y medioambientalmente dos escorias (A y R), dos suelos (S y H) y dos mezclas (SA y HR).
- En el laboratorio se han utilizado diferentes cuantías de escoria, que van desde un 6% a un 30% del peso seco del suelo. No obstante, porcentajes por encima de 10% no suelen emplearse en la práctica en la construcción de terraplenes. La finalidad de ensayar tan amplia gama de contenidos de escoria es la de conocer la influencia real que tiene la escoria sobre un suelo natural.
- El Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para obras de Carreteras y Puentes (PG3) ha sido empleado tan sólo como documento de referencia. Los criterios incluidos en el citado Pliego fueron diseñados para emplear materiales tradicionales de carreteras (suelos naturales, cal, cemento, etc.) e incluye tímidamente la utilización de algún subproducto. Aún falta efectuar bastante investigación para poder emplear otros subproductos, tal como la escoria blanca en la construcción de terraplenes. Esta investigación constituye el primer paso en esa dirección.

3.5.2 Estudio geotécnico

Materiales

- El porcentaje de finos que presentan las escorias blancas se encuentra comprendido entre un 40 y un 70%. Ninguna presentó plasticidad, coincidiendo con lo obtenido por otros investigadores al ensayar numerosos residuos industriales.
- La mezcla suelo-escoria modifica las propiedades de plasticidad con respecto a las de ambos materiales unitarios. Experimentalmente se ha comprobado que a medida que se añaden cantidades crecientes de escoria blanca, decrecen gradualmente el límite líquido y el índice de plasticidad, al mismo tiempo que se incrementa el límite de plasticidad.
- El ensayo Proctor normal no es el ensayo más adecuado para estudiar las propiedades de compactación de la escoria blanca (dada su nula plasticidad), siendo preferible la vibración. El índice de poros de la escoria compactada

mediante el procedimiento de Proctor normal es muy elevado con respecto al de los suelos compactados.

- El resultado del ensayo Proctor normal de las mezclas depende de varios factores (i) comportamiento individual de los materiales unitarios, (ii) comportamiento del conjunto, y (iii) cantidad de escoria añadida. No todas las mezclas se comportan de la misma forma, por lo que tampoco ha sido posible predecir para todas ellas si el peso específico seco será un valor intermedio entre los obtenidos en los materiales unitarios, o si por el contrario estará fuera del intervalo por ellos definido. Algo similar sucede con la humedad óptima; a partir de los ensayos de los materiales unitarios no se puede predecir si se encontrará comprendida entre las de los materiales unitarios o fuera de ellos.
- Las mezclas suelo-escoria presentan un aplanamiento de su curva de compactación en el ensayo Proctor. Así, se reduce la influencia de la humedad para alcanzar el 100% del peso específico seco máximo. Por el contrario, si la curva es convexa, tal como suele suceder en los suelos, es necesario ajustar muy bien el contenido de humedad en el campo para poder conseguir el peso específico seco máximo determinado en el laboratorio.
- De los resultados de peso específico seco máximo determinados en el ensayo Proctor normal, se puede deducir que las mezclas compactadas en laboratorio presentan un mayor volumen de huecos que el suelo que las constituye. Esto es especialmente relevante en los fenómenos de expansión a largo plazo de las mezclas.
- La escoria blanca alcanzó un índice de CBR entre 37 y 70. A partir de los resultados de CBR de las mezclas se puede concluir que no todos los suelos son susceptibles de ser mejorados con idénticos porcentajes de escoria, y posiblemente algunos requieran tan elevados contenidos, que no sea viable su colocación en el campo. Para alcanzar un índice de CBR apto para emplear dicha mezcla en la construcción de terraplenes, fue necesario agregar pequeñas cuantías de escoria ($\leq 10\%$) a uno de los suelos, mientras que en el otro hubo que añadir mayores contenidos (20%).

Resistencia mecánica

- Se expondrán, en primer lugar, las conclusiones de carácter procedimental. Así, antes de efectuar una campaña de ensayos para medir la evolución temporal de las propiedades resistentes (RCS , E_{rot} y E_{50rot}) de una mezcla con un material reactivo, se recomienda realizar un estudio preliminar que analice su variación con respecto a otras, tales como el peso específico seco y la

humedad inicial. Se recomienda establecer, antes de comenzar la campaña definitiva de ensayos, una tolerancia realista del peso específico seco (p.e. $\pm 0,3 \text{ kN/m}^3$) y de la humedad de fabricación (p.e. $\pm 1 \%$), teniendo en cuenta las técnicas empleadas y los medios disponibles, para así conocer la incertidumbre de los resultados. Es asimismo importante prestar atención a las condiciones higrotérmicas de las probetas durante el período de conservación, en orden a evitar pérdidas de humedad.

- Kanagawa y Kuwayama (1997) señalaron que toda la mejora en la resistencia a compresión simple de las mezclas suelo-escoria era atribuible a la combinación del agua con las facies minerales hidratables presentes en la escoria, cuantificada a través de la absorción de agua (ABS %: $w\%_{\text{fabricación}} - w\%_{\text{momento de ensayo}}$). En esta investigación se efectuaron similares ensayos a los de los citados autores, llegando a la conclusión de que la mejora de la resistencia a compresión simple de las mezclas puede deberse no sólo a las propiedades de cementación de la escoria blanca, sino también a una pérdida de humedad producida durante el curado de las probetas. Es por ello que se debe controlar exhaustivamente la humedad de las probetas, tanto en el momento de su fabricación como en el de su ensayo a compresión simple.
- La escoria blanca presenta propiedades cementantes, habiéndose observado que éstas se desarrollan más rápidamente en las probetas sumergidas en agua (ensayo CBR) que en las curadas en cámara húmeda (ensayo de RCS). En general, en las mezclas sumergidas durante 28 días se alcanza el máximo índice de CBR en dicho periodo de tiempo, mientras las mismas mezclas continúan ganando resistencia durante los 90 días previos al ensayo. Transcurridos 3 meses, e independientemente de la cantidad de escoria añadida, se registró un porcentaje de mejora del índice de CBR y de la RCS de 800-1200 % y 60-110 %, respectivamente. La escoria blanca mejora las propiedades mecánicas del suelo en el laboratorio y se espera que también lo haga en la obra, aunque el desarrollo de esta investigación no haya permitido establecer el rango en el que lo haría.
- En el ensayo de compresión simple se observó una reducción de la deformabilidad (medida mediante el E_{rot} y el $E_{50\% \text{rot}}$) de las mezclas suelo-escoria con respecto al suelo. En efecto, los módulos secantes de deformación, tanto el E_{rot} como el $E_{50\% \text{rot}}$, de las mezclas a la edad de 0 y 90 días fueron, al menos, un 200% superiores a los del suelo.

- Para la compactación de las probetas Harvard se desarrolló un método neumático de fabricación, cuyos resultados se compararon con los obtenidos mediante el convencional.
- La fabricación neumática de las probetas, y debido quizá a la propia dificultad del procedimiento, presentó una notable variabilidad del peso específico seco con la altura.
- La resistencia a la compresión simple obtenida con las probetas fabricadas neumáticamente difiere de la alcanzada con el método convencional, habiéndose observado que, en algún caso, también resultó distinta la evolución temporal de la resistencia. Parece aconsejable, por consiguiente, profundizar en el conocimiento del nuevo método.
- Comparando los índices de CBR de las mezclas suelo-escoria sumergidas bajo agua a 0 y a 90 días, se registró un mayor incremento porcentual del citado índice en las probetas más densas (100% del $\gamma_{d,máx}$) con respecto a las más flojas (95% del $\gamma_{d,máx}$). Consoli et al (2007) llegaron a una conclusión similar en su estudio de las mezclas suelo-cal.
- La escoria blanca puede ser considerada como estabilizador de suelos, dada la evolución de sus propiedades mecánicas, debida a las reacciones cementantes. Como todo estabilizador de suelos, no produce el mismo grado de mejora en todos ellos, dependiendo de sus características, siendo necesaria la realización del correspondiente estudio previo.

Estabilidad volumétrica

- No se detectaron problemas de colapso en los suelos, escorias y mezclas utilizados en esta investigación.
- La escoria blanca no presentó incremento de volumen en los ensayos geotécnicos convencionales (hinchamiento libre e hinchamiento CBR). Sin embargo, cuando se realizó el ensayo de expansión potencial (ASTM D 4792), en agua a 70 °C, para acelerar la reactividad debida a p.e., la hidratación de los compuestos de calcio y magnesio, se observó un hinchamiento comprendido entre el 12 y el 41 %. Aún cuando la citada norma señala que la expansividad puede continuar a lo largo de unos siete días, en esta investigación fue preciso esperar hasta tres meses para alcanzar una velocidad de hinchamiento nula o decreciente, criterio alternativo recomendado por la norma para la finalización del ensayo.

- Según lo observado en este estudio, la adición de escoria blanca a un suelo reduce la expansividad, habiéndose encontrado que dicha reducción está relacionada con el porcentaje de escoria y que parece haber un valor crítico que no ocasiona disminución alguna del hinchamiento.
- A partir de los resultados de laboratorio, se ha relacionado la diferencia entre el índice CBR de la mezcla y el de su correspondiente suelo, con la reducción de la expansión potencial: a mayor diferencia, mayor reducción.

3.5.3 Estudio químico mineral

- El envejecimiento que se produce en la escoria blanca es diferente del que tiene lugar en su mezcla con el suelo. En la primera, la hidratación y la carbonatación de ciertos minerales causan su expansión a largo plazo, mientras que en la mezcla, éstos reaccionan con los minerales arcillosos del suelo, reduciendo o, en su caso, anulando, la expansión potencial.
- La alta y prolongada expansión potencial de la escoria blanca se debe a la hidratación de la periclasa (formando brucita), de la lima (con generación de portlandita) y de los aluminatos cálcicos (dando lugar a aluminatos cálcicos hidratados), así como por la carbonatación de la brucita (originando hidromagnesita).
- Entre las reacciones que tienen lugar a largo plazo en la mezcla suelo-escoria, durante su envejecimiento, cabe destacar: (i) la hidratación de los aluminatos (ii) las reacciones puzolánicas o de adsorción superficial entre la arcilla y los óxidos de calcio y magnesio (iii) la absorción o combinación química del óxido de magnesio con los minerales de arcilla, y (iv) una ligera carbonatación de los óxidos metálicos de hierro, calcio y magnesio.

3.5.4 Estudio medioambiental

- El Decreto 104/2006 no contempla la valorización de la escoria blanca en la construcción de obras viales, especificándose el ensayo de lixiviación, según la norma UNE EN 12457-4, para las modalidades previstas en la citada norma.
- La realización del ensayo de lixiviación (UNE EN 12457-4) a escorias y mezclas ha puesto de manifiesto que, en general, los contenidos de fluoruros y sólidos totales disueltos (STD) superan ampliamente los límites máximos permitidos por el Decreto 104/2006.

- La valorización de la escoria mediante su mezcla con un suelo no está contemplada en la normativa vigente; cabría incluso decir que está prohibida, en tanto que puede ser interpretada como dilución de la escoria. Esta situación, no contempla, por tanto, la realidad del nuevo material estudiado en esta tesis, lo que revela la necesidad de estudios adicionales.

Entre las aportaciones de esta tesis a la investigación orientada a la valorización de los suelos no aprovechables de la traza de las obras se pueden citar las siguientes: i) análisis del estado final de la mezcla in situ, mediante el peso específico seco (directamente relacionado con la permeabilidad), ii) incorporación de las condiciones ambientales (pH, temperatura, etc. que influyen directamente en la solubilidad de los elementos o iones), iii) estudio de la evolución temporal de los contaminantes y iv) contraste de los ensayos de laboratorio y con los de campo.

Capítulo 4 : Estudio del terraplén experimental construido con la mezcla suelo-escoria

4.1 Introducción

En el capítulo anterior se concluyó que la escoria blanca puede ser considerada un estabilizador de suelos, a añadir a la cal y al cemento, convencionalmente utilizados. Cabe también señalar que la eventual estabilización con escoria requiere que se cumplan algunas condiciones, de forma similar a lo que sucede con los estabilizadores habituales. Así, la escoria blanca es adecuada para mejorar las propiedades geotécnicas de los suelos que tienen minerales arcillosos con una alta capacidad de intercambio catiónico.

Los resultados presentados en este capítulo han ido precedidos de varios intentos de utilizar en obra la mezcla suelo-escoria y en consecuencia, poder estudiar su comportamiento, tanto en el laboratorio como *in situ*. La relación de las tentativas más importantes es la siguiente:

- Años 2006-2008: estudio en laboratorio de la mezcla SA para construir un terraplén experimental con el porcentaje óptimo de escoria en el tramo Cacicedo-Parbayón de la Autovía de la Ronda de la Bahía, Cantabria, adjudicado a la UTE SACYR-CAVOSA. Este estudio fue parte del proyecto de investigación “Mejora de suelos marginales e inadecuados mediante escorias blancas de acería eléctrica para la construcción de terraplenes (80029/A04)” financiado por el Ministerio de Fomento de España a la Universidad de León, en colaboración con la de Cantabria, concretamente, con el Laboratorio de Geotecnia “José Manuel Sánchez Alciturri”, y con la Universidad del País Vasco. La construcción del citado terraplén contó con el apoyo de la Demarcación de Carreteras del Estado en Cantabria. El resultado de este proyecto quedó plasmado en los informes anuales presentados en el Ministerio, así como en el correspondiente Informe final presentado en el año 2008 y

- titulado “Mejora de suelos marginales e inadecuados mediante escoria blanca de acería eléctrica para la construcción de terraplenes” (80029/A04).
- 2008: En el desarrollo del citado proyecto se constató la dificultad de ejecutar un terraplén experimental con la mezcla de suelo y escoria, por lo que se iniciaron contactos con otras empresas para subsanar esa situación. Surgió así, en primer lugar, una propuesta de SACYR para solicitar financiación al Programa Nacional de Proyectos de Desarrollo Experimental (ORDEN PRE/1007/2008, BOE 12.IV.08)”. La Universidad de León redactó la memoria técnica correspondiente y la presentó a la empresa, pero ésta decidió finalmente no presentarse a la convocatoria.
 - Años 2008-2009: Se realiza el estudio en el laboratorio de la mezcla HR, que, en su caso, se emplearía en la construcción de caminos de obra en Herrera de Pisuegra, Palencia, en el tramo de la autovía de la Meseta adjudicado a la empresa BEGAR CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A. Los problemas económicos de la empresa dieron lugar a la rescisión del contrato, encargándose VIAS Y CONSTRUCCIONES S.A. de la finalización de los trabajos. Esta última mantuvo el acuerdo al que el grupo de investigación había llegado con BEGAR, para la realización del citado estudio, colaborando para la construcción del tramo experimental que no llegó a realizarse debido a la inesperada cancelación del suministro de la escoria por el gestor que se había comprometido a hacerlo.
 - 2009: solicitud de la ULE, junto al Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas Del Ministerio de Fomento (CEDEX) y la empresa constructora BEGAR CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A., al Programa Nacional de Proyectos de Investigación Aplicada y el Programa Nacional de Proyectos de Desarrollo Experimental del Ministerio de Ciencia e Innovación de España para la realización del proyecto de investigación titulado “Valorización de la escoria blanca de acería eléctrica en obras de infraestructura del transporte”. El proyecto no fue financiado debido a que su presupuesto no alcanzó la cifra mínima de financiación fijada por el Ministerio.
 - 2010-2011: Realización del proyecto de investigación titulado “Utilización de materiales marginales e inadecuados en la construcción de infraestructuras del transporte mediante su mezcla con escoria blanca de acería eléctrica”. Para ello, se firmó un convenio entre la Universidad de León y la empresa VIAS Y CONSTRUCCIONES S.A. En este capítulo se presentan parte de los resultados obtenidos en este último proyecto, que son los correspondientes a la mezcla VZ.

Descripción del trabajo realizado

En este capítulo se estudia el comportamiento en laboratorio e *in situ* de la mezcla del préstamo -procedente de las inmediaciones del emplazamiento de los terraplenes- con cal y con escoria blanca. Como es bien sabido, la cal es un estabilizador habitualmente utilizado en los suelos, por lo que ha sido empleado como referente para valorar una eventual mejora producida por la escoria blanca. En el capítulo anterior de esta tesis se describieron las propiedades de la escoria como estabilizador, entre las que cabe destacar las relativas a la producción de minerales cementantes y la reducción de la expansión de la mezcla en relación a la de los materiales constituyentes.

La mezcla del suelo con cada estabilizador se extendió por capas para construir sendos terraplenes de unos dos metros de altura, en la obra de la plataforma del corredor “Norte-Noroeste de Alta Velocidad, Subtramo: Nudo Venta de Baños. Conexión Valladolid-Palencia-León” (ver Figura 4.1), dependiente del Administrador de Infraestructuras Ferroviarias, ADIF. Las obras fueron adjudicadas a la UTE Vías y Construcciones-COMSA. Los terraplenes experimentales se construyeron en las inmediaciones del paso superior P.S.-3.9 (V-B), existente en las cercanías de la fábrica de traviesas de hormigón “PRECOM”, en el paraje denominado “Huerta de los Maristas”, muy cerca de la localidad de Venta de Baños (ver Figura 4.2).



Figura 4.1: Fotografía aérea de Venta de Baños.

Fuente: Google

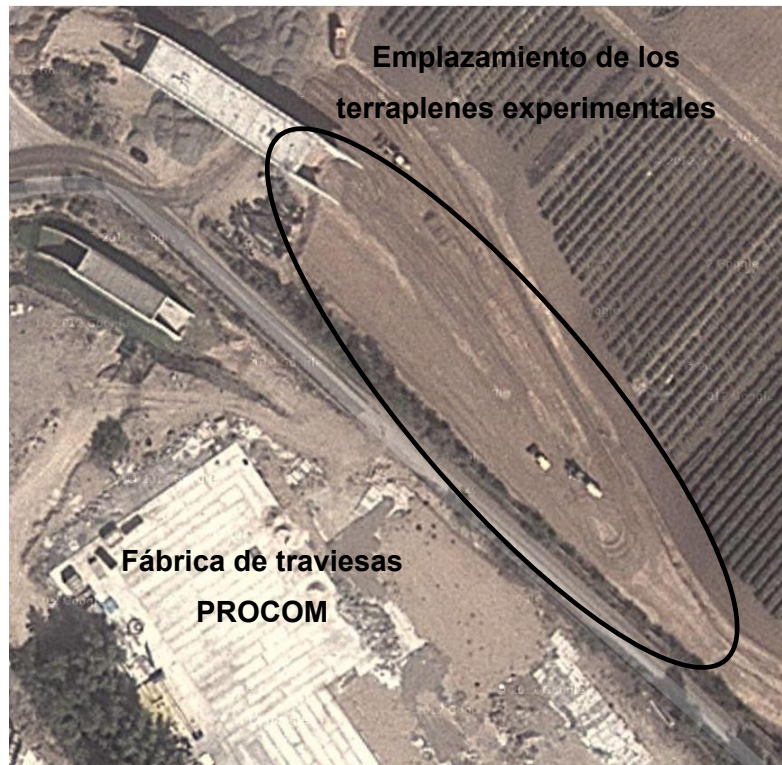


Figura 4.2: Emplazamiento de los terraplenes experimentales.

Fuente: Google

Además del estudio de laboratorio realizado sobre el suelo, los estabilizadores y las mezclas, se ha efectuado otro de campo sobre estas últimas. Adicionalmente, se han determinado las propiedades geotécnicas mínimas del suelo de cimentación en el que se apoyarán los terraplenes experimentales para que, si fuera necesario, se puedan tomar las medidas correctivas necesarias (mejora, compactación, sustitución, etc.) para asegurar que los eventuales asientos resulten admisibles.

La escoria blanca fue suministrada por Corrugados Azpeitia, S.L. La factoría se ha especializado en la elaboración de acero corrugado mediante horno eléctrico y laminación en caliente. La escoria blanca resultante del afino de la colada fue cribada por el tamiz de luz 2,00 mm antes de ser utilizada en la fabricación de las probetas para la realización de los ensayos de laboratorio y de campo.

Una muestra -a granel- de cal apagada fue enviada al laboratorio para la realización de los ensayos correspondientes a su mezcla con el suelo.

En este capítulo se presentan, por consiguiente, los resultados de los ensayos de laboratorio realizados sobre mezclas de suelo-escoria y suelo-cal, así como los

efectuados durante la construcción de cada terraplén experimental. El porcentaje de cal de la mezcla con suelo fue fijado de acuerdo con el que la Empresa Constructora iba a emplear en la obra (3%). Para obtener el porcentaje más adecuado de escoria en la mezcla, se realizó una campaña preliminar de ensayos de laboratorio, determinando las propiedades geotécnicas necesarias (plasticidad, peso específico de partículas, Proctor normal, CBR, colapso e hinchamiento). Se estudiaron mezclas de suelo con 5, 7 y 10 % de escoria.

Los materiales unitarios se denominaron con letras mayúsculas de la siguiente forma: V para identificar al suelo de Venta de Baños; Z, para la escoria de Corrugados Azpeitia; C para referirse a la cal apagada y SC, para el suelo de cimentación. Para la mezcla suelo-escoria se empleó la abreviatura VZ, y la VC para la suelo-cal. El número que acompaña a las letras mayúsculas que identifican a las mezclas, corresponde al porcentaje de estabilizador utilizado (Tabla 4.1).

Tabla 4.1: Notación para designar a los materiales unitarios y sus mezclas.

Tipo de material	Nomenclatura
Suelo Venta de Baños	V
Suelo de cimentación	SC
Escoria blanca Corrugados Azpeitia	Z
Cal apagada	C
Suelo-escoria 5%	VZ05
Suelo –escoria 7%	VZ07
Suelo –escoria 10%	VZ10
Suelo –cal 3%	VC03

De acuerdo con lo anterior, se expondrán, en primer lugar, los resultados de laboratorio y seguidamente, los de la obra. Por último, se intentará establecer una correlación entre unos y otros, que era uno de los objetivos de este estudio.

Los ensayos de laboratorio han sido agrupados de acuerdo a los correspondientes a la: (i) caracterización geotécnica (ii) caracterización químico-mineral (iii) caracterización medioambiental. A continuación se describe brevemente el contenido de cada uno de los índices.

En el apartado 4.2.1 se presenta la caracterización geotécnica, que será desarrollada en tres apartados: (i) materiales unitarios (ii) estudio previo para la determinación del porcentaje adecuado de suelo-escoria, y (iii) mezclas utilizadas en la construcción de los terraplenes experimentales. La Tabla 4.2 identifica cada ensayo geotécnico, así como la norma que lo regula.

Tabla 4.2: Ensayos geotécnicos realizados y sus correspondientes normas.

Ensayo	Norma
Granulometría	UNE 103101-95
Límites de Atterberg	UNE 103103-94
	UNE 103104-94
Peso específico de partículas	UNE 103302-94
Proctor normal	UNE 103500-94
Capacidad portante (CBR)	UNE 103502 -95
Materia orgánica	UNE 103204-93
Yesos	NLT 115-99
Sulfatos solubles	UNE 103202- 95
Sales solubles	NLT 114-99
Cal libre	EN 1744-1-98
Colapso	NLT 254-99
Expansión potencial	ASTM D 4792-00
Compresión simple	UNE 103400-93

El apartado 4.2.2 muestra la caracterización químico-mineral realizada a los materiales unitarios y a las mezclas utilizadas en la construcción de los terraplenes experimentales. Se han empleado las mismas técnicas y ensayos descritos en el capítulo 2. Los detalles de los equipos y procedimientos pueden verse en el apartado 2.4 de dicho capítulo.

En el apartado 4.2.3 se recoge la caracterización medioambiental de los materiales y mezclas. Los ensayos han sido muy similares a los contenidos en el capítulo 3, habiendo sido descrito el procedimiento correspondiente en el capítulo 2, apartado 5.

Para la realización del estudio *in situ* se construyeron los dos terraplenes experimentales a los que se ha hecho mención anteriormente. Esta parte del estudio se ha dividido en: (i) construcción (ii) control de la compactación de las mezclas (iii) evolución de las propiedades cementantes, y (iv) estabilidad volumétrica.

El apartado 4.3.1 está dedicado a los terraplenes, describiéndose sus características generales y procedimiento constructivo.

El apartado 4.3.2 muestra los resultados de los ensayos realizados con la finalidad de controlar la compactación de las capas de los terraplenes experimentales.

En el apartado 4.3.3 se presenta la evolución de las propiedades cementantes de las mezclas suelo-escoria y suelo-cal.

Por último, en el apartado 4.3.4 se recogen los resultados del estudio de la estabilidad volumétrica de las mezclas.

4.2 Ensayos de laboratorio

4.2.1 Caracterización geotécnica

Materiales unitarios

La Tabla 4.3 y la Tabla 4.4 muestran los resultados de los ensayos geotécnicos de los suelos (V y SC) y la escoria (Z). El tamaño máximo del suelo V fue de 5,0 mm, aunque por encima de 2,0 mm se obtuvo un porcentaje de entre un 1 y un 3 %. Se recuerda que la escoria Z fue cribada por un tamiz de luz 2,0 mm antes de la realización de los ensayos. El suelo SC presentó un tamaño máximo de 80 mm, con un 30 % inferior a 2,00 mm, por lo que, en realidad, se trataba de una grava.

A partir de los resultados de granulometría y plasticidad se han clasificado los materiales según los criterios propuestos por la USCS y el PG-3. Tal como era de esperar, la escoria Z no presentó plasticidad. Los materiales unitarios SC, V y Z, fueron clasificados, según la USCS, como GW-GC, CL y ML, mientras que según el PG-3, (ver Figura 4.3) resultaron ser “adecuado”, “adecuado” y “seleccionado”, respectivamente.

El peso específico seco de partículas (γ_s) obtenido en V y SC se encuentra dentro del rango habitual de los suelos -en ambos, casos fue de 27,1 kN/m³-, mientras que el de la escoria fue más elevado (34,1 kN/m³).

La norma UNE 103500 que rige el ensayo Proctor normal señala que “si el material retenido en el tamiz 20,0 mm norma UNE 7-050 es superior al 30% de la masa total o contiene partículas de tamaño superior a 50 mm, este ensayo no es adecuado para el suelo en cuestión” (sic). El suelo de cimentación (SC) presentó un tamaño máximo de 80 mm, por lo que este ensayo no sería adecuado para estudiar las propiedades de compactación. Además, si no se puede determinar su óptimo, tampoco es posible efectuar los ensayos de CBR, hinchamiento libre y colapso. Por último, no se realizaron ensayos químicos, dada su escasa incidencia en el comportamiento de los terraplenes experimentales.

El peso específico seco máximo y la humedad óptima de la escoria Z fueron 16,5 kN/m³ y 17,0 %, respectivamente. Al comparar la humedad de amasado – teniendo en cuenta el agua realmente añadida-, con la determinada en estufa a 110 °C, se observó que se había perdido un 10 %. Se cree que dicha pérdida se debió a la evaporación y a la expulsión del agua durante la realización del ensayo. Aún así, llama la atención la elevada humedad óptima de la escoria (16,5 %) siendo un material que no presenta plasticidad. El suelo V tuvo un peso específico seco máximo de 18,02 kN/m³ y una humedad óptima de 14,5 %, alcanzando un grado de saturación del 77 %. Conviene señalar que el grado de saturación del óptimo de un suelo natural compactado en el ensayo Proctor normal se encuentra comprendido entre el 90 y 95 %, por lo que se consideran bajos tanto el del suelo V como el de la escoria Z.

El CBR del suelo V y el de la escoria Z se determinaron para un peso específico seco de 17,1 y 15,7 kN/m³, respectivamente, correspondiente aproximadamente al 95 % del ensayo Proctor normal. En el suelo V se obtuvo un CBR de 5, superior al mínimo (3), exigido por el art. 330 del PG-3 para su empleo en la construcción de terraplenes. No obstante, independientemente de que se haya cumplido con el citado pliego, se sabe que conviene emplear un suelo – o en su defecto, una mezcla- con un índice de CBR entre 8 y 12, dado que en caso contrario pueden darse problemas en la puesta en obra. No fue posible finalizar la realización del ensayo CBR de la escoria Z de las tres probetas compactadas al 25, 50 y 100 % de la energía PN, dado que durante la penetración de la probeta compactada al 50 %, se superó la fuerza máxima de la prensa. En efecto, durante la penetración del pistón de dicha probeta, y cuando se habían introducido unos 7 cm aproximadamente, se produjo la rotura del bastidor de la prensa, capaz de medir un CBR máximo de 300. El índice de la escoria Z obtenido a un peso específico de 15,7 kN/m³ y una penetración de 0,1” fue de 287. Cabe señalar, que

el citado ensayo mide el CBR debido a la compactación de la probeta, y no el debido a otros efectos que puedan tener lugar como, p.e., una eventual cementación.

Se ha estudiado el hinchamiento CBR producido en las probetas durante su saturación (4 días), con el resultado de que en ninguna de las de escoria se registró valor alguno, mientras que en las de suelo V se midió un hinchamiento CBR en la probeta floja (25 % PN), intermedia (50 % PN) y densa (100 % PN) de 0,5; 0,2 y 0,2 %, respectivamente.

Se efectuaron los ensayos químicos de colapso, es decir: sales solubles (SS), materia orgánica (MO) y yesos (Y), así como los de sulfatos solubles (SuLS). Ni en el suelo ni en la escoria se superaron los límites máximos permitidos por el PG-3 en los citados ensayos químicos, excepto en el contenido de sales solubles de la escoria (1,5 %).

Muestras de suelo V y de escoria Z fueron compactadas en el edómetro con las condiciones de estado (peso específico seco y humedad óptima) determinadas en su respectivo ensayo Proctor normal (ver Tabla 4.3) para determinar su índice de colapso e hinchamiento libre. En el ensayo de colapso se aplicó una fuerza vertical de 200 kPa sobre la muestra antes de inundar la probeta, tal como lo señala el art. 330 del PG-3. Se obtuvo un nulo índice de colapso en el suelo V, mientras que en la escoria Z fue de tan sólo 0,1%. Se midió en el suelo un hinchamiento libre de 0,6 % y un hinchamiento CBR inferior o igual a 0,5 % en las tres probetas compactadas con diferentes grados de energía de compactación (25 % PN: 0,5 %; 50 % PN: 0,2 % y 100 % PN: 0,2 %) (ver Tabla 4.4). La escoria Z no presentó hinchamiento libre ni hinchamiento CBR.

Tal como se ha mostrado en el capítulo anterior, la escoria blanca aumenta de volumen debido a la hidratación y carbonatación de ciertos minerales. El resultado del ensayo de expansión potencial de la escoria Z se presentó en el apartado “Mezclas empleadas en la construcción de los terraplenes experimentales”, para facilitar la comparación entre el hinchamiento de la escoria y el de las mezclas.

Tabla 4.3: Resultados de ensayos de identificación y compactación de los suelos V y SC y escoria Z.

Mat	Granulometría			Plasticidad			Compactación y capacidad portante			
	Tam. máx. (mm)	% 2,0 mm	% finos	LL (%)	LP (%)	IP (%)	γ_s ($\frac{kN}{m^3}$)	$\gamma_{d,máx}$ ($\frac{kN}{m^3}$)	w_{opt} (%)	CBR (4 d.)
V	5,0	98	63	34	18	16	27,1	18,0	14,5	5*
SC	80	30	11	26	15	11	27,1	-	-	-
Z	2,0	100	95	NP	NP	NP	34,7	16,5	17,0	287**

*CBR det. al 95 % del $\gamma_{d,máx}$ (granul. completa)

Tam. máx. : Tamaño máximo de partículas γ_s : Peso específico de partículas

% 2,0 mm : % que pasa 2,0 mm $\gamma_{d,máx}$: Peso específico seco máximo

% finos : % que pasa #200 (0,08 mm) w_{opt} : Humedad óptima

LL : Límite líquido NP : No plástico

LP : Límite plástico CBR : Det. al 95% del $\gamma_{d,max}$ (gran. compl.)

IP : Índice de plasticidad

Tabla 4.4: Resultados de los ensayos químicos, colapso e hinchamiento de los suelos V y SC y escoria Z.

Mat	Colapso e hinch.					Ens. Químicos			
	Hinch. libre (%)	IC (%)	Hinch. CBR 100 % PN	Hinch. CBR 50 % PN	Hinch. CBR 25 % PN	SulS (% SO ₃)	MO (%)	SS (%)	Y (% SO ₄ · 2H ₂ O)
V	0,6	0,0	0,2	0,2	0,5	0,07	0,48	012	0,25
SC	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Z	0,0	0,1	0,0	0,0	0,0	0,34	<0,01	1,5	0,72

Mat : Material SS : Sales solubles (%)

Hinch.libre : Hinchamiento libre (%) Y : Yesos (% SO₄ · 2H₂O)

IC : Índice de colapso (%) 100 % PN : Probeta con un 100 % de la energía PN

Hinch. CBR : Hinchamiento CBR (%) 50 % PN : Probeta con un 50 % de la energía PN

Sul. S. : Sulfatos soluble (% SO₃) 25 % PN : Probeta con un 25 % de la energía PN

MO : Materia orgánica (%)

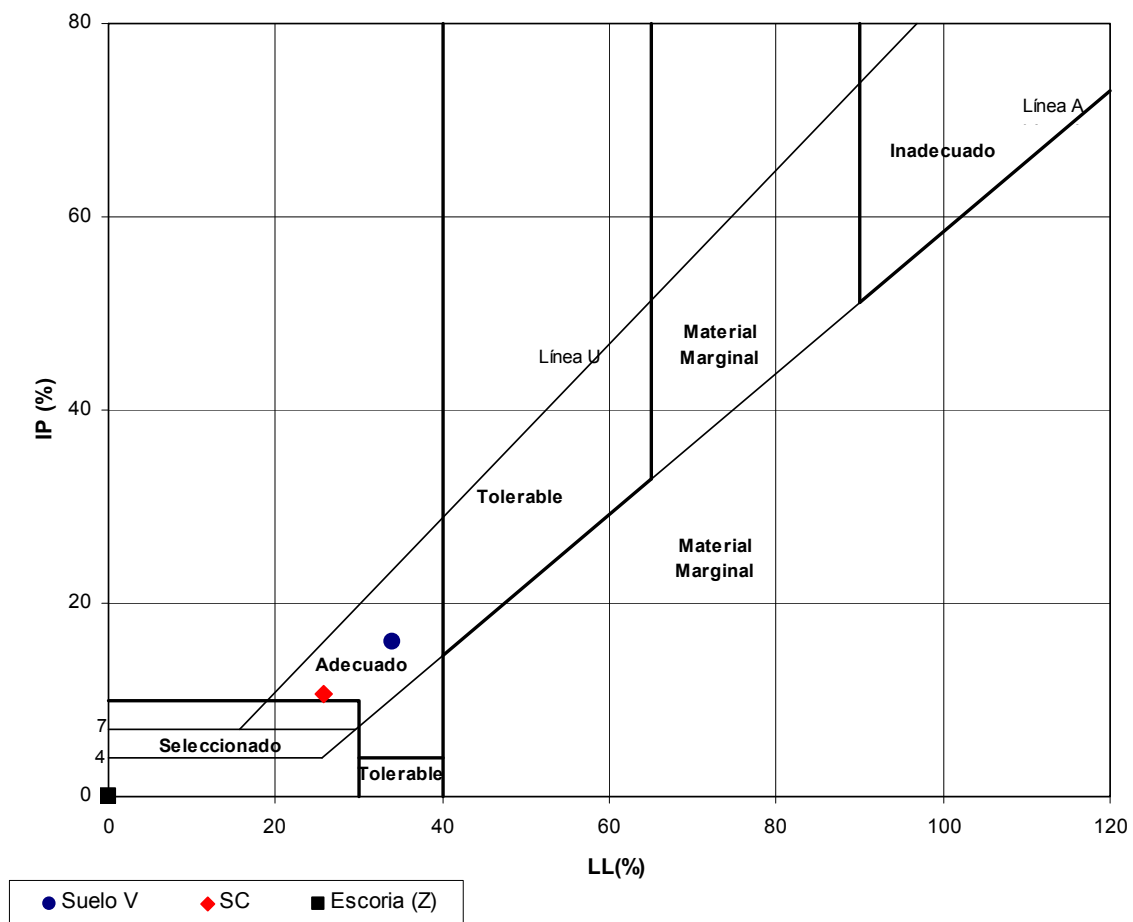


Figura 4.3: Carta de Casagrande que incluye la clasificación de los materiales según el art. 330 del PG-3.

Estudio previo para la determinación del porcentaje adecuado para la construcción del terraplén experimental de suelo-escoria

Para determinar la mezcla de suelo-escoria adecuada para la construcción del terraplén experimental, se estudiaron tres porcentajes de escoria. Los resultados de los ensayos de plasticidad, compactación, CBR, colapso e hinchamiento libre de las mezclas VZ05, VZ07 y VZ10 se muestran en la Tabla 4.5.

El límite líquido de las mezclas resultó ser aproximadamente similar al del suelo V. En cambio, a medida que se incrementaba el contenido de escoria también lo hacía su límite plástico disminuyendo, en consecuencia, el índice de plasticidad.

Las mezclas VZ05, VZ07 y VZ10 se clasifican como CL, ML y ML -según los criterios de la USCS-, respectivamente, mientras que todas tendrían la calificación de adecuado según el PG-3 (ver Figura 4.4).

El peso específico de partículas de las mezclas ($27,6 - 27,7 \text{ kN/m}^3$) (ver Tabla 4.3) se incrementó con respecto al del suelo ($27,1 \text{ kN/m}^3$) (ver Tabla 4.3), ya que la escoria presenta algunos metales en su composición.

Los resultados del ensayo Proctor normal de las mezclas fueron diferentes a los obtenidos en los materiales unitarios. A medida que se incrementaba el contenido de escoria lo hacía el peso específico seco máximo y se reducía la humedad óptima y el grado de saturación (ver Tabla 4.5). En efecto, en las mezclas VZ05, VZ07 y VZ10 se alcanzó un grado de saturación de 75, 72 y 68 %, respectivamente.

Hay que señalar el aumento del CBR que experimenta la mezcla suelo-escoria. Así, mientras que dicho índice solo fue de 5 para el suelo V (ver Tabla 4.3), al mezclarlo con la escoria Z se midieron valores de 32, 42 y 66 en las mezclas VZ05, VZ07 y VZ10, respectivamente (ver Tabla 4.5). Es decir, que pequeñas cuantías de escoria aumentaron considerablemente el CBR del suelo.

El suelo V registró un hinchamiento CBR de 0,5 % en la probeta más floja, mientras que no se produjo expansión en ninguna de las mezclas – independientemente de la cantidad de escoria agregada y de la energía de compactación aplicada (25, 50 ó 100 % P.N.)- se anuló su hinchamiento CBR (ver Tabla 4.5).

En el edómetro se compactaron las mezclas con el peso específico seco y la humedad óptima determinadas en el ensayo Proctor normal para medir su colapso e hinchamiento libre. Ninguna de las mezclas presentó el primero de los fenómenos y sólo en una se midió un ligero hinchamiento de 0,01 % (ver Tabla 4.5)

El terraplén experimental de suelo-escoria se construyó con la mezcla VZ07. La elección se basó principalmente en los resultados del estudio previo en laboratorio, así como en la maquinaria disponible para la construcción de los terraplenes. La VZ10 fue descartada por su elevada capacidad portante (66) y también porque se previó que sería difícil conseguir la necesaria homogeneidad. Las otras dos mezclas (VZ05 y VZ07) se consideraron adecuadas para la construcción del terraplén experimental, no

obstante, el mayor CBR (42) alcanzado por la VZ07 frente al obtenido (32) por la VZ05, decidió a favor de la primera.

Tabla 4.5: Propiedades geotécnicas de las mezclas VZ05, VZ07 y VZ10.

Mat	Plasticidad			Compactación y capacidad portante					Colapso e hinch.				
	LL (%)	LP (%)	IP (%)	γ_s ($\frac{kN}{m^3}$)	$\gamma_{d,máx}$ ($\frac{kN}{m^3}$)	w_{opt} (%)	CBR* (4 d.)	Sr (%)	Hinch. libre (%)	Hinch. 100 % PN	Hinch. 50 % PN	CBR 25 % PN	IC (%)
VZ05	34	18	16	27,6	18,05	14,4	32	75	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0
VZ07	37	26	11	27,7	18,10	13,9	42	72	0,01	0,0	0,0	0,0	0,0
VZ10	35	25	10	27,7	18,14	13,0	66	68	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0

*CBR det. al 95 % del $\gamma_{d,máx}$ (granul. completa)

Mat	:	Material	CBR	:	Det. al 95 % del $\gamma_{d,max}$ (gran. compl.) a los 4 días de estar las probetas sumergidas.
LL	:	Límite líquido	Sr	:	Grado de saturación (%)
LP	:	Límite plástico	Hinch.libre	:	Hinchamiento libre (%)
IP	:	Índice de plasticidad	100 % PN	:	Probeta con un 100 % de la energía PN
NP	:	No plástico	50 % PN	:	Probeta con un 50 % de la energía PN
γ_s	:	Peso específico de partículas	25 % PN	:	Probeta con un 25 % de la energía PN
$\gamma_{d,máx}$	:	Peso específico seco máximo	IC	:	Índice de colapso (%)
w_{opt}	:	Humedad óptima			

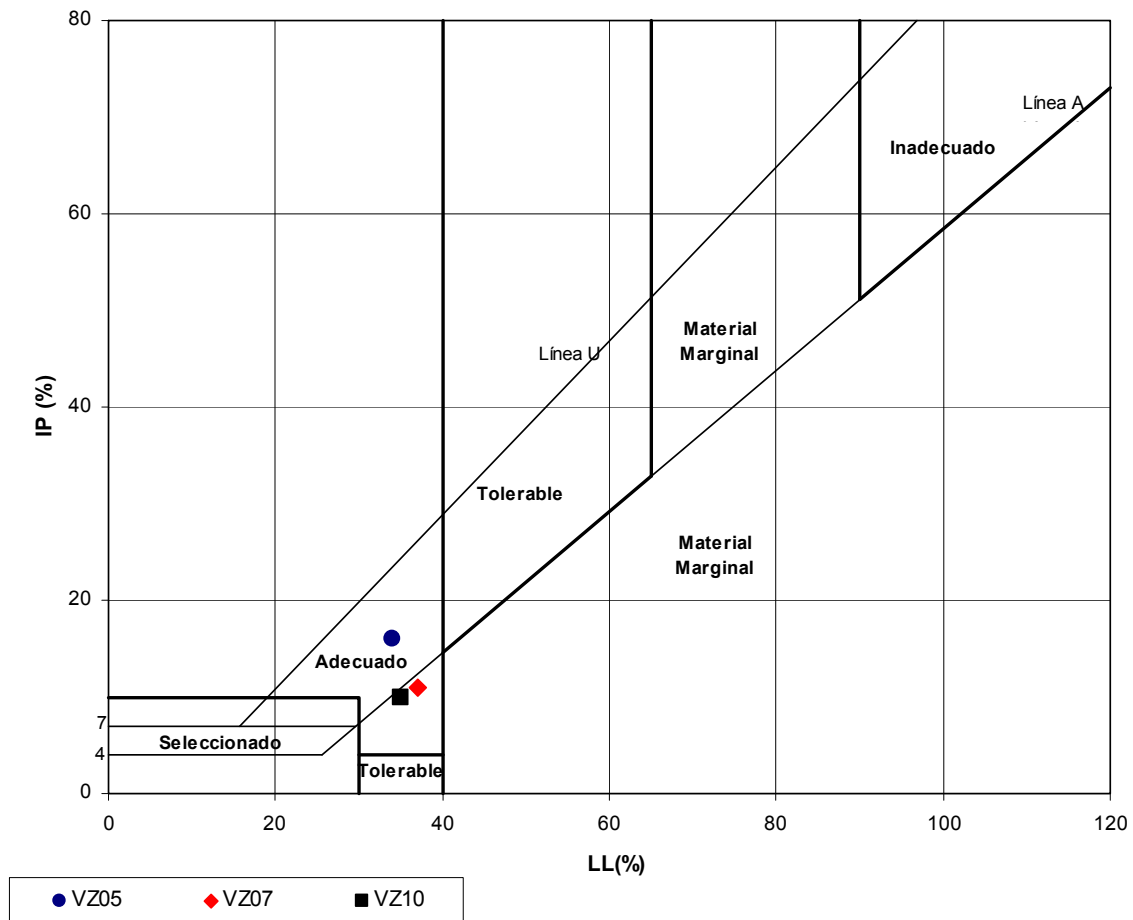


Figura 4.4: Carta de Casagrande que incluye los criterios de clasificación del art. 330 del PG-3.

Mezclas empleadas en la construcción de los terraplenes experimentales

Los terraplenes experimentales fueron construidos, por las razones anteriormente expuestas, con las mezclas VZ07 y VC03. El estudio en laboratorio comprendió el de las propiedades geotécnicas generales, la expansión potencial, y la evolución de la resistencia a compresión simple. Parte de las propiedades geotécnicas generales de la VZ07 fueron presentadas en el apartado anterior. No obstante, para comparar convenientemente los resultados de la mezcla con escoria con los de la mezcla de referencia (VC03) han sido recogidos en este apartado, incluyendo los de los ensayos químicos.

Propiedades geotécnicas generales

El límite líquido (34) del suelo V, fue mayor que el de su mezcla con el 3 % de cal (28) pero menor que el de la mezcla con el 7 % de escoria (37), mientras que el límite plástico del suelo fue inferior y el índice de plasticidad superior, a los de las citadas mezclas (ver Tabla 4.3, Tabla 4.5 y Tabla 4.6). Teniendo en cuenta lo anterior, y de acuerdo con el PG-3, la mezcla VC03 fue clasificada como “suelo seleccionado”, mientras que el suelo V y la mezcla VZ07 obtuvieron la calificación de “adecuados” (ver Figura 4.5).

El peso específico de las partículas de la mezcla VC03 ($27,1 \text{ kN/m}^3$) fue igual al del suelo V ($27,1 \text{ kN/m}^3$), mientras que el de la mezcla VZ07 resultó ser ligeramente superior ($27,7 \text{ kN/m}^3$).

El peso específico seco máximo, determinado en el ensayo Proctor normal, del suelo V ($18,0 \text{ kN/m}^3$) fue superior al de la mezcla VC03 ($17,2 \text{ kN/m}^3$) e inferior al de la VZ07 ($18,1 \text{ kN/m}^3$). Al comparar los resultados de la humedad óptima se invirtió el orden de la desigualdad anterior, resultando la humedad óptima del suelo (14,5 %) inferior a la de la mezcla con cal (16,9 %), pero superior a la de la mezcla con escoria (13,9 %). El mayor grado de saturación alcanzado en las condiciones óptimas se obtuvo en la mezcla VC03 (79 %), seguida del suelo V (77 %) y a continuación VZ07 (72 %) (ver Tabla 4.6). Se recuerda que el grado de saturación del óptimo debiera corresponder al 90 -95 %, por lo que ninguno de los anteriores satisfaría dicha condición.

Se ha determinado el índice de CBR a un 95 % del peso específico seco máximo en las probetas sumergidas en agua durante 4 días. El CBR se incrementó desde 5, para el suelo V, a un valor igual o mayor a 30 en cualquiera de las dos mezclas. En efecto, en la VZ07 y la VC03 se midió un CBR de 42 y 35, respectivamente (ver Tabla 4.6). El CBR del suelo, y también el de las mezclas, fue superior al mínimo exigido por el art. 330 del PG-3. En la construcción de un terraplén es recomendable que el CBR se encuentre en el rango 8-12, y siempre por debajo de un cierto valor, que podría situarse en el entorno máximo de 50, por lo que un CBR por encima de 40, es por tanto, elevado, aunque aceptable para estudiar el comportamiento de la mezcla de escoria en relación a la de cal. Hay que añadir, por último, que la mejora de las mezclas será mayor incluso a la registrada en el ensayo CBR, dado que en él aún no se han producido las reacciones cementantes. La evolución de las propiedades

resistentes de las mezclas se estudió mediante el ensayo de compresión simple efectuado a diferentes edades sobre muestras compactadas en laboratorio e in situ.

El hinchamiento CBR medido en las dos mezclas fue prácticamente nulo, independientemente de la compacidad de las probetas. En efecto, todas las probetas de VC03 presentaron un hinchamiento de 0,2 % y fue de 0,0 % en las VZ07 (ver Tabla 4.7).

Los ensayos químicos habitualmente empleados en geotecnia para evaluar el riesgo de colapso, producto de disoluciones en la estructura de la mezcla, así como para determinar la posibilidad de que se forme ettringita, han sido efectuados sobre las mezclas VZ07 y VC03. En general, las dos presentaron valores inferiores a los límites máximos permitidos por el art. 330 del PG-3 en sales solubles, yesos y materia orgánica, así como en las recomendaciones de ANCADE para los sulfatos solubles. Vegas et al (2007) determinaron, sobre otros residuos industriales, los contenidos de sales solubles, materia orgánica y yesos, llegando a la conclusión de que los resultados obtenidos por los procedimientos señalados en el PG-3 deben ser interpretados con cierta precaución en estos materiales. El citado autor explica, desde un punto de vista químico, por qué tales ensayos no son adecuados para este tipo de materiales, por lo que su interpretación debe hacerse junto a otros complementarios. Por tanto, los límites máximos permitidos por el PG-3 deben ser considerados tan sólo a modo de referencia. El único parámetro que no cumplió el PG-3 fue el contenido de sales solubles de la VC03 (1,16 %), ya que fue superior al 1 %.

Para estudiar el colapso y el hinchamiento libre de las mezclas, se compactaron en el edómetro muestras con el peso específico seco y la humedad óptima determinada en el ensayo Proctor normal, no presentando ninguna de las mezclas dicho fenómeno.

En el ensayo de hinchamiento libre efectuado a las dos mezclas se anuló prácticamente la expansión que presentaba el suelo V (0,6 %). De hecho, en la mezcla VC03, incluso se produjo un ligero asiento de la muestra (ver Tabla 4.7). Nuevamente, tal como se observó en la mezclas SA, y en menor medida, en las HR (ver apartado 3.2.3), la adición de escoria al suelo produjo una importante reducción de la expansión con respecto a la que éste presentaba.

Tabla 4.6: Propiedades geotécnicas generales de las mezclas VZ07 y VC03.

Mat	Plasticidad			Compactación y capacidad portante				
	LL	LP	IP	γ_s	$\gamma_{d,m\acute{a}x}$	w_{opt}	CBR	Sr
	(%)	(%)	(%)	$(\frac{kN}{m^3})$	$(\frac{kN}{m^3})$	(%)	(4 d.)	(%)
VZ07	37	26	11	27,7	18,1	13,9	42	72
VC03	28	22	7	27,1	17,2	16,9	35	79

*CBR det. al 95% del $\gamma_{d,m\acute{a}x}$

LL	:	Límite líquido	w_{opt}	:	Humedad óptima
LP	:	Límite plástico	CBR	:	Det. al 95% del $\gamma_{d,m\acute{a}x}$ en probetas sumergidas 4 días
IP	:	Índice de plasticidad	Sr	:	Grado de saturación
γ_s	:	Peso específico de partículas	NP	:	No plástico
$\gamma_{d,m\acute{a}x}$	:	Peso específico seco máximo			

Tabla 4.7: Resultados de los ensayos químicos, colapso e hinchamiento de las mezclas VZ07 y VC03.

Mat	Colapso e hinch.					Ens. Químicos			
	Hinch. libre	IC	Hinch. CBR			SulS	MO	SS	Y
	(%)	(%)	100 % PN	50 % PN	25 % PN	(% SO ₃)	(%)	(%)	(% SO ₄ · 2H ₂ O)
VZ07	0,01	0,0	0,0	0,0	0,0	0,06	0,91	0,32	0,42
VC03	-0,00	0,0	0,2	0,2	0,2	0,38	0,43	1,16	0,51

Mat	:	Material	SS	:	Sales solubles (%)
Hinch.libre	:	Hinchamiento libre (%)	Y	:	Yesos (% SO ₄ · 2H ₂ O)
IC	:	Índice de colapso (%)	100 % PN	:	Probeta con un 100 % de la energía PN
Hinch. CBR	:	Hinchamiento CBR (%)	50 % PN	:	Probeta con un 50 % de la energía PN
Sul. S.	:	Sulfatos soluble (% SO ₃)	25 % PN	:	Probeta con un 25 % de la energía PN
MO	:	Materia orgánica (%)			

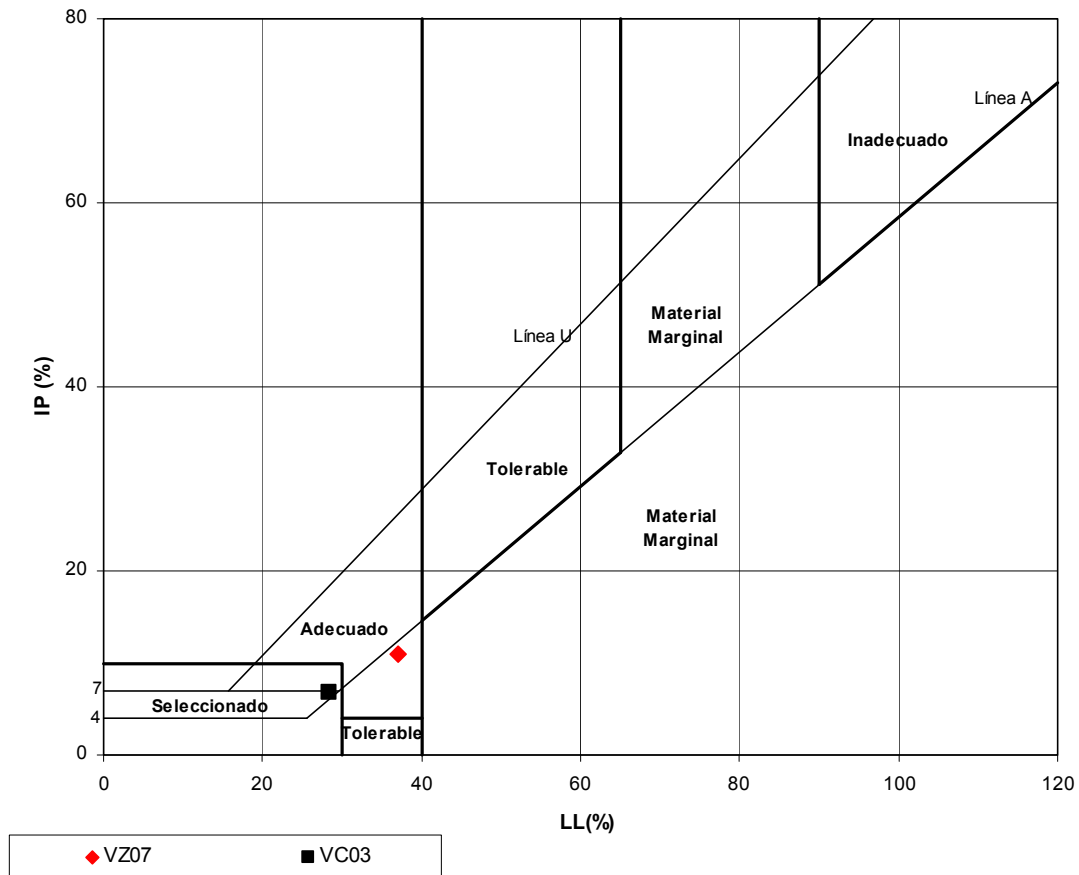


Figura 4.5: Carta de Casagrande para la clasificación de un suelo según el art. 330 del PG-3

Expansión potencial

El ensayo de expansión potencial acelera los procesos de hidratación responsables del hinchamiento a largo plazo de las escorias. Se ha empleado el mismo procedimiento de ensayo que se utilizó para estudiar las mezclas SA y HR, el cual ha sido descrito en el apartado 2.3.3.

La curva de hinchamiento de la escoria Z y las mezclas VZ07 y VC03 fue obtenida promediando los resultados de tres probetas para cada uno de los citados materiales.

A modo de referencia, cabe señalar que la expansión de las mezclas VZ07 (0,39 %) y VC03 (0,16 %) en el ensayo ASTM D 4792 fue inferior al límite máximo permitido (0,50 %) por la norma ASTM D 2940 (*“Graded Aggregate Material For Bases or Subbases for Highways or Airports”*) para la utilización de áridos como base y sub-base en la construcción de carreteras y aeropuertos. Un material que será empleado en un terraplén puede presentar mayor hinchamiento que el de las capas situadas por encima

de él (sub-base o base), dado que admite más deformación. En cambio, la escoria Z registró una expansión de 1,3 %, por lo que, de utilizarse en la construcción de un terraplén, podría presentar problemas durante su vida útil.

La velocidad con la que se produjo la expansión de las dos mezclas (VZ07 y VC03) fue muy diferente a la de la escoria (Z) (ver Figura 4.6). La Tabla 4.8 muestra los resultados obtenidos en el ensayo expansión potencial de la escoria Z y de las mezclas VZ07 y VC03. La curva (ver Figura 4.6) que muestra la evolución del hinchamiento de las mezclas puede ser dividida en dos partes: (i) la inicial, en la que se produce el hinchamiento, y (ii) una segunda, caracterizada por la práctica invariancia de la expansión. La primera parte de ambas curvas se produjo antes de las primeras 100 horas de ensayo. Efectivamente, según se aprecia en las gráficas, en esta primera parte se midió una expansión en la mezcla VZ07 y VC03 de 0,38 y 0,16 %, respectivamente, una vez transcurridas las primeras 100 y 15 horas, respectivamente. La segunda parte de la curva se extendió desde el final de la parte anterior hasta unas 780 horas. La expansión potencial de la VZ07 y VC03 fue de 0,39 y 0,16 %, respectivamente.

Tabla 4.8: Expansión potencial de la escoria Z y las mezclas VZ07 y VC03.

	<i>Exp. pot. 40 h (%)</i>	<i>Exp. pot. 7días (%)</i>	<i>Exp. pot. Final (%)</i>	<i>Tiem. requ. (h)</i>
Z	0,09	0,14	1,29	2.750
VZ07	0,34	0,38	0,40	786
VC03	0,14	0,14	0,16	784

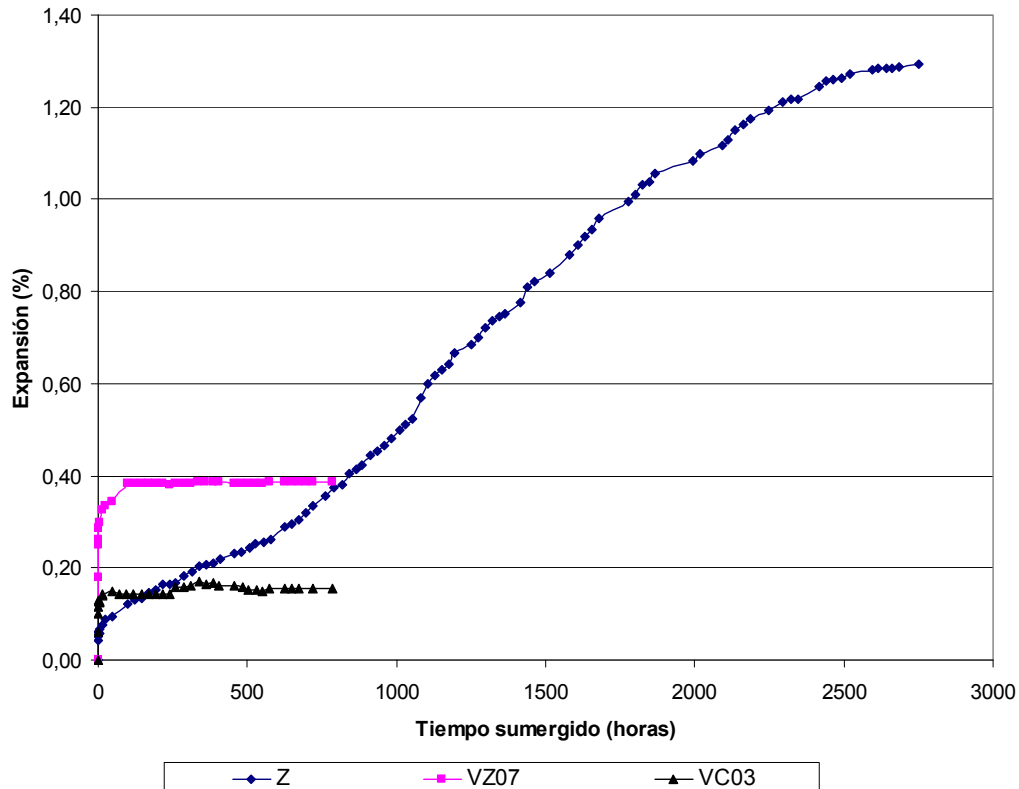


Figura 4.6: Evolución temporal de la expansión potencial de la escoria Z y de las mezclas VZ07 y VC03.

En cambio, en la curva de expansión potencial de la escoria Z pueden observarse tres partes: una expansión inicial, un tramo con incrementos del hinchamiento diario casi constantes y finalmente, el tramo asintótico final. La expansión inicial correspondió al aumento de volumen registrado en las cuatro primeras horas y alcanzó un porcentaje de 0,07 %. El hinchamiento con incrementos diarios constantes se produjo entre las 4 y las 2.200 horas, tramo en el que tuvo lugar la mayor parte de la expansión de la escoria. Posteriormente, la pendiente diaria del hinchamiento se redujo paulatinamente hasta tender, asintóticamente, al porcentaje del 1,3 % de expansión potencial final.

Evolución de las propiedades mecánicas

La evolución de las propiedades mecánicas se obtuvo ensayando a compresión simple probetas del suelo (V) y de las mezclas VZ07 y VC03. Se determinaron a diferentes edades la resistencia a compresión simple y los módulos secantes, en rotura y a una tensión del 50 %. Las probetas fueron compactadas en el molde Harvard -diámetro y altura de 1 ½" x 3", respectivamente-, aplicando la energía Proctor normal mediante la maza Army. Cada probeta fue amasada con la humedad óptima determinada en el

ensayo de compactación de cada material. Dado que ese molde no permite partículas mayores a 2,00 mm, los materiales fueron tamizados por dicha malla antes de su compactación.

En total se fabricaron 45 probetas: 15 de suelo V, 15 de VC03 y 15 de VZ07, que fueron almacenadas en la cámara húmeda, para evitar la pérdida de humedad durante el curado. A las edades de 0, 3, 7, 28 y 90 días se ensayaron 3 probetas de cada serie. Las curvas tensión-deformación obtenidas del ensayo de compresión simple de V, VZ07 y VC03 se muestran en la Figura 4.7, Figura 4.8 y Figura 4.9, respectivamente. Las curvas de color negro corresponden a las tres probetas ensayadas a 0 días, las de color rojo fueron curadas durante 3 días; las de azul, a 7; las de color verde a 28 y las de color rosa a 90 días de curado.

En el suelo V se advirtió, en general, la misma tendencia en todas las curvas tensión-deformación, independientemente de la edad de curado (ver Figura 4.7). La resistencia a compresión simple mínima y máxima alcanzada fue de 148 y 231 kPa, respectivamente, obteniéndose un valor medio de 189 kPa (Ver Tabla 4.9). El porcentaje de deformación en rotura de todas las probetas de suelo estuvo comprendido entre un 6 y un 11% de su altura inicial.

En cambio, en las curvas tensión-deformación de la mezcla VZ07 y de la VC03 se observó un aumento de la resistencia a compresión simple y una rigidización de las probetas a edades mayores a 0 días. Las citadas curvas de las mezclas VZ07 y VC03 se muestran en la Figura 4.8 y en la Figura 4.9, respectivamente.

En la VZ07 se obtuvo una resistencia a compresión simple a la edad de 0 días significativamente inferior a la alcanzada a edades mayores de curado. Aproximadamente se cuadruplicó la tensión de rotura a los 3 días con respecto a los 0 días. A edades superiores a 3 días no se advirtió un cambio tan notable como el anterior en las propiedades resistentes y deformacionales. La deformación en rotura experimentó asimismo una importante reducción, obteniéndose porcentajes mayores al 5 % en las probetas ensayadas a 0 días, mientras que a edades superiores se registró un porcentaje, en su mayoría, inferior al 2%.

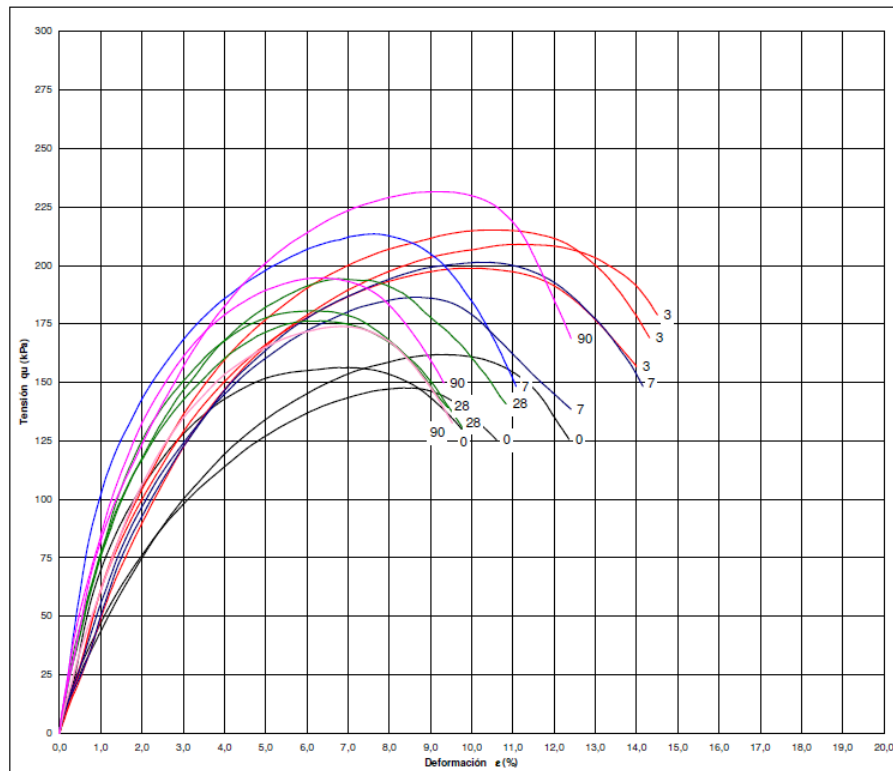


Figura 4.7: Tensión-deformación de las probetas de suelo V ensayadas a compresión simple a los 0, 3, 7, 28 y 90 días de curado.

En la VC03 también se apreció una elevada mejora de las propiedades tenso-deformacionales, pero a diferencia de lo ocurrido en la mezcla VZ07, en esta se produjo una evolución temporal más moderada; observándose, en todo caso, que aumentaba la resistencia a compresión y disminuía la deformación.

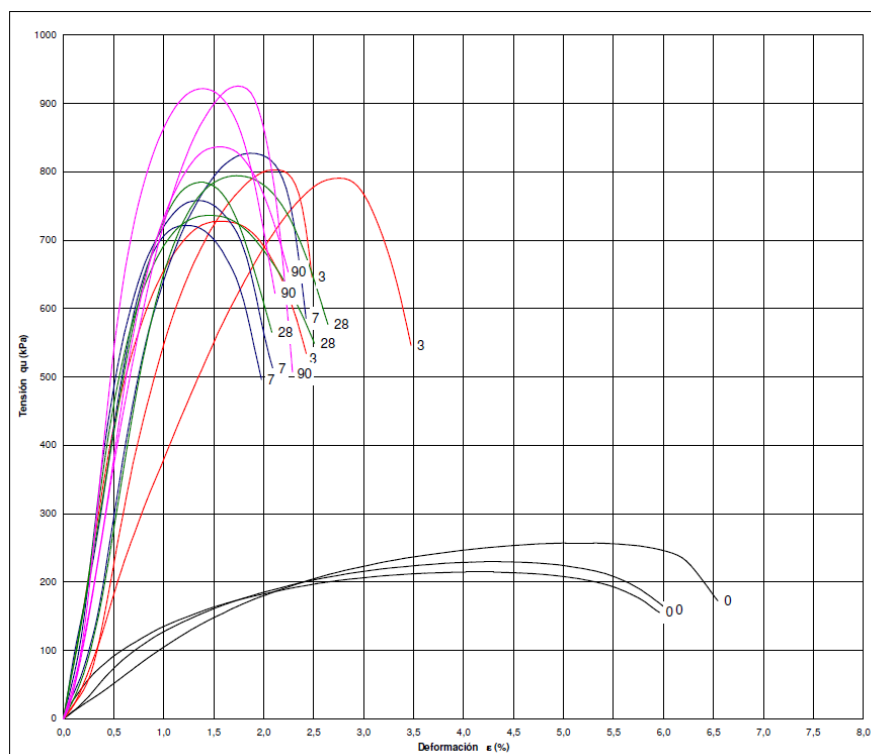


Figura 4.8: Tensión-deformación de las probetas de VZ07 ensayadas a compresión simple a los 0, 3, 7, 28 y 90 días de curado.

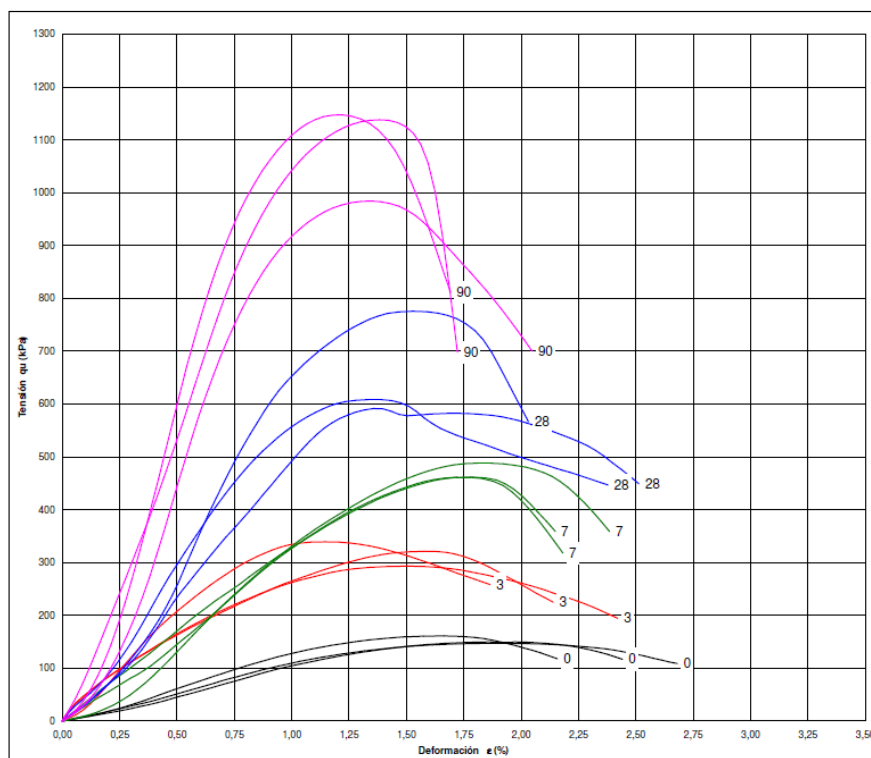


Figura 4.9: Tensión-deformación de las probetas de VC03 ensayadas a compresión simple a los 0, 3, 7, 28 y 90 días de curado.

La Tabla 4.9 recoge la resistencia media a compresión simple (RCS) registrada a diferentes edades de curado del suelo V y las mezclas VZ07 y VC03, representándose su evolución en la Figura 4.10. Adicionalmente se ha incluido en la citada tabla, el error estándar de la media (*SDOM*, *Standard deviation of the mean*) y el coeficiente de variación (CV) de las probetas de cada una de las series.

Tabla 4.9: Resistencia media a compresión simple obtenida a las edades de 0, 3, 7, 28 y 90 días en el suelo V y las mezclas VZ07 y VC03.

Tiempo de curado (días)	Suelo V			Mezcla VZ07			Mezcla VC03		
	RCS (kPa)	SDOM (kPa)	CV (%)	RCS (kPa)	SDOM (kPa)	CV (%)	RCS (kPa)	SDOM (kPa)	CV (%)
0	155	3	2	234	10	4	153	3	2
3	208	4	2	774	18	2	318	10	3
7	200	6	3	769	24	3	471	7	1
28	184	4	2	772	14	2	658	46	7
90	200	13	6	894	22	2	1.090	41	3

RCS: Resistencia media a compresión simple

SDOM: *Standard deviation of the mean*. Error estándar de la media aritmética.

CV: Coeficiente de variación

El suelo V alcanzó una tensión media de rotura de 155 kPa a la edad de 0 días. Este valor fue ligeramente inferior al obtenido en las otras edades de curado, situación que también se dio en los suelos S y H (ver capítulo 3). Tal como se señaló en el citado capítulo, se cree que esa diferencia se pudo haber debido a la influencia de la plasticidad del suelo y a la homogeneización de la humedad en toda la probeta durante el período de curado.

En la mezcla VZ07 se registró un elevado incremento de la resistencia a compresión simple entre los 0 y los 3 días de curado. De hecho, prácticamente toda la mejora de las propiedades resistentes tuvo lugar en ese período. La tensión de rotura a 0 días fue de 234 kPa y en tan sólo 3 días de curado se alcanzaron 774 kPa. El incremento en la tensión de rotura registrado entre esas edades no pudo deberse a la homogeneización de su humedad, dado que a 3 días prácticamente se triplicó la resistencia a compresión simple con respecto a la de 0 días, no siendo esperable tan rápido cambio en la distribución de la humedad. Entre los 3 y los 28 días de curado, la resistencia a compresión simple se mantuvo constante. Finalmente, transcurridos unos 90 días se

registró una mejora de unos 120 kPa con respecto a lo obtenido a 3 días, alcanzándose una tensión de rotura de 894 kPa.

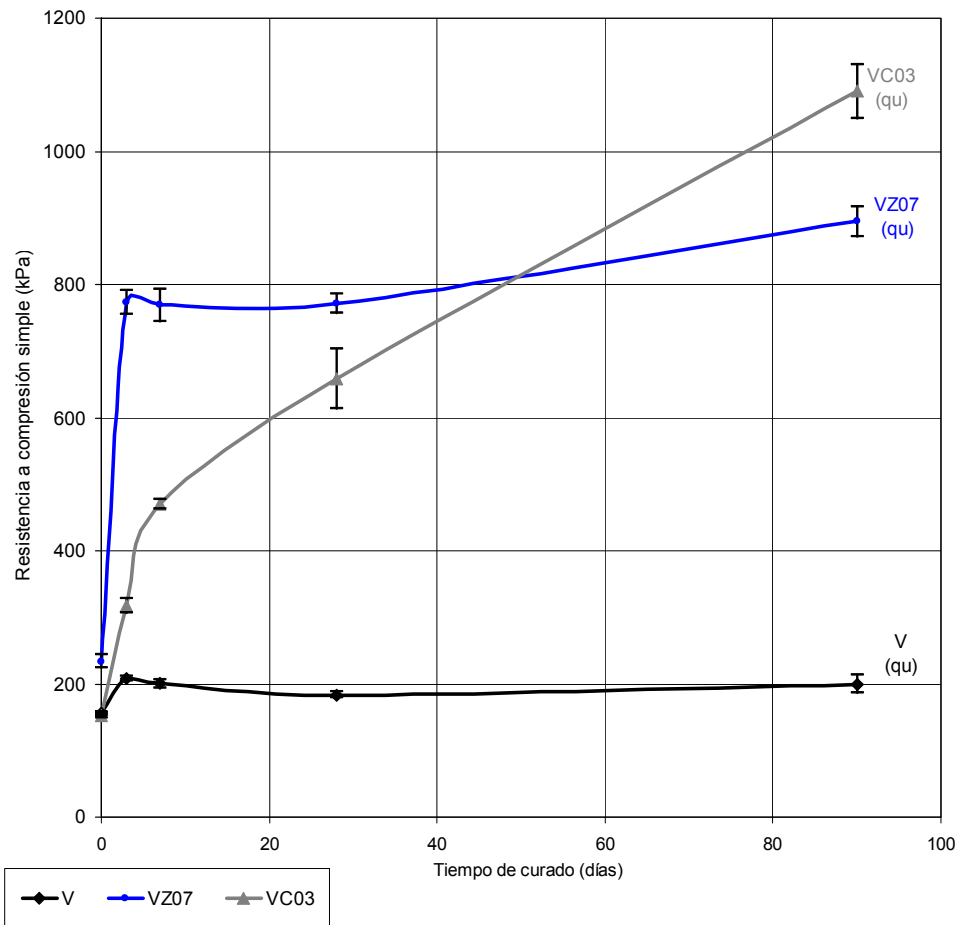


Figura 4.10: Evolución temporal de la resistencia media a compresión simple del suelo V y las mezclas VZ07 y VC03.

La mezcla VC03 alcanzó una resistencia media a compresión simple a la edad de 0 días de 153 kPa. Las reacciones de cementación desarrolladas entre el suelo y la cal produjeron los mayores incrementos de la tensión de rotura entre los 0 y los 7 días de curado, advirtiéndose una elevada pendiente en la curva de evolución (ver Figura 4.10). Desde la edad de 7 días en adelante se observó una importante caída de la resistencia, manteniéndose aproximadamente constante entre los 7 y los 90 días de curado. A los 90 días de curado se obtuvo una RCS de 1.090 kPa y, dada la tendencia observada, posiblemente continuara incrementándose a edades superiores.

Para mostrar la mejora alcanzada con la adición de los estabilizadores, se ha representado conjuntamente la evolución de la resistencia del suelo y la de cada una de las mezclas (ver Figura 4.10).

A la edad de 0 días la resistencia a compresión simple de la VC03 (153 kPa) fue prácticamente idéntica a la del suelo V (155 kPa). En cambio, la VZ07 alcanzó un valor de 234 kPa, midiéndose una mejora de unos 80 kPa.

A la edad de 3 días se observó que la tensión de rotura de las probetas de VZ07 (774 kPa) superó ampliamente a la de los otros dos materiales: suelo V (208 kPa) y mezcla VC03 (318 kPa), y concretamente, la resistencia de la mezcla de suelo-escoria prácticamente duplicó a la de la otra mezcla.

A los 7 y 28 días de curado se advirtió un incremento en la resistencia a compresión simple -en el entorno de unos 150 kPa-, de la mezcla suelo-cal. Aún cuando ese incremento fue de unos 340 kPa respecto a la resistencia a 3 días (alcanzando una RCS de 658 kPa), no permitió superar la tensión de rotura de la mezcla suelo-escoria (772 kPa).

Entre 28 y 90 días, el suelo V mantuvo aproximadamente constante su resistencia a compresión simple, mientras que en las mezclas VZ07 y VC03 se registró un aumento de sus propiedades resistentes. En efecto, en la VZ07 se midió un aumento de la tensión de rotura en unos 120 kPa, mientras que en la VC03 fue de cerca de 400 kPa.

De los resultados obtenidos se deduce que la mezcla VC03 es la que alcanza la mayor resistencia a compresión simple (90 días). Asimismo, se piensa que la resistencia seguiría aumentando si se continuara estudiando la evolución después de los 90 días. La mayor parte de la mejora producida en la VZ07 se desarrolló en los primeros 3 días de curado.

Se ha estudiado también la evolución de las propiedades deformacionales de los tres materiales: suelo, mezcla con 3 % de cal y mezcla con 7 % escoria, tanto en la rotura (E_{rot}) como a una tensión del 50 % de ésta ($E_{50\%rot}$). Dichos módulos se muestran en la Tabla 4.10 y en la Tabla 4.11, mientras que sus representaciones gráficas pueden verse en la Figura 4.11 y en la Figura 4.12, respectivamente. Los correspondientes módulos fueron calculados a partir de la curva tensión-deformación del ensayo de compresión simple. Los módulos de deformación se emplearon para medir la rigidización producida por ambos estabilizadores (cal y escoria) durante el proceso de curado de las probetas en el laboratorio.

En general, la evolución temporal de la resistencia a compresión simple (RCS) coincidió con la de los módulos secantes de deformación (E_{rot} y $E_{50\%rot}$).

La rigidez de las probetas del suelo V aumentó moderadamente con la edad (E_{rot} : 19,1-29,0 kPa y $E_{50\%rot}$: 47,0-71,2 kPa) (ver Tabla 4.10 y Tabla 4.11, respectivamente). Los módulos de deformación obtenidos a 0 y a 3 días (E_{rot} : 19,1-19,8 kPa y $E_{50\%rot}$: 47,0-48,7 kPa) fueron más bajos que los medidos a edades mayores (E_{rot} : 23,0-29,0 kPa y $E_{50\%rot}$: 64,8-71,2 kPa).

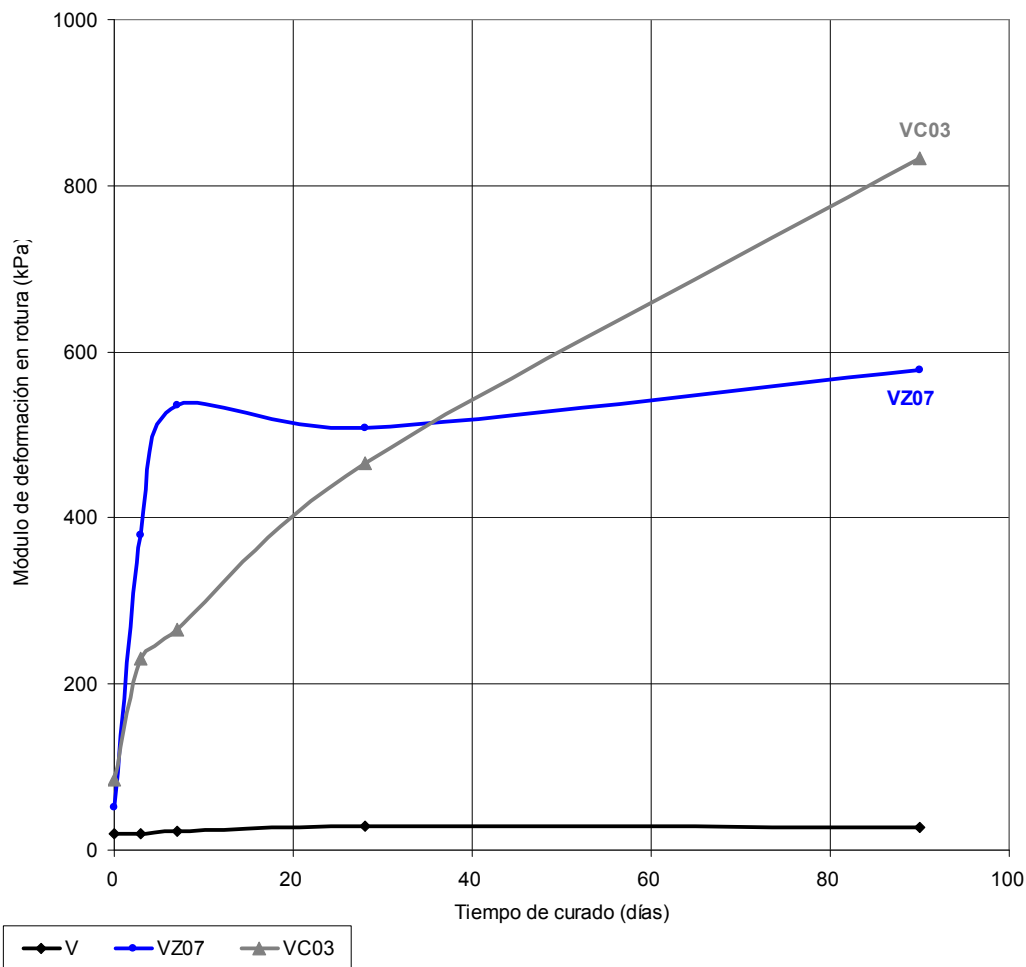


Figura 4.11: Evolución temporal del módulo secante medio en rotura del suelo V y las mezclas VZ07 y VC03.

Tabla 4.10: Módulo secante medio de deformación en rotura obtenido a las edades de 0, 3, 7, 28 y 90 días en el suelo V y las mezclas VZ07 y VC03.

Tiempo de curado (días)	Suelo V			Mezcla VZ07			Mezcla VC03		
	E_{rot} (kPa)	SDOM (kPa)	CV (%)	E_{rot} (kPa)	SDOM (kPa)	CV (%)	E_{rot} (kPa)	SDOM (kPa)	CV (%)
0	19,1	1,7	9	51,3	0,8	2	84,5	6,4	8
3	19,8	0,6	3	379,0	52,1	14	230,9	32,2	14
7	23,0	2,5	11	535,6	46,3	9	265,4	3,7	1
28	29,0	0,3	1	508,9	35,2	7	466,4	21,3	5
90	27,4	2,0	9	577,7	40,4	7	833,1	59,5	7

E_{rot} : Módulo secante de deformación en rotura

SDOM: *Standard deviation of the mean*. Error estándar de la media.

CV: Coeficiente de variación

La mezcla VZ07 ensayada a la edad de 0 días registró E_{rot} y $E_{50\%rot}$ medios de 51 y 134 kPa, respectivamente (ver Tabla 4.10 y Tabla 4.11). Transcurrida una semana de curado, se observó un incremento en la rigidez de las probetas de VZ07. Efectivamente, se midió una mejora en unos 480 kPa del E_{rot} (desde 51 a 536 kPa) y cercana a los 700 kPa en la $E_{50\%rot}$ (desde 134 a 825 kPa). La ligera reducción de los módulos (E_{rot} y $E_{50\%rot}$) a la edad de 28 días con respecto a los de 7, correspondió a una pequeña desviación de los ensayos, por lo que se puede decir que desde una semana hasta los 3 meses de curado la rigidez se mantuvo prácticamente constante.

En la mezcla VC03 se registró un aumento paulatino de la rigidez de las probetas durante los 90 días de curado. Ambos módulos presentaron aproximadamente la misma tendencia. En efecto, se advirtió un incremento entre los 0 y 3 días (E_{rot} : desde 85 a 231 kPa y $E_{50\%rot}$: desde 113 a 364 kPa). Se obtuvo un $E_{50\%rot}$ medio a la edad de 7 días menor que a 3, pudiendo ser achacable a la variabilidad normal que presentan los ensayos de laboratorio y no a un fenómeno realmente producido. Desde los 7 días de curado en adelante se observó un aumento de sus módulos (E_{rot} : desde 265 a 833 kPa y $E_{50\%rot}$: desde 325 a 1079 kPa).

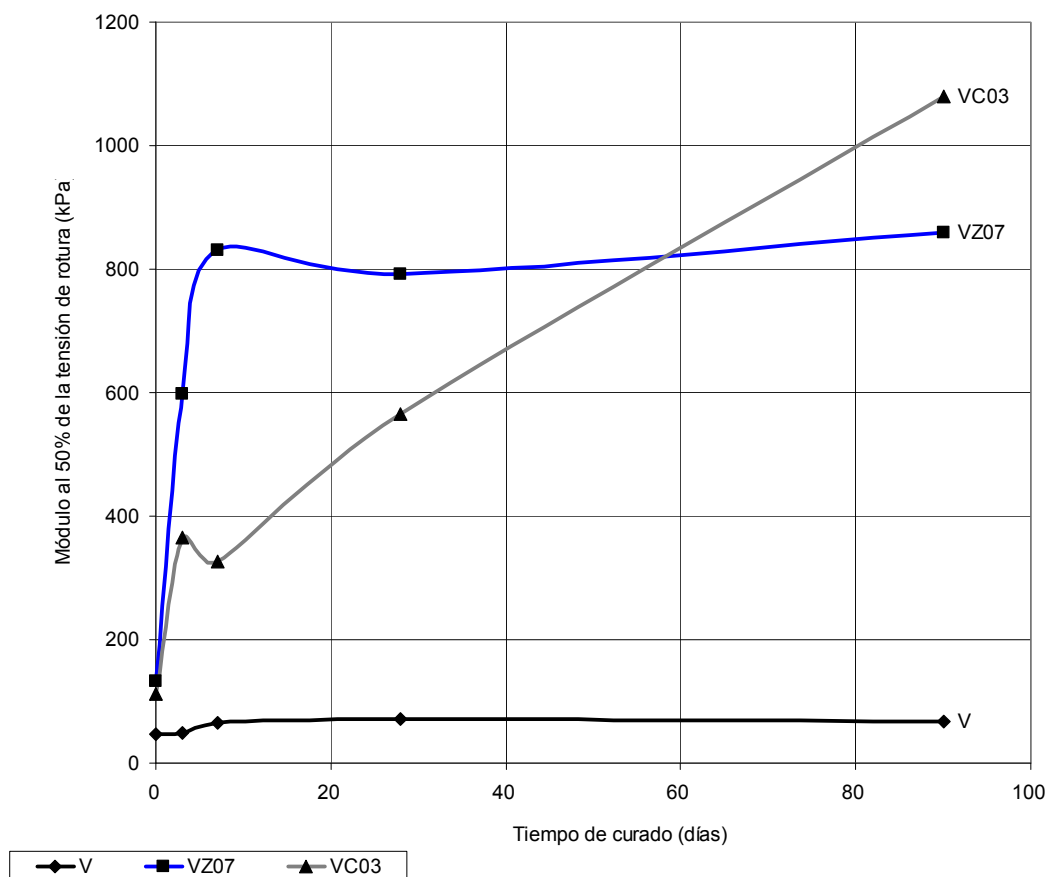


Figura 4.12: Evolución temporal del módulo secante medio a una tensión del 50 % de la de rotura medido en el suelo V y en las mezclas VZ07 y VC03.

Tabla 4.11: Módulo secante medio de deformación a una tensión del 50 % de la de rotura en el suelo V y las mezclas VZ07 y VC03 ensayadas a las edades de 0, 3, 7, 28 y 90 días.

Tiempo de curado (días)	Suelo V			Mezcla VZ07			Mezcla VC03		
	$E_{50\%rot}$ (kPa)	SDOM (kPa)	CV (%)	$E_{50\%rot}$ (kPa)	SDOM (kPa)	CV (%)	$E_{50\%rot}$ (kPa)	SDOM (kPa)	CV (%)
0	47,0	9,4	20	133,6	17,4	13	112,6	8,0	7
3	48,7	2,6	5	597,6	143,4	24	364,3	30,1	8
7	64,8	17,4	27	824,6	98,5	12	325,0	7,1	2
28	71,2	3,2	4	795,1	89,1	11	565,6	40,8	7
90	67,3	6,8	10	873,1	93,8	11	1079,1	79,0	7

$E_{50\%rot}$: Módulo secante de deformación a una tensión del 50% de la de rotura

SDOM: Standard deviation of the mean. Error estándar de la media.

CV: Coeficiente de variación

4.2.2 Caracterización químico-mineral

En la caracterización químico-mineral de los materiales unitarios (V, Z y C) y de las mezclas (VZ07 y VC03) se utilizaron los mismos equipos y procedimientos que en las mezclas SA y HR (ver capítulos 2 y 3), así, en el apartado 4 del primero de los citados capítulos se describieron las técnicas de fluorescencia de rayos X (XRF), azufre y carbono total, pérdida al fuego (LOI), difracción de rayos X y termogravimetría y calorimetría diferencial.

La caracterización químico-mineral comprende la composición química, la composición mineral y el análisis térmico TG-DSC –por termogravimetría y calorimetría diferencial– de los materiales. Además, se ha incluido la presentación e interpretación de los resultados de difracción de rayos X y TG-DSC efectuados sobre los materiales anhidros (escoria Z, VZ07 y VC03) y envejecidos, denominación, esta última, que se da a los materiales que resultan del ensayo de expansión potencial.

A continuación se presentan los resultados obtenidos, tanto en los materiales unitarios como en las mezclas empleadas en la construcción de los terraplenes experimentales.

Materiales unitarios

Composición química

La composición química del suelo V, la escoria Z y la cal apagada C fueron obtenidas mediante la fluorescencia de rayos X (XRF), el contenido de azufre y el carbono total, la pérdida al fuego LOI, y la determinación de la cal libre (ver Tabla 4.12).

Los óxidos más abundantes del suelo V fueron SiO_2 (37 %), CaO (21 %) y Al_2O_3 (11 %). El elevado contenido de sílice del suelo hace pensar en la posibilidad de que al mezclarlo con escoria se desarrollen propiedades cementantes. Sin embargo, se requiere determinar cuáles son sus minerales arcillosos para estimar el grado de mejora que puede en él producirse al agregarle escoria blanca.

En la escoria Z también se detectó que sus óxidos mayoritarios fueron el CaO (60 %), SiO_2 (23 %) y Al_2O_3 (6 %). Se registró una pérdida al fuego (LOI) de -4 %, lo que significa que la muestra aumentó su peso cuando se elevó su temperatura desde la del

ambiente hasta los 1.000 °C. Normalmente esto no suele suceder, ya que la hidratación y la carbonatación de ciertos minerales producen una pérdida de masa y no una ganancia. Lo ocurrido en esta escoria puede verse mejor en el resultado del ensayo TG-DSC.

Tabla 4.12: Composición química del suelo V, la escoria Z y la cal apagada C.

	V	Z	C
CaO	20,7	60,2	71,8
SiO ₂	37,4	23,2	0,94
Al ₂ O ₃	10,8	6,3	0,40
MgO	5,9	5,1	0,4
Fe ₂ O ₃	3,5	1,6	0,2
K ₂ O	2,0	0,01	0,06
C	3,75	0,05	0,80
S	0,05	2,52	0,54
LOI	18,4	-3,8	24,9
CaO libre	<0,2	0,6	58,4
CaO/(Al ₂ O ₃ +SiO ₂)	0,43	2,04	53,58

Tal como era de esperar, la cal apagada C estaba compuesta, fundamentalmente, por óxido de calcio (72 %). Basados en el LOI (25 %) y en la estequiometría de la cal apagada (CaO (75%) + H₂O (25%) → Ca(OH)₂) se deduce que prácticamente toda la cal se encuentra combinada con agua. Otros óxidos también se detectaron, pero de reducida importancia (ver Tabla 4.12).

Composición mineralógica

Se presentan los difractogramas del suelo V (ver Figura 4.13), de la cal apagada C (ver Figura 4.14), de la escoria Z anhidra (ver Figura 4.15), de una muestra de escoria Z calcinada a 1000 °C durante 30 minutos (ver Figura 4.16) y de la escoria Z envejecida (ver Figura 4.17), mientras que sus minerales se recogen en la Tabla 4.13, Tabla 4.14, Tabla 4.15, Tabla 4.16 y Tabla 4.17, respectivamente.

La difracción de rayos X se emplea para reconocer las fases minerales mayoritarias de los materiales, y también para detectar las minoritarias. Sin embargo, la identificación de estas últimas es, en ocasiones, bastante más difícil que la de las otras, al estar sus

picos enmascarados tanto con los de las fases mayoritarias como con el denominado “ruido de fondo”.

Los principales minerales detectados en el suelo V fueron el cuarzo y la calcita (ver Figura 4.13). Se buscaron especialmente los minerales arcillosos, hallándose trazas de halosita, caolinita, illita y vermiculita, además del pico de los filosilicatos - característico de las arcillas (2 θ : 19,86)-. De ellas, la que tiene la mayor capacidad de intercambio catiónico, según Jiménez Salas y De Justo Alpañés (1975), es la vermiculita (100-150 mequiv./100g). Es difícil estimar el porcentaje de un mineral que se encuentra en muy baja cuantía, ya que la altura de sus picos se confunde con los de los materiales principales. Es por ello que aún conociendo los minerales arcillosos del suelo V, no se puede predecir el nivel de mejora que se producirá al mezclarlo con la escoria Z, pudiéndose solamente indicarlo de forma cualitativa. En todo caso, se espera que se produzca un ligero incremento de las propiedades resistentes y una reducción de la expansividad con respecto a la del suelo.

En la cal apagada se detectó la presencia de portlandita y calcita (ver Figura 4.14 y Tabla 4.14). El apagado de la cal se realiza hidratando con una controlada cantidad de agua, siendo la portlandita el mineral más abundante, mientras que una pequeña porción de ésta se carbonata formando calcita.

En todas las muestras de la escoria Z (anhidra, envejecida o calcinada) se detectaron prácticamente los mismos minerales, siendo los principales, el olivino, el dióxido, la portlandita y la periclasa. La presencia de portlandita en todas las muestras de escoria refleja un ligero estado de envejecimiento.

Tabla 4.13: Minerales detectados en el suelo V.

	Mineral	Formula química
1	Cuarzo	SiO_2
2	Calcita	CaCO_3
3	Dolomita	$\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$
4	Moscovita	$\text{KAl}_2(\text{AlSi}_3\text{O}_{10})(\text{OH})_2$
5	Anortita	$\text{CaAl}_2\text{Si}_2\text{O}_8$
6	Ortoclasa	KAlSi_3O_8
7	Halloysita	$\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$
8	Vermiculita	$\text{Mg}_x(\text{Mg,Fe})_3(\text{Si, Al})_4 \text{O}_{10} \text{OH}_2 \cdot 4\text{H}_2\text{O}$
9	Caolinita	$\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$
10	Ilita	$(\text{K,H}_3\text{O})\text{Al}_2\text{Si}_3\text{AlO}_{10}(\text{OH})_2$ $\text{KAl}_2(\text{Si}_3\text{Al})\text{OH}_{10}(\text{OH})_2$
11	Filosilicatos	-

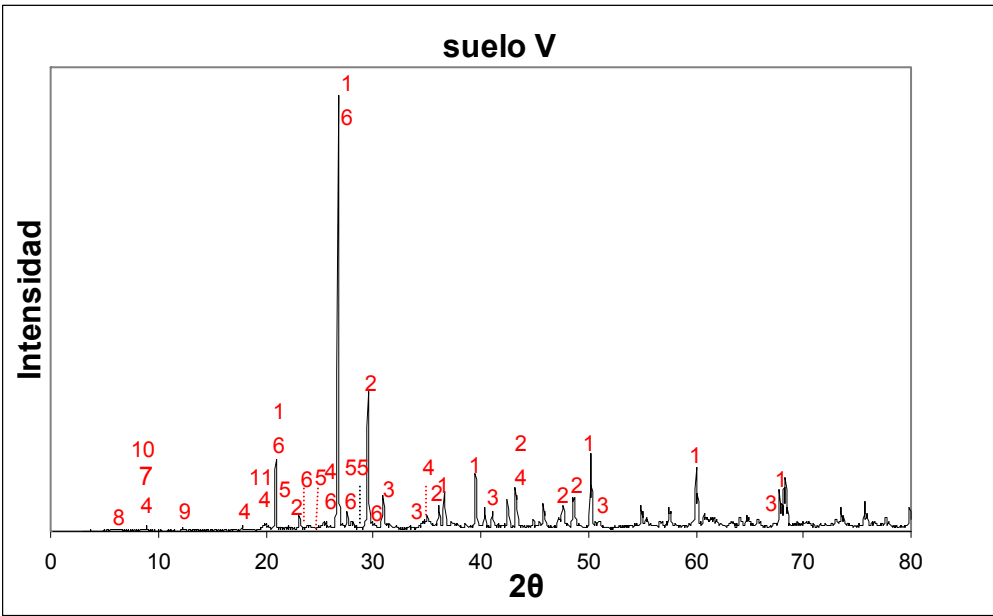


Figura 4.13: Difractograma del suelo V.

Tabla 4.14: Minerales detectados en la cal apagada C.

	Mineral	Formula química
1	Portlandita	Ca(OH)_2
2	Calcita	CaCO_3

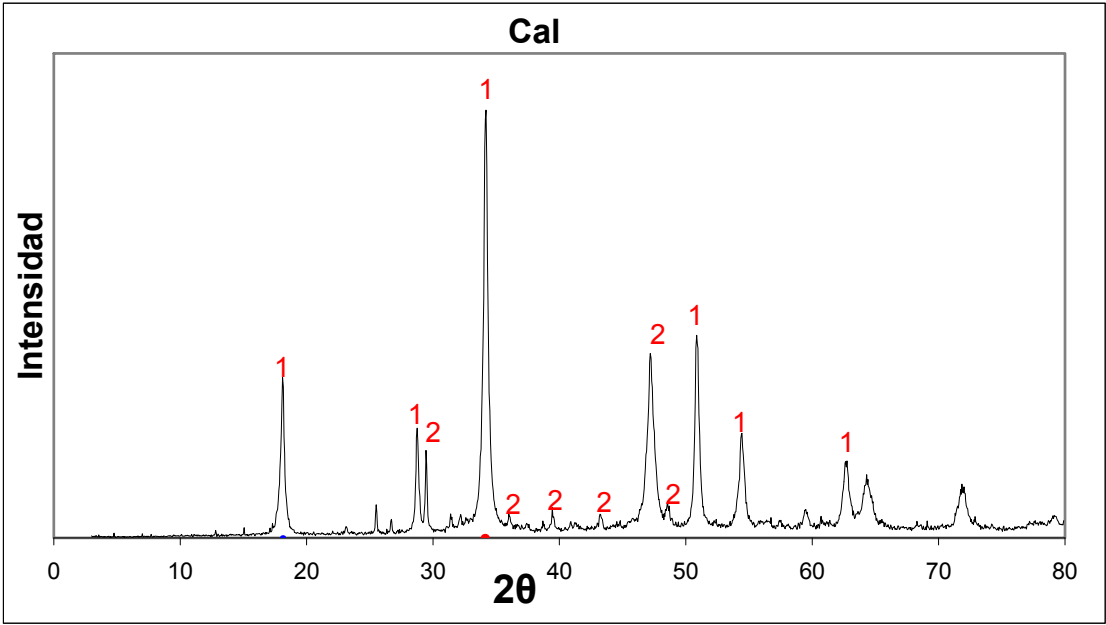


Figura 4.14: Difractograma de la cal apagada.

Tabla 4.15: Minerales detectados en la escoria Z anhidra.

	Mineral	Formula química
1	Olivino	Ca_2SiO_4
2	Diópsido	$\text{CaMgSi}_2\text{O}_6$
3	Portlandita	$\text{Ca}(\text{OH})_2$
4	Periclasa	MgO
5	Magnetita	Fe_3O_4
6	Larnita	$\beta\text{-Ca}_2\text{SiO}_4$
7	Bredigita	Ca_2SiO_4
8	Espinela	MgAl_2O_4
9	Gelenita	$\text{Ca}_2\text{SiAl}_2\text{O}_7$
10	Oldamita	SCa

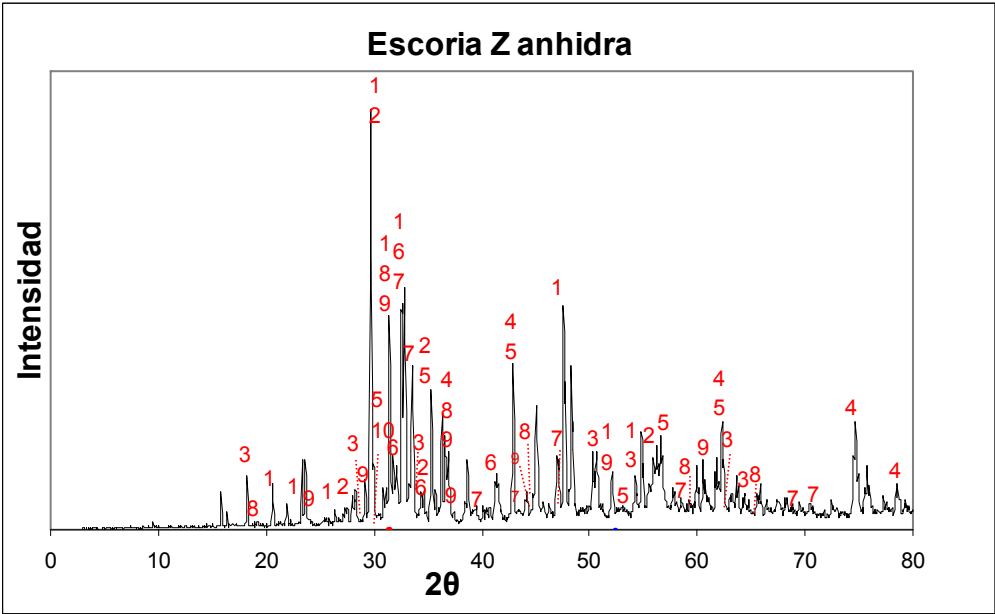


Figura 4.15: Difractograma de la escoria Z anhidra.

Tabla 4.16: Minerales detectados en la escoria Z calcinada.

	Mineral	Formula química
1	Olivino	Ca_2SiO_4
2	Diópsido	$\text{CaMgSi}_2\text{O}_6$
3	Portlandita	$\text{Ca}(\text{OH})_2$
4	Periclasa	MgO
5	Magnetita	Fe_3O_4
6	Larnita	$\beta\text{-Ca}_2\text{SiO}_4$
7	Bredigita	Ca_2SiO_4
8	Espinela	MgAl_2O_4
9	Gelenita	$\text{Ca}_2\text{SiAl}_2\text{O}_7$
10	Oldamita	SCa

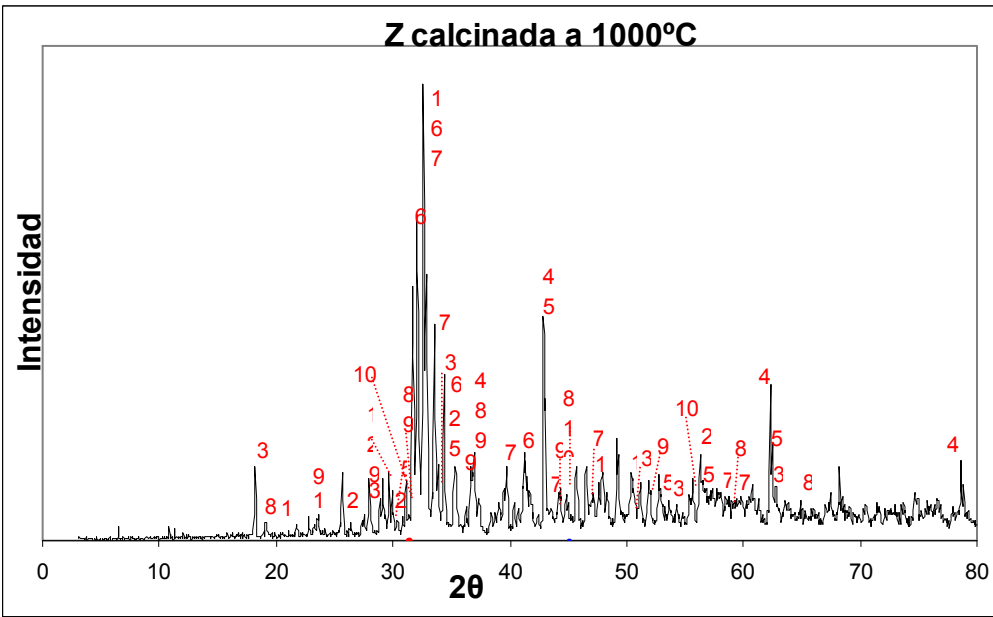


Figura 4.16: Difracción de la escoria Z calcinada

Tabla 4.17: Minerales detectados en la escoria Z envejecida.

	Mineral	Formula química
1	Olivino	Ca_2SiO_4
2	Diópsido	$\text{CaMgSi}_2\text{O}_6$
3	Portlandita	$\text{Ca}(\text{OH})_2$
4	Periclasa	MgO
5	Magnetita	Fe_3O_4
6	Larnita	$\beta\text{-Ca}_2\text{SiO}_4$
7	Bredigita	Ca_2SiO_4
8	Espinela	MgAl_2O_4
9	Gelenita	$\text{Ca}_2\text{SiAl}_2\text{O}_7$
10	Brucita	$\text{Mg}(\text{OH})_2$

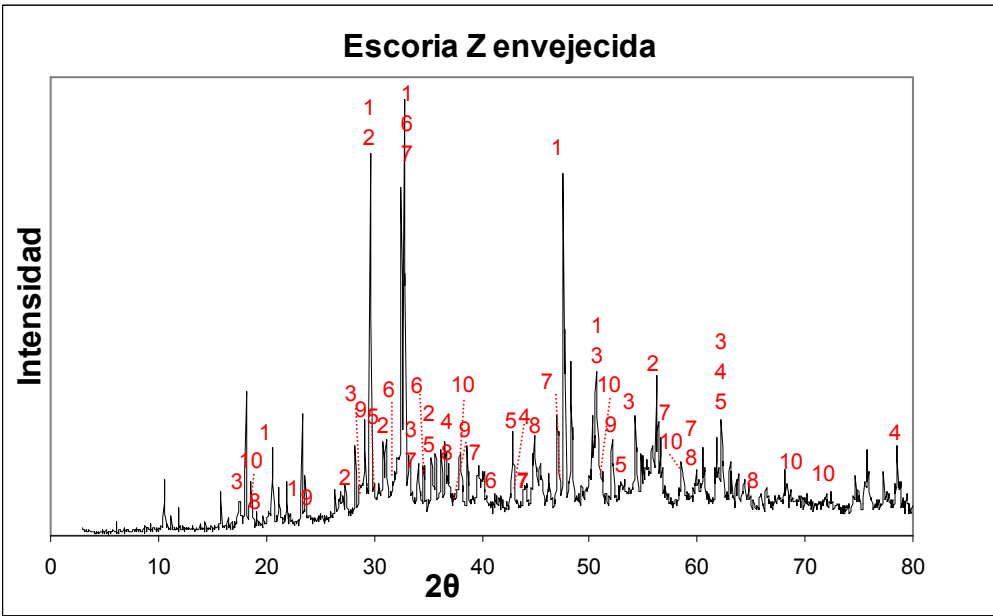


Figura 4.17: Difracción de la escoria Z envejecida.

La Figura 4.18 muestra el difractograma de la escoria Z anhidra y envejecida entre los ángulos de reflexión (2θ) 28 y 40°. El pico principal de la brucita (2θ : 38°) no se advierte en la escoria anhidra (Figura 4.18 (1)), mientras que en la envejecida puede verse claramente (Figura 4.18 (2)). Durante el ensayo de expansión potencial efectuado sobre la escoria anhidra, se produjo la hidratación parcial del contenido de periclasa, detectándose consiguientemente la brucita en la escoria envejecida. No obstante, la periclasa no se hidrató íntegramente, ya que se encontraron trazas en la escoria analizada después del ensayo de expansión potencial, aunque en una menor cuantía que en la anhidra. La hidratación de la periclasa explica, en parte, la lenta y diferida expansión producida en la escoria Z.

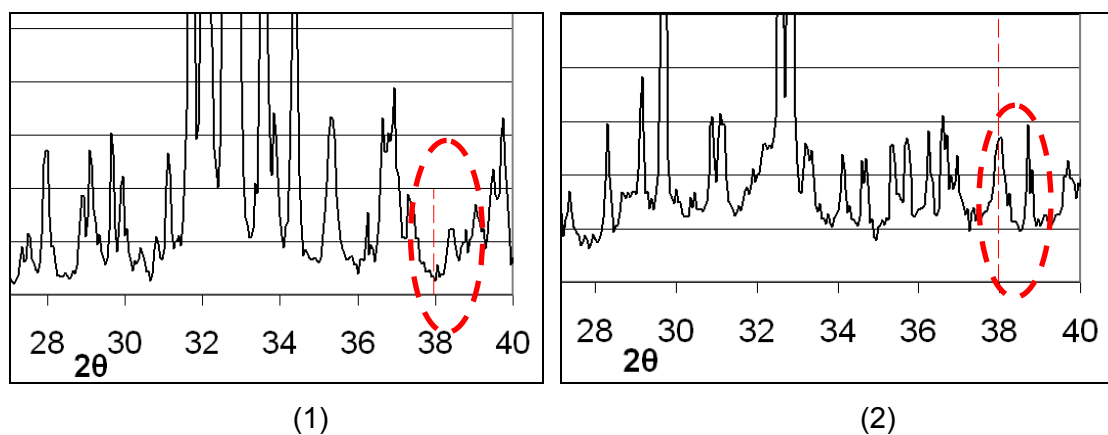


Figura 4.18: Difractograma entre los ángulos de reflexión (2θ) 28 y 40° de la escoria Z: (1) anhidra, y (2) envejecida.

A una muestra de escoria Z calcinada se le determinaron sus principales minerales, siendo idénticos a los de la anhidra. La muestra calcinada fue ensayada para despejar algunas dudas sobre los minerales detectados en la termogravimetría y calorimetría diferencial efectuados sobre la escoria anhidra.

Análisis térmico, termogravimetría y calorimetría diferencial (TG-DCS)

Se efectuó la termogravimetría y calorimetría diferencial de los materiales unitarios. Las curvas de variación de masa (en color negro) y de entalpía (en color gris) del suelo V, de la escoria Z anhidra, de la escoria Z envejecida y de la cal apagada C pueden verse en la Figura 4.19, Figura 4.20, Figura 4.21 y Figura 4.22, respectivamente.

En el suelo V (Ver Figura 4.19), además de la pérdida de humedad (110 °C), se advirtieron dos descomposiciones producidas a la temperatura de 600 °C y entre 700 y

800 °C. La primera correspondió a la transformación polimórfica del cuarzo -desde su estado α al β - y la segunda, a la descarbonatación de la calcita.

Se ensayaron dos muestras de la escoria Z, una anhidra (ver Figura 4.20) y otra envejecida (ver Figura 4.21). En la escoria Z anhidra se detectó una única descomposición, además de la evaporación del contenido de agua (110 °C), consistente en la transformación -entre 850 y 950 °C- de los sulfuros a sulfitos, la cual lleva consigo una ganancia de masa (+3,5 %) y una reacción exotérmica (+ 1,2 mW/g) (ver Figura 4.20). Como se recordará, valores de entalpía mayores a 0 mW/g corresponden a reacciones exotérmicas. En esta muestra de escoria no se advirtieron las reacciones habituales de las escorias blancas (descomposición de los aluminatos, deshidratación de la brucita y portlandita, descarbonatación de la calcita, etc.). La ausencia de portlandita en el ensayo TG-DSC es coherente con el reducido contenido de cal libre determinado en la escoria Z anhidra, mientras que la pérdida al fuego (3,8 %, Tabla 4.12) lo fue con la variación de masa en el ensayo TG-DSC cerca de los 950 °C (+3,5 %) (Figura 4.20).

En la muestra de escoria Z envejecida sí se apreciaron las reacciones habituales (deshidratación, descarbonatación y oxidación de la muestra). La evaporación del contenido de agua se produjo a los 110 °C. La deshidratación de los aluminatos hidratados se manifestó en picos de reducida importancia, registrados a 120 y 225 °C en la curva de entalpía. El pico endotérmico que se aprecia a una temperatura de 420 °C se asocia a la deshidratación del agua combinada en la brucita. La deshidratación de la portlandita se detectó a los 480 °C. Se sabe que la hidratación de la periclase (formando brucita) y la lima (formando portlandita) son habitualmente responsables de la alta y prolongada expansión producida en las escorias de acería. La descarbonatación de la calcita se detectó entre los 700 y los 800 °C. Finalmente se observó una pequeña ganancia de peso en la muestra, a temperaturas superiores a 800 °C.

En la muestra de cal apagada se detectaron las reacciones esperables en este material, además de una ligera pérdida de humedad ($\approx 1,5\%$). Las dos grandes descomposiciones correspondieron a la deshidratación de la portlandita (420-450 °C) y la descarbonatación de la calcita (750 °C)(ver Figura 4.22).

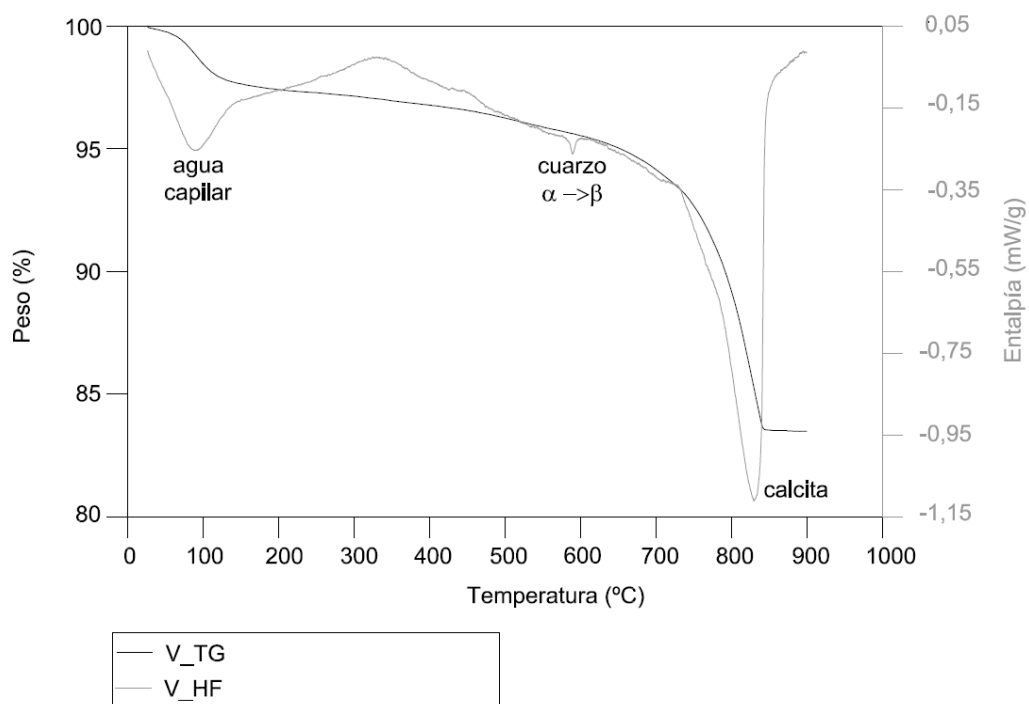


Figura 4.19: Resultado e interpretación de la termogravimetría y calorimetría diferencial del suelo V.

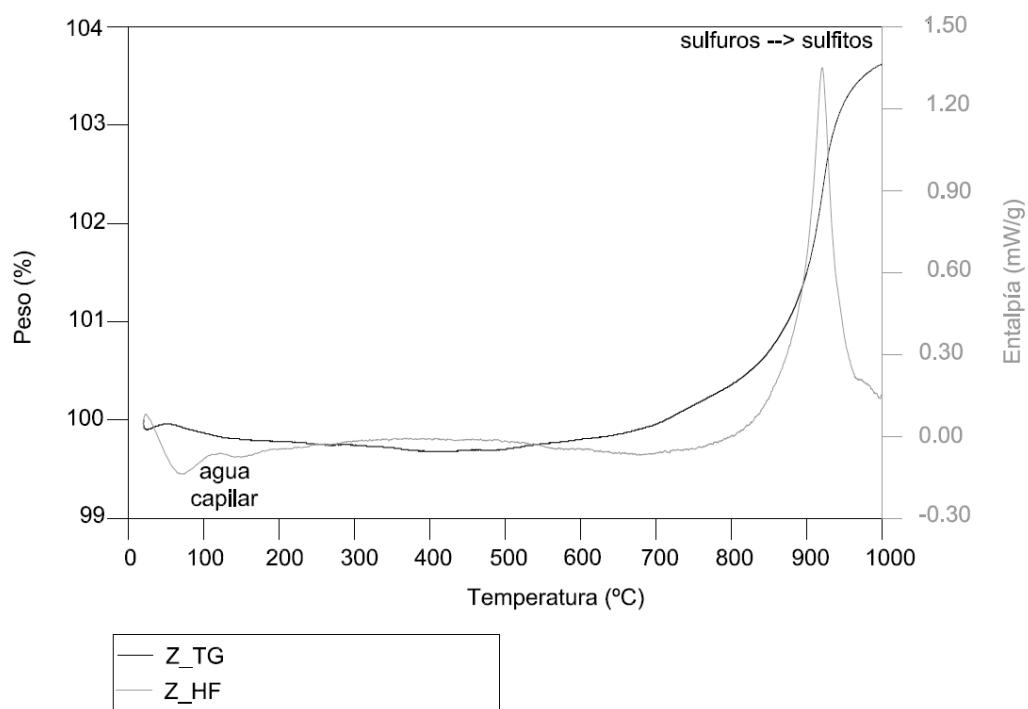


Figura 4.20: Resultado e interpretación de la termogravimetría y calorimetría diferencial de la escoria Z anhidra.

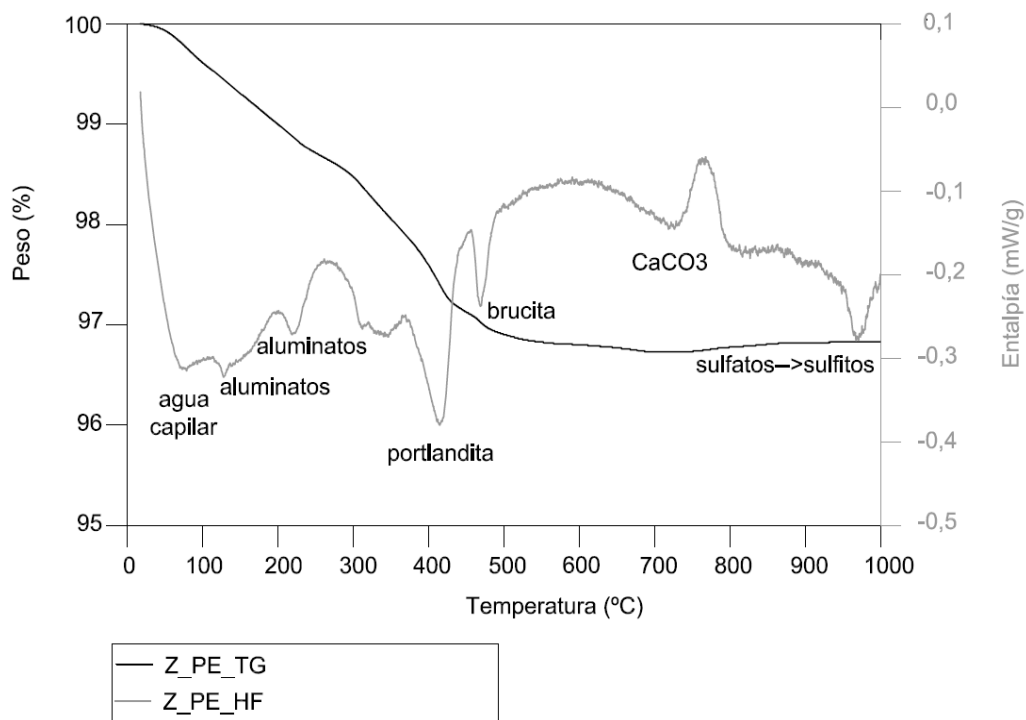


Figura 4.21: Resultado e interpretación de la termogravimetría y calorimetría diferencial de la escoria Z envejecida.

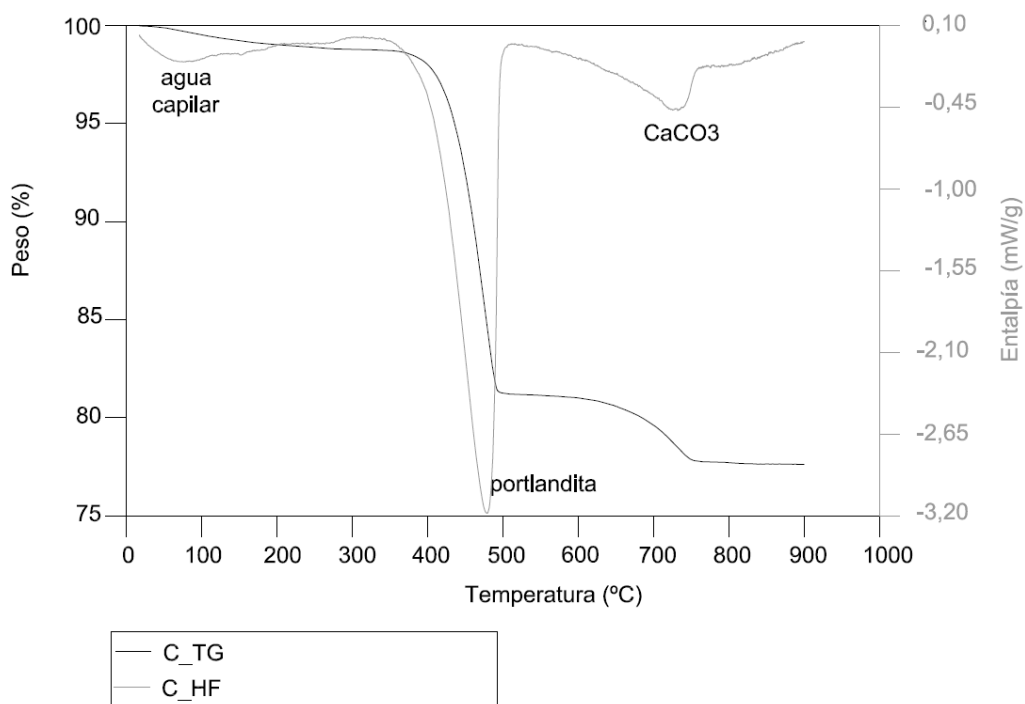


Figura 4.22: Resultado e interpretación de la termogravimetría y calorimetría diferencial de la cal apagada C.

Mezclas empleadas en la construcción de los terraplenes experimentales

Composición química

La composición química de las mezclas VZ07 y VC03, determinada mediante las técnicas de fluorescencia de rayos X (XRF), azufre y carbono total, LOI, y cal y magnesia libre se muestra en la Tabla 4.18.

Tabla 4.18: Composición química de las mezclas VZ07 y VC03.

	VZ07	VC03
CaO	31,4	26,9
SiO ₂	35,1	34,7
Al ₂ O ₃	9,45	9,16
MgO	5,45	4,67
Fe ₂ O ₃	2,88	3,39
K ₂ O	1,29	1,8
C	2,42	3,23
S	0,57	0,096
LOI	12,6	17,8
CaO libre	<0,2	0,9
CaO/(Al ₂ O ₃ + SiO ₂)	0,70	0,61

Los óxidos mayoritarios de ambas mezclas (VZ07 y VC03) fueron lima –CaO- (31 y 27 %), sílice –SiO₂- (35 %), alúmina –Al₂O₃- (9 %) y magnesia –MgO- (5,45 y 4,67%). Ambas mezclas presentaron una composición química similar, excepto en su contenido de lima. En efecto, el contenido de lima de la VZ07 fue ligeramente superior al de la VC03, dado que en la primera se agregó una mayor cantidad de agente estabilizador que en la segunda.

El diferente porcentaje de pérdida al fuego (LOI) registrado en la VZ07 (13 %) y en la VC03 (18 %) se correspondió con el mayor grado de envejecimiento de la segunda mezcla con respecto de la primera, en sus elementos químicos más volátiles, esto es, los que se producen hidrataciones, carbonataciones, combinación con azufre, etc.). Esto deja de manifiesto que la VC03 ha tenido una mayor exposición a dichos agentes que la VZ07.

Composición mineralógica

Para conocer las reacciones que conducen a la formación de nuevos minerales, supuestamente responsables de una mejora de resistencia, se han efectuado ensayos de difracción de rayos X (XRD). A continuación se muestran los difractogramas de VZ07 anhidra (ver Figura 4.23), VZ07 envejecida (ver Figura 4.24), VC03 anhidra y VC03 envejecida (ver Figura 4.26), mientras que los minerales detectados se recogen en Tabla 4.19, Tabla 4.20, Tabla 4.21 y Tabla 4.22, respectivamente.

La composición mineral de las dos muestras VZ07 (anhidra y envejecida) son prácticamente idénticas. La única diferencia es la presencia de oldamita en la muestra anhidra. Lo mismo cabría decir de lo observado en las muestras de VC03, en las que se detectaron los mismos minerales, tanto antes como después del ensayo de expansión potencial, excepto en las trazas de lima en la anhidra. Posiblemente, la hidratación de este mineral tuvo lugar durante el ensayo de expansión y es por lo que no se detectó en la muestra envejecida.

El pico principal del cuarzo (2θ : $26,75^\circ$) fue el más elevado en todas las mezclas (VZ07 anhidra, VZ07 envejecida, VC03 anhidra y VC03 envejecida), como también sucedió en el suelo V.

Se detectó calcita en todas las muestras, así como trazas de portlandita. La periclase se encontró en la VZ07 anhidra y en la envejecida, mientras que la brucita no fue hallada en ninguna de ellas. Se estima que tanto la portlandita como la brucita se combinaron químicamente con los minerales de arcilla. La periclase no fue hallada en ninguna de las muestras VC03. En todo caso, tampoco era esperable que existiese, ya que ni el suelo ni la cal tienen en su composición ese mineral.

Por último, en la mezcla VZ07 anhidra y envejecida se detectó fluorita, el cual fue aportado por la escoria Z.

Tabla 4.19: Minerales detectados en la mezcla VZ07 anhidra.

	Mineral	Formula química
1	Cuarzo	SiO ₂
2	Calcita	CaCO ₃
3	Dolomita	CaMg(CO ₃) ₂
4	Olivino	Ca ₂ SiO ₄
5	Diópsido	CaMgSi ₂ O ₆
6	Portlandita	Ca(OH) ₂
7	Periclasa	MgO
8	Magnetita	Fe ₃ O ₄
9	Larnita	β-Ca ₂ SiO ₄
10	Bredigita	Ca ₂ SiO ₄
11	Espinela	MgAl ₂ O ₄
12	Gelenita	Ca ₂ SiAl ₂ O ₇
13	Fluorita	CaF ₂
14	Oldamita	SCa

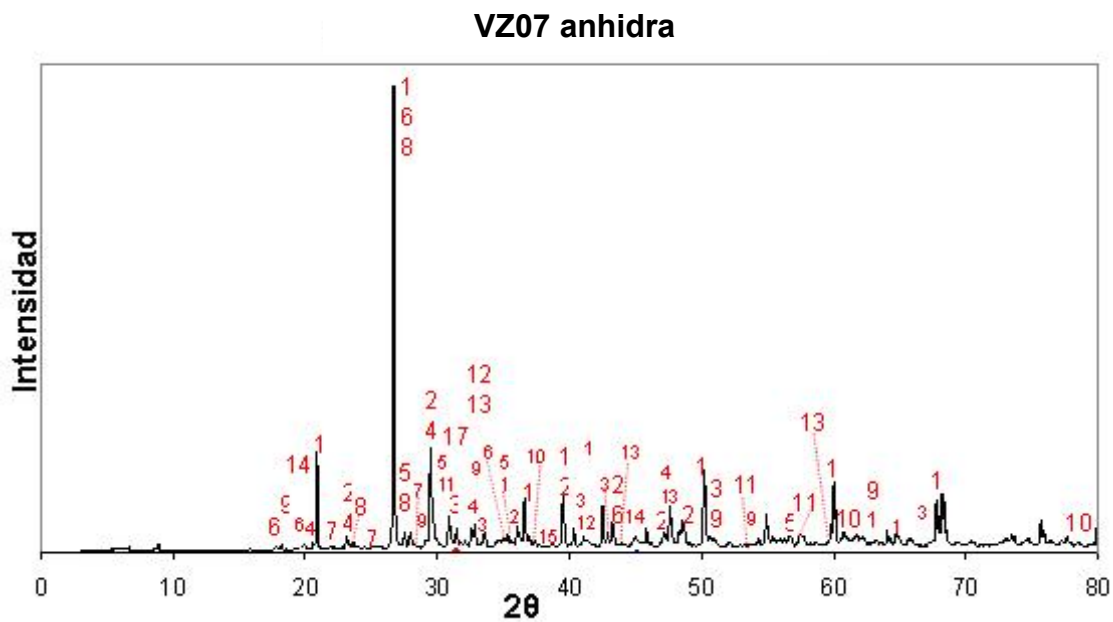


Figura 4.23: Difractograma de la VZ07 anhidra.

Tabla 4.20: Minerales detectados en la mezcla VZ07 envejecida.

	Mineral	Formula química
1	Cuarzo	SiO_2
2	Calcita	CaCO_3
3	Dolomita	$\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$
4	Olivino	Ca_2SiO_4
5	Diópsido	$\text{CaMgSi}_2\text{O}_6$
6	Portlandita	$\text{Ca}(\text{OH})_2$
7	Periclasa	MgO
8	Magnetita	Fe_3O_4
9	Larnita	$\beta\text{-Ca}_2\text{SiO}_4$
10	Bredigita	Ca_2SiO_4
11	Espinela	MgAl_2O_4
12	Gelenita	$\text{Ca}_2\text{SiAl}_2\text{O}_7$
13	Fluorita	CaF_2

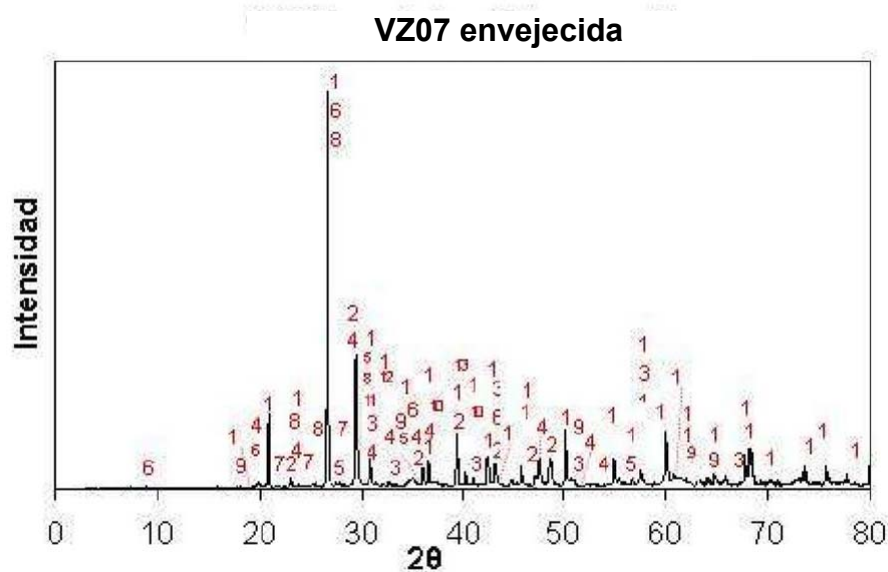


Figura 4.24: Difractograma de la VZ07 envejecida.

Tabla 4.21: Minerales detectados en la mezcla VC03 anhidra.

	Mineral	Formula química
1	Cuarzo	SiO_2
2	Calcita	CaCO_3
3	Dolomita	$\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$
4	Moscovita	$\text{KAl}_2(\text{AlSi}_3\text{O}_{10})(\text{OH})_2$
5	Anortita	$\text{CaAl}_2\text{Si}_2\text{O}_8$
6	Ortoclasa	KAlSi_3O_8
7	Portlandita	$\text{Ca}(\text{OH})_2$
8	Lima	CaO

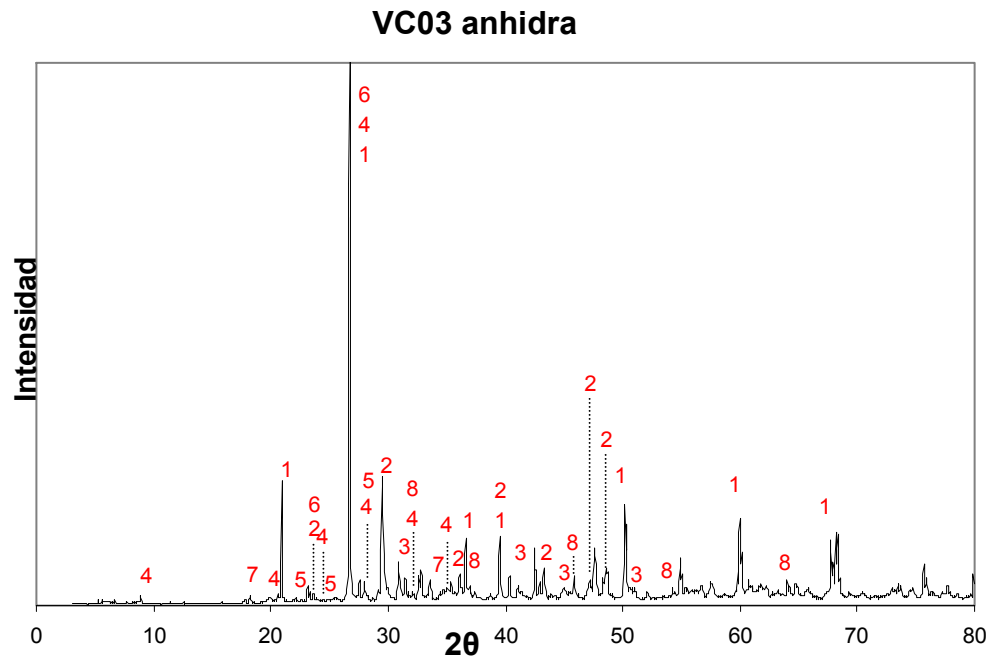


Figura 4.25: Difractograma de la VC03 anhidra.

Tabla 4.22: Minerales detectados en la mezcla VC03 envejecida.

	Mineral	Formula química
1	Cuarzo	SiO_2
2	Calcita	CaCO_3
3	Dolomita	$\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$
4	Moscovita	$\text{KAl}_2(\text{AlSi}_3\text{O}_{10})(\text{OH})_2$
5	Anortita	$\text{CaAl}_2\text{Si}_2\text{O}_8$
6	Ortoclasa	KAlSi_3O_8
7	Portlandita	$\text{Ca}(\text{OH})_2$

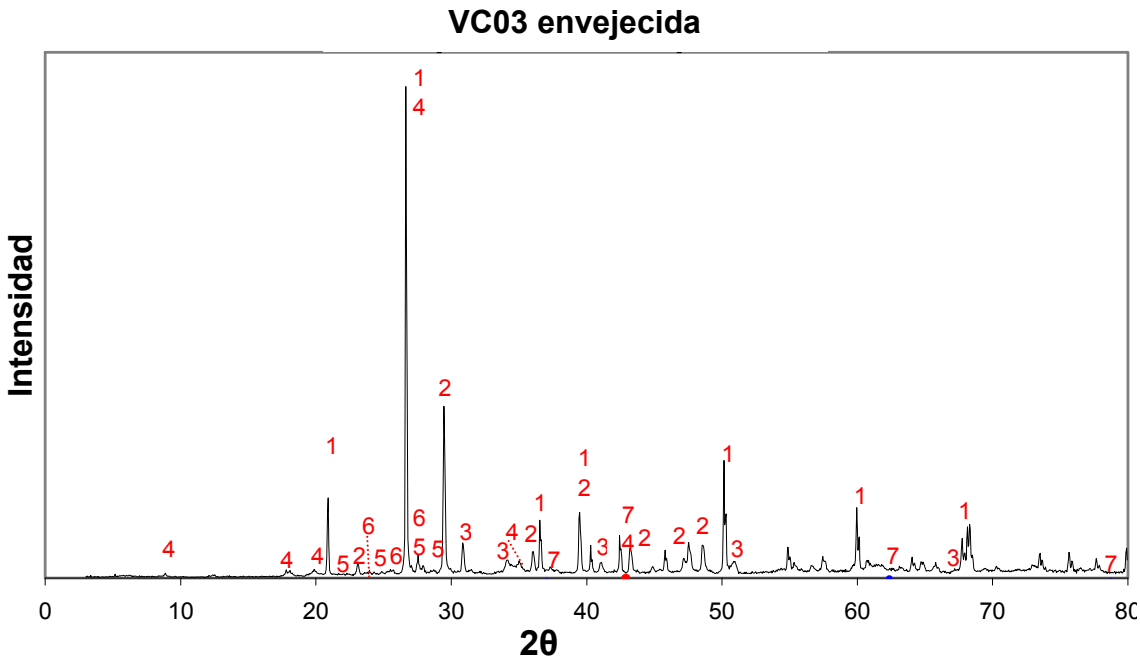


Figura 4.26: Difractograma de la VC03 envejecida.

Análisis térmico, termogravimetría y calorimetría diferencial, (TG-DCS)

Se efectuó el ensayo de termogravimetría y la calorimetría diferencial a las mezclas VZ07 (anhidra y envejecida) y VC03 (anhidra y envejecida) mostrándose las curvas correspondientes en la Figura 4.27 y en la Figura 4.28, respectivamente. En las abscisas se representa la temperatura de ensayo y en las ordenadas, la variación de masa y la entalpía.

La VZ07 anhidra presentó un comportamiento similar a la envejecida, tanto en su variación de peso como en su entalpía. Se determinó un contenido de agua (ver curva de variación de peso a los 110 °C) para la muestra anhidra y envejecida de 1,5 y 0%, respectivamente.

A una temperatura cercana a 600 °C se detectó la transformación polimórfica del cuarzo (desde α a β) en las curvas de entalpía de la VZ07, tanto anhidra como envejecida. A los 800 °C se produjo la descarbonatación de la calcita, mineral que pudo haber sido aportado a la mezcla por el suelo V y/o por la escoria Z. La reacción exotérmica observada a unos 850 °C se debió a la transformación de los sulfatos en sulfitos.

Se recomienda que para comparar dos muestras diferentes en una misma gráfica, éstas se ensayen con idéntica humedad a 110 °C para cotejar directamente sus resultados. En caso contrario, se deben corregir los resultados para que sean comparables. Así, en la Figura 4.27 se observa que, a la temperatura de 900 °C, la masa de la muestra envejecida (85% de la inicial) fue inferior en un 4,0 % a la de la anhidra (89% de la inicial). Sin embargo, teniendo en cuenta que la muestra anhidra tenía una humedad mayor que la envejecida (+1,5 %), la masa de la muestra hidratada fue, en realidad, un 5,5 % superior a la anhidra. Este porcentaje corresponde a las moléculas de agua (H_2O), y al dióxido de carbono (CO_2), combinadas químicamente en la mezcla VZ07 envejecida.

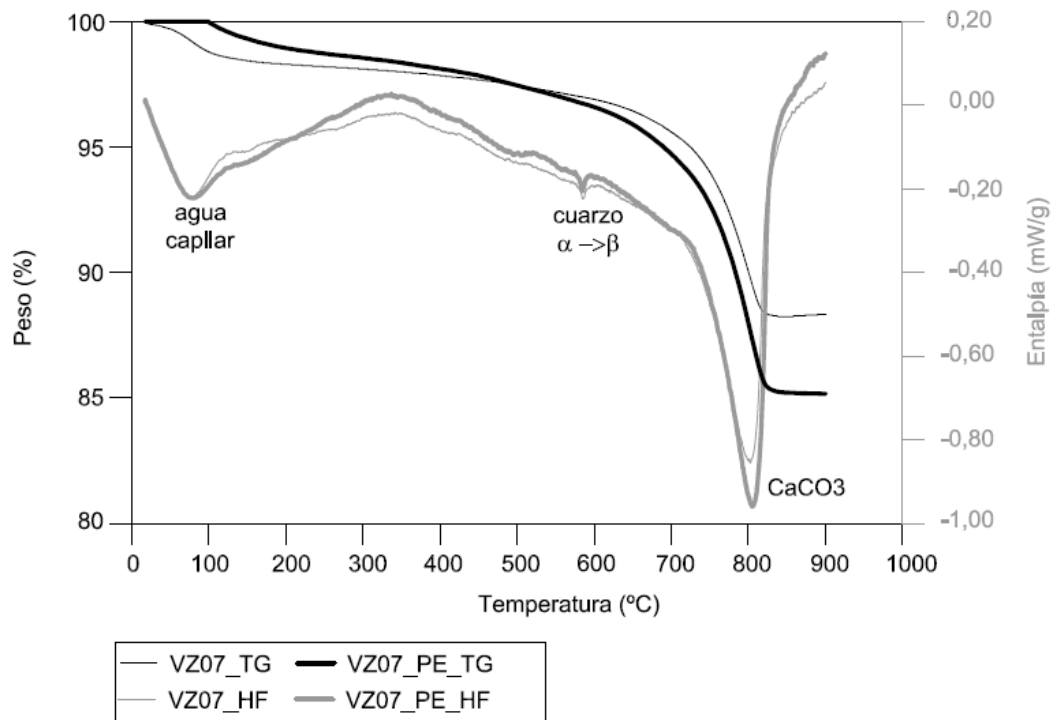


Figura 4.27: Termogravimetría y calorimetría diferencial de la VZ07 anhidra e hidratada.

Las curvas de variación de peso y entalpía de la VC03 anhidra e hidratada son similares entre sí (Figura 4.28). En ninguna de las dos muestras se registró contenido de agua a 110 °C, dado que antes de la realización del ensayo las muestras fueron secadas en estufa.

En la VC03 hidratada se estimó un 1 % de portlandita, dada la pérdida de humedad experimentada por ese mineral en el entorno de los 480 °C. En cambio, en la muestra anhidra no se detectó dicho mineral, por lo que su hidratación se produjo durante el ensayo de expansión potencial. Varias reacciones entre las observadas en los termogramas de las muestras VC03 también tuvieron lugar en el del suelo V (ver Figura 4.19), así por ejemplo: la transformación polimórfica del cuarzo (desde α a β) (550 °C) y la descarbonatación de la calcita (800 °C). En este último caso, incluso la cuantía de dióxido de carbono desprendido por la muestra (10 %) fue similar tanto en la VC03 como en el suelo V.

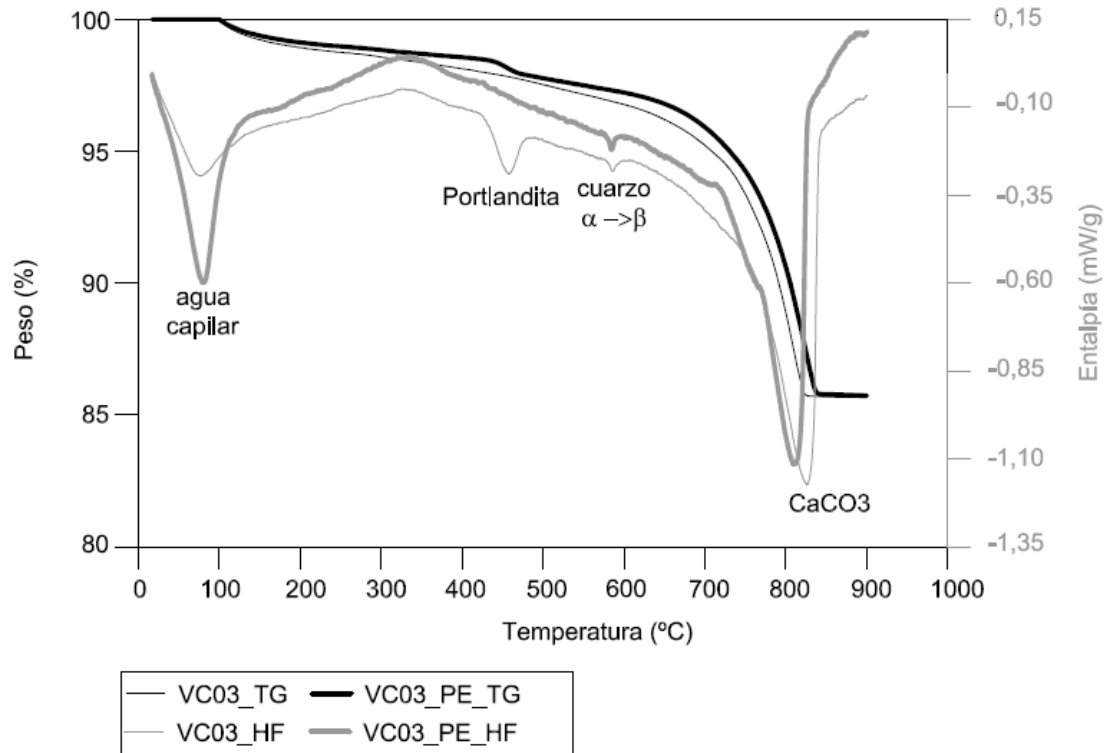


Figura 4.28: Termogravimetría y calorimetría diferencial de la VC03 anhidra e hidratada.

4.2.3 Caracterización medioambiental

La caracterización medioambiental de los materiales unitarios y sus mezclas se efectuaron teniendo en cuenta lo estipulado en el Decreto 104/2006, de 19 de octubre, de valorización de escorias en la Comunidad Autónoma de Cantabria.

El citado Decreto establece el ensayo de lixiviación efectuado a partir del procedimiento indicado en la norma UNE EN 12457-4 “Lixiviación, Ensayo de conformidad para el análisis de lixiviación de residuos granulares y lodo, Parte 4: Ensayos por lotes de dos etapas con una relación líquido-sólido de 10 l/kg para materiales con un tamaño de partículas inferiores a 10 mm (con o sin reducción de tamaño)”. Los criterios que establece el citado Decreto para la valorización de una escoria en esta Comunidad Autónoma fueron descritos en el apartado 1.3.5.

Únicamente se hace mención al comentario “los sólidos totales disueltos (STD) podrán utilizarse como alternativa a los valores de sulfato y cloruro” (sic). Es decir, se puede emplear o únicamente el primero, o conjuntamente los dos últimos. En general,

elevados contenidos de cloruros y sulfatos en el suelo pueden producir problemas medioambientales, pero normalmente se restringen para proteger la durabilidad de una estructura de hormigón cimentada sobre estos materiales. Se recuerda que la durabilidad de un hormigón se reduce enormemente cuando éste se encuentra expuesto a ambientes con elevados contenidos de sulfatos y cloruros.

A continuación se muestran los resultados obtenidos en los materiales unitarios y en las mezclas empleadas en la construcción de los terraplenes experimentales.

Materiales unitarios

La Tabla 4.23 muestra el resultado del ensayo de lixiviación realizado según la norma UNE EN 12457-4, realizado sobre la escoria Z, el suelo V y la cal apagada C, así como las concentraciones máximas permitidas por la normativa vigente en cada uno de los parámetros analizados. En negrita se destacan los valores que no cumplen con el valor máximo permitido por el citado Decreto.

Las concentraciones de bario, selenio, fluoruro y sólidos totales disueltos (STD) obtenidas en el líquido lixiviado de la escoria Z superaron los valores máximos permitidos por el Decreto 104/2006. El líquido lixiviado de la escoria Z satisfizo el límite correspondiente a la concentración de cloruros y sulfatos, por lo que su contenido de STD no sería relevante. Además, dado que la escoria Z no se empleará individualmente en la construcción de terraplenes, sino mezclada con suelo, es por lo que habrá que prestar atención a esos parámetros en la mezcla de escoria con el suelo.

Se debe tener en cuenta que los valores máximos permitidos por el Decreto 104/2006 fueron planteados para caracterizar medioambientalmente la escoria de acería y no otros materiales, tales como suelo natural o cal apagada. Es por ello que el resultado del ensayo de lixiviación efectuado sobre estos últimos debe analizarse con precaución.

En la cal apagada C se encontraron concentraciones de cromo y níquel -procedentes posiblemente de alguna forma de contaminación-, ligeramente superiores a los máximos permitidos por el Decreto 104/2006, mientras que la de sulfatos se encuentra muy por encima de lo permitido. Anteriormente, se comentó los efectos negativos sobre las estructuras de hormigón cimentadas en un suelo – u otro material- que presente

elevados contenidos de sulfatos. En este caso no sería un problema debido a que no se fabricará ningún terraplén exclusivamente con cal.

El suelo V presenta tan sólo un contenido de cloruros ligeramente superior al permitido por el citado Decreto. Al igual que en el caso anterior, su presencia no sería muy contraproducente desde un punto de vista medioambiental, sino tan sólo en la durabilidad de las estructuras.

Tabla 4.23: Resultados del ensayo de lixiviación (UNE EN 12457-4) efectuados sobre los materiales unitarios.

Lixiviado UNE EN 12457-4:	Muestras unitarias (mg/kg)			D. 104/2006 Cantabria (mg/kg)
2003	Escoria Z	Cal apagada C	Suelo V	
Antimonio	< 0,005	< 0,01	< 0,01	0,06
Arsénico	0,032	< 0,01	0,099	0,5
Bario	140	1,8	0,19	20
Cadmio	< 0,005	< 0,01	< 0,01	0,04
Cobre	< 0,005	< 0,01	0,025	2
Cromo	< 0,05	0,67	< 0,1	0,5
Mercurio	< 0,005	< 0,01	< 0,01	0,01
Molibdeno	< 0,005	0,31	0,016	0,5
Níquel	0,11	0,45	< 0,1	0,4
Plomo	< 0,005	0,019	< 0,01	0,5
Selenio	3,5	< 0,1	< 0,1	0,1
Zinc	0,15	< 0,1	< 0,1	4
Cloruros	220	< 50	1.000	800
Fluoruros	210	< 10	< 10	10
Sulfatos	360	6.300	< 50	1.000
Carbono Orgánico Disuelto	22	< 100	310	500
Índice de fenoles	0,9	< 0,2	< 0,2	1
Sólidos Totales Disueltos a 180 °C	14.300	3.800	< 3.000	4.000

Mezclas empleadas en la construcción de terraplenes experimentales

Se han caracterizado medioambientalmente las mezclas empleadas en la construcción de terraplenes experimentales, mostrándose en la Tabla 4.24 los resultados correspondientes al ensayo de lixiviación realizado según la norma UNE EN 12457-4.

Tabla 4.24: Resultados del ensayo de lixiviación (UNE EN 12457-4) efectuados sobre las mezclas.

Lixiviado UNE-EN 12457-4:	Mezclas		Decreto 104/2006 Cantabria (mg/kg)
2003	VC03	VZ07	
Antimonio	< 0,01	< 0,01	0,06
Arsénico	< 0,01	< 0,01	0,5
Bario	0,9	1,6	20
Cadmio	< 0,01	< 0,01	0,04
Cobre	0,1	0,013	2
Cromo	< 0,1	< 0,1	0,5
Mercurio	< 0,01	< 0,01	0,01
Molibdeno	0,064	0,077	0,5
Níquel	0,24	< 0,1	0,4
Plomo	< 0,01	< 0,01	0,5
Selenio	< 0,1	< 0,1	0,1
Zinc	< 0,1	< 0,1	4
Cloruros	< 50	< 50	800
Fluoruros	< 10	190	10
Sulfatos	160	110	1.000
Carbono Orgánico Disuelto	< 100	< 100	500
Índice de fenoles	< 0,2	< 0,2	1
Sólidos Totales Disueltos a 180 °C	< 3.000	< 3.000	4.000

Todos los parámetros determinados en la VZ07 presentaron concentraciones inferiores a las máximas permitidas por el Decreto 104/2006, excepto el contenido de fluoruros. Se recuerda que según el citado Decreto el límite máximo permitido para este parámetro es de 10 mg/kg y se alcanzó una concentración de 210 mg/ kg en la escoria

Z, mientras que en la VZ07 se obtuvo 190 mg/kg. En la mezcla VZ07 se redujeron las concentraciones de bario, selenio y STD, parámetros que en la escoria Z superaban el límite máximo permitido.

Todos los parámetros de la VC03 fueron inferiores a los valores exigidos.

4.3 Resultados de los ensayos in situ

4.3.1 Terraplenes experimentales

Entre los días 10 y 11 de mayo de 2011 se finalizó la construcción de los terraplenes experimentales realizados con las mezclas de suelo y cal (VC03) y de suelo y escoria (VZ07), después de realizar cada uno de ellos en 1,5 días aproximadamente. Cada terraplén tenía una longitud y un ancho, en coronación, de 25 y 6 metros, respectivamente, así como una altura aproximada de 2,0 m y fueron ejecutados en 5 capas, cada una de ellas con un espesor compactado aproximado de 35 a 40 cm.

La monitorización de los terraplenes experimentales consistió en el estudio de: (i) control de la compactación de las mezclas, (ii) evolución de las propiedades cementantes, y (iii) estabilidad volumétrica.

Era de esperar que el suelo ensayado en el laboratorio coincidiera con el utilizado en la construcción de los terraplenes experimentales. Sin embargo, debido a que en la obra se decidió, inesperadamente, utilizar los préstamos reservados para la construcción de los terraplenes, el suelo ensayado en el laboratorio sólo fue similar al empleado en la construcción del terraplén con la mezcla suelo-cal, pero claramente diferente al utilizado en el de suelo-escoria. En estas condiciones se ha dificultado notablemente la búsqueda de correlación entre los resultados de laboratorio y los de campo, principalmente, los correspondientes a la mezcla VZ07. El problema que supuso el cambio de suelo en el terraplén suelo-escoria estuvo planteado básicamente por la distinta granulometría, considerablemente más gruesa que la del suelo ensayado en el laboratorio, por lo que fue imposible tallar probetas a partir de las muestras inalteradas recogidas en la obra. Ni siquiera se pudo extraer alguna probeta de las muestras en bloque para, al menos, estudiar la resistencia a compresión simple. En consecuencia, la evolución de las propiedades cementantes fue estudiada con, entre otros ensayos, el de penetración dinámica superpesada (DPCH) efectuado en ambos terraplenes a

diferentes edades. La Figura 4.29 muestra una fotografía tomada a una de las muestras recogidas del terraplén de suelo-escoria, en la que se advierte el tamaño de una partícula de grava encontrada en la muestra con respecto al diámetro de una probeta de compresión simple.



Figura 4.29: Grava encontrada en una muestra recogida del terraplén de suelo-escoria en contraste con una probeta de compresión simple tallada sobre un bloque procedente del terraplén suelo-cal.

La Figura 4.30 muestra la distribución en planta de los ensayos y tareas realizadas en esta investigación para monitorizar cada uno de los terraplenes experimentales, que fueron los siguientes: placas de carga, penetrómetros dinámicos, toma de muestras inalteradas, en bloque, con las que tallar las probetas para los ensayos de compresión simple y triaxial, puntos de control de hinchamiento y líneas continuas de asiento, con la distribución temporal que se describe a continuación. En ambos terraplenes se realizaron placas de carga a las edades de 1-2, 5-6, 9-10, 35-36 y 90-91 días y penetrómetros dinámicos a 14-15, 28-29 y 89-90 días (ver Figura 4.30 (a)), complementándose el estudio de la resistencia -sólo en el caso del terraplén de suelo-cal-, con la extracción de bloques para el posterior tallado de probetas con las que determinar la resistencia a compresión simple a 5, 9, 15, 28 y 90 días de curado, y sus parámetros resistentes mediante ensayos triaxiales realizados a 9 y 95 días desde la construcción del terraplén. El estudio de la estabilidad volumétrica se efectuó mediante el análisis del movimiento de los puntos de control de hinchamiento y de las lecturas de las líneas continuas de asiento. La Figura 4.31 muestra una fotografía en la que se pueden ver las zonas habilitadas para la construcción de los terraplenes, en la que se distingue la instalación para las líneas de asiento, así como la base topográfica “BR-1”, reflejada en la planta de la Figura 4.30.

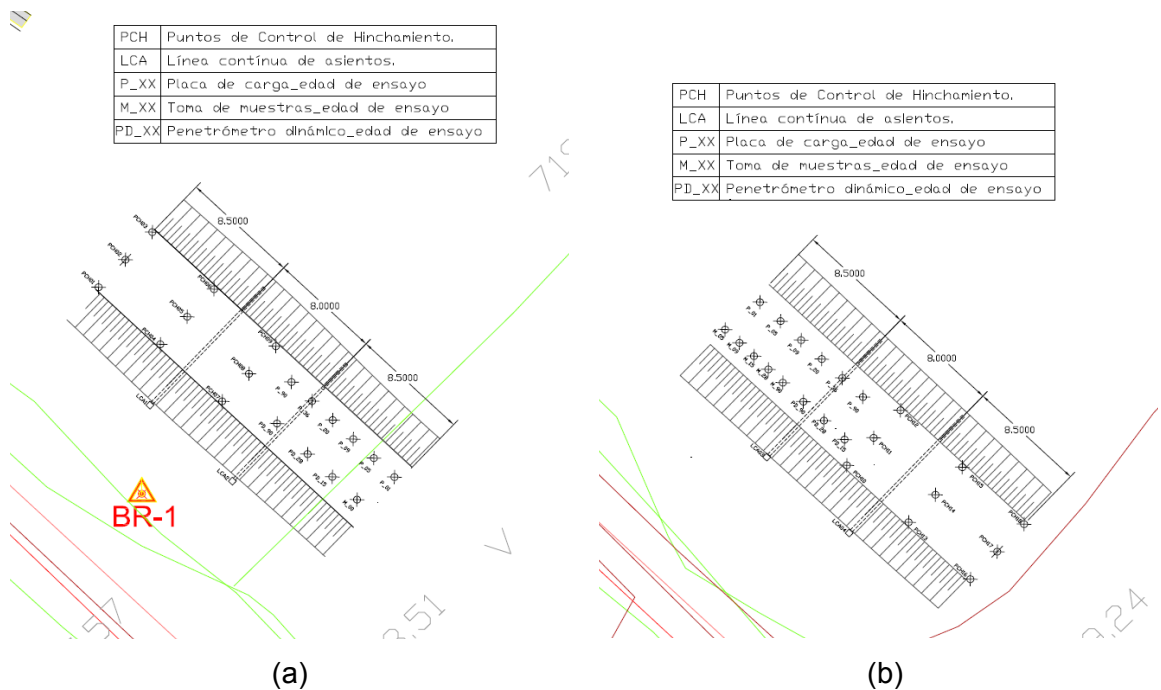


Figura 4.30: Disposición en planta de los ensayos y de las actividades realizadas para la monitorización de los terraplenes experimentales: (a) VZ07, y (b) VC03.

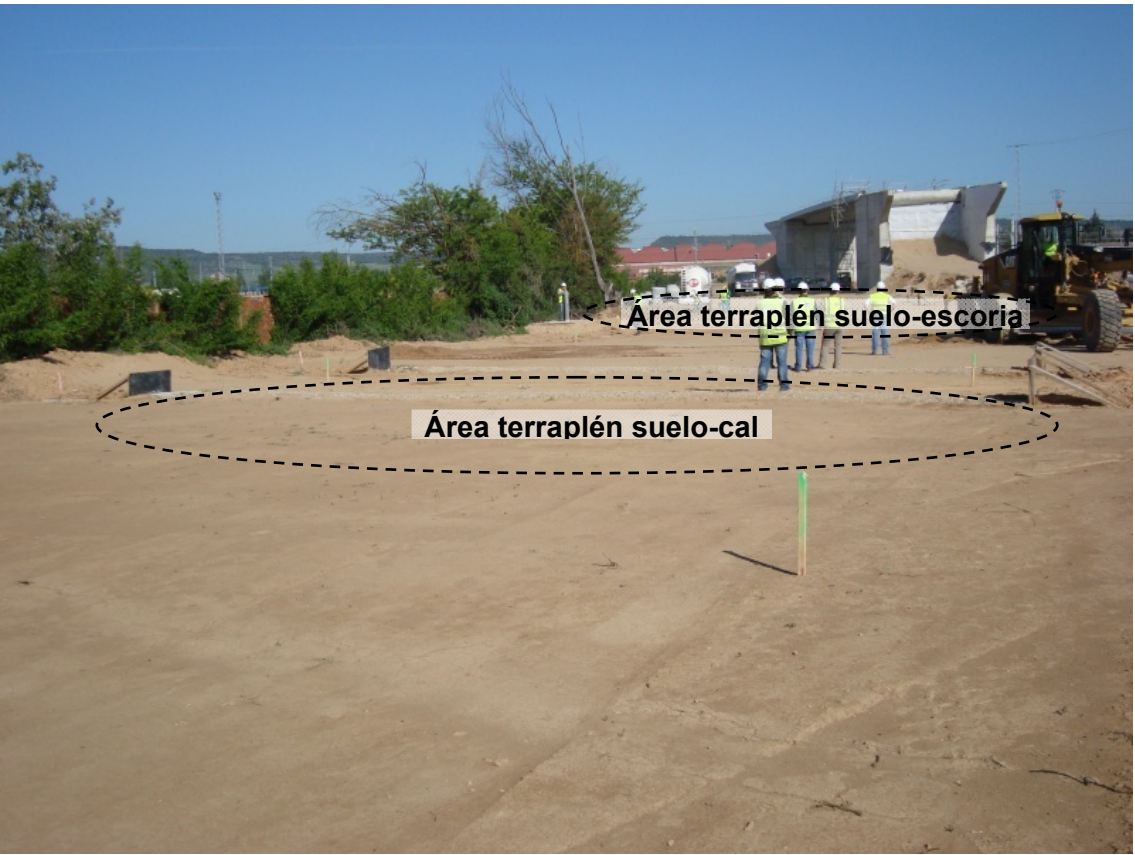


Figura 4.31: Ubicación prevista para los terraplenes experimentales.

A continuación se detalla el procedimiento empleado en la construcción de los terraplenes experimentales.

I. Ejecución de la impermeabilización del apoyo del terraplén suelo-escoria y del sistema de recolección de aguas pluviales (Figura 4.32 (a) y (b))



(a)



(b)

Figura 4.32: (a) Extensión del geocompuesto en la base de apoyo del terraplén suelo-escoria, y (b) sistema de recolección de las aguas pluviales.

II. Transporte, extensión y riego del suelo. El transporte se realizó mediante una cadena de camiones tolva (ver Figura 4.34 (a)) y la extensión mediante una motoniveladora de marca “Caterpillar”, modelo 16M (221 kW) que efectuaba las pasadas necesarias hasta alcanzar el espesor requerido (35-40 cm). La Figura 4.33 muestra la extensión de la primera capa del suelo, tanto del terraplén de suelo-cal (Figura 4.33 (a)) como del de suelo-escoria (Figura 4.33 (b)). Para alcanzar la humedad óptima del material fue preciso verter agua en varias pasadas con la ayuda del tractor-cisterna (ver Figura 4.34 (b)).



(a)



(b)

Figura 4.33: Extensión de la primera capa de los terraplenes experimentales: (a) suelo-cal, y (b) suelo-escoria.



(a)

(b)

Figura 4.34: (a) Volcado del suelo desde el camión tolva, y (b) vertido de agua para la mezcla suelo-escoria.

III. Dosificación del estabilizador –cal o escoria-, a granel. Se empleó una extendidora con dosificador volumétrico, esto es, no servo-dirigido con la velocidad de avance. En este tipo de extendedoras se debe, no sólo regular la cantidad de material vertido por unidad de tiempo –actuando sobre la abertura de la trampilla-, sino también controlar la velocidad de avance para esparcir la cantidad deseada de estabilizador por m^2 . Existe abundante experiencia en la dosificación de cal apagada con este tipo de extendedoras, pero ninguna con la escoria blanca. Como se recordará, la dosificación del estabilizador fue del 3% en el terraplén suelo-cal, y del 7% en el de suelo-escoria.

Para obtener la mezcla VC03 se requiere verter la cantidad necesaria de cal para alcanzar un espesor compactado de 35 cm, lo que corresponde a una dotación de 19 kg/m^2 , que con la maquinaria empleada, sólo precisó de una única pasada (ver Figura 4.35 (a) y b)).

En la mezcla VZ07 se necesitó aplicar una dotación de 44 kg/m^2 de escoria blanca para alcanzar el espesor de 35 cm en la capa compactada. Debido a tan elevada dosificación, fue necesario esparcir la escoria en dos pasadas de la extendidora, agregando en cada una de ellas unos 22 kg/m^2 (ver Figura 4.35, a) y (b)).

La cantidad de material que aplica la extendidora depende de varios factores, tales como la densidad aparente, granulometría, tamaño máximo, etc. La velocidad de desplazamiento de la extendidora –obtenida indirectamente mediante la marcha y las revoluciones por minuto (r.p.m)- fue determinada tras sucesivas pasadas sobre la bandeja de control, registrándose en cada una de ellas el peso vertido de estabilizador

por unidad de superficie (ver Figura 4.36) y eligiéndose la velocidad que permitía la mayor aproximación a la dosificación requerida. En este caso se escogió una combinación de marcha y revoluciones denominada *corta corta* a 550 r.p.m., con las que se obtuvo una dosificación por pasada de 20-22 kg/m². Así la cantidad de escoria requerida fue distribuida en dos pasadas de la extendedora.

A pesar de lo indicado anteriormente, al efectuar el control de la dosificación de escoria agregada a la mezcla, se concluyó que realmente se añadió un 6 % de escoria, considerando un espesor compactado de capa de 35 cm (ver Figura 4.36), y no el 7% utilizado en los ensayos de laboratorio.



(a)



(b)

Figura 4.35: Dosificación del estabilizador: (a) suelo-cal, y (b) suelo-escoria.



(a)



(b)

Figura 4.36: Control de la dosificación del estabilizador: (a) bandeja de control vacía en el instante anterior al de vertido de la escoria, y (b) bandeja de control con escoria en su interior, después del paso de la dosificadora.

IV. Mezcla con estabilizadora. La finalidad de esta etapa es combinar homogéneamente el estabilizador (cal o escoria en este caso) con el suelo. La mezcla se efectuó con una recicladora/estabilizadora marca “Wirtgen”, modelo WR2500 (500 kW). La profundidad que alcanzan las cuchillas encargadas de efectuar la mezcla de ambos materiales es regulable, influyendo notablemente en la homogeneidad de la mezcla. La experiencia indica que una única pasada de la mezcladora es suficiente cuando se trata de suelo y cal, sin embargo no es así cuando se trata de añadir escoria al suelo. Pese a ello, por razones económicas, la mezcla suelo-escoria también se efectuó con una sola pasada. La Figura 4.37 (a) muestra la ejecución de la mezcla de suelo con cal de una de las tongadas del terraplén experimental. Únicamente se efectuó una capa de prueba en la que se le dieron 2 pasadas de la estabilizadora, para observar el grado de mejora de la homogeneidad. Visualmente se advierte que la adecuada mezcla de estos dos materiales requería más de una pasada (Figura 4.37 (b)).



(a)



(b)

Figura 4.37: Mezcladora en la ejecución de una capa: (a) suelo-cal, y (b) suelo-escoria.

V. Escarificado y reperfilado con motoniveladora: Después de la mezcla de los materiales, se escarificaba (ver Figura 4.38) y nivelaba la superficie con una motoniveladora, antes de efectuar la compactación.



Figura 4.38: Escarificado de una capa de suelo-escoria después de la ejecución de la mezcla.

VI. Compactación de la capa: La compactación se llevó a cabo mediante un rodillo liso vibratorio autopropulsado de 20 toneladas, marca “HAMM 3250”. El número de pasadas se eligió con el criterio de alcanzar una densidad seca mayor al 95 % del valor del ensayo de Proctor normal, lo que habitualmente se logra con 2 ó 3 pasadas. No obstante, según el PG-3, ese no es el criterio más restrictivo, habiéndose recogido en el apartado 1.4 criterios especificados por la norma española para el control y aceptación de una tongada. La Figura 4.39 muestra la compactación de la segunda tongada del terraplén de suelo-escoria mediante un rodillo liso vibratorio.



Figura 4.39: Compactación de la segunda capa del terraplén de suelo-escoria, con rodillo liso vibratorio.

A continuación se realizarán algunas observaciones realizadas en el curso de esta experiencia en relación con la construcción de los terraplenes experimentales con mezclas de suelo-escoria y suelo-cal.

En primer lugar hay que señalar que la construcción de terraplenes experimentales no es una tarea habitual en obra, tal como lo señala la segunda palabra, por lo que no

puede asemejarse a un proceso continuo de construcción. Varias máquinas estuvieron detenidas durante largos períodos de tiempo mientras se efectuaba la única tarea que podía realizarse. Por ello, el rendimiento de la maquinaria es muy reducido y se aleja bastante del que ésta puede alcanzar en una obra lineal en la que todas las tareas se realizan prácticamente al mismo tiempo. En este último caso, además, el rendimiento de la maquinaria aumenta debido a la repetibilidad de las tareas y a la experiencia que adquiere el personal de la obra.

El tiempo medio de construcción de una capa del terraplén experimental de suelo-cal (2h 20m) fue menor que el de una capa de suelo-escoria (2h 50m). La diferencia se debió a la aparición de problemas mecánicos en la carga del suelo para la realización de este último terraplén.

Tal y como se observó en el laboratorio, la adición de escoria blanca al suelo redujo considerablemente su plasticidad. El agua de amasado se evaporó más rápidamente en la mezcla suelo-escoria que en la de suelo-cal. Por ello, convendría que al utilizar escoria blanca, se efectúe enseguida la compactación. La evaporación podría reducirse agregando el agua de amasado por vía húmeda, esto es, añadirla en el interior del tambor en el que se realiza la mezcla del suelo y la escoria.

Es importante tener la precaución de no sobrepasar la humedad óptima de la mezcla suelo-escoria, dado que la adición de un ligero porcentaje de agua extra produce un importante cambio en su estado de consistencia –gobernado por la plasticidad de la mezcla– (pasando de comportarse como sólido a hacerlo como un material plástico). Este cambio produce una reducción considerable del rendimiento de ciertas máquinas, tales como la motoniveladora y la mezcladora, teniendo dificultades en el tránsito sobre el terraplén (ver Figura 4.40).



Figura 4.40: Problemas de circulación sobre el terraplén suelo-escoria producto de sobrepasar ligeramente la humedad óptima de esa mezcla.

Aún cuando sólo se necesitó una única pasada de la mezcladora para ejecutar cada capa del terraplén de suelo y escoria, convendría investigar qué sucede al emplear un mayor número de pasadas. Al menos visualmente se advirtió que la homogeneidad de la mezcla suelo-cal (Figura 4.41 (a)) es más alta que la de suelo-escoria (Figura 4.41 (b)). En todo caso, la granulometría de la escoria es más gruesa que la de la cal, factor que posiblemente influya.



(a)



(b)

Figura 4.41: Superficie de una capa compactada de mezcla: (a) suelo-cal, y (b) suelo-escoria.

En el anejo III pueden verse otras fotografías descriptivas de la construcción de los terraplenes experimentales.

Por último, la Figura 4.42 muestra una vista general del terraplén ejecutado con la mezcla suelo cal (VC03), mientras que en la Figura 4.43 puede verse el de la mezcla del suelo con escoria (VZ07).



Figura 4.42: Vista general del terraplén de suelo-cal.



Figura 4.43: Vista general del terraplén de suelo-escoria.

4.3.2 Control de la compactación

El PG-3 emplea el método de “control de producto terminado” para verificar el grado de compactación de un terraplén. El citado Pliego contempla la realización del ensayo de densidad in situ, del de placa de carga y el de la huella. En esta investigación no se ha efectuado este último, debido a la falta de espacio, habida cuenta de la densidad de ensayos y tareas a realizar (ver Figura 4.30). Por ello, tanto los terraplenes experimentales (VZ07 y VC03) como el suelo de cimentación, fueron controlados mediante los otros dos ensayos.

Densidad in situ

Los terraplenes experimentales fueron contruidos en 5 tongadas de 35 cm, aproximadamente, de espesor. En cada capa se efectuaron, al menos, tres determinaciones de densidad seca y de humedad con densímetro nuclear, tal como señalan los arts. 330.4.2 y 330.4.3 del PG-3, aún cuando no hay ninguna norma española que regule el citado ensayo. Los resultados se contrastarán con los obtenidos en el ensayo Proctor normal de la mezcla suelo-escoria y suelo-cal, (ver Tabla 4.6).

El artículo 330.4.2 especifica: “los suelos clasificados como tolerables, adecuados y seleccionados podrán utilizarse según lo indicado en el punto anterior, de forma que su densidad seca después de la compactación no sea inferior a:

- En la zona de coronación, a la máxima obtenida en el ensayo Proctor de referencia.
- En las zonas de cimiento, núcleo y espaldones al noventa y cinco por ciento (95 %) de la máxima obtenida en dicho ensayo”.

Asimismo, el art. 330.4.3 señala: “Salvo justificación especial o especificación en contra del proyecto, la humedad inmediatamente después de la compactación, será tal que el grado de saturación, en ese instante se encuentre comprendido entre los valores del grado de saturación correspondiente, en el ensayo Proctor de referencia, a humedades de menos dos por ciento (-2 %) y de más de uno por ciento (+ 1 %) de la óptima de dicho ensayo Proctor de referencia”.

Además, este último artículo también recoge que “En caso de suelos expansivos o colapsables, los límites de saturación indicados serán los correspondientes a humedades de menos uno por ciento (-1 %) y más de tres por ciento (+3 %) de la óptima del ensayo Proctor de referencia”.

El control de compactación consiste en comparar el resultado de laboratorio (ensayo Proctor normal) con el de campo (determinaciones de densidad/humedad in situ) para evaluar si una capa se encuentra adecuadamente compactada.

Los diagramas de humedad-densidad de las mezclas VZ07 y VC03, incluyendo los resultados de laboratorio y de campo, pueden verse en la Figura 4.44 y en la Figura 4.45, respectivamente. La humedad óptima de la VZ07 y VC03 fue de 13,95 y 16,9 %, respectivamente. Considerando un uno por ciento menos y un tres por ciento más se

calculó el grado de saturación de las curvas de isosaturación que marcan los límites de la zona de validez de cada una de las mezclas. Los grados de saturación entre los cuales se deben encontrar las medidas de densidad-humedad en la VZ07 fueron 62 y 78 %, mientras que en la VC03 resultaron ser 70 y 84 %. Por tanto, la parte comprendida entre dichas curvas de isosaturación, y por encima de la curva de compactación Proctor normal, corresponde a la zona de validez. En las figuras se ha incluido la curva de saturación del 100 % para emplearla como referencia.

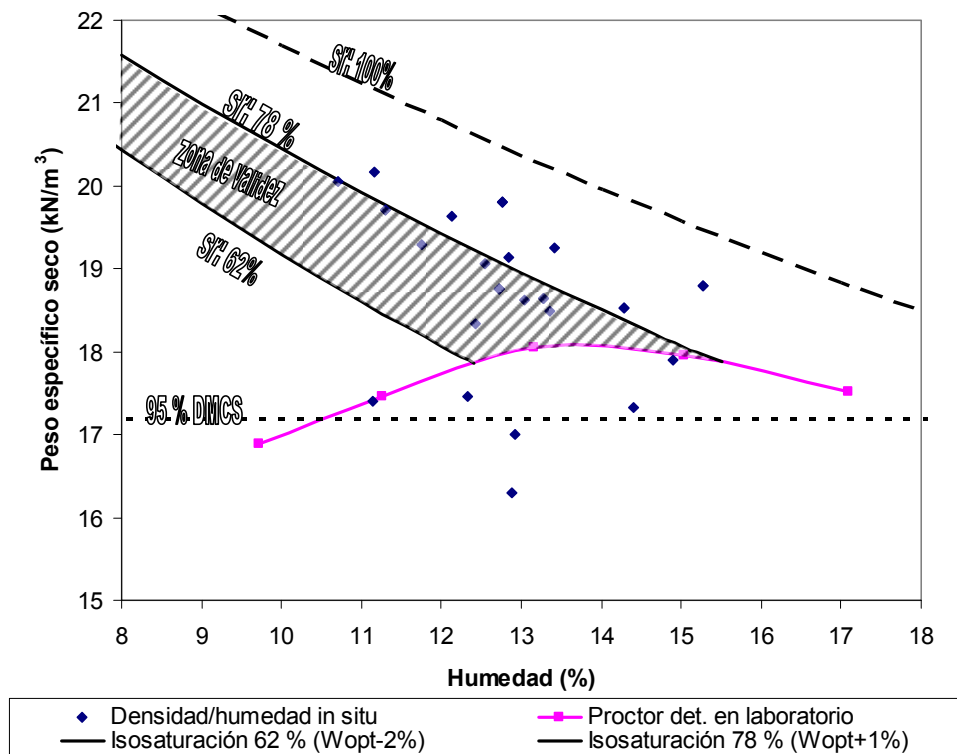


Figura 4.44: Diagrama humedad-densidad de los resultados de laboratorio (ensayo Proctor) y de campo (determinaciones de densidad/humedad in situ) de VZ07.

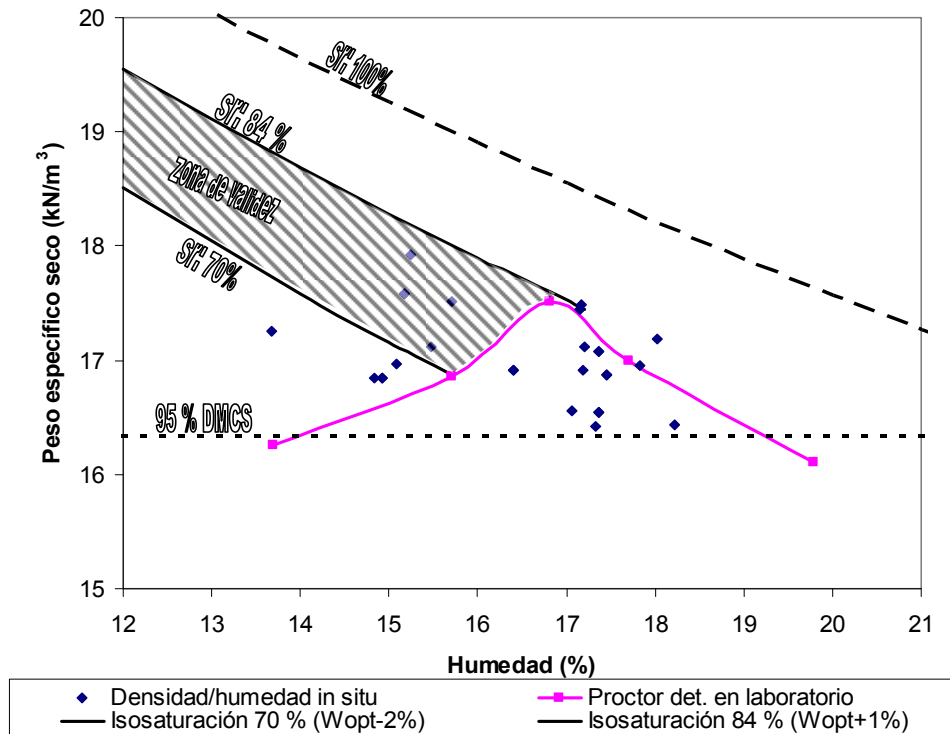


Figura 4.45: Diagrama humedad-densidad de los resultados de laboratorio (ensayo Proctor) y de campo (determinaciones de densidad/humedad in situ) de VC03.

Analizando los resultados se puede señalar que ninguna de las dos mezclas cumple con la compactación mínima exigida por el PG-3. En efecto, el citado pliego señala que, en el diagrama humedad-densidad, al menos un 60 % de los puntos representativos de cada ensayo debe encontrarse dentro de la zona de validez, sin embargo, en las mezclas VZ07 y VC03 sólo lo hicieron un 37 y 14 % de los puntos, respectivamente. En el momento de la construcción de los terraplenes se empleó el antiguo criterio de aceptación de una tongada compactada, el cual indicaba que era necesario que la densidad seca se encontrara por encima del 95 % de la determinada en el ensayo Proctor normal. Por ello, según el criterio del PG-3 ambos terraplenes estuvieron insuficientemente compactados.

En todo caso, la densidad media in situ alcanzada en el terraplén de suelo-escoria ($18,7 \text{ kN/m}^3$) fue superior a la del ensayo Proctor normal ($18,1 \text{ kN/m}^3$) efectuado en el laboratorio (Tabla 4.6). En parte, el aumento de densidad registrado en esta mezcla puede deberse al cambio de suelo comentado anteriormente, ya que habitualmente la densidad no aumenta tan fácilmente como ha ocurrido en este caso. La humedad media registrada en el campo fue de 12,9 %, porcentaje bastante cercano al 13,9 %, óptimo determinado en el ensayo Proctor normal (Tabla 4.6).

Normalmente, el grado de saturación del óptimo del ensayo Proctor normal se encuentra comprendido entre el 90 y el 95 %. Cabe señalar, a este respecto, que la humedad óptima de la mezcla suelo-escoria alcanzó un grado de saturación del 73 %, por lo que resulta bajo en comparación con lo habitualmente observado en los suelos. En el terraplén de suelo-cal se alcanzaron valores medios de densidad seca y humedad de $17,0 \text{ kN/m}^3$ y 16,5 % (ver anejo II), los cuales se encuentran próximos a los de laboratorio: $17,2 \text{ kN/m}^3$ y 16,9 % (Tabla 4.6), respectivamente. En la mezcla VC03 se alcanzó un grado de saturación del 79%, el cual fue algo inferior al óptimo que se obtiene habitualmente en suelos naturales (90-95%).

En resumen, empleando el criterio de control de la compactación indicado en el art. 330 del PG-3, ninguno de los terraplenes se encontraría adecuadamente compactado. No obstante, hay que recordar que dicho documento no es de aplicación a mezclas de suelos con estabilizadores, por lo que la norma PG-3 tiene el carácter de referencia, aunque una de las tendencias en la valorización de residuos y subproductos es la de exigir que cumplan las mismas especificaciones que se exigen a los materiales naturales. No obstante, el creciente aumento de la utilización de materiales alternativos a los naturales también ha supuesto la reconsideración de las especificaciones diseñadas para estos. Se ha pensado que las exigencias sean demasiado conservadoras y que por ello, debería someterse a un tramo experimental a la aplicación de las cargas que habrá de soportar en su periodo de servicio. Actualmente, hay equipos autotransportables capaces de simular en tres meses el tráfico de pesados en 20 años. Al término del periodo de ensayo se comprobaría el estado del tramo y se adoptaría la decisión correspondiente.

Placa de carga

El PG-3 considera que un terraplén está bien compactado si el ensayo de placa de carga satisface las siguientes condiciones:

- “En cimiento, núcleo y espaldón, el módulo de compresibilidad correspondiente al segundo ciclo de carga es igual o superior a cincuenta megapascals ($E_{v2} \geq 50 \text{ MPa}$) para los suelos seleccionados y a treinta megapascals ($E_{v2} \geq 30 \text{ MPa}$) para el resto”
- “En coronación, cien megapascals ($E_{v2} \geq 100 \text{ MPa}$) para los suelos seleccionados y sesenta megapascals ($E_{v2} \geq 60 \text{ MPa}$) para el resto”
- “En este ensayo de carga sobre placa efectuado conforme a la NLT 357, la relación K, entre el módulo de compresibilidad obtenido en el segundo ciclo de

carga, E_{v2} , y el obtenido en el primero, E_{v1} , no es superior a dos con dos ($K \leq 2,2$)”

Adicionalmente a los criterios exigidos por el PG-3, en esta investigación se ha empleado el criterio de compactación propuesto por Oteo (2004), para el ensayo de placa de carga. El citado autor plasmó su propuesta gráficamente (ver Figura 1.21) proponiendo valores máximos para la relación de módulos, que serían función tanto del módulo de compresibilidad en el segundo ciclo de carga (E_{v2}) como de la zona del terraplén que se está controlando (coronación o núcleo).

Pardo de Santayana (1993) llegó a la conclusión de que el módulo de compresibilidad del segundo ciclo de carga (E_{v2}) es indicativo de la calidad del material, mientras que la relación E_{v2}/E_{v1} refleja su grado de compactación. Ambos parámetros fueron empleados para el control de la compactación de los terraplenes.

La Figura 4.46 muestra la ejecución del ensayo de placa de carga realizado en el suelo de cimentación en el área en el que se construyó el terraplén de suelo-cal. El resultado del ensayo de placa de carga efectuado sobre el suelo de cimentación de ambos terraplenes se presenta en la Tabla 4.25. El de suelo-escoria y el de suelo-cal fueron cimentados sobre un material con un módulo de compresibilidad en el segundo ciclo de carga (E_{v2}) de 60 y 210 MPa y una relación de módulos (K) de 3,1 y 2,3, en ambos casos, respectivamente. Llama la atención la diferencia de valores estando tan próximas las cimentaciones. Es decir, la cimentación de ambos estuvo insuficientemente compactada, según los criterios indicados en el PG-3, dado que presentan una relación de módulos mayor de 2,2.

Oteo (2004) propuso un criterio para controlar un material compactado en el núcleo y en la coronación de un terraplén, pero no su cimiento. Tal y como señala el PG-3, el nivel de compactación del núcleo es idéntico al del cimiento. Aceptando dicho razonamiento, la propuesta de Oteo para controlar el núcleo de un terraplén es adecuada para el cimiento.

Empleando este criterio, el suelo de cimentación del terraplén de suelo-cal se encuentra adecuadamente compactado, mientras que el de suelo-escoria se encuentra en el límite de lo que el citado autor considera como un material bien y mal compactado.

Independientemente de que el grado de compactación de la cimentación se considere defectuoso, se estima que no se pudieron producir asentamientos de importancia. Aún así se midió el asiento producido en los terraplenes durante su construcción y a los 3 meses posteriores a su finalización, mediante dos líneas continuas de asiento colocadas bajo cada uno de ellos.

Tabla 4.25: Resultados del ensayo de placa de carga efectuado sobre el suelo de cimentación (SC) de los terraplenes.

Terraplén	E_{v1} (MPa)	E_{v2} (MPa)	E_{v2}/E_{v1}
VZ07	19,4	60,0	3,1
VC03	90,0	210,0	2,3

La Tabla 4.26 recoge el resultado del ensayo de placa de carga efectuado sobre la coronación de ambos terraplenes para controlar su grado de compactación. Ambos terraplenes presentaron un módulo de compresibilidad en el segundo ciclo de carga (E_{v2}) mayor de 30, cumpliendo con la especificación del PG-3. No obstante, tan sólo el VC03 satisfizo la relación de módulos inferior a 2,2 (E_{v2}/E_{v1} : 1,5), ya que en el VZ07 fue de 2,5.

Si en vez de emplear el criterio de aceptación estipulado en el PG-3, se utiliza el propuesto por Oteo (2004) se llega a la conclusión de que ambos terraplenes estuvieron bien compactados. Este autor propuso que la relación de módulos para una buena compactación, dependiera del valor de E_{v2} (ver Figura 1.21). El valor de E_{v2}/E_{v1} máximo que puede presentar un material bien compactado en función del E_{v2} puede ser determinado en la citada gráfica de Oteo. En todo caso, la gráfica de dicho autor proporciona el mismo resultado que el art. 330 del PG-3 de 2,2 para un E_{v2} de 30 MPa. Así, un material con un módulo de compresibilidad en el segundo ciclo de carga de 84 y 140 MPa debe presentar una relación de módulos (K) inferior a 3,5 y 5, habiendo sido en ambos terraplenes de 1,5 y 2,5, respectivamente.

Tabla 4.26: Resultado del ensayo de placa de carga efectuado sobre la coronación de los terraplenes experimentales.

Terraplén	E_{v1} (MPa)	E_{v2} (MPa)	E_{v2}/E_{v1}
VZ07	55,6	140,0	2,5
VC03	57,0	84,0	1,5



Figura 4.46: Ensayo de placa de carga efectuado sobre la cimentación del terraplén suelo-cal.

4.3.3 Evolución de las propiedades cementantes

Inicialmente estaba previsto estudiar la evolución de las propiedades cementantes de las mezclas empleadas en la construcción de los terraplenes mediante los siguientes ensayos: compresión simple (en probetas talladas sobre muestras inalteradas recogidas del terreno y ensayadas en el laboratorio), placa de carga (realizada sobre la coronación de los terraplenes) y compresión triaxial (en probetas talladas sobre muestras inalteradas recogidas del terreno y ensayadas en el laboratorio). Los dos primeros se efectuarían a 0, 3, 7, 28 y 90 días de curado desde la construcción de los terraplenes, mientras que el tercero se realizaría tan sólo a la edad de 0 y 90 días.

El cambio de suelo del terraplén de suelo-escoria – mencionado anteriormente- produjo una modificación en la planificación de la campaña experimental de ensayos

inicialmente prevista. Fue imposible tallar probetas tipo Harvard (diámetro y altura de 3,81 y 7,62 cm, respectivamente) en las muestras recogidas del núcleo del terraplén de VZ07, así como de tamaños mayores (diámetros de 5,0 y 10 cm y alturas de 10 y 20 cm, respectivamente). Además de desmoronarse con facilidad, las probetas tampoco cumplían con las especificaciones de la norma de compresión simple -UNE 103 400-, que exige que el tamaño máximo de partículas en una probeta sea inferior a 1/5 de su diámetro. Dada la imposibilidad de determinar las propiedades resistentes mediante el ensayo de compresión simple, se decidió complementar la campaña anteriormente señalada con ensayos de penetración dinámica súper pesado (DPSH) efectuados en ambos terraplenes experimentales. Se intentó que, en la medida de lo posible, las edades de curado de los ensayos de compresión simple coincidieran con las de los ensayos de penetración, para así analizar la evolución de las propiedades resistentes de ambos terraplenes, conjuntamente con la información obtenida en laboratorio. A este respecto, cabe señalar que dado que el terraplén de suelo-cal fue terminado un día antes que el de suelo-escoria, y que los ensayos se realizaban en el mismo día para ambos terraplenes, es por lo que las edades de curado de aquél en todos los ensayos son un día más tarde que en éste.

La mejora de las propiedades cementantes depende principalmente de la capacidad de intercambio catiónico del suelo a estabilizar, tal como se indicó en el capítulo anterior. El suelo empleado en la construcción del terraplén al que se le añadió escoria, fue mucho más granular que al que se le agregó cal, por lo que no podrá estudiarse -en igualdad de condiciones- la mejora que produce uno y otro estabilizador. Por ello se espera que la mezcla con escoria desarrolle menos reacciones que la que tiene cal.

En esta investigación se pretende medir la evolución de las propiedades cementantes del núcleo de los terraplenes, por lo que es necesario atravesar la costra superficial producida por la evaporación de parte del agua de amasado que se forma en la coronación. Los ensayos de densidad in situ -que determinan la densidad seca y la humedad- y placa de carga, efectuados a diferentes edades, son los que se han utilizado para caracterizar la costra superficial de los terraplenes.

Los ensayos que realmente permitirían estudiar las propiedades cementantes del núcleo del terraplén y su evolución son: compresión simple, compresión triaxial y penetrómetro dinámico. Debido al inesperado cambio de suelo, la única forma de comparar la evolución de las propiedades resistentes de la mezcla suelo-escoria y suelo-cal fue mediante los ensayos de penetración dinámica.

La experiencia adquirida durante la realización de este estudio de campo ha puesto de manifiesto que para reducir el espesor de la costra superficial -e incluso eliminar su formación-, conviene planificar un riego diario o emplear una lámina de curado que impida la evaporación del agua añadida a la mezcla.

Densidad seca y humedad

La densidad seca y la humedad fueron determinadas a diferentes edades sobre la coronación de los terraplenes experimentales. Así, en el de escoria (VZ07) se midieron a las edades de 0, 9, 20, 35 y 90 días, mientras que en el de cal (VC03), los ensayos correspondientes se efectuaron a 0, 10, 21, 36 y 91 días. Por cada edad y terraplén se hicieron 3 determinaciones con el densímetro nuclear.

La evolución de la densidad seca media en la coronación de ambos terraplenes se muestra en la Figura 4.47. La densidad seca obtenida a diferentes edades en el terraplén de suelo-escoria se considera algo errática. En efecto, la densidad seca media registrada a la edad de 0 días fue de $18,2 \text{ kN/m}^3$, valor que se incrementó hasta $20,2 \text{ kN/m}^3$ a 9 y 20 días, y que posteriormente decreció hasta alcanzar nuevamente los $18,2 \text{ kN/m}^3$. Los resultados obtenidos son indicativos de una elevada variabilidad en los resultados de densidad seca alcanzados en la coronación de este terraplén.

En cambio, la densidad seca medida en el terraplén de suelo-cal es creciente en todo momento con respecto a la edad de curado, al menos durante el período de estudio. La densidad seca medida al finalizar la construcción de este terraplén fue de $17,3 \text{ kN/m}^3$, cuantía que se incrementó lentamente hasta los $19,9 \text{ kN/m}^3$ (ver Figura 4.47). El lento aumento de la densidad seca se atribuye a la combinación del agua de amasado con el suelo y la cal, pasando entonces a formar parte de su estructura interna.

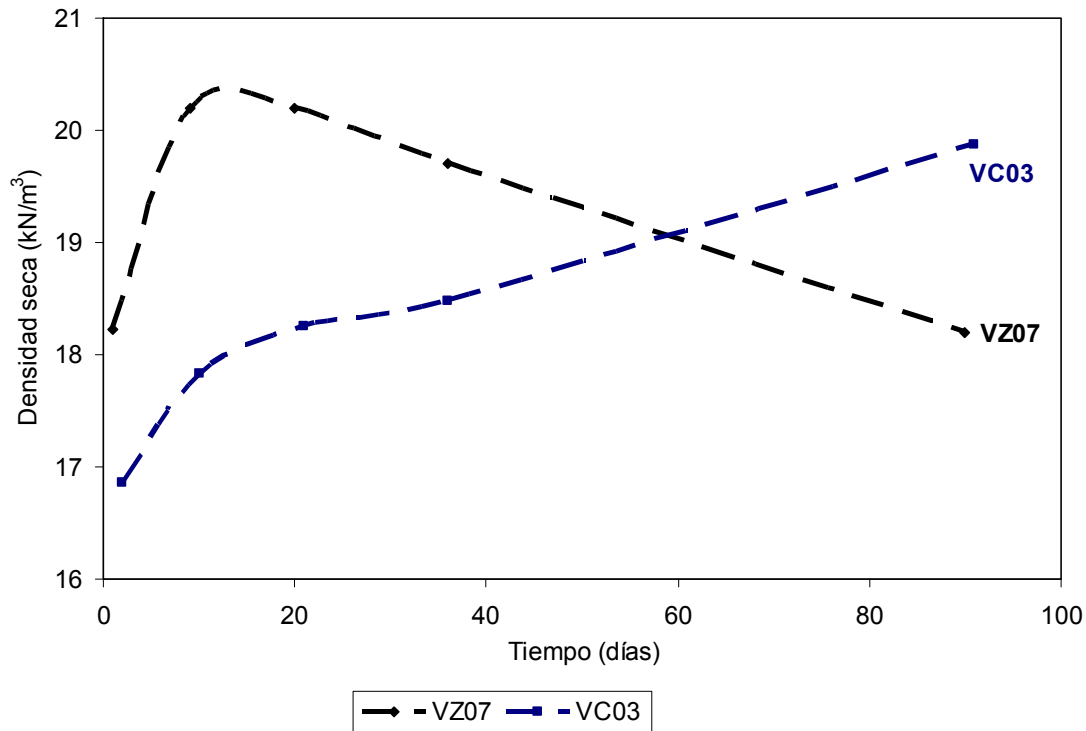


Figura 4.47: Evolución de la densidad seca en la coronación de los terraplenes experimentales.

La Figura 4.48 muestra las curvas que representan la humedad medida a diferentes edades registrada en la coronación de los terraplenes de suelo-escoria y suelo-cal. Además, en la figura antes mencionada se han incluido los registros de las precipitaciones caídas durante el período de monitorización.

La humedad media registrada en el terraplén suelo-escoria el día de su construcción fue de 13 %, porcentaje bastante cercano a la óptima (13,9 %) del ensayo Proctor normal (Tabla 4.6). A la edad de 9 días se obtuvo un porcentaje de humedad medio de 8,2 %, desconociéndose la evolución durante la primera semana. Es decir, en algo más de una semana el contenido de agua se redujo al 63 % del valor inicial. La variación de la humedad media registrada desde la edad de 9 días y hasta los 90 fue de reducida magnitud, alcanzando un porcentaje de 7,2 % a esta última edad. En la práctica se puede considerar que el contenido de agua en la coronación se estabilizó en tan sólo 20 días ($\approx 7,5$ %).

La coronación del terraplén de suelo-cal redujo su humedad en una cuantía más elevada que la del otro terraplén ($\approx 57\%$ del valor inicial). En efecto, el día de su construcción se registró una humedad cercana al 16 %, similar a la óptima del ensayo

Proctor normal de 16,9 % (Tabla 4.6). La humedad se redujo rápidamente durante los primeros 10 días de monitorización, disminuyendo lentamente a edades superiores, llegando a estabilizarse en el 7,3 % en algo más de 1 mes (36 días).

La reducción del contenido de humedad en la coronación de terraplenes estabilizados se debe principalmente a dos factores: (i) evaporación del agua de amasado, e (ii) hidratación del agente estabilizador y su combinación con el suelo. Sin embargo, no ha sido posible separar la parte de la reducción de la humedad que corresponde a uno y otro fenómeno. Se desconoce si sucedió por simple coincidencia, pero la humedad de la mezcla de suelo-escoria se estabilizó a un porcentaje muy cercano a la de la de suelo-cal ($\approx 7,4$ %). Cabe señalar que la zona de influencia de un densímetro nuclear es de unos 15 a 30 cm.

Independientemente de la cantidad de agua caída, y del momento en la que se produjo la precipitación, no se advirtió ningún cambio en los registros de humedad de la coronación de los dos terraplenes.

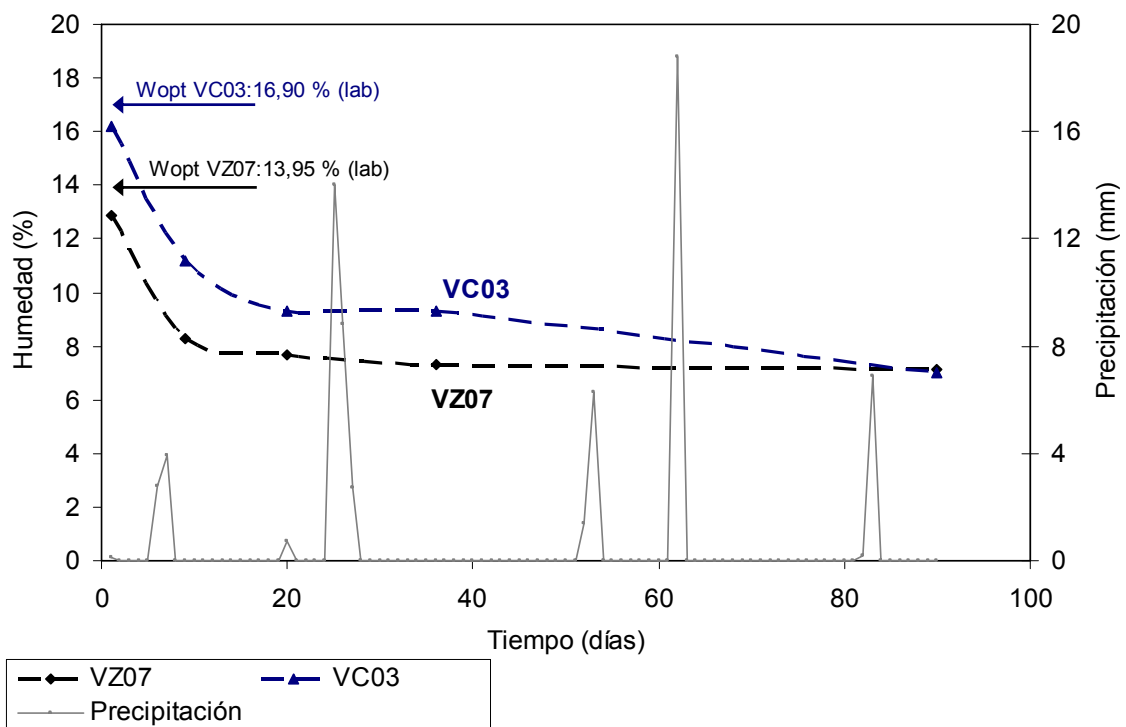


Figura 4.48: Evolución de la humedad en la capa de coronación de los terraplenes experimentales.

Placa de carga

En este apartado se prestará atención a la evolución de las propiedades cementantes, y no al control de la compactación, tema tratado anteriormente.

El ensayo de placa de carga se efectuó en la coronación de ambos terraplenes a diferentes edades de curado, y se llevó a cabo, en el terraplén de suelo-escoria, a las siguientes edades de curado: 1, 5, 9, 20, 35 y 90 días, mientras que, a una edad un día superior, se realizó en el de suelo-cal, esto es, a: 2, 6, 10, 21, 36 y 91 días de curado.

Los módulos de compresibilidad en el primer ciclo de carga (E_{v1}) y en el segundo (E_{v2}), se recogen en la Tabla 4.27, mientras que su evolución temporal se muestra en la Figura 4.49 y en la Figura 4.50, respectivamente. En color negro y gris se representan dichos módulos para las mezclas suelo-escoria y suelo-cal, respectivamente, junto con la evolución temporal de la humedad registrada en la coronación de cada uno de los terraplenes.

Puede que los resultados del ensayo de placa de carga se encuentren afectados –en mayor o menor medida– por la reducción de humedad registrada en la coronación. Por tanto, posiblemente se haya registrado un incremento del módulo de compresibilidad en la coronación de los terraplenes ligeramente superior a los que se hubieran medido si este fenómeno no hubiera ocurrido.

Los enlaces físico-químicos formados como consecuencia del desarrollo de las reacciones de cementación pueden haber contribuido a la respuesta tenso-deformacional de la coronación al aplicar sobre ella la tensión del ensayo de placa de carga. En efecto, no haber alcanzado la tensión de rotura siembra la duda de haber medido íntegramente la respuesta que produce las reacciones de cementación.

La evolución temporal de los módulos de compresibilidad en el primer ciclo de carga (E_{v1}) y en el segundo (E_{v2}) ha sido analizada para medir el grado de mejora que producen las reacciones cementantes. En todo caso, se considera más importante el del primer ciclo de carga, dado que el terreno aún conserva íntegramente los enlaces que se habrían producido entre partículas como consecuencia del desarrollo de las reacciones cementantes. En la realización de un ensayo de placa de carga es esperable que el módulo de compresibilidad en el primer ciclo (E_{v1}) sea inferior al del segundo ciclo (E_{v2}), tal y como se ha observado en los resultados obtenidos.

Tabla 4.27: Módulos de compresibilidad en el primer (E_{v1}) y en el segundo ciclo de carga (E_{v2}) medidos en la coronación de los terraplenes.

Terraplén	Edad (días)	E_{v1} (MPa)	E_{v2} (MPa)
VZ07	1	56	140
	5	101	184
	9	78	168
	20	140	242
	35	155	291
	90	129	328
VC03	2	57	84
	6	68	143
	10	51	76
	21	89	146
	36	118	210
	91	146	209

La coronación del terraplén de suelo-escoria registró un significativo incremento de su módulo de compresibilidad en el primer ciclo de carga (E_{v1}) durante los primeros 20 días desde la finalización de su construcción. En efecto, entre el primer y el vigésimo día se incrementó desde 56 MPa a 140 MPa. De ahí en adelante, y hasta la edad de 90 días, no se registró –prácticamente- mejora en este módulo, sino variaciones (155-129 MPa), propias de un ensayo efectuado en el campo. La granulometría más gruesa del suelo tan sólo influiría en el resultado de E_{v1} medido a la edad de 1 día. Este cambio no debiera producir incrementos en los módulos de compresibilidad a edades posteriores, puesto que las partículas gruesas no intervienen en las reacciones de cementación, siendo únicamente parte del esqueleto rígido.

El módulo de compresibilidad en la coronación del terraplén de suelo-cal en el primer ciclo de carga (E_{v1}) presentó una tendencia monótonamente creciente durante los 91 días del periodo de auscultación de los terraplenes experimentales, excepto a la edad de 10 días, en que el resultado se haya podido ver afectado por las precipitaciones ocurridas unos días antes. El E_{v1} se incrementó desde los 57 MPa (2^{do} día) hasta 89 MPa en tan sólo 21 días. Esa tendencia creciente continuó produciéndose durante los 91 días que duró la monitorización, alcanzando a esa edad un E_{v1} de 146 MPa, por lo que se estima que incluso podría continuar aumentando más allá de los 3 meses.

La coronación de ambos terraplenes alcanzó prácticamente, a la edad de 90-91 días, el mismo módulo de compresibilidad en el primer ciclo de carga (E_{v1}) (VZ07: ≈ 150 MPa y VC03: 146 MPa). No obstante, transcurrieron períodos de tiempo diferentes hasta que la coronación de uno y otro terraplén alcanzaron el módulo final de compresibilidad en el primer ciclo de carga, esto es, el que se midió a la edad de 90-91 días. En efecto, el incremento más significativo registrado en la coronación del terraplén VZ07 se produjo durante los 20 primeros días, coincidiendo asimismo con la edad en la que se estabilizó la reducción de la humedad, mientras que en la del VC03 dicho incremento se desarrolló de forma lenta durante los 91 días de su monitorización.

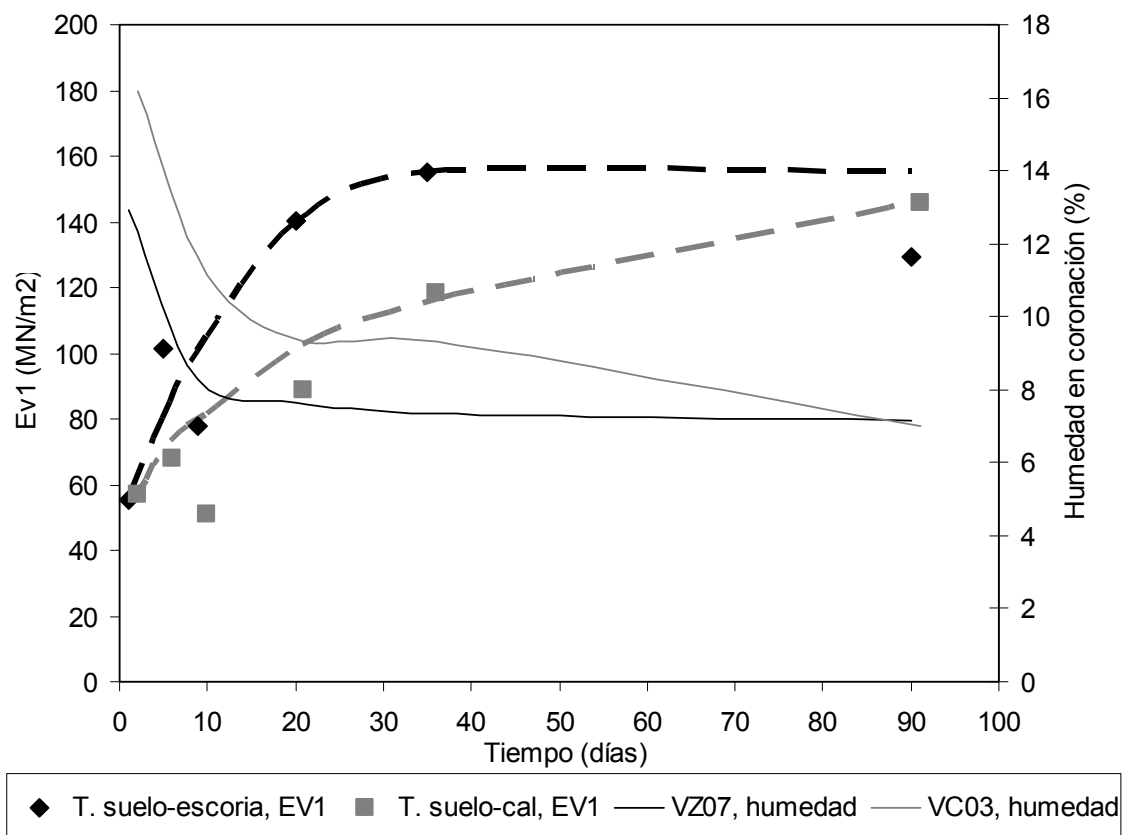


Figura 4.49: Evolución temporal del módulo de compresibilidad en el primer ciclo de carga (E_{v1}) medido en la coronación de ambos terraplenes.

El módulo de compresibilidad en el segundo ciclo de carga es indicativo de la calidad del material empleado (Pardo de Santayana, 1993). Las curvas de tendencia de la evolución del módulo de compresibilidad en el segundo ciclo de carga obtenido de ambos terraplenes, son aproximadamente paralelas (ver Figura 4.50). Ambas mezclas registraron significativos incrementos de E_{v2} durante los primeros 35-36 días desde la construcción de los terraplenes. A la edad de 1-2 días se midió en la coronación de

VZ07 y VC03 un E_{v2} de 140 y 84 MPa, el cual se incrementó hasta los 328 y 209 MPa, respectivamente, transcurridos 90-91 días.

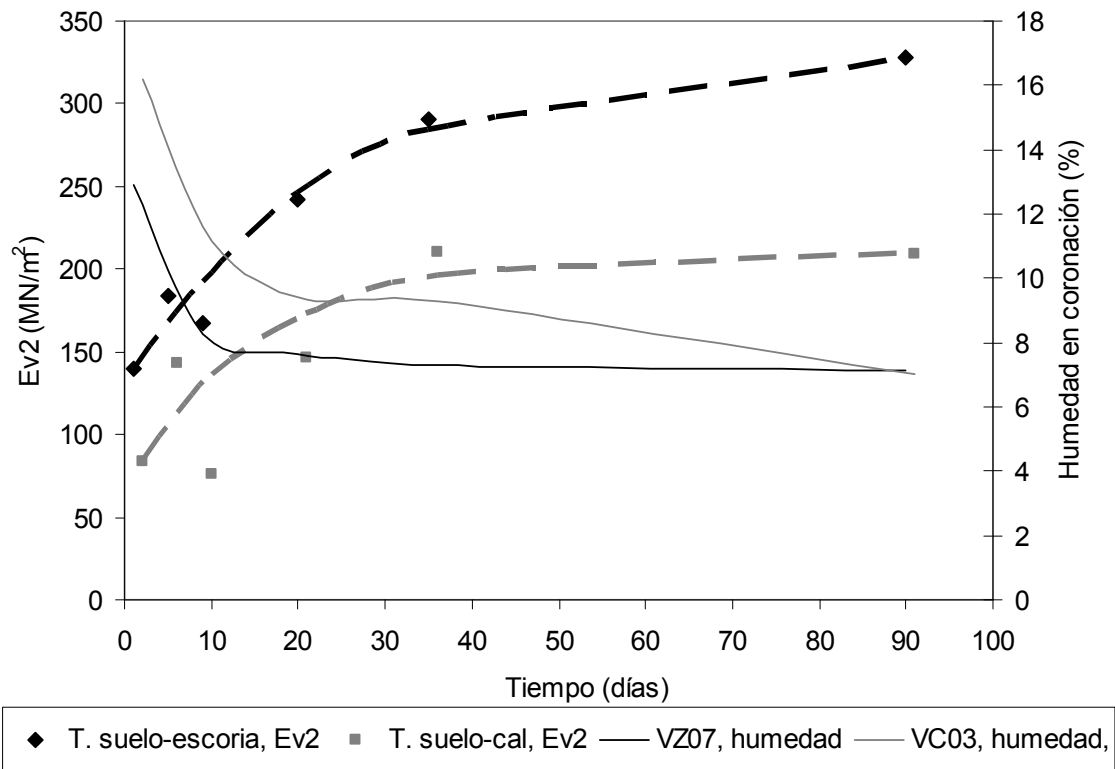


Figura 4.50: Evolución temporal del módulo de compresibilidad en el segundo ciclo de carga (E_{v2}) medido en la coronación de ambos terraplenes.

Compresión simple

En el terraplén de suelo-cal, único en el que fue posible tallar probetas, se hacía la cata justo en el mismo momento en el que era necesario extraer muestras inalteradas desde su núcleo. Se recogía una muestra inalterada con la finalidad de tallar 3 probetas cilíndricas de diámetro y altura de 3,81 y 6,72 cm, respectivamente. Las probetas fueron ensayadas a compresión simple a las siguientes edades de curado: 5, 9, 15, 28 y 90 días, desde la finalización de los terraplenes experimentales. No fue posible ensayarlas en los días previstos, debido a problemas logísticos y a la lejanía entre la obra y el laboratorio.

La evolución de las propiedades resistentes (RCS) y deformacionales (E_{rot} y $E_{50\%rot}$) fue estudiada calculando la media de los resultados obtenidos en 3 probetas ensayadas a compresión simple. Las curvas tensión-deformación de la mezcla suelo-cal a diferentes edades pueden verse en la Figura 4.51, apreciándose que antes de los 28 días la

resistencia a compresión simple se encontraba por debajo de 450 kPa, mientras que a la edad de 90 días se alcanzaron valores superiores a 1.200 kPa.

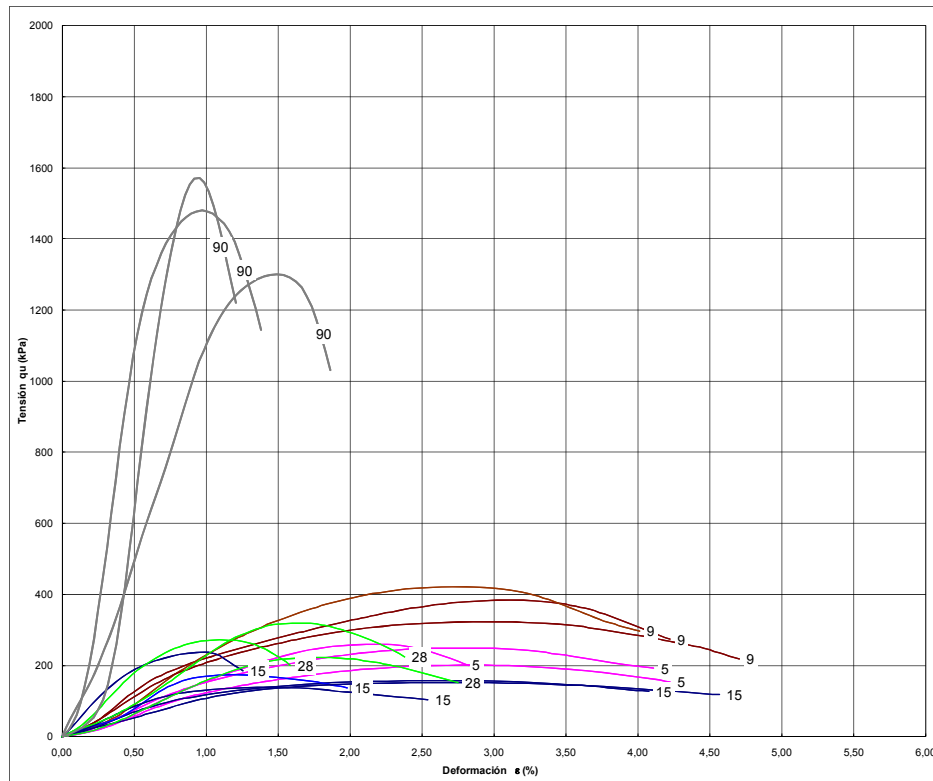


Figura 4.51: Tensión-deformación de las probetas recogidas del núcleo del terraplén suelo-cal ensayadas diferentes edades.

La Tabla 4.28 recoge la resistencia media a compresión simple obtenida a diferentes edades en el núcleo del terraplén VC03. La Figura 4.52 relaciona la densidad seca alcanzada en cada una de las probetas con su correspondiente resistencia a compresión simple.

Observando la figura antes citada no se advierte una buena correlación entre la resistencia a compresión simple y el tiempo de curado, tal y como sí existía entre ambos parámetros en los ensayos de laboratorio. Aunque se alcanzó un incremento de la resistencia media a compresión simple de las probetas ensayadas a 5 y 9 días (237 y 376 kPa, respectivamente), se registró un descenso a la edad de 15 días (157 kPa). En el laboratorio se pueden controlar adecuadamente los factores que influyen en las propiedades resistentes y deformacionales (tales como peso específico seco, humedad de fabricación, humedad al momento del ensayo, homogeneidad de la muestra, etc.), mientras que en el campo, en ocasiones, resulta difícil hacerlo.

Tabla 4.28: Evolución temporal de la resistencia media a compresión medida a diferentes edades de curado de muestras recogidas del núcleo del terraplén de suelo-cal.

Tiempo de curado (días)	VC03		
	RCS (kPa)	SDOM (kPa)	CV (%)
5	237	14	6
9	376	22	6
15	157	8	5
28	304	12	4
90	1.450	61	4

RCS: Resistencia media a compresión simple

SDOM: *Standard deviation of the mean*. Error estándar de la media aritmética.

CV: Coeficiente de variación

Por tanto, se puede indicar que, en edades menores a 28 días, existe una elevada influencia de la densidad seca en la resistencia a compresión simple (ver Figura 4.52), mientras que a 90 días prácticamente ésta desaparece, estando en este último casi gobernada por las reacciones de cementación. Las densidades secas medidas en las probetas ensayadas antes del primer mes de curado presentaron un rango comprendido entre 15,5 y 18,0 kN/m³, mientras que a la edad de 3 meses aquella fue prácticamente de 16,5 kN/m³. Por ello se puede indicar que la resistencia a compresión simple -obtenida a la edad de 90 días- es mayor que a edades más tempranas, independientemente de la densidad seca.

La humedad media de las probetas estuvo comprendida entre 11,6 y 16,6 % pudiendo verse en el anejo II el detalle de los resultados. Es decir, el rango de humedades en esta serie es de 5 %. Cabe recordar que un suelo con la misma densidad seca alcanza decrecientes valores de resistencia a compresión simple a medida que se incrementa su humedad, sin embargo, en este caso, las probetas con mayor humedad media (16,6 %) fueron las ensayadas a 90 días. Nuevamente se nota la influencia de las reacciones de cementación desarrolladas por la cal.

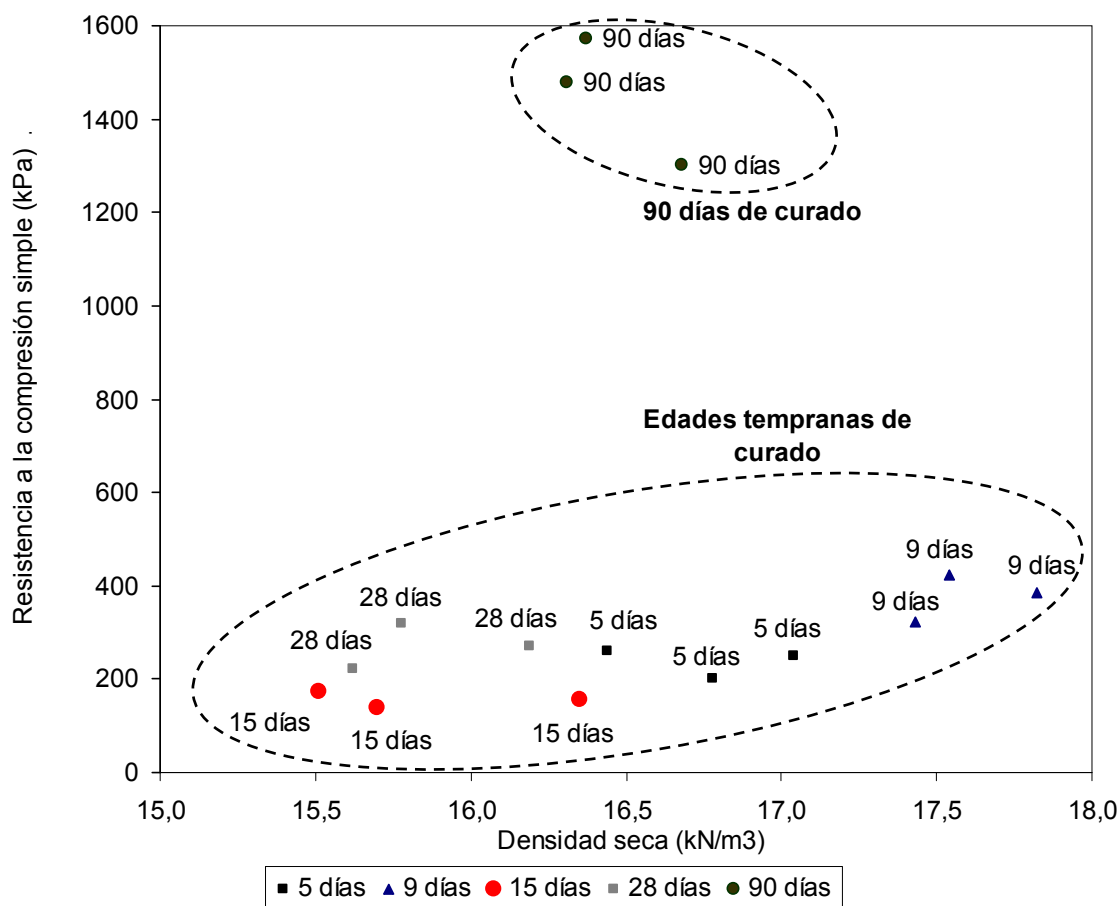


Figura 4.52: Relación entre la densidad seca y la resistencia a compresión simple de probetas ensayadas a diferentes edades obtenida del núcleo del terraplén de suelo-cal.

El módulo secante de deformación en rotura (E_{rot}), y el medido en el momento en el que se produce una tensión del 50% de ésta ($E_{50\%rot}$) en las probetas de suelo y cal (VC03), se recogen en la Tabla 4.29 y Tabla 4.30, respectivamente. La relación entre cada uno de los módulos (E_{rot} y $E_{50\%rot}$) y su correspondiente valor de densidad seca puede verse en la Figura 4.53 y en la Figura 4.54, respectivamente. Nuevamente se advierte una tendencia similar a la observada en la resistencia a compresión simple, es decir, las probetas curadas en un lapso de tiempo menor a los 28 días presentan una elevada influencia de la densidad seca.

Tabla 4.29: Módulo medio de deformación en rotura (E_{rot}) medido en el ensayo de compresión simple efectuado sobre probetas recogidas en el núcleo del terraplén de VC03.

Tiempo de curado (días)	VC03		
	E_{rot} (kPa)	$SDOM$ (kPa)	CV (%)
5	94	14	14
9	129	14	10
15	98	23	24
28	211	19	9
90	1.350	242	17

E_{rot} : Módulo secante de deformación en rotura

$SDOM$: *Standard deviation of the mean*. Error estándar de la media aritmética.

CV: Coeficiente de variación

Tabla 4.30: Módulo medio de deformación al 50% de la tensión de rotura ($E_{50\%rot}$) medido en el ensayo de compresión simple efectuado sobre probetas recogidas en el núcleo del terraplén de VC03.

Tiempo de curado (días)	VC03		
	$E_{50\%rot}$ (kPa)	$SDOM$ (kPa)	CV (%)
5	155	11	7
9	232	4	0,2
15	158	10	24
28	239	58	24
90	1.478	264	18

$E_{50\%rot}$: Módulo secante de deformación a una tensión del 50% de la de rotura

$SDOM$: *Standard deviation of the mean*. Error estándar de la media aritmética.

CV: Coeficiente de variación

Las reacciones de cementación desarrolladas entre el suelo y la cal producen una reducción de la deformabilidad en las probetas con el tiempo de curado, siendo en este caso muy notorio a la edad de 90 días.

El módulo medio en rotura (E_{rot}), mínimo y máximo, obtenido en el núcleo de VC03 fue de 94 y 1.350 kPa, mientras que el medido a la tensión del 50 % de la de rotura ($E_{50\% rot}$) alcanzó unos valores de 155 y 1.478 kPa, respectivamente.

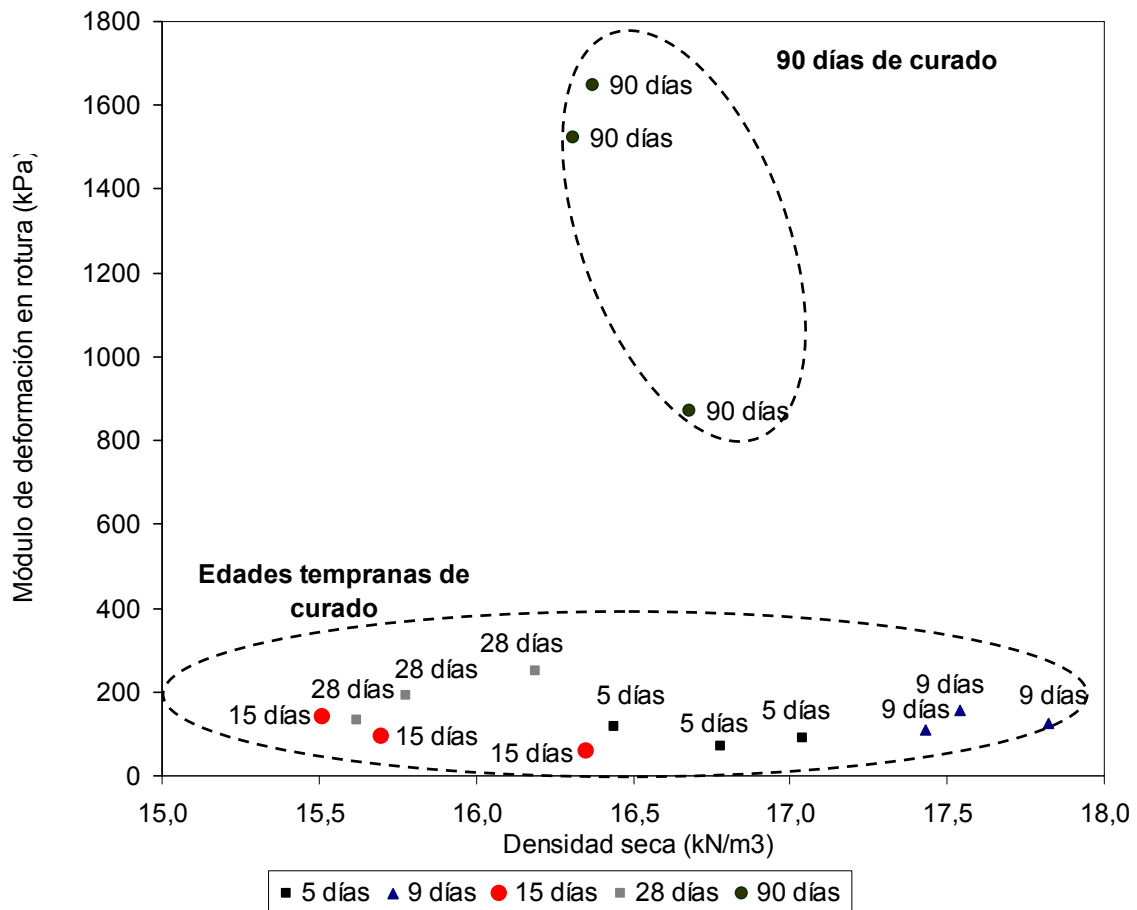


Figura 4.53: Relación entre la densidad seca y el módulo secante de deformación en rotura obtenido del ensayo de compresión simple desde probetas inalteradas recogidas desde el núcleo del terraplén de suelo-cal.

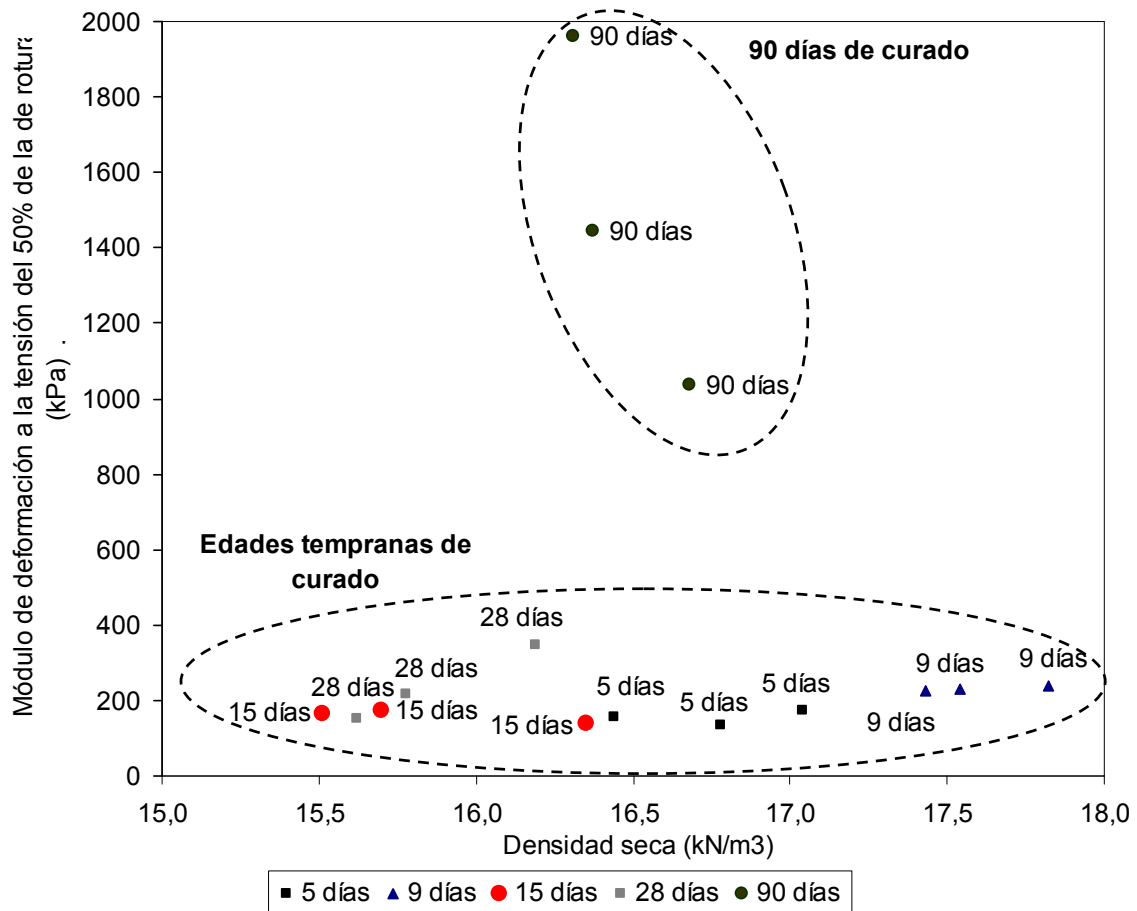


Figura 4.54: Relación entre la densidad seca y el módulo secante de deformación al 50% de la tensión de rotura obtenido del ensayo de compresión simple en probetas inalteradas talladas en los bloques extraídos del núcleo del terraplén de suelo-cal.

Las probetas ensayadas a compresión simple fueron talladas a partir de los bloques extraídos del núcleo del terraplén VC03, habiéndose observado varios defectos, tales como homogeneidad reducida, planos de debilidad, etc., cuyos efectos podrían haberse reducido mediante la realización de ensayos triaxiales no saturados no confinados (UU).

Compresión triaxial

Las probetas del ensayo de compresión triaxial se tallaron en los mismos bloques extraídos del terraplén VC03 que se emplearon para la compresión simple. Tres probetas fueron talladas, saturadas y consolidadas, antes de aplicarles el desviador correspondiente. Las siguientes figuras (Figura 4.55 y Figura 4.56) muestran cómo varía la tensión desviadora con la deformación axial de las probetas ensayadas a compresión triaxial a la edad de 9 y 95 días, respectivamente. Las probetas fueron

consolidadas a las presiones de confinamiento (σ_3): 50, 150 y 300 kPa, usualmente empleadas para estudiar la resistencia de suelos, y rotuladas con los números 1, 2 y 3 en las figuras antes citadas, respectivamente.

LA VC03 ensayada a 9 días presenta la tendencia típica de un suelo natural (ver Figura 4.55): a medida que aumenta la tensión de confinamiento, aumenta también la tensión desviadora máxima. En efecto, las tensiones de confinamiento de 50, 150 y 300 kPa produjeron una tensión desviadora máxima de 125, 200 y 235 kPa, respectivamente.

En cambio, en el ensayo realizado a la edad de 95 días sucedió algo totalmente diferente (ver Figura 4.56). La presión de confinamiento (σ_3) apenas tuvo influencia en la tensión desviadora máxima aplicada, registrando todas las probetas un resultado que se encuentra en el rango 1.050-1.200 kPa. La cementación desarrollada a esa edad fue tan elevada, que el núcleo del terraplén VC03 mostró un comportamiento más típico de suelo duro/roca blanda. Habría sido interesante haber estudiado la resistencia de esta mezcla a presiones de confinamiento que hubieran producido cambios en la tensión desviadora. No obstante, la muestra recogida desde el núcleo del terraplén se disgregaba con extrema facilidad –debido a la elevada rigidez alcanzada por las muestra a esta edad- por lo que el material se agotó rápidamente, no pudiendo efectuarse más ensayos.

Las tensiones desviadoras máximas alcanzadas en el ensayo triaxial a la edad de 95 días (1.050- 1.200 kPa), se parecieron bastante a la resistencia media a compresión simple obtenida a la edad de 90 días (1.450 kPa), y ello a pesar de las diferencias entre uno y otro ensayo. A este respecto, cabe recordar que una de ellas es que las probetas del triaxial están saturadas, mientras que las de compresión simple tienen la humedad natural. Otra diferencia es la presión de confinamiento: en el triaxial se aplican tres presiones diferentes (habitualmente 50, 150 y 300 kPa), mientras que en la compresión simple no hay confinamiento. Aún así, y de que en el capítulo 3 se mostró la relación directa entre resistencia a compresión simple y humedad, se observó la citada coincidencia entre la tensión desviadora máxima y la resistencia a compresión simple ensayadas a la edad de 90-95 días.

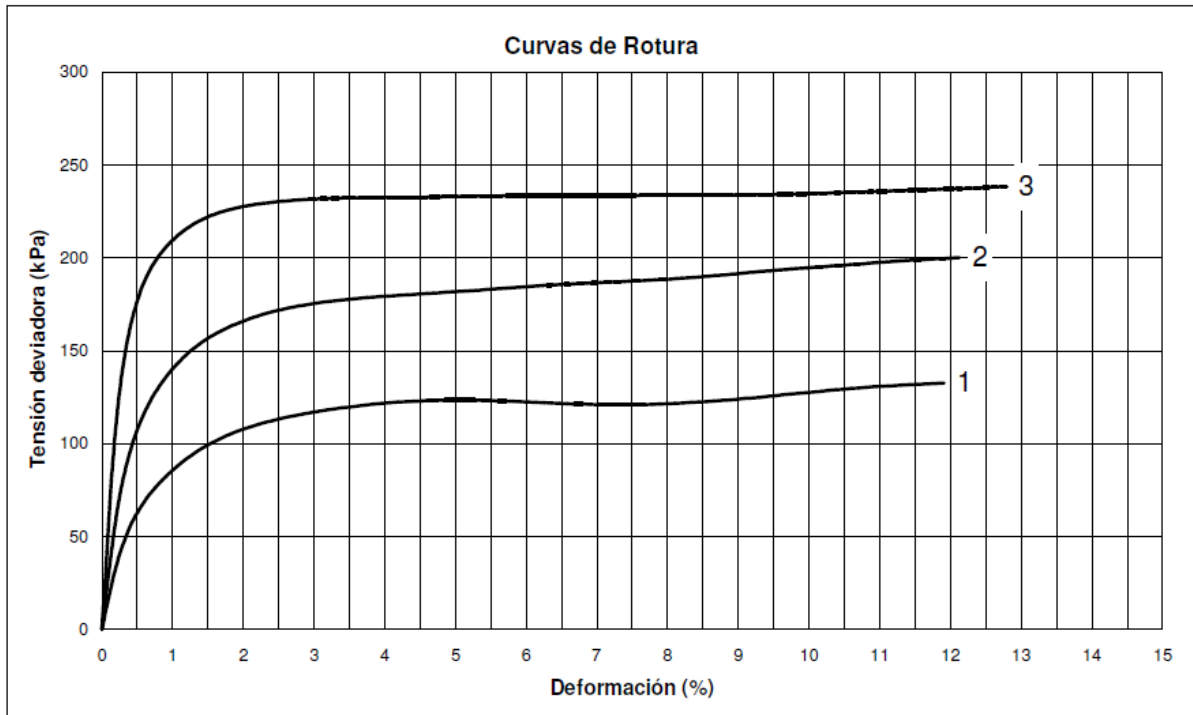


Figura 4.55: Variación de la tensión desviadora con respecto a la deformación axial de las probetas de compresión triaxial de VC03 ensayadas a la edad de 9 días.

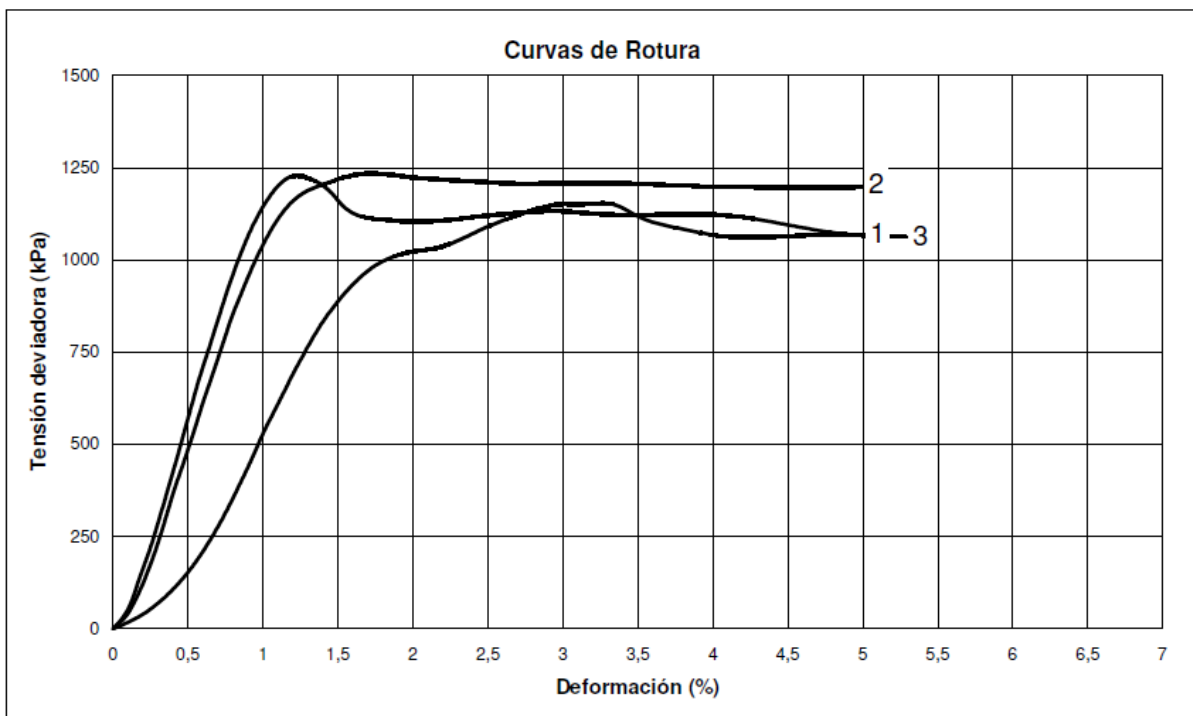


Figura 4.56: Variación de la tensión desviadora con respecto a la deformación axial de las probetas de compresión triaxial de VC03 ensayadas a la edad de 95 días.

Las trayectorias de tensiones obtenidas en las probetas VC03 ensayadas a la edad de 9 y 95 días pueden verse en la Figura 4.57 y la Figura 4.58, respectivamente. En el eje

de abscisas y ordenadas se muestran respectivamente: p' ($\frac{1}{2} * [\sigma_1' + \sigma_3']$) y q ($\frac{1}{2} * (\sigma_1' - \sigma_3')$).

A la edad de 9 días se obtuvieron parámetros resistentes (ϕ : 27° y c : 15 kPa) que corresponden a una arcilla de consistencia medianamente compacta, mientras que los resultados a la edad de 95 días son más bien propios de un suelo duro/ roca blanda. Dada la nula influencia de la presión de confinamiento en la tensión desviadora, no fue posible determinar los parámetros resistentes en la mezcla VC03 a tres meses de curado. En todo caso se advierte que la presión de confinamiento se incrementó significativamente en el núcleo del terraplén VC03, habiendo transcurrido algo más de 3 meses desde su construcción.

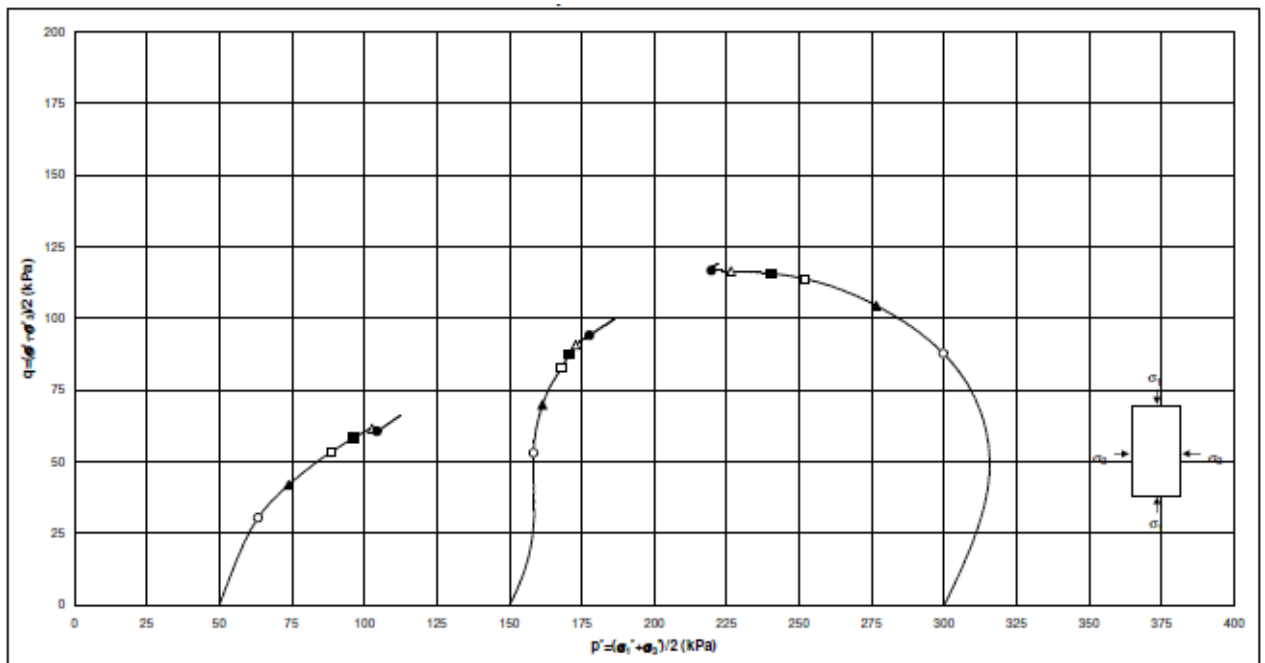


Figura 4.57: Trayectorias de tensiones del ensayo de compresión triaxial de una muestra de VC03 ensayada a la edad de 9 días.

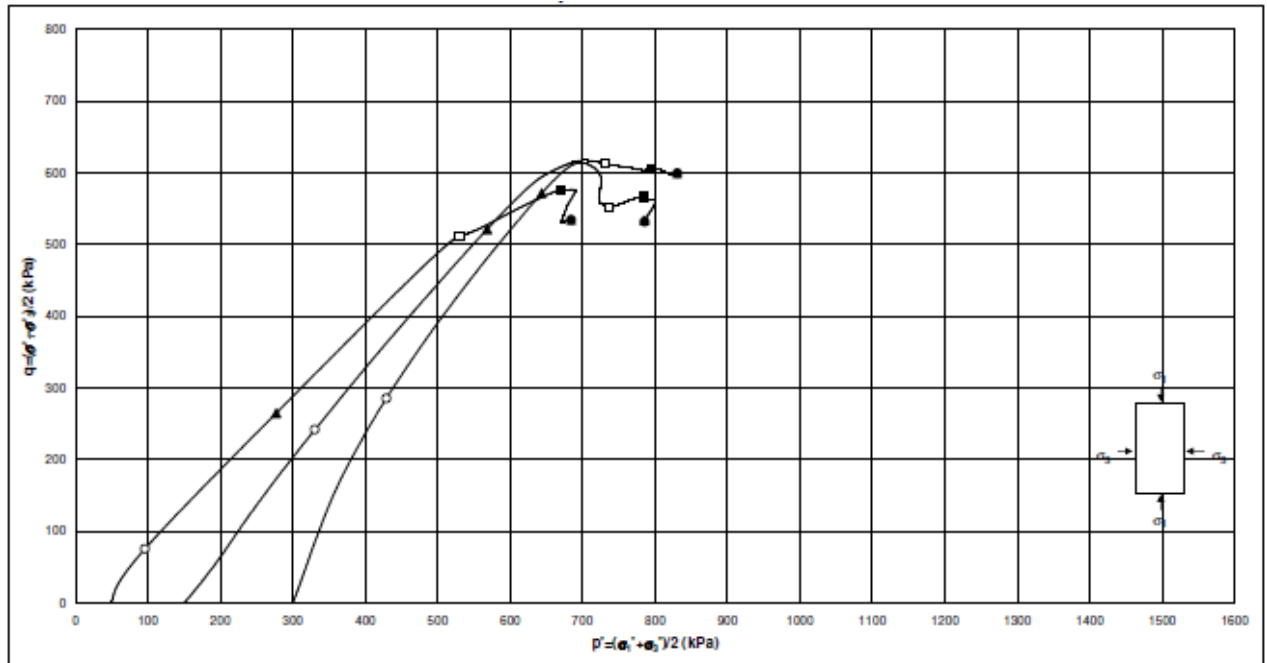


Figura 4.58: Trayectorias de tensiones del ensayo de compresión triaxial de una muestra de VC03 ensayada a la edad de 95 días.

Penetrómetro dinámico

Debido al cambio de suelo ocurrido en el terraplén de suelo y escoria, la evolución de las propiedades mecánicas de esta mezcla tuvo que ser estimada mediante la realización del ensayo de penetración dinámica superpesada (DPSH) efectuado a varias edades, dado que, inicialmente, estaba previsto medir dicha evolución mediante los ensayos de compresión simple y triaxial. Debido a que el ensayo de penetración fue incluido en la investigación como consecuencia de la imposibilidad de recoger muestras desde el núcleo del terraplén VZ07, es por lo que las edades de curado no coincidieron con las de los ensayos de laboratorio. Así, se efectuó el ensayo de penetración en el terraplén VZ07 a las edades de 14, 28 y 89 días, mientras que en el VC03 se hizo a 15, 29 y 90 días, siguiendo en ambos casos el procedimiento de la norma UNE 103 801.

Los ensayos de penetración dinámica superpesada (DPSH) se realizaron con un equipo marca “SUNDA” (ver Figura 4.59). La Figura 4.60 muestra la puntaza cónica entrando en la coronación del terraplén de suelo-escoria.



Figura 4.59: Penetrómetro marca “SUNDA” ubicado en la coronación del terraplén de suelo-escoria durante la realización del ensayo de penetración dinámica DPSH.



Figura 4.60: Penetración de los primeros centímetros de la puntaza cónica en la coronación del terraplén de suelo-escoria.

Este ensayo tiene por objeto determinar la resistencia del terreno a la penetración de un cono cuando es golpeado según el procedimiento establecido y se emplea habitualmente en suelos granulares.

El ensayo consiste en contabilizar el número de golpes por cada 20 cm de hincada de la punta cónica en el terreno. Adicionalmente, cada metro se mide el par de rotación del tren del varillaje con la llave dinamométrica. La energía para que penetre el varillaje es aplicada dejando caer libremente una maza de 63,5 kg desde una altura de 75 cm. Para evitar la perturbación entre ensayos, estos se separaron entre sí una distancia en planta igual o superior a 1,5 m.

La norma UNE 103 801 señala que la utilización de este ensayo permite:

- Determinar la resistencia a la penetración dinámica de un terreno.
- Evaluar la compacidad de un suelo granular. Cuando el suelo contenga partículas de tamaños superiores a 6 mm, que obstaculicen la penetración del cono en el terreno, el resultado de la prueba puede no ser representativo.
- Investigar la homogeneidad o anomalías de una capa de suelo.
- Comprobar la situación en profundidad de una capa cuya existencia se conoce.

En este caso se pretendió evaluar el incremento de la resistencia a la penetración producido por las reacciones cementantes desarrolladas por los estabilizadores.

Existen varios criterios indicados en la norma UNE 103 801 que señalan cuándo se debe dar por finalizada la prueba de penetración. En este caso, todos los ensayos se dieron por concluidos al alcanzar la profundidad correspondiente a la altura del terraplén.

En la coronación de cada terraplén se efectuaron 12 ensayos de penetración DPSH durante su monitorización, distribuidos en tres edades: 14-15, 28-29 y 89-90 días. En general, los valores obtenidos en un mismo terraplén y edad presentaron una reducida dispersión, pudiendo verse las curvas de cada ensayo en el anejo II. Por cada edad se efectuaron 4 ensayos de penetración, registrando el número de golpes medio (N_{20}) por cada 20 cm de profundidad del terraplén.

La Figura 4.61 (a) y la Figura 4.61 (b) muestran el resultado del ensayo de penetración DPSH efectuado a diferentes edades en los terraplenes de suelo-escoria y suelo-cal,

respectivamente. La curva de trazo grueso y continuo corresponde al número de golpes (N_{20}) registrado a diferentes profundidades en los terraplenes.

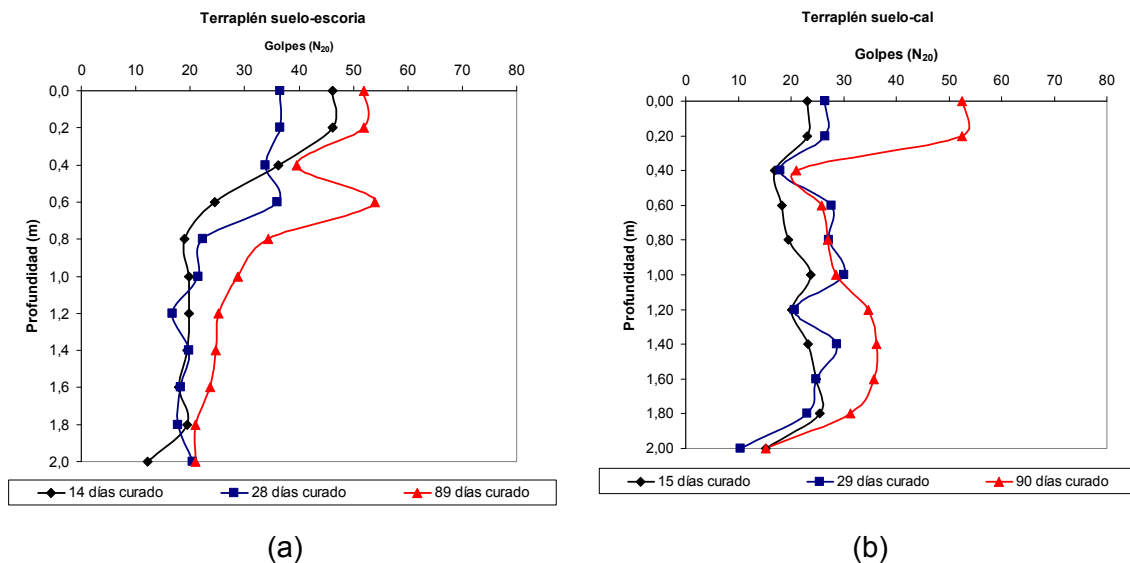


Figura 4.61: Resultado del ensayo de penetración realizado a las edades de 14-15, 28-29 y 89-90 días desde la construcción de los terraplenes: (a) suelo-escoria, y (b) suelo-cal.

Analizando los penetrómetros registrados en el terraplén de suelo-escoria se distinguen 2 capas:

- Costra superficial: Espesor aproximado entre 40 y 60 cm. Se apreció una alta resistencia a la penetración ($N_{20} > 30$), debida a la desecación superficial. La evolución temporal del contenido de agua producido en coronación fue comentada anteriormente.
- Núcleo: Ubicado por debajo de la costra superficial, se extiende hasta el cimiento del terraplén, con un espesor aproximado de 1,2 a 1,4 m. Más adelante se mostrará la evolución temporal del número de golpes N_{20} de esta capa.

En el terraplén de suelo-cal se detectaron 3 capas, que se describen a continuación:

- Costra superficial: Espesor aproximado de 40 cm. También se habría producido por la desecación de la capa superficial. A 15 y 29 días de curado se registraron similares números de golpes ($23 < N_{20} < 27$). A la edad de 90 días se apreció un notable aumento del N_{20} con respecto a las edades anteriores, obteniéndose un valor medio de 52.

- Núcleo: Situado entre las cotas 0,4 y 1,8 m, por tanto, con un espesor aproximado de 1,2 m. La evolución temporal del número de golpes N_{20} de esta capa se comentará más adelante.
- Cimiento: Últimos 20 cm del terraplén, ubicado entre la cota 1,8 y 2,0 m. Posiblemente esta capa no forme parte del terraplén de suelo-cal, sino que sea parte de su cimiento. Baja resistencia a la penetración ($N_{20} \approx 14$).

La cota inicial y final, así como el número medio de golpes N_{20} , a diferentes edades de las capas registradas en los terraplenes experimentales pueden verse en la Tabla 4.31.

Tabla 4.31: Número de golpes, N_{20} , registrado en las capas de los terraplenes experimentales a diferentes edades de curado.

Capa	VZ07					VC03				
	Cota	Cota	N_{20} media			Cota	Cota	N_{20} media		
	inicial	final	14	28	89	inicial	final	15	29	90
	(m)	(m)	días	días	días	(m)	(m)	días	días	días
Costra superficial	0,0	0,6	38	36	49	0,0	0,4	21	14	42
Núcleo	0,6	2,0	18	20	26	0,4	1,8	22	26	31
Cimiento	-	-	-	-	-	1,8	2,0	15	11	15

A continuación se comenta la evolución del número de golpes (N_{20}) en el núcleo de los terraplenes, es decir: en el de suelo-escoria entre las cotas 0,8 y 2,0 m y en el de suelo-cal de 0,6 a 1,8 m. La intención inicial era correlacionar empíricamente el número de golpes con la resistencia a la compresión simple, pero dado que no fue posible realizar este último ensayo, no se ha podido llevar a cabo el citado propósito.

La Figura 4.62 (a) y la Figura 4.62 (b) muestran el número de golpes a diferentes edades de curado en el núcleo del terraplén de suelo-escoria y suelo-cal, respectivamente. Todos los registros de número de golpes, obtenidos en el núcleo de los terraplenes, han sido representados en las figuras antes citadas, trazando la curva de evolución temporal uniendo los valores medios de cada edad.

El núcleo del terraplén de suelo-escoria presenta un leve incremento en el número medio de golpes, entre 15 y 28 días de curado, así como entre 28 y 90 días. En todo caso se observó que durante todo el periodo de monitorización se produjo un incremento constante del número de golpes (N_{20}) y que la tendencia de la curva indica que continuaría aumentando a edades superiores a 90 días.

El número de golpes del núcleo del terraplén de suelo-cal aumentó más rápidamente, entre las edades de 15 y 29 días, que en el caso de la otra mezcla. A edades mayores continuó dicho incremento, pero a una velocidad inferior a la desarrollada anteriormente. En esta mezcla también se estima que en edades superiores a los 90 días se registrarían aumentos en la resistencia a la penetración.

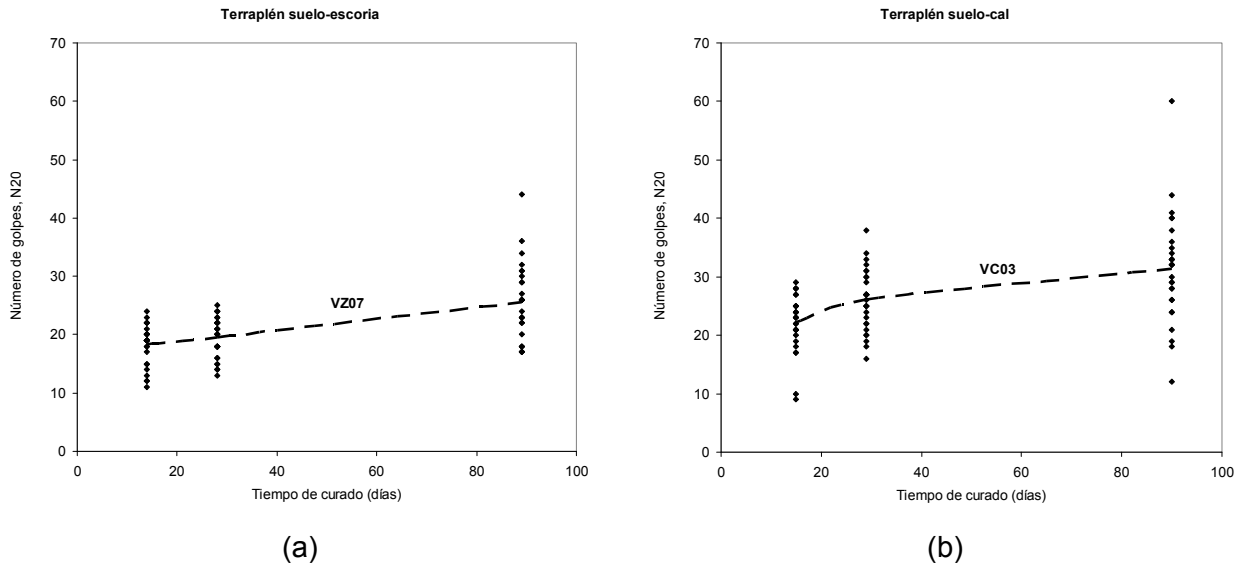


Figura 4.62: Evolución temporal de la resistencia a la penetración en el núcleo de los terraplenes experimentales: (a) suelo-escoria, y (b) suelo-cal.

La Figura 4.63 muestra la evolución media del número de golpes en el núcleo del terraplén de suelo-escoria (curva color negro) y en el de suelo-cal (curva color gris).

La curva media de la resistencia a la penetración de la mezcla VC03 va en todo momento por encima de la VZ07. Era esperable que la utilización de un suelo predominantemente granular en la construcción del terraplén de suelo-escoria, produjera a edades tempranas una mayor resistencia a la penetración que el de suelo-cal, debido a que aún no comienzan a desarrollarse las reacciones cementantes. No obstante, las partículas gruesas del suelo empleado en la mezcla VZ07 no produjeron el efecto esperado, ya que la resistencia a la penetración de VZ07 es menor que la de VC03 en edades tempranas.

Además, la mezcla VC03 habría desarrollado una mayor cantidad de reacciones cementantes que la VZ07, incrementándose de forma más elevada la resistencia a la penetración. Hay que señalar que, muy probablemente, no habría sido así si el suelo de la mezcla VZ07 hubiese sido el que se ensayó en el laboratorio, o en todo caso, hubiese presentado mayor porcentaje de fracción arcillosa.

Independientemente de que se haya utilizado un suelo con diferente granulometría en uno y otro terraplén, y que se haya alcanzado un desigual desarrollo de las reacciones cementantes, a la edad de 90 días se registró, aproximadamente, el mismo número de golpes en el núcleo de ambos terraplenes. Es decir, la adición de un 3 % de cal dio lugar, a la edad de 90 días, a una resistencia a la penetración similar a la que origina un 6 % de escoria. Hay que recordar que no se ha estudiado qué sucede a edades superiores.

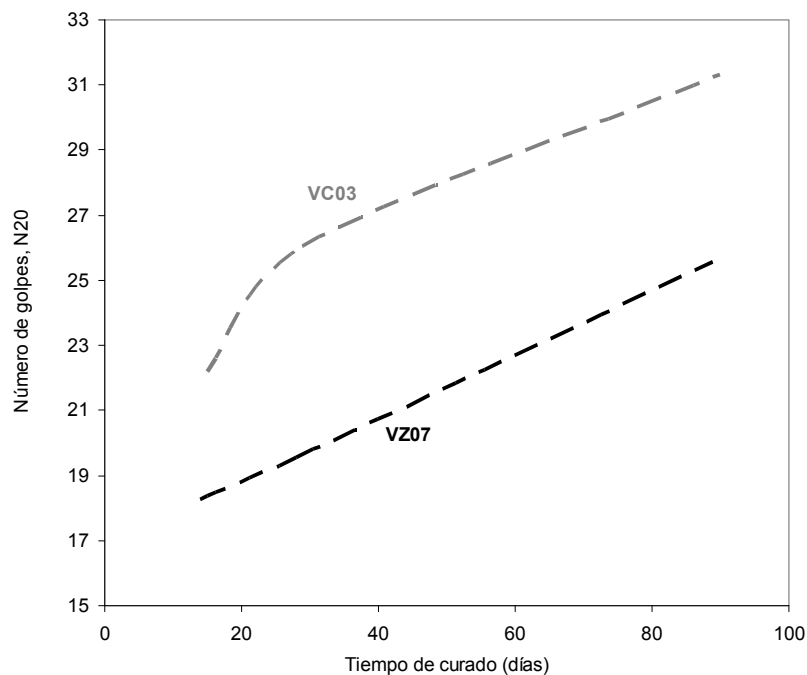


Figura 4.63: Evolución del número medio de golpes en el núcleo del terraplén de suelo-escoria y de suelo-cal.

4.3.4 Estabilidad volumétrica de los terraplenes experimentales

Introducción

La estabilidad volumétrica de un terraplén de suelo-escoria se debería estudiar monitorizando los movimientos verticales producidos en la coronación durante al menos 1 año. Así podrían ser observadas las reacciones de hidratación a largo plazo que, en su caso, tendrían lugar en dicha mezcla. Sin embargo, en esta investigación no

ha sido posible extender las mediciones durante tanto tiempo, pudiéndose tan sólo registrar los movimientos ocurridos durante 90 días.

El objeto de esta parte de la investigación es:

- (i) determinar el hinchamiento susceptible de producirse en los materiales constitutivos de dichos terraplenes, teniendo como referencia el 0,5 % admitido por la norma ASTM D 2940 "*Graded Aggregate Material for Bases or Subbases for Highways or Airports*". En esta investigación no se han medido los efectos producidos por las reacciones de hidratación y carbonatación, por lo que el hinchamiento registrado debería ser menor de dicho valor. Considerando una altura de terraplén de 2 m, y un porcentaje de hinchamiento máximo de 0,5 %, se quiere comprobar que en la coronación de los terraplenes se ha producido un movimiento máximo de 10 mm.
- (ii) determinar el asiento de la cimentación de los terraplenes.

El hinchamiento ha sido determinado relacionando los movimientos verticales medidos en la coronación con la altura del terraplén en el momento de la realización de las lecturas, considerando los asentamientos producidos, para así definir la altura en todo momento.

Recursos utilizados

A continuación se relaciona el instrumental empleado en la realización de las lecturas topográficas:

- taquímetro electrónico "Leica", modelo TCM1103 (estación total) con precisión angular mínima ($\square_{DIN17123}$) 3"
- bases topográficas de referencia (BR_1 y BR_2) con elementos de centrado forzoso
- 18 placas de señalamiento de los puntos de control de hinchamiento (PCH_i)
- reflector "Leica" modelo GPR121 montado sobre jalón con nivel (8")

Las mediciones de los asientos de la cimentación del terraplén fueron realizadas mediante el equipo de línea continua de asiento. En la cimentación de cada terraplén se instalaron dos tuberías, ubicadas transversalmente al eje y separadas unos 10 m, por donde se tendió la línea continua de asiento (ver Figura 4.30).

Las placas de control del hinchamiento eran de acero, cuadradas, de 25 mm de lado y 8 mm de espesor.

Procedimiento

A continuación se describe el procedimiento de medida de las líneas continuas de asiento y el de los puntos de control de hinchamiento.

El método para efectuar las medidas con el equipo de línea continua de asiento, fue el siguiente:

1. Determinación de la cota del clavo de referencia antes de comenzar la medición. El calibrado del equipo de línea continua de asiento consistió en colocar el torpedo de lectura junto al citado clavo, estableciéndose así la altura de referencia (cota: 0,0 m).
2. Finalizada la operación anterior, se introduce el torpedo en la tubería hasta alcanzar el extremo opuesto del terraplén. El torpedo se recoge metro a metro registrando su cota, cuyo “cero” viene fijado por el clavo de referencia. Al alcanzar nuevamente el inicio de la tubería, el torpedo se ubica nuevamente junto al clavo de referencia, para comprobar que no se han producido desviaciones apreciables.

El procedimiento para la realización de las lecturas topográficas fue el siguiente:

1. Finalizada la construcción de cada terraplén, y tras la colocación de los elementos de señalamiento de los PCH, se situó el taquímetro sobre la placa de apoyo para, a continuación, colocarlo en disposición de medir.
2. Situados los prismas sobre cada uno de los puntos de señalamiento, se procedió a efectuar la lectura topográfica, tanto en círculo directo (CD) como en inverso (CI). Ordenadamente se realizaron las lecturas de los prismas.
3. Se colocaron, consecutivamente, los prismas disponibles sobre cada uno de los elementos de señalamiento de los PCH a observar (9 por terraplén: PCH₁, PCH₂... PCH₉) (ver Figura 4.65).
4. Se posicionaron después los prismas de acuerdo con el orden que se indica a continuación: PCH₁/CD, PCH₂/CD, PCH₃/CD, PCH₃/CI, PCH₂/CI, PCH₁/CI; y se repitió el proceso completando dos series.

5. A continuación se trasladaron los prismas a las posiciones de los PCH numerados de 4 a 6 y se observaron éstos siguiendo la misma pauta establecida: PCH₄/CD, PCH₅/CD, PCH₆/CD, PCH₆/CI, PCH₅/CI, CH₄/CI; completándose igualmente dos series.
6. Por último, se colocaron los prismas en las posiciones de los PCH numerados de 7 a 9 y se observaron éstos, siguiendo de nuevo la misma pauta establecida: PCH₇/CD, PCH₈/CD, PCH₉/CD, PCH₉/CI, PCH₈/CI, PCH₇/CI; y completando igualmente dos series.
7. Este procedimiento se efectuó en los dos terraplenes en las edades previstas.

Trabajos realizados

A continuación se describen las consideraciones previas tenidas en cuenta en la monitorización de los terraplenes:

1. Las fechas en las que se finalizó la construcción de los terraplenes de suelo-cal y suelo-escoria fueron, respectivamente, el 10 y el 11 de mayo del año 2.011.
2. La primera medición topográfica fue llevada a cabo a los 2 y 3 días de curado en los terraplenes VZ07 y VC03, respectivamente.
3. Una ligera diferencia en la precisión de las cotas –aunque considerada insignificante con respecto a la requerida– se produjo, presumiblemente, al estar ubicadas las bases de referencia de uno y otro terraplén (BR₁ y BR₂) a una distancia diferente de los puntos de control de hinchamiento (ver Figura 4.64).

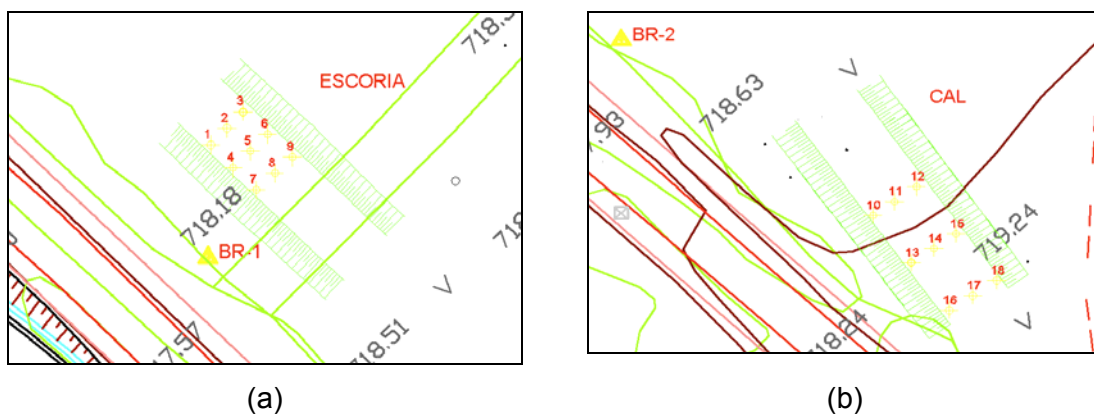


Figura 4.64: Ubicación de las bases de referencia (BR) y los puntos de control del hinchamiento (PCH) de los terraplenes: (a) suelo-escoria, y (b) suelo-cal.

4. Algunas placas de control de hinchamiento se desplazaron solidariamente con la superficie de la coronación del terraplén (ver Figura 4.66 (a)), y otras no (ver

Figura 4.66 (b)). Concluida la monitorización, se examinaron las placas para determinar si habían experimentado desplazamientos no solidarios con la superficie de coronación del terraplén. Los puntos de control de hinchamiento del terraplén de escoria N^{os} 3, 4, 5, 8 y 9 y del terraplén de cal N^{os} 16, 17 y 18 del terraplén de cal, no fueron considerados en el análisis de los resultados por considerarse que su movimiento no había sido solidario con respecto al de la coronación.

La Figura 4.65 muestra la distribución de los puntos de control de hinchamiento del terraplén de suelo-cal, que coincide con la del otro terraplén. En la Figura 4.67 se muestran fotografías del procedimiento de lectura realizado sobre el terraplén de suelo-escoria, pudiendo verse tanto la base de medida (Figura 4.67 (a)) como el posicionamiento del prisma encima del punto de control (Figura 4.67 (b)).



Figura 4.65: Distribución de los puntos de control de hinchamiento del terraplén de suelo-cal.



(a)



(b)

Figura 4.66: Detalle de las placas de control colocadas sobre la coronación del terraplén: (a) desplazamiento solidario, y (b) desplazamiento no solidario.



(a)



(b)

Figura 4.67: Lecturas topográficas realizadas sobre el terraplén de suelo-escoria: (a) momento de la realización de las lecturas, y (b) posicionamiento del prisma encima del punto de control de hinchamiento.

Resultados

Inicialmente estaba previsto realizar mediciones a 0, 7, 14, 28 y 90 días de curado, pero debido a vicisitudes en la obra fue necesario modificarlas. Una campaña de lecturas topográficas realizada sobre ambos terraplenes se efectuaba en menos de un día, por lo que la edad de las lecturas del terraplén de suelo-cal resultó ser un día inferior a las del suelo-escoria. La Tabla 4.32 muestra las edades en las que se efectuaron las lecturas topográficas (LT) y las mediciones con el equipo de línea de asiento (LCA).

Tabla 4.32: Edades en las que se efectuaron las lecturas topográfica de los puntos de control del hinchamiento (LT) y de las medidas de las líneas de asiento (LCA) en los terraplenes de suelo-escoria y suelo-cal.

Terraplén suelo-escoria		Terraplén suelo-cal	
LCA	LT	LCA	LT
1	2	2	3
6	9	7	10
20	16	21	17
56	30	57	31
90	92	91	93

LCA: línea continua de asiento; LT: lecturas topográficas.

Las lecturas topográficas de referencia en el terraplén de suelo-escoria correspondieron a las efectuadas en la 1ª campaña (transcurridos 2 días desde la finalización de su construcción). En cambio, por un error en la ejecución de las lecturas en el terraplén de suelo-cal, fue necesario utilizar como referencia las medidas realizadas en la segunda (transcurridos 10 días desde la finalización de su construcción). Los movimientos verticales máximos y mínimos registrados en los puntos de control de hinchamiento en los terraplenes a cada edad fueron asignados como representativos de la expansión de cada uno de ellos. La Tabla 4.33 recoge tales movimientos registrados en los puntos de control de hinchamiento de ambos terraplenes a diferentes edades.

El movimiento vertical ascendente máximo registrado en el terraplén de suelo-escoria y en el de suelo-cal fue de 2 y 3 mm, correspondiendo a un porcentaje de expansión de 0,10 y 0,15 %, los que fueron registrados a 9 y 93 días desde su construcción, respectivamente.

La línea continua de asiento no es el procedimiento más adecuado para medir los asientos bajo el cimientado de terraplenes que descienden unos pocos centímetros. En efecto, la precisión milimétrica no es la virtud de este procedimiento, sino la reducida incomodidad que se causa a la obra durante la construcción de los terraplenes, así como la facilidad en la ejecución de sus medidas. La utilización de placas de asiento presenta inconvenientes durante la construcción de las tongadas del terraplén, incidiendo en operaciones como el extendido del suelo, la dosificación del estabilizador, la mezcla de los materiales y por último, en su compactación, obteniéndose capas menos homogéneas e irregularmente compactadas. La colocación de las placas de asiento requiere que la maquinaria evolucione con precaución para no romper, doblar o perder la verticalidad de las varillas que se mueven solidariamente con las placas de asiento.

Tabla 4.33: Movimientos verticales ascendentes máximos y mínimos registrados en los puntos de control de hinchamiento de ambos terraplenes.

Campaña	Movimiento vertical ascendente (mm)			
	VZ07		VC03	
	Min.	Max.	Min.	Max.
2 ^a	1	2	M.R.	M.R.
3 ^a	0	1	-1	1
4 ^a	-1	0	-4	-3
5 ^a	-3	0	0	3

M.R.: Medición empleada como referencia: Min.: mínimo; Max.: máximo;

Convenio de signos: hinchamiento: +; asentamiento: -

Finalizado el análisis de los movimientos verticales medidos en los terraplenes mediante los PCH y las líneas de asiento, a continuación se presentan los movimientos horizontales registrados, los que también fueron medidos en los PCH colocados en la coronación de los terraplenes.

Los desplazamientos horizontales (xy) máximos registrados en ambos terraplenes alcanzaron un valor idéntico igual a 4 mm.

En la coronación de ambos terraplenes se advirtió que durante el periodo de monitorización se registraron movimientos tanto de expansión como de asiento (ver Tabla 4.33), obteniéndose como resultado que en los terraplenes de suelo-cal y de

suelo-escoria se registró un hinchamiento máximo de 3 y 2 mm, así como un asiento de 4 y 3 mm, respectivamente.

Los ensayos de laboratorio indican que las mezclas VZ07 y VC03 presentan una reducida expansión potencial (ver Tabla 4.8). No ha sido posible corroborar en esta investigación si ese resultado también se produce en los terraplenes experimentales, dado el reducido tiempo durante el cual se extendió la auscultación, con independencia de que el cambio de suelo de la mezcla con escoria hizo inviable una eventual comparación.

4.4 Análisis de resultados

A continuación se comentan los resultados obtenidos, tanto en el laboratorio como en el campo, con el objetivo de preparar las conclusiones sobre la viabilidad de la utilización de una mezcla de suelo con escoria blanca de acería eléctrica en la construcción de terraplenes.

El análisis efectuado en este apartado se ha dividido en los siguientes ocho puntos: (1) consideraciones generales, (2) control de compactación de los terraplenes y evolución de su densidad y humedad, (3) propiedades mecánicas de la mezcla de suelo y escoria VZ07, (3) propiedades mecánicas de la mezcla de suelo y cal VC03, (4) análisis conjunto de las propiedades mecánicas de ambas mezclas, (5) estabilidad volumétrica en el laboratorio y en el campo, (7) propiedades químico-minerales, y (8) caracterización medioambiental en laboratorio.

4.4.1 Consideraciones generales

Esta investigación se ha realizado a partir de los resultados obtenidos en el laboratorio y en el campo, habiéndose observado una notable diferencia entre los obtenidos en el laboratorio, en el que se pueden controlar adecuada y específicamente los factores que influyen en la propiedad que se quiere medir, y los procedentes de la obra. Como ejemplo puede decirse que para determinar las propiedades resistentes y deformacionales en el laboratorio se pueden controlar, con razonable precisión, propiedades como el peso específico seco, la humedad de fabricación, la humedad al momento del ensayo, la homogeneidad de la muestra, etc., mientras que estos factores no suelen poderse ajustar en el campo.

En la ejecución de los terraplenes experimentales de suelo-cal y de suelo-escoria se empleó un procedimiento constructivo idéntico. Exceptuando la circunstancia del cambio de suelo, el diferente comportamiento observado a la hora de la construcción del terraplén de suelo-escoria con respecto al de suelo-cal, hace pensar que es necesario introducir ciertas variaciones sobre el primero para modificar algunos aspectos, tal como el número de pasadas de la mezcladora.

La dosificación realmente añadida en la construcción del terraplén de suelo-escoria (6%) resultó ser ligeramente inferior a la proyectada, que fue el porcentaje con el cual se efectuaron los ensayos de laboratorio (7%). En cambio, en la mezcla suelo-cal sí se aplicó la dosificación prevista de cal (3%).

El suelo empleado en la construcción del terraplén de suelo-escoria presentó una granulometría más gruesa que el utilizado para el suelo-cal. Ello tuvo como consecuencia que varias propiedades no hayan podido ser estudiadas en la forma que se había previsto hacerlo.

4.4.2 Control de la compactación de los terraplenes y evolución de la densidad seca y la humedad

El control de la compactación de los terraplenes experimentales se llevó a cabo con los ensayos de placa de carga y de densidad in situ. En su momento se valoró la posibilidad de realizar el ensayo de la huella sobre la coronación, pero finalmente fue desestimada debido a las reducidas dimensiones del terraplén, impuestas por condicionantes de la Empresa financiadora del estudio.

El ensayo de placa de carga se realizó en la cimentación y en la coronación de los terraplenes experimentales, aunque este último no fue posible hacerlo el mismo día en que se finalizó la compactación, sino un día después de acabar de construir el terraplén de escoria (VZ07) y dos días después del de cal (VC03). Ambos terraplenes alcanzaron un módulo de compresibilidad en el segundo ciclo de carga (E_{v2}) mayor o igual a 60 MPa, cumpliendo con lo señalado para el E_{v2} en el PG-3. Sin embargo, la relación de módulos (K : E_{v2}/E_{v1}) en la coronación del VZ07 fue superior a 2,2 – considerado como valor mínimo adecuado por el PG-3 para un material compactado-, ya que se alcanzó un K de 2,5, aunque esta relación satisfaría el criterio de compactación basado en el módulo del segundo ciclo de carga (Oteo, 2004). Cabe

señalar, en todo caso, que ambos criterios fueron diseñados para controlar la compacidad de suelos naturales, siendo por tanto una referencia cuando se utilizan otros materiales.

Todas las determinaciones de densidad seca efectuadas en ambas mezclas superaron el 95 % del valor máximo determinado en el ensayo Proctor normal en el laboratorio. No obstante, las determinaciones de densidad-humedad estuvieron por debajo del porcentaje máximo exigido globalmente por el PG-3 (60%) a esas determinaciones.

En la coronación del terraplén construido con la mezcla de suelo y escoria (VZ07) se efectuaron mediciones de densidad seca y humedad en las siguientes edades de curado: 1, 9, 20, 36 y 90 días. La densidad seca fue inicialmente de 18,2 kN/m³, aumentó a 20,2 kN/m³ a los 9 días, para permanecer constante hasta los 36 y experimentar, a 90 días, una difícilmente explicable disminución hasta el valor inicial. La humedad en coronación se redujo en algo más del 60 % como consecuencia de la rápida evaporación ocurrida durante los 9 primeros días, no habiéndose observado influencia reseñable por las precipitaciones meteorológicas.

La densidad seca y humedad de la coronación del terraplén de suelo y cal (VC03) también fueron determinadas a diferentes edades (2, 10, 21, 36 y 91 días). La densidad seca aumentó durante el período de estudio -debido a la hidratación y reacción entre los minerales de suelo y cal-, pasando, por tanto, a formar el agua parte de su estructura interna, mientras que la humedad disminuyó en forma similar a como se observó en el terraplén de suelo-escoria.

4.4.3 Propiedades mecánicas del terraplén de suelo y escoria (VZ07)

Para el estudio de la evolución de las propiedades mecánicas de la mezcla VZ07 se contempló la realización de los siguientes ensayos a diferentes edades:

- Compresión simple de probetas compactadas en el laboratorio
- Ensayos de penetración DPSH
- Placa de carga sobre la coronación

No fue posible tallar probetas desde las muestras inalteradas en bloque que se extrajeron del núcleo del terraplén, ya que, como se recordará, la Empresa cambió

inesperadamente el suelo que debía haberse utilizado en la construcción del terraplén, sustituyéndolo por otro de granulometría gruesa.

La mejora de las propiedades mecánicas de la mezcla suelo-escoria se produce por las reacciones que tienen lugar cuando se combinan ciertos minerales de la escoria con la fracción arcillosa del suelo. Esta reacción se encuentra gobernada principalmente por la capacidad de intercambio catiónico de los minerales de arcilla y la reactividad hidráulica de los de la escoria (Montenegro et al 2012), aspectos que influyen directamente en la magnitud de la mejora. Debido a la reducida porción de fracción arcillosa (partículas inferiores a 0,002 mm) en el suelo empleado en la construcción de este terraplén es por lo que era de esperar que la mineralización fuese débil, resultando un reducido margen de mejora de las propiedades mecánicas.

El mayor incremento de la resistencia a compresión simple de las probetas de VZ07 fabricadas en el laboratorio tuvo lugar en los primeros tres días de curado, ya que la resistencia a compresión simple pasó de 234 kPa a 774 kPa (Tabla 4.9), permaneciendo sensiblemente constante hasta las cuatro semanas, para finalizar con 894 kPa a 90 días.

En el terraplén de suelo-escoria se detectaron dos capas diferentes mediante el ensayo de penetración DPSH: la costra superficial (0,0-0,6 m) y el núcleo (0,6-2,0 m), habiéndose analizado los ensayos realizados a 14, 28 y 89 días desde su construcción. La costra superficial se produjo por la desecación de la coronación del terraplén, que presentó una resistencia mayor que la del núcleo.

El número de golpes (N_{20}) en la costra superficial fue, en todas las edades, superior a la del núcleo. La costra presentó un N_{20} de 38 a 14 días, y de 49 a 89 días, mientras que en el núcleo, a idénticas edades, la evolución fue de 18 a 26 (Tabla 4.31). El empleo de un suelo tan granular en la construcción de este terraplén hacía esperar que el número de golpes, a la edad de 0 días, fuese mayor que si se hubiese utilizado el suelo arcilloso empleado en la construcción del terraplén de suelo-cal, mientras que su evolución en el tiempo sería moderada. Por el contrario, un suelo arcilloso habría favorecido el desarrollo de las reacciones cementantes, responsable de la mejora de las propiedades mecánicas, por lo que posiblemente se habría obtenido una mejora a largo plazo mayor a la finalmente alcanzada, aunque la resistencia inicial habría sido menor.

El número medio de golpes obtenido en el ensayo de penetración superpesada DPSH realizado a las edades de 14, 28 y 89 días en el núcleo del terraplén de suelo y escoria (cotas 0,40-1,80 m) fue de 18, 20 y 26 (Tabla 4.31), respectivamente. En el laboratorio se produjo la mayor parte de la mejora durante los primeros tres días (Figura 4.10), por lo que se esperaba que algo similar sucediera en la obra. No obstante, en el núcleo del terraplén se registró una mejora durante los 3 meses que duró la auscultación (Figura 4.62 (b)).

La compresión simple de la mezcla suelo-escoria no ha podido ser relacionada con el número de golpes obtenido en el ensayo de penetración DPSH debido a la imposibilidad de tallar probetas en un suelo de granulometría gruesa que no era el que debía haberse empleado en el terraplén.

Únicamente ha sido posible comparar la compresión simple estimada en el laboratorio con la resistencia a la penetración deducida del número de golpes a edades idénticas. Así, a la edad de 28 días, en el laboratorio se alcanzó una tensión de rotura cercana a los 770 kPa (Tabla 4.9), la que sería comparable con los 20 golpes (Tabla 4.31), que se registraron en el ensayo de penetración DPSH. Análogamente, transcurridos 90 días la tensión de rotura en laboratorio fue de 894 kPa, mientras que el golpeo observado en el núcleo del terraplén fue de 26 (Tabla 4.31).

El ensayo de placa de carga se realizó sobre la costra superficial, por lo que el resultado obtenido a edades avanzadas puede haberse visto afectado por la desecación. El art. 512 del PG-3 (suelos estabilizados in situ) especifica -para controlar el producto terminado-, el ensayo de carga con placa efectuado sobre la explanada a una edad comprendida entre los 14 y los 28 días desde la finalización de su construcción, indicando que, en todo caso, debe realizarse el curado o bien la aplicación de una protección superficial para evitar la evaporación, algo que no se pudo hacer en ninguno de los terraplenes.

En esta investigación se pretendía analizar la deformabilidad mediante el módulo de compresibilidad, y especialmente, en el del primer ciclo de carga (E_{v1}), más que en el correspondiente al segundo (E_{v2}), dado que con el primero se está ensayando el estado original de la tongada, mientras que con el segundo se evalúa la respuesta de un material rigidizado.

El E_{v1} registrado en el terraplén de suelo y escoria, a la edad de 1 día fue de 56 MPa, duplicando su valor transcurridos 20 días (140 MPa) (Tabla 4.27). Desde ahí en adelante no se midió una mejora significativa de este parámetro, manteniéndose, posteriormente, en valores comprendidos entre 130 y 155 (Tabla 4.27). La evolución temporal del módulo de compresibilidad en el primer ciclo de carga (E_{v1}) coincidió, en cierta manera, con la observada para la humedad en la coronación del terraplén. En efecto, mientras el módulo de compresibilidad aumentó rápidamente en los primeros 20 días, en el mismo tiempo disminuyó la humedad, estabilizándose ambos parámetros inmediatamente después, hasta el final del periodo de estudio (Figura 4.49).

Analizando globalmente los resultados obtenidos, y principalmente los de los ensayos de penetración, se advierte que el núcleo presenta un comportamiento como unidad completa; es decir, no se distinguen capas con diferentes comportamientos que puedan tener como origen la ejecución por tongadas.

4.4.4 Propiedades mecánicas del terraplén de suelo y cal (VC03)

La evolución de las propiedades mecánicas de la mezcla VC03 ha sido estudiada efectuando a diferentes edades los siguientes ensayos:

- Compresión simple de probetas compactadas en el laboratorio
- Compresión simple de probetas talladas desde muestras inalteradas recogidas del núcleo del terraplén
- Compresión triaxial sobre probetas talladas desde muestras inalteradas recogidas del núcleo del terraplén
- Ensayos de penetración DPSH
- Placa de carga sobre la coronación

La resistencia a compresión simple de las probetas fabricadas en el laboratorio aumentó durante todo el periodo de monitorización; es decir, desde los 0 a los 90 días. Observando la tendencia creciente de la curva de evolución temporal de la resistencia a compresión simple cabe esperar que continúe produciéndose un incremento más allá de los 90 días (ver Figura 4.10). La mejora se produjo paulatinamente, de tal forma que a las edades de 7 y 28 días de curado se había alcanzado un 43 % ($\Delta R_{CS} \text{ }_{0-7 \text{ días}} \approx 320 \text{ kPa}$) y un 60 % ($\Delta R_{CS} \text{ }_{0-28 \text{ días}} \approx 500 \text{ kPa}$) de la resistencia a 90 días (Tabla 4.9). No se

obtuvo una evolución comparable en las probetas obtenidas en la obra, como se explicará a continuación.

Las probetas talladas a partir de muestras inalteradas y ensayadas antes del primer mes de curado (≤ 28 días), mostraron una razonable relación entre la densidad seca y la resistencia a compresión simple (Figura 4.52). Así, la resistencia en las probetas ensayadas con 5 y 9 días de curado fue 237 (γ_d : 16,8 kN/m³) y 376 kPa (γ_d : 17,6 kN/m³). Posteriormente, a los 15 días, disminuyó la resistencia (157 kPa) coincidiendo con la caída de la densidad (γ_d : 15,9 kN/m³). A 28 días, la densidad seca media resultó ser idéntica a la de la edad inmediatamente anterior, pero los efectos cementantes de la cal provocaron una tensión media de rotura ligeramente superior (RCS: 304 kPa, Tabla 4.28). En cambio, la resistencia a compresión simple a 90 días fue de 1.450 kPa. La eficacia de la cal como estabilizador de suelos se encuentra extensamente documentada, por ello, llama la atención la evolución de las propiedades mecánicas (ver Figura 4.52, Figura 4.53 y Figura 4.54) que se registró en las probetas talladas en los bloques extraídos del núcleo del terraplén. Se aprecia, en efecto, que hay una relación de proporcionalidad entre densidad y resistencia, tal y como sucede en los suelos; sin embargo, no se observa el efecto de la mineralización propia de la adición de cal, al menos a edades inferiores a 28 días. Cabe pensar que ello haya sido debido al propio proceso de la toma de muestras, manifestado en la descompresión de un material en temprana cementación, dado que la resistencia aumenta notablemente a los 90 días, evidenciando la preponderancia de la mineralización por encima de otras influencias.

No se ha encontrado correlación entre la resistencia a compresión simple y el número de golpes del ensayo de penetración DPSH. Las correlaciones existentes en la bibliografía son para arenas y suelos arcillosos, por lo que no han servido de orientación. Debido al reducido número de probetas ensayadas y a la discordancia entre los resultados, no se logró establecer la relación entre la resistencia en laboratorio y en obra.

El poder cementante que la cal desarrolló en este suelo quedó de manifiesto al analizar el resultado del ensayo triaxial de las probetas a 9 y 95 días (Figura 4.57 y Figura 4.58). En efecto, en la primera de las edades se obtuvo un ángulo de rozamiento y una cohesión de 27° y 15 kPa, respectivamente, mientras que transcurridos algo más de tres meses (95 días), la cementación fue tan elevada que no se apreció cambio en el desviador máximo a diferentes presiones de confinamiento, σ_3 , (1.050- 1.200 kPa). Por

tanto, no ha sido posible determinar el ángulo de rozamiento interno y la cohesión de las probetas a 95 días, dado que las reacciones de cementación produjeron tal cantidad de enlaces entre partículas que la mezcla se transformó en un suelo duro/roca blanda. A partir del ensayo triaxial se ha estimado un valor de la resistencia a compresión simple de 1.207 kPa. Las probetas fueron saturadas y consolidadas antes de la aplicación del desviador. La elevada cementación posiblemente produjo que las probetas no quedaran completamente saturadas en el momento del ensayo, habiéndose medido un valor de B -indicativo del nivel de saturación-, lejano a 1. Por otro lado, si la tensión de confinamiento no afecta mayormente a la tensión desviadora, quiere decir que la consolidación producida es prácticamente la misma, y posiblemente nula. A la edad de 90 días se obtuvo una resistencia a compresión simple similar a la tensión desviadora máxima estimada del ensayo triaxial.

En el ensayo de penetración DPSH efectuado sobre el terraplén de suelo-cal se detectaron 3 capas con diferentes propiedades geotécnicas (Tabla 4.31): costra superficial (cotas: 0,0- 0,4 m), núcleo (cotas: 0,4-1,8 m) y cimientó (cotas: 1,8-2,0 m). Los resultados del ensayo de penetración mostraron que la costra superficial no fue más resistente que el núcleo. Los efectos secundarios que pudo haber tenido la evaporación sobre este terraplén – observables en la resistencia a compresión simple- se habrían producido, en su caso, a edades superiores a 90 días.

El núcleo del terraplén alcanzó un número medio de golpes, a las edades de 15, 29 y 90 días, de 22, 26 y 31, correspondiendo los dos primeros al 71 y 84% del número de golpes alcanzado a 90 días. Este resultado fue congruente con la evolución obtenida en los ensayos de resistencia a compresión simple efectuados en el laboratorio, que indicó un proceso de cementación entre el suelo y la cal, lento y prolongado.

La evolución del módulo de compresibilidad en el primer ciclo de carga (E_{v1}) aumentó paulatinamente durante todo el período de monitorización. El incremento de este parámetro fue mayor en los primeros 5 días (ΔE_{v1} (1-5 días): 11 MPa) que en los últimos (ΔE_{v1} (36-91 días): 28 MPa). En todo caso, los mayores incrementos en este módulo coincidieron, como cabría esperar, con los mayores decrementos en la humedad en coronación.

4.4.5 Análisis conjunto de las propiedades mecánicas de ambas mezclas obtenidas en el laboratorio y en la obra

La evolución temporal, en laboratorio y en obra, de la resistencia media a compresión simple de las mezclas VZ07 y VC03, se muestra en la Figura 4.68. En la citada figura se representan los resultados de cada mezcla y serie de ensayo mediante diferentes colores: en negro (VZ07, probetas fabricadas en el laboratorio, curadas y ensayadas a compresión simple), azul (VC03, fabricadas en el laboratorio, curadas y ensayadas a compresión simple), rojo (VC03, talladas a partir de una muestra recogida a la edad correspondiente en el núcleo del terraplén y ensayadas a compresión simple) y gris (VC03, talladas desde una muestra recogida a la edad correspondiente en el núcleo del terraplén y ensayadas a compresión triaxial). Se ha incluido la estimación de la resistencia a compresión simple de la mezcla VC03 efectuada a partir del ensayo de compresión triaxial.

El resultado más significativo que ha sido posible extraer de la figura 4.68 es la razonable coincidencia entre los resultados de laboratorio y campo a la edad de 90 días en la VC03. Anteriormente se comentó la elevada influencia ejercida por la densidad seca sobre la resistencia, excepto a la edad de 90 días, en la que los efectos de la mineralización sobre la resistencia son predominantes. En dicha mezcla y edad se obtuvo una resistencia media en las probetas talladas desde las muestras recogidas del núcleo de 1.450 kPa, mientras que la media resultante de las probetas fabricadas en el laboratorio fue de 1.090 kPa y la estimación efectuada a partir del ensayo de compresión triaxial (tensión desviadora máxima media: 1.207 kPa). El promedio de los valores anteriores es de 1.249 kPa, lo que proporciona una buena aproximación.

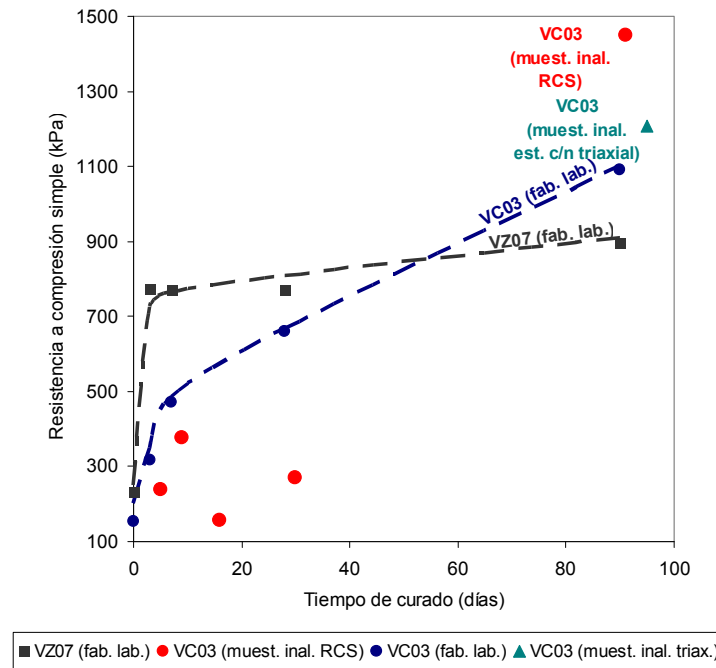


Figura 4.68: Resultados de resistencia media a compresión simple obtenidos en laboratorio y campo.

Por otro lado se observó una cierta coincidencia en el número medio de golpes registrado en el ensayo de penetración dinámica superpesada DPSH a la edad de 89-90 días en el núcleo de ambos terraplenes, que fue de 26 en el de suelo y escoria (VZ07) y de 31 en el de suelo y cal (VC03) (Tabla 4.31). El número de golpes en el ensayo de penetración dinámica superpesada DPSH puede ser relacionado -para un material determinado- con la resistencia a compresión simple mediante fórmulas empíricas, pero los escasos resultados obtenidos no han mostrado una tendencia definida.

Cruzando los resultados de resistencia a compresión simple de la mezcla VC03 y los de penetración dinámica en VZ07 y VC03 se puede estimar la evolución de la resistencia en ambos terraplenes. Aún cuando sería necesario contar con mayor número de determinaciones, los resultados obtenidos en esta investigación sugieren que el número de golpes en el ensayo de penetración dinámica superpesada podría constituir una razonable aproximación de la resistencia a compresión simple, tanto para la VZ07 como para la VC03. Así, la resistencia a compresión simple de la VZ07 habría sido en todo momento inferior a la de la VC03.

Debido a la imposibilidad de tallar probetas de los bloques extraídos del terraplén de suelo escoria, no ha sido posible efectuar los ensayos que habrían permitido completar la información disponible. No obstante, cabría pensar que, a edades inferiores a 90 días, la resistencia a compresión simple del núcleo del terraplén de suelo escoria fuera inferior a la de la VC03, tal y como se dedujo de los resultados de penetración dinámica efectuados en ambos terraplenes (ver Figura 4.63). Por tanto, cabría concluir que la resistencia a compresión simple de VC03 sería en todo momento superior a la de VZ07. Observando la tendencia que llevan las curvas de resistencia a la penetración de las mezclas VZ07 y VC03, se puede indicar que, posiblemente a edades superiores a 90 días, ambas podrían aproximarse.

Agrupando las observaciones y resultados obtenidos en terraplenes experimentales se puede concluir lo siguiente: i) Se formó una costra superficial en ambos terraplenes, ii) En la primera semana, el aumento de la densidad seca en la coronación del terraplén de suelo y escoria (VZ07) fue mayor que en el de suelo y cal (VC03) (Figura 4.47), si bien hay que tener en cuenta la inesperada anomalía granulométrica del suelo iii) La evolución de la humedad (Figura 4.48) fue bastante similar tanto en la velocidad de desecación de las tres primeras semanas como en la estabilización posterior hasta el final del periodo de observación, instante en el que alcanzó el mismo valor (7,4 %) , iv) El módulo de compresibilidad del terraplén de suelo escoria en el primer ciclo de carga (E_{v1}), aumentó más rápidamente que el del otro terraplén, debido, probablemente, a la diferente densidad aunque a la edad de 90 días ambas mezclas presentaron un valor similar (Figura 4.49, Figura 4.50 y Tabla 4.27), v) la resistencia a la penetración del núcleo de la VC03 fue superior a la de VZ07 (Tabla 4.31).

4.4.6 Estabilidad volumétrica en el laboratorio y en la obra

La inestabilidad volumétrica de un material viene definida por los movimientos verticales, que corresponden al aumento o a la reducción de volumen. En este caso se ha prestado especial atención al incremento de volumen, dado que es la fenomenología que ha producido los movimientos más importantes. La expansividad fue medida en el laboratorio mediante los ensayos de hinchamiento libre, hinchamiento CBR y expansión potencial. La monitorización topográfica del terraplén experimental fue planificada para medir el hinchamiento que se produciría por efecto del agua, tanto la aportada a las mezclas como la debida a la precipitación meteorológica. El desarrollo

de las reacciones de hidratación y carbonatación, en tanto que responsables de la expansión a largo plazo, requieren un largo periodo de tiempo, ya que, en principio, sus efectos se manifiestan mucho más allá de los 90 días de auscultación del terraplén.

Aunque el hinchamiento libre y el hinchamiento CBR medidos en el suelo V fueron bastante bajos ($\leq 0,6$ %), se observó que, como era de esperar, la mezcla con cualquiera de los estabilizadores los redujo.

La expansión potencial de la escoria Z en el laboratorio, tras 2.750 horas de ensayo, fue de 1,3 % (Tabla 4.8), mientras que la de la mezcla VZ07 se estabilizó en el 0,4 % en tan sólo 786, debido a la interacción entre los minerales constituyentes de uno y otro material.

Los resultados de las mediciones topográficas realizadas en los terraplenes experimentales mostraron que el desplazamiento vertical hacia arriba máximo registrado en el de suelo-escoria fue de 2 mm y en el de suelo-cal de 3 mm (Tabla 4.33). Recordando la altura de los terraplenes (2,0 m) resulta un porcentaje de expansión en el VZ07 y en el VC03 de 0,10 y 0,15 %, respectivamente. Cabe señalar, a título de referencia, que la norma ASTM D 2940 limita al 0,5 % el hinchamiento de las capas de base o sub-base.

4.4.7 Propiedades químico-minerales

El análisis químico-mineral de los materiales unitarios (V, Z, C) y las mezclas (VZ07 y VC03) se realizó mediante los ensayos de fluorescencia de rayos X (XRF), difracción de rayos X (XRD), contenidos de carbono y azufre, y pérdida al fuego (LOI).

Los óxidos más abundantes encontrados en la escoria Z fueron los de calcio (60 %) y sílice (23 %), y en menor medida, los de aluminio, magnesio, azufre y hierro. La ganancia de un 3,8% registrada en la determinación del LOI pudo haberse producido por una reacción exotérmica en la que los sulfatos se transformaron en sulfitos. Las principales fases minerales encontradas en la escoria dependen de su estado -anhidro o envejecido-, lo que junto al resultado de la termogravimetría y calorimetría diferencial pueden explicar la alta y prolongada expansión potencial observada. En la escoria hidratada se encontró brucita y trazas de periclase, mientras que en la anhidra solo se detectó la última. Adicionalmente, se observó la formación de minerales carbonatados e hidratados, tales como la calcita y la portlandita, respectivamente.

El suelo V presentó la composición química y mineral esperable en un suelo natural, habiéndose encontrado los minerales correspondientes a la fracción gruesa (dolomía y cuarzo), fina (caolinita, illita, filosilicato, haloysita, etc.) y otros (moscovita y calcita). La capacidad de intercambio catiónico de los minerales de la fracción arcillosa es la que gobierna la mejora de las propiedades mecánicas y la disminución de la expansividad cuando aquél se mezcla con escoria o con cal (Montenegro et al, 2012), siendo la haloysita el mineral que presenta la más elevada capacidad de intercambio catiónico (10-50 mequiv.).

La mezcla VZ07 estuvo constituida por una combinación de los óxidos y los minerales detectados en el suelo y en la escoria, predominando los de aquél. En VZ07 se midió un bajo porcentaje de expansión potencial, estimándose que se debió a que la periclasa -aportada por la escoria- se habría combinado con la fracción arcillosa del suelo, muy posiblemente con la haloysita, dada su mayor capacidad de intercambio catiónico con respecto a de los otros minerales. En la mezcla de cal y suelo, también se encontraron los componentes de los materiales unitarios. La mezcla anhidra se diferenció de la envejecida en que en la primera se detectó lima y en la segunda, portlandita, transformación típica de la cal, que se habría producido por la hidratación del óxido.

4.4.8 Estudio medioambiental

Los ensayos de lixiviación se realizaron, en laboratorio, sobre ambas mezclas, de acuerdo con la norma UNE EN 12457-4, según establece el Decreto de Cantabria 104/2006. Los resultados indicaron que la mezcla suelo-escoria no cumplía la limitación de fluoruros de la citada normativa. En el contrato con la Empresa constructora de los terraplenes no estaba prevista otra medida preventiva que la impermeabilización del fondo del terraplén y la recogida y eliminación de las aguas en contacto con ellos, por lo que no fue posible obtener dato alguno.

Capítulo 5 : Conclusiones, futuras líneas de investigación y reflexión final

Conclusiones

A continuación se presentan las conclusiones extraídas de la investigación, dividiéndose su exposición en cuatro partes: i) las que tienen origen en la revisión bibliográfica, ii) las que corresponden al capítulo de materiales y métodos, iii) las relativas a los resultados de los ensayos efectuados íntegramente en laboratorio, y iv) las derivadas de la construcción del terraplén experimental de suelo- escoria.

I parte (revisión bibliográfica)

- Las reacciones cementantes de la escoria blanca se consideran “débiles” con respecto a las que desarrolla un clinker de cemento Pórtland, tal y como lo señalan varios autores. Sin embargo, se advierte una elevada mejora de las propiedades geotécnicas al combinar suelo y escoria blanca, siendo aquella suficiente para emplear la mezcla resultante en la construcción de infraestructuras del transporte terrestre.
- Los principales factores que afectan a la reactividad hidráulica de un material son (i) la composición química, (ii) la composición mineral, (iii) el grado de vitrificación y (iv), el tamaño de las partículas.
- El control de la inestabilidad volumétrica de la escoria blanca –uno de los principales obstáculos para su valorización-, requiere: (i) conocer los mecanismos que producen su expansión, (ii) efectuar los tratamientos que permitan controlarla y en su caso, reducirla (iii) realizar el control de calidad del producto, y (iv) comprobar, *in situ*, los resultados obtenidos en el laboratorio.
- La estabilización de un suelo con escoria blanca puede resultar, desde el punto de vista de la reactividad, más eficiente que con cal, dado que en el primer caso tienen lugar tanto la adsorción de los óxidos de calcio y de magnesio sobre la superficie de la arcilla como la absorción –combinación química- del

magnesio, mientras que en la estabilización convencional con cal, tan sólo se produce la adsorción superficial de ésta sobre las partículas de arcilla.

II parte (materiales y métodos)

- Para reducir la dispersión de los resultados de resistencia a compresión simple se diseñó un sistema neumático de compactación de las probetas. Sin embargo, los resultados no fueron totalmente satisfactorios, fundamentalmente por la dificultad de alcanzar el peso específico seco prefijado, así como por la elevada variabilidad de la densidad seca observada a lo largo del diámetro de las probetas.
- La norma ASTM D 4792 señala que para determinar el hinchamiento a largo plazo, es suficiente con extender el ensayo de expansión potencial durante una semana, empleándose, por consiguiente, equipos y aparatos para resistir los efectos del agua durante dicho periodo de tiempo. El descubrimiento de que era preciso prolongar el ensayo durante al menos tres meses, obligó a fabricar en acero inoxidable todo el material susceptible de corrosión.
- La normativa de Cantabria de valorización de las escorias incide casi exclusivamente en los aspectos medioambientales, proponiendo el ensayo de lixiviación como criterio para la medida de la afección al entorno. No considera, por consiguiente, otros importantes factores que intervienen directamente en la movilidad de los contaminantes, tales como la compactación o la cementación a lo largo del tiempo de curado.
- El análisis de los resultados de los ensayos de difracción de rayos X y de termogravimetría y calorimetría diferencial sobre una muestra anhidra e hidratada, se efectúa más fácilmente secándola previamente durante 24 h en estufa a 110 °C.

III Parte (ensayos de laboratorio)

- **Materiales :**
- La escoria blanca es un material que puede asemejarse a una arena limosa sin plasticidad, en la que el ensayo más apropiado para estudiar las propiedades de compactación es el de la densidad máxima (ASTM D 4253) y el de la densidad mínima (ASTM D 4254), en vez del Proctor normal, recogido en la norma ASTM D 698. Las probetas de escoria compactadas por golpeo (ASTM D 698), presentan un elevado índice de poros y de CBR.

- Al añadir escoria blanca al suelo produce, con respecto a este último: una reducción de la plasticidad, aplanamiento de la curva Proctor (disminución de la influencia de la humedad al momento de la compactación), un ligero cambio en la densidad y humedad óptimas, así como un aumento en los índices de CBR y de poros.
- **Resistencia:**
- En lo relativo al procedimiento de fabricación de las probetas para la determinación de la resistencia a compresión simple de la mezcla escoria-suelo, se ha constatado la necesidad de estudiar, en cada uno de los materiales, cómo influyen los cambios en la densidad seca y la humedad, antes de efectuar la campaña definitiva de ensayos sobre aquéllas.
- El análisis de los resultados de Kanagawa y Kuwayama (1998), junto con los obtenidos preliminarmente en esta investigación, mostró que en ambos estudios, parte del incremento de la resistencia a compresión simple se debió a la evaporación del agua de las probetas y parte, a las reacciones desarrolladas entre el suelo y la escoria, eliminándose, por lo que respecta a este trabajo, el primero de los fenómenos en el estudio definitivo de la evolución de las propiedades mecánicas.
- La resistencia a compresión simple de la mezcla de suelo-escoria se incrementa a lo largo del tiempo de curado, además de hacerlo a medida que aumenta la cantidad de escoria añadida al suelo.
- La resistencia a compresión simple de las probetas de la mezcla suelo-escoria, compactadas con el procedimiento neumático, fue superior a la obtenida con las fabricadas con el sistema Army, a pesar de los inconvenientes señalados anteriormente.
- Prácticamente la totalidad de la mejora de resistencia debida a la adición de escoria determinada en el ensayo de CBR, se obtuvo en las probetas sumergidas durante cuatro semanas.
- El estudio de la evolución temporal del índice de CBR reveló que las mezclas densas lo aumentaban más que las flojas.
- El rápido incremento del índice de CBR de las mezclas con respecto al experimentado por su resistencia a compresión simple, posiblemente se deba a que en el primer caso las probetas fueron sumergidas bajo agua en vez de ser curadas en la cámara húmeda, favoreciéndose, por tanto, el desarrollo de las reacciones entre suelo y escoria.

- **Deformabilidad:**

- Las partículas de escoria son más duras y menos deformables que las del suelo, por lo que al combinar ambos materiales se produce instantáneamente un aumento en la rigidez contribuyendo al alto CBR observado, a pesar de la porosidad de las probetas.
- La evolución en el tiempo de los módulos secantes de deformación en rotura y a una tensión del 50% de ésta (E_{rot} y $E_{50\%rot}$), pone de manifiesto que la rigidización aumenta con el curado de las mezclas.
- Los módulos secantes de deformación (E_{rot} y $E_{50\% rot}$) medidos en las mezclas presentan similares valores, tanto si la probeta se fabrica con el sistema tradicional, como si se hace con el neumático.

- **Estabilidad volumétrica:**

- Teniendo en cuenta los ensayos químicos de sales solubles, materia orgánica y yesos, así como el de colapso en edómetro, se puede indicar que ninguno de los materiales estudiados experimentó este último fenómeno.
- Los suelos presentaron hinchamientos clasificados entre moderados e importantes, en los ensayos tradicionalmente empleados en geotecnia (hinchamiento libre e hinchamiento CBR), mientras que ninguna de las escorias presentó aumento de volumen en los citados ensayos.
- La adición de escoria al suelo permite controlar el hinchamiento que tiene lugar en los correspondientes ensayos geotécnicos.
- El hinchamiento libre y el medido en el transcurso del ensayo CBR, no recogen la expansión debida a la hidratación y carbonatación de los materiales, por lo que cuando éstos son reactivos debe realizarse el ensayo de expansión potencial según la norma ASTM D4792 (*“Standard Test Method for Potential Expansion of Aggregates from Hydration Reactions”*).
- El comportamiento de los suelos en el ensayo de expansión potencial fue similar al observado en el de hinchamiento CBR: moderado en el primero e importante en este último.
- Las dos escorias blancas de acería eléctrica presentaron una elevada expansión potencial, no debiéndose, por consiguiente, utilizar dicho material en la construcción de núcleos de terraplenes.
- La expansión potencial de la escoria se estabilizó transcurridos unos tres (3) meses de ensayo, mientras que la norma ASTM D 4792 señala que habitualmente basta con una (1) semana, para que se produzca el hinchamiento a largo plazo.

- Dado el largo tiempo necesario para conseguir la estabilización de las lecturas, cabe deducir que el ensayo de la norma ASTM D 4792 no acelera suficientemente las reacciones de hidratación y carbonatación de la escoria blanca.
- En esta investigación se propone un procedimiento para estimar la expansión potencial de una escoria blanca en un tiempo menor a la mitad del necesario para finalizar el prolongado ensayo que realmente se necesita, consiguiendo, además, un reducido error. Para ello se emplea la información que se va recopilando durante la ejecución de una parte del ensayo.
- El hinchamiento a largo plazo de la escoria y la expansividad del suelo disminuyeron y, en ocasiones, prácticamente anularon la expansión potencial de su mezcla al combinarlos en diferentes proporciones. Se deduce, por consiguiente, que si se desea eliminar el hinchamiento sería necesario determinar la cantidad adecuada de escoria.
- A partir de los resultados de laboratorio, se ha relacionado la diferencia entre el índice CBR de la mezcla y el de su correspondiente suelo, con la reducción de la expansión potencial, resultando que a mayor diferencia, mayor reducción.
- En general, un suelo puede mezclarse adecuadamente en obra con maquinaria convencional si el porcentaje de escoria es igual o inferior al 10 %. Por tanto, en el caso de que los resultados de laboratorio indiquen la necesidad de adiciones superiores de escoria para anular o reducir la expansión potencial del suelo, sería conveniente examinar alternativas, tales como p.e.; efectuar la mezcla en una central o evaluar otros estabilizadores.
- **Estudio químico- mineral:**
- La reactividad de la escoria con el suelo arcilloso, así como la de sus mezclas, justifica la realización de un estudio químico-mineral.
- A partir de las técnicas de fluorescencia de rayos X, difracción de rayos X y termogravimetría y calorimetría diferencial, se puede señalar que los suelos estudiados no presentaron reactividad en el ensayo de expansión potencial.
- Las citadas técnicas han puesto de manifiesto que la expansividad de la escoria se debe a la hidratación de los aluminatos (exp. Inicial) de la lima (medio plazo), así como a la hidrocarbonatación de la periclase (largo plazo).
- No todos los suelos son adecuados para ser estabilizados con escoria blanca; dependen de su composición mineral y capacidad de intercambio catiónico. La presencia de montmorillonita y feldespatos en el suelo ha resultado ser positiva, mientras que la de sales solubles es negativa.

- A partir de los resultados químico-minerales se puede indicar que mezclando un suelo arcilloso con una escoria blanca se producen las siguientes reacciones cementantes durante el envejecimiento: (i) la hidratación de los aluminatos (ii) las reacciones puzolánicas o de adsorción superficial entre la arcilla y los óxidos de calcio y magnesio, (iii) la absorción o combinación química del óxido de magnesio con los minerales de arcilla y (iv) una ligera carbonatación de los óxidos metálicos, calcio y magnesio.
- Las reacciones señaladas en la conclusión anterior producen tanto la mejora de las propiedades mecánicas como la reducción del hinchamiento a largo plazo de la mezclas. En esta investigación sólo ha sido posible identificar las reacciones responsables del segundo de los fenómenos.
- **Estudio medioambiental:**
- Debido al proceso de fabricación del acero, prácticamente todas las escorias producen lixiviados con alto contenido de fluoruros y sólidos totales disueltos, que sin embargo, disminuye al mezclarlas con suelo, aunque la cifra final de unos y otros siga siendo superior a los límites admitidos por la normativa.

IV Parte (ensayos conjuntos de laboratorio y campo)

- La experiencia adquirida en la puesta en obra de las mezclas pone de manifiesto que es necesario realizar ensayos de campo, complementados con los de laboratorio, para poder contrastar los resultados teóricos con los reales.
- El único tratamiento previo que fue preciso realizar para la utilización de un subproducto como la escoria blanca de acería eléctrica, consistió en un cribado por la malla de 2,00 mm, lo que se llevó a efecto por el valorizador antes de cargar las cisternas utilizadas en el transporte.
- Se ha construido un terraplén con una mezcla de suelo y escoria blanca, empleando una estabilizadora y un procedimiento idénticos a los utilizados en la extensión de una mezcla convencional de suelo y cal.
- Para obtener la adecuada homogeneidad, es necesario prestar atención al proceso de envuelta y adición de agua a la mezcla. A partir de la experiencia adquirida en la construcción del terraplén de suelo-escoria, se puede indicar que tal vez convenga agregar conjuntamente el agua y la escoria blanca, empleando p.e., el tándem mezclador de lechada y la estabilizadora.
- Se debe tener la precaución de no sobrepasar en obra la humedad considerada como óptima, de la mezcla suelo-escoria, dado que el agua en exceso produce una importante reducción de la eficiencia de la maquinaria.

- Se ha comprobado la existencia de una costra superficial y un núcleo, tanto en el terraplén construido con la mezcla de suelo-escoria como con la de suelo – cal.
- La resistencia de la mezcla suelo-escoria aumentó en el laboratorio y en el campo a lo largo del tiempo, y ello a pesar de la diferente granulometría del suelo empleado en la construcción del terraplén, con respecto a la del utilizado en el laboratorio.
- La resistencia final en el laboratorio fue prácticamente igual en ambas mezclas, mientras que en el núcleo de los terraplenes, la de la mezcla con escoria resultó ser ligeramente inferior a la de la realizada con cal.
- La mezcla de suelo y escoria alcanzó, en el laboratorio y en la obra, la mayor parte de su rigidez en las primeras semanas.
- La rigidez de ambas mezclas aumentó con el tiempo, tanto en el laboratorio como en la obra.
- En el rango convencional de presiones de confinamiento del ensayo triaxial realizado sobre probetas de suelo-cal, talladas a partir de muestras tomadas en la obra, se observó que el desviador máximo era prácticamente independiente de la presión lateral y coincidente con la resistencia no confinada medida en el laboratorio y en el campo.
- Aun cuando en el laboratorio se haya medido una reducida expansión potencial de la mezcla suelo-escoria, las mediciones efectuadas en el terraplén correspondiente, ponen de manifiesto que no se estaban produciendo las reacciones responsables del incremento de volumen, porque en otro caso, deberían haberse manifestado en la aparición de movimientos continuos en el tiempo de observación.
- Los terraplenes construidos en la obra experimentaron unos movimientos verticales muy similares y muy pequeños a lo largo del periodo de auscultación, comprobándose el débil hinchamiento observado en el laboratorio.

Futuras líneas de investigación

- Estudio de las reacciones de cementación de la escoria más allá de la edad de noventa (90) días, dado que la resistencia a compresión simple tiende a seguir creciendo al alcanzar dicha edad.

- Efectuar ensayos triaxiales a diferentes edades sobre muestras compactadas en el laboratorio, así como recogidas del núcleo de un terraplén, para determinar la evolución a lo largo del tiempo de los parámetros resistentes de la mezcla suelo-escoria, intentar correlacionarlos con los resultados del ensayo DPSH y comprobar la compactación, así como la evolución de las propiedades mecánicas.
- Estudiar la evolución en el tiempo de la permeabilidad, para tenerla en cuenta cuando se efectúe la caracterización medioambiental.
- Compactar la mezcla suelo-escoria en el laboratorio, empleando los procedimientos de las normas ASTM D 4253 (densidad máxima) y ASTM D 4254 (densidad mínima), para así obtener las propiedades de compactación y de CBR más adecuadas para el control de la puesta en obra.
- Determinar la expansión potencial de un mayor número de escorias, para ampliar la información acumulada en la aplicación del modelo matemático propuesto para la estimación del hinchamiento a largo plazo.
- Examinar el procedimiento de construcción de terraplenes con mezclas de suelo y escoria, para intentar redactar un manual de recomendaciones.
- Utilizar la mezcla suelo-escoria en otras capas de la sección transversal de un terraplén o desmonte para infraestructuras del transporte terrestre.
- Auscultar los terraplenes experimentales de escoria y suelo arcilloso durante periodos anuales, para así observar la evolución a largo plazo de las propiedades mecánicas y de la estabilidad volumétrica, y correlacionarlas con las obtenidas en el laboratorio. Adicionalmente, se debería verificar que también se producen las reacciones responsables de la mejora de las propiedades geotécnicas.
- La normativa autonómica de Cantabria para la valorización de las escorias blancas considera casi exclusivamente aspectos medioambientales para decidir si un material es adecuado o no para ser utilizado en la construcción de carreteras, excluyendo otras influyentes propiedades, tales como la compactación, la permeabilidad o la cementación. Sería conveniente, por tanto, estudiar dicha influencia y también, la que ejercerían tales propiedades en el caso de las mezclas con suelos arcillosos.
- Sería igualmente conveniente la monitorización del lixiviado de un terraplén experimental de suelo-escoria, recogiénolo sistemáticamente para su análisis y estudio de la evolución en el tiempo de los contaminantes.

Reflexión final

Los resultados obtenidos en el laboratorio y en el campo han demostrado que la escoria blanca de acería eléctrica puede ser utilizada en la construcción de terraplenes en condiciones similares a las de un estabilizador convencional como la cal. Antes de emplear la mezcla de escoria y suelo, es preciso caracterizarlos, ya que su respuesta depende, entre otros factores, de su composición química y de las reacciones que puedan tener lugar. El interés de esta nueva valorización de un subproducto no consiste sólo en recuperar algo, cuyo destino solía ser el vertedero, sino que, fundamentalmente, se trataría de aprovechar sus propiedades para evitar que los materiales rechazables de la traza deban también ir a caballeros. Cabe señalar que habiéndose observado altas expansiones en ciertas escorias, así como en algunos suelos, su mezcla, en las proporciones adecuadas, permite controlar el hinchamiento del producto final, e incluso reducirlo respecto al de los materiales constituyentes.

Se ha observado que la mezcla de escoria y suelo puede producir inconvenientes derivados de su posible afección al medioambiente. El problema suele estar planteado, en el laboratorio, por el contenido de fluoruros y de sólidos totales disueltos, por encima del valor máximo permitido para la escoria por los correspondientes Decretos de las Comunidades Autónomas, no obstante, faltaría comprobar el comportamiento en la obra de los lixiviados de la mezcla en el terraplén, ya que existe la posibilidad de encapsular el núcleo. En la valorización que aquí se pretende, como en cualquier otra comparable a ella, es preciso tener en cuenta el entorno.

En resumen, desde un punto de vista técnico y medioambiental la mezcla de suelo-escoria puede emplearse en infraestructuras del transporte terrestre, pero será el aspecto económico el que deberá prevalecer, como, por otra parte ocurre, en cualquier otra obra, no estando justificado, hoy por hoy, al menos, hacerlo por razones medioambientales.

Referencias

1. AASHTO M 57 (1980): "Standard Specification for Materials for Embankments and Subgrades", American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).
2. Akbari, F. y Pickles, C. A., (1998): "A Review of the Utilization and Processing of Steelmaking Slags", Waste Processing and Recycling III, S. R. Rao, et al (editors), The Metallurgical Society of CIM, 123-149.
3. Akinmusuru, J. (1991): "Potential beneficial uses of steel slag wastes for civil engineering purposes", Resources, Conservation and Recycling, 5, 73-80.
4. Amaral, L. (1999): "Hormigones con escoria de horno eléctrico como áridos: Propiedades, durabilidad y comportamiento ambiental", Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.
5. Anagnostopoulos, N, Sideris, K. K. y Georgiadis, A. (2009): "Mechanical characteristics of self-compacting concretes with different filler materials, exposed to elevated temperatures", Materials and Structures, 42, 1.393-1.405.
6. Ansonera, J., Izco, F., Tamés, P. (2005): "Valorización de escoria de acería en la construcción de pistas forestales (I)" Diputación Foral de Gipuzkoa, Basogintza, Sustrai.70, 52-56, http://www.fraisoro.net/FraisoroAtariaDoku/70_52_56.pdf
7. Ansonera, J., Izco, F., Tamés, P. (2005): "Valorización de escoria de acería en la construcción de pistas forestales (y II)" Diputación Foral de Gipuzkoa, Basogintza, Sustrai.71, 52-56, http://www.fraisoro.net/FraisoroAtariaDoku/71_52_56.pdf
8. Apraiz, J., (1984): "Fabricación de hierro, aceros y fundiciones" Urmo S.A. de Ediciones. Tomo I.
9. Apraiz, J., (1984): "Fabricación de hierro, aceros y fundiciones" Urmo S.A. de Ediciones. Tomo II.
10. Araujo, J.H., Silva, N.F., Acchar, W. y Gomes, U.U. (2004): "Thermal decomposition of illite", Material Research, 7, 359-361
11. ASTM D 1883 (1999): "Standard Test Method for CBR (California Bearing Ratio) of Laboratory-Compacted Soils", American Society for Testing and Materials (ASTM). Annual Book of ASTM Standards.
12. ASTM D 2166 (2000): "Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil", American Society for Testing and Materials (ASTM). Annual Book of ASTM Standards.

13. ASTM D 2487 (2000): "Standard Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)", American Society for Testing and Materials (ASTM). Annual Book of ASTM Standards.
14. ASTM D 2940 (2003): "Standard Specification for Graded Aggregate Material for Bases or Subbases for Highways or Airports", American Society for Testing and Materials (ASTM). Annual Book of ASTM Standards.
15. ASTM D 421 (2007): "Standard Practice for Dry Preparation of Soil Samples for Particle-Size Analysis and Determination of Soil Constants", American Society for Testing and Materials (ASTM). Annual Book of ASTM Standards.
16. ASTM D 422 (2002): "Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils", American Society for Testing and Materials (ASTM). Annual Book of ASTM Standards.
17. ASTM D 4318 (2000): "Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils", American Society for Testing and Materials (ASTM). Annual Book of ASTM Standards.
18. ASTM D 4546 (2003): "Standard Test Methods for One-Dimensional Swell or Collapse of Cohesive Soils", American Society for Testing and Materials (ASTM). Annual Book of ASTM Standards.
19. ASTM D 4792 (2000): "Standard Test Method for Potential Expansion of Aggregates from Hydration Reactions", American Society for Testing and Materials (ASTM). Annual Book of ASTM Standards.
20. ASTM D 5106 (2008): "Standard Specification for Steel Slag Aggregates for Bituminous Paving Mixtures", American Society for Testing and Materials (ASTM). Annual Book of ASTM Standards.
21. ASTM D 5333 (2003): "Standard Test Method for Measurement of Collapse Potential of Soils", American Society for Testing and Materials (ASTM). Annual Book of ASTM Standards.
22. ASTM D 6276 (1999): "Standard Test Method for Using pH to Estimate the Soil-Lime Proportion Requirement for Soil Stabilization", American Society for Testing and Materials (ASTM). Annual Book of ASTM Standards.
23. ASTM D 698 (2000): "Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12 400 ft-lbf/ft³ (600 kN-m/m³))", American Society for Testing and Materials (ASTM). Annual Book of ASTM Standards.
24. Athanasopoulou, A.G. (1995): "Improvement of the engineering properties of embankment materials used in road construction, with lime and fly ash. Application

- to swelling soils of Thrace", Greece, PhD thesis, Democritus Univ. Thrace, 67100 Xanthi, Greece, 560 pp. (en griego).
25. Barra, M, Ramonich, E.V. y Munoz, M.A. (2001): "Stabilization of soils with steel slag and cement for application in rural and low traffic roads", Proceedings of the Beneficial Use of Recycled Materials in Transportation Applications, 423-432, RMCR. University of Durham, Arlington, Estados Unidos.
 26. Bauzá Castelló, J. D. (2005): "Criterios de selección y dosificación en los tratamientos con cal", Explanadas estabilizadas y capas de firmes estabilizadas con cementos. Aspectos prácticos. Madrid.
 27. Bell, F.G. (1988): "Stabilisation and treatment of clays soils with lime", Ground Engineering, 21, 10-15.
 28. Bell, F.G. (1996): "Lime stabilization of clay minerals and soils", Engineering Geology, 42, 223-237.
 29. Bjoerkman, B., Eriksson, J., Nedar, L., y Samuelson, C. (1996): "Waste reduction through process optimization and development", JOM, 48, 45-49.
 30. Boardman D.I., Glendinning, S. y Rogers, C. D. F. (2001): "Development of stabilisation and solidification in lime-clay mixes", Géotechnique, 50, 533-543.
 31. Borden, R.H. y Baez, J.I. (1991): "Testing techniques for evaluating the shear strength of lime/fly ash slurry stabilized soil", Geotechnical Testing Journal, 14, 247-256.
 32. Bowles, J. (1982): "Propiedades geofísicas de los suelos" Editorial McGraw HILL, 1ª edición.
 33. Bruder-Hubscher, V, Lagarde, M., Leroy, M.J.F., Coughanowr, C. y Enguehard, F. (2006): "Utilization of bottom ash in road construction: evaluation of the environmental impact", Waste Management Research, 19, 545-556.
 34. Callister, W., (2002): "Introducción a la ciencia de los materiales", Editorial Reverté S.A. Vol I.
 35. CEDEX (Página consultada el 8 de octubre de 2012) Catálogo de residuos utilizables en la construcción. [ON line]. Dirección URL: <http://www.cedexmateriales.vsf.es/view/default.aspx>
 36. Celemín, M., Montenegro, J.M., Cañizal, J. y González, J.J. (2007): "Primeros estudios sobre la utilización de la escoria blanca de acería eléctrica para la mejora de suelo marginales en la construcción de terraplenes", VI Congreso Chileno de Geotécnica.
 37. Celemín, M., Montenegro, J.M., Covián, E. y Setién, J. (2010): "Utilization of ladle furnace slag in embankment constructions: laboratory results", 6th European Slag Conference, EUROSLAG, Publication nº 5, 2011.

38. Chen, Q., Johnson, D. C., Zhu, L., Yuan, M. y Hills, C.D. (2007): "Accelerated carbonation and leaching behavior of the slag from iron and steel making industry", *Journal of University of Science and Technology Beijing*, 14, 4, 297-301.
39. Chou, L. (Editor), (1987): "Lime Stabilization, Reactions, Properties, Design, and Construction State of the art report 5", Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, Estados Unidos.
40. Chun, B. y Kim J. (2003): "A study on the optimal mixture ratio for stabilization of surface layer on ultra-soft marine clay", *Grouting and Ground Treatment (GSP 120)* 3^{er} Congreso Internacional en la Especialidad de Inyección y Tratamiento de Tierra (Proceedings of 3rd International Specialty Conference on Grouting and Ground Treatment), Louisiana, 1314-1325.
41. Clare, K. E. y Cruchley. A. E. (1957): "Laboratory experiments in the stabilization of clays with hydrated lime", *Géotechnique*, 7, 97-110.
42. Conjeaud, M., George, C.M. y Sorrentino, F.P. (1981): "A new steel slag for cement manufacture: mineralogy and hydraulicity", *Cement and Concrete Research*, 11, 85-102.
43. Consoli, N.C, Marques, P.D., Harb, J.A y Salvagni, K. (2001): "Behavior of compacted soil-fly ash-carbide lime mixtures" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127, 774-782.
44. Consoli, N.C., Foppa, D., Festugato, L. y Heineck, K.S. (2007): "Key parameters for strength control of artificially cemented soils", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133, 2, 197-205.
45. Crawford, C.B. y Burn, K.N. (1969): "Building damage from expansive steel slag backfill", *Journal Soil Mechanics Foundation Division (ASCE)*, 95, 1325-1334.
46. Das, B., Prakash, S., Reddy, P.S.R. y Misra, V.N., (2007): "An overview of utilization of slag and sludge from steel industries", *Resources, Conservation and recycling* 50, 40-57.
47. Decreto 104/2006 de 19 de octubre (2006): "Valorización de escorias en la Comunidad Autónoma de Cantabria", BOC, 26 de octubre de 2006, España.
48. Decreto 32/2009 de 24 de febrero (2009): "Valorización de escorias en la Comunidad Autónoma de Cataluña" DOGC Num. 5328, 27 de febrero de 2009, España.
49. Decreto 34/2003 del 18 de febrero (2003): "Valorización y posterior utilización de escorias procedentes de la fabricación de acero en hornos de arco eléctrico, en el ámbito de la Comunidad Autónoma del País Vasco". BOPV, 26 de febrero de 2003, España.

50. Decreto 49/2009, de 24 de febrero (2009), por el que se regula la eliminación de residuos mediante depósito en vertedero y la ejecución de los rellenos.
51. Diamond, S. y Kinter, E.B. (1966): "Adsorption of calcium hydroxide by montmorillonite and kaolinite", *Journal Colloid Interface Science*, 22, 240-249.
52. Drissen, P., y Art, K. J. (2000): "Entstehung feinkörniger Pfannenschlacken." *Rep. Forschungsinstituts, FEHS, Duisburg, Germany*, 7, 12–16.
53. Eades, J. E. y Grim, R. E. (1963): "A quick test to determine lime requirements for lime stabilization", *Highway Research Bulletin* 139, Highway Research Board, National Research Council, Washington D.C., 61-72.
54. Eades, J.L., Nichols, F.P. y Grim, R.E. (1963): "Formation of new minerals with lime stabilization as proven by field experiments in Virginia", *Highway Research Bulletin* 335, National Research Council, Washington, D.C., 31-39.
55. EHE (2008) "Instrucciones de hormigón estructural", Ministerio de Fomento, España.
56. Espinace, R. y Oteo, C. (1983): "Influencia del grado de compactación de rellenos arenosos en su deformabilidad bajo acciones estáticas y cíclicas", *Cuaderno de Investigación. Cedex N° 10*.
57. Euroslag (2006) "Position paper January 2006", http://www.euroslag.org/fileadmin/media/images/Status_of_slag/Position_paper_Jan_2006.pdf
58. Euroslag (2006): "Technical Leaflet no. 3: Fertilisers from Blast Furnace and Steel Slags", http://www.euroslag.org/fileadmin/media/images/Research/FACT_SHEETS/Fertiliser_Leaflet.ppt
59. EUROSLAG (Página consultada el 2 de diciembre de 2011) [ON line]. Dirección URL: <http://www.euroslag.com/>
60. FEhS (Página consultada el 28 de noviembre de 2011) [ON line]. Dirección URL: <http://www.fehs.de/>
61. Frías Rojas, M. y Sánchez de Rojas M. I. (2004): "Chemical assessment of the arc furnace slag as construction material: Expansive compound", *Cement and Concrete Research*, 34, 1881-1888.
62. Frías Rojas, M., Sánchez de Rojas, M. I., Bollati, R., Uría, A. (2002) "Estudio de la inestabilidad en escorias negras de horno de arco eléctrico", *Materiales de Construcción*, 52, 79– 83.
63. Fruehan, R.J. (1998): "The making, shaping and treating of steel", AISE Steel Foundation, 11ª Edición, Pittsburgh, PA, Estados Unidos.

64. Garachena Orbe, I. (2004): "Caracterización de escorias negras procedentes de acerías de horno de arco eléctrico como etapa previa a su gestión", Proyecto de Fin de Carrera, Universidad de Cantabria, Santander, España.
65. Geiseler, J. (1996): "Use of steelworks slag in Europe", *Waste Management*, 16 (1-3) 59-63.
66. Geiseler, J. y Schlosser, R. (1988): "Investigation concerning structure and properties of steel slags", 3^{er} Congreso Internacional en Escorias Fundidas y Fundentes (Proceedings of the 3rd international conference on molten slags and fluxes), Escocia.
67. Gnaedinger, J.P. (1987): "Open hearth slag- A problem waiting to happen", *Journal of Performance of Construction Facilities*, 1, 78- 83.
68. Goldring y Juckes (1997): "Petrology and stability of steel slags", *Ironmaking and Steelmaking*", 24, 447- 456.
69. Hewlet, P. (1998): "Lea's Chemistry of Cement and Concrete", 14^a Edición, Nueva York.
70. Hiltunen, A., (2000): "The influence of chemical and physical properties on the utilisation of slags", 6th. Int. Conf. On Molten Slags, Fluxes and Salts, Stockholm, June 2000, paper 209.
71. Idraratna, B., Nutalaya, P., Koo, K.S., Kuganenthira, N. (1991): "Engineering behaviour of a low carbon, pozzolanic fly ash and its potential as a construction fill", *Canadian Geotechnical Journal* 28, 542-555.
72. Iguchi, Y., Narushima, T., and Izumi, C. (2001): "Calorimetric study on hydration of CaO-based oxides", *Journal of Alloys and Compounds*, 321, 276-281.
73. IHOBE (1999): "Libro blanco para la minimización de residuos y emisiones: Escorias de acería", Bilbao, España.
74. ULE, UC, UPV y UO. Informe Técnico Final (2008) del proyecto de investigación financiado por el Ministerio de Fomento (ref. 80029/A04): "Mejora de suelos marginales e inadecuados mediante escoria blanca de acería eléctrica para la construcción de terraplenes", (y el informe correspondiente a los años 2006, 2007, 2008).
75. International Centre for Diffraction Data (ICDD) (2005): "Alphabetic Indexes for Experimental Patterns", *Inorganic Phases Sets* 1-55.
76. Izquierdo, M., Querol, X., Josa, A., Vasquez, E. y Lopez-Soler, A. (2008): "Comparison between laboratory and field leachability of MSWI bottom ash as road material", *Science of the Total Environment*, 389, 10-19.
77. Jiménez Salas, J. A. y De Justo Alpañés, J. L. (1975): "Geotecnia y cimientos I: Propiedades de los suelos y de las de rocas", Editorial Rueda, 2^a edición.

78. Jones, N. (2005): "The use of steel slag aggregate for stone column ground stabilization", 4^a Conferencia Europea de Escorias (Proceedings of the 4th European Slag Conference), Oulu (Finland).
79. Juckes, L.M. (2003): "The volume stability of modern steelmaking slags", *Mineral Processing and Extractive Metallurgy*, 112, 117-197.
80. Kalipedia (Página web consultada el día 12 de mayo de 2012) [ON line]. Dirección URL: http://www.kalipedia.com/tecnologia/tema/materiales/graficos-esquema-funcionamiento-alto.html?x1=20070822klpington_7.Ees&x=20070822klpington_35.Kes
81. Kanagawa, A. and Kuwayama, T. (1997): "The improvement of soft clayey soils utilizing reducing slag produced from electric arc furnace", *Denki Seiko*, 74, (1) 55-59.
82. Katyal, N.K., Ahluwalia, S.C., Parkash, R.B and Sharma, R.N. (1998) "Rapid estimation of free magnesia in OPC clinker and 3CaO:1SiO₂ system by complexometry", *Cement and Concrete Research*, 18, 7, 481-485.
83. Kavak, A. y Akyarh, A. (2007): "A field application for lime stabilization", *Environmental Geological* 51, 987-997.
84. Koros, P. (2003): "Dust, scale, slags, sludges...not wastes, but sources of profits", *Metallurgical and transactions B*, 34, 6, 769-779.
85. Ley 10/1998, del 21 de abril, de Residuos. Publicación en el BOE: 22/04/1998, Jefatura del Estado, España.
86. Ley 22/2011, de 28 de Julio, De Residuos. Publicación en el BOE: 29/07/2011 Jefatura del Estado, España.
87. Li, L., Santos, F., Li, Y., Shao, W., Zhao, Q. y Amini, F. (2012): "Evaluation of fly ash and soil mixtures for use in highway embankments", *GeoCongress 2012*, ASCE 2012.
88. Lisbona, A., Vegas, I., Ainchil, J., and Ríos, C. (2012): "Soil stabilization with calcined paper sludge: laboratory and field tests", *Journal of Material in Civil Engineering*, 24, 666–673.
89. Little, D. (1987): "Fundamentals of the stabilization of soil with lime (Bulletin 332), NLA, Arlington, VA, Estados Unidos.
90. Little, D. (1999) "Evaluation of structural properties of lime stabilized and aggregates Vol. 1: "Mixture design and testing procedure for lime stabilized soils", National Lime Association, Arlington, VA, Estados Unidos.
91. Little, D. (2000): "Evaluation of structural properties of lime stabilized soils and aggregates, Vol. 3: Mixture design and testing procedure for lime stabilized soils", National Lime Association, Arlington, VA, Estados Unidos.

92. Little, D. y Yusuf, M. (2001): " Example problem illustrating the application of the national lime association mixture design and testing protocol (MDTP) to ascertain engineering properties of lime-treated subgrades for mechanistic pavements design/analysis", National Lime Association, Arlington, VA, Estados Unidos.
93. López, R. (2007): "Uso de filler aluminico procedente de la escoria salina de la 2da fusión del aluminio, para la mejora o la estabilización de suelos marginales", II Jornada de Materiales Marginales en Obras Viarias, Sevilla, España.
94. Losáñez, M. (2005): "Aprovechamiento integral de escorias blancas y negras de acería eléctrica en construcción y obra civil", Tesis doctoral, Universidad del País Vasco, Bilbao, España.
95. Lun, Y., Liu, S., Zhou, M. y Liu, X. (2011): "Stress-Chemistry Mechanism of mortars made with steel slag sand", Advanced Materials Research, 163-167, 899-903.
96. Luxán, M.P. Sotolongo, R., Dorrego, F. y Herrero, E. (2000): "Characteristics of the slags produced in the fusion of scrap steel by electric arc furnace", Cement and Concrete Research, 30, 517-519.
97. Manso, J.M. (2005): "Fabricación de hormigón hidráulico con escoria negra de horno eléctrico de arco", Tesis doctoral, Universidad de Burgos, Burgos, España.
98. Manso, J.M., González, J.J. y Polanco, J.A. (2004): "Electric arc furnace slag in concrete", Journal of Material in Civil Engineering, 16, 639- 645.
99. Manso, J.M., Hernández, D., Losáñez, M.M. y González, J.J. (2011): "Design and elaboration of concrete mixture using steelmaking slags", ACI Materials Journal, 108, 673-681.
100. Manso, J.M., Losáñez, M., Polanco, J.A. y González, J.J. (2005): "Ladle furnace slag in construction", Journal of Materials of Civil Engineering, 17, 513-518.
101. Manso, J.M., Polanco, J.A., Losáñez, M. y González, J.J. (2006): "Durability of concrete made with EAF slag as aggregate", Cement and Concrete Composite, 28, 528-534.
102. Mehta, P.K. (1989): "Pozzolanic and cementitious by-products in concrete-another look", AXI-SP, 114-1 Conferencia, Trondheim, Noruega.
103. Monaco, A. y Lu, W-K., (1994): "The effect of cooling conditions on the mineralogical characterization of steel slag", Simposio Internacional de Tecnologías de Conservación de Recursos Ambientales en la Industria Metalúrgica, (Proceedings of the International Symposium on Resource Conservation Environmental Technologies in Metallurgical Industry), 107-116, Toronto, Canadá.
104. Montenegro, J.M. y Celemín, M. (2008): "Some geotechnical aspects to use marginal soils with ladle furnace slag in embankment constructions", 19º Congreso

- Europeo de Jóvenes Geotécnicos (19th Young European Geotechnical Conference), Győr, Hungría.
105. Montenegro, J.M., Celemín, M., Cañizal, J. y Setién J. (2012): "Ladle furnace slag in embankment construction: Expansive behavior", *Journal of Materials in Civil Engineering*, (Remitido 23-08-11, Aprobado 31-07-12, Publicado en la web del ASCE).
 106. Motz, H. and Geiseler, J. (2001): "Products of steel slag: an opportunity to save resources", *Waste Management*, 21, 285-293.
 107. Nelson, J.D. y Miller, D.J. (1992): "Expansive Soils. Problems and Practice in Foundation and Pavement Engineering", Wiley and Sons, inc., 260.
 108. NEN 7341 (1994): "Determination of leaching characteristic of soil, construction materials and wastes –leaching test- determination of the availability of inorganic constituents for leaching from construction materials and waste materials", Netherlands Normalisatie-Instituut.
 109. Nicolae, M., Vîlcu, I. y Zaman, F. (2007): "X ray diffraction analysis of steel slag and blast furnace slag viewing their use for road construction", *UPB Scientific Bulletin Series B*, 69, 99-108.
 110. NLT 114 (1999): "Determinación de sales solubles en los suelos", Ministerio de Fomento. CEDEX.
 111. NLT 115 (1999): "Contenido de yeso en los suelos", Ministerio de Fomento. CEDEX.
 112. Nunes, M.C.M., Bridges, M.G. y Dawson, A.R. (1996): "Assessment of secondary materials for pavements construction: Technical and environmental aspects", *Waste Management*, 16, 1-3, 87-96.
 113. OFICEMEN (Página consultada el 15 de julio de 2012) [ON line]. Dirección URL: <http://www.euroslag.com/>
 114. Orden de 15 de febrero de 1996 sobre la valorización de escorias, Cataluña, España.
 115. Ore, S., Todorovic, J., Ecke, H., Grennberg, K., Lidelöw y Lagerkvist, A. (2007): "Toxicity of leachate from bottom ash in a road construction", *Waste Management*, 27, 1626-1637.
 116. Organisation de Coopération et de Développement Économique (1977), "Utilization des déchets et sous-produits en technique routière", París, Francia.
 117. Organisation de Coopération et de Développement Économique, OCDE (1997) "Use of waste materials and by-products in road construction", París, Francia.
 118. Ormsby, W.C. y Kinter, E.D. (1973): "Strength development and reaction products in lime-montmorillonite-water systems", *Public Roads*, 37, 136-160.

119. Ortega, V. (2011): "Aprovechamiento de escoria blancas (LFS) y negras (EAFS) de acería eléctrica en la estabilización de suelo y en capas de firmes de caminos rurales", Tesis doctoral, Universidad de Burgos, Burgos, España.
120. Ortuño, L. y Rodríguez, J. L. (2000). "La estabilización del suelo con cal como mejora de suelos. Estudio realizado en el tramo V de la A-381: Jerez-Los Barrios". II Congreso Andaluz de Carreteras, Vol. II, Cádiz, España.
121. Oteo Mazo, C. (1993) "Escorias: Propiedades y aplicaciones geotécnicas", Curso sobre Geotecnia Ambiental, Tomo I, Madrid, España.
122. Oteo, C. (1994): "Reglas generales de proyecto", III Simposio nacional de Geotecnia Vial, Vigo. Ponencia General, 183-205.
123. Oteo, C. (2003): "Reflexiones sobre el arte de estabilización de taludes", III Congreso Andaluz de Carreteras, Sevilla. Vol. I, 911-923.
124. Oteo, C. (2004): "Los suelos marginales: Características y aprovechamiento", IV Simposio Nacional de Geotecnia Vial, 45-78, Santander, España.
125. Oteo, C. (2007): "Estabilización y refuerzo de materiales marginales", II Jornada sobre Materiales Marginales en Obras Viarias: Sevilla A.T.C., 33-68.
126. Oteo, C. (2011): "Filosofía del diseño y ejecución de terraplenes y su patología (I)", Rutas técnica, 146, 8-17.
127. Oteo, C. (2011): "Filosofía del diseño y ejecución de terraplenes y su patología (II)", Rutas técnica, 147, 10-22.
128. Papayianni, I. y Anastasiou, E. (2006): "Optimization of ladle furnace slag for use as a supplementary material", Konsta-Gdoutos, M.S. (ed.) Measuring, Monitoring and Modeling Concrete Properties, 411-417.
129. Papayianni, I. y Anastasiou, E. (2010): "Production of high-strength concrete using high volume of industrial by-products", Construction and Building Materials 24, 8, 1412-1417.
130. Pardo de Santayana, F. (1993): "Comportamiento geotécnico de cenizas volantes en rellenos compactados y su evolución a lo largo del tiempo", Laboratorio de Geotecnia, CEDEX, Madrid, España.
131. Pinhey, C.J. y Kunz, K.M. (1995): "Recycling of ladle metallurgy slags", Waste Processing and Recycling in Metallurgical Industries Proc., CIM, Vancouver, vol. 11, 175-85.
132. Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes (PG3), especialmente, el artículo 330: Terraplenes.
133. Poh, H. Y., Ghataora, G. S. y Ghazireh, N. (2006): "Soil stabilization using basic oxygen steel slag fines", Journal of Materials in Civil Engineering, 18, 229-240.

134. Polanco, J.A., Manso, J.M., Setién, J. y González, J.J. (2011): "Strength and durability of concrete made with electric steelmaking slag", *ACI Materials Journal*, 108, 196-203.
135. Prasad, P. S. R., Shiva Prasad, K., Krishna Chaitanya, V., Babu, E. V. S. S. K., Sreedhar, B. y Ramana Murthy, S. (2005): "In situ FTIR study on the dehydration of natural goethite", *Journal of Asian Earth Science*, 27, 503-511.
136. Proctor, D.M., Fehling, K.A., Shay, E.C., Wittenboard, J.L., Green, J.J., Avent, C., Bigham, R.D., Connolly, M., Lee, B., Shpker, T.O. y Zak, M.A. (2000): "Physical, and chemical characteristics of blast furnaces, basic furnace, and electric arc furnace steel industry slags", *Environmental Science and Technology*, 34, 1576-1582.
137. Qian, G.R., Sun, D.D., Tay, J.H. y Lai, Z.Y. (2002): "Hydrothermal reactions and autoclave stability of Mg bearing RO phase in steel slag", *British Ceramics Transactions*, 101, 159-164.
138. Ramachandran, V.S. (1981): "Waste and by-products as concrete aggregates", National Research Council Canada, Canadian Building digest, CBD-215 (Consultada el 12 de mayo de 2010), Dirección URL: <http://www.nrc-cnrc.gc.ca/eng/ibp/irc/cbd/building-digest-215.html>.
139. Ramachandran, V.S., Sereda, P.J. y Feldman, R.F. (1964): "Mechanism of hydration of calcium oxide". *Nature*, (United Kingdom), 201, 288-289.
140. REACH (Página consultada el 10 de julio de 2012). [ON line]. Dirección URL: http://ec.europa.eu/environment/chemicals/reach/reach_intro.htm
141. Reddy, A.S. Pradhan, R.K. y Chandra, S. (2006): "Utilization of basic oxygen furnace (BOF) slag in the production of a hydraulic cement binder" *International Journal of Mineral Proceeding*, 79, 98-105.
142. Reeves, B.J. y Lu, W. K. (2000): "High temperature modification of steelmaking slag by addition of Fayalite slag to create a volumetric stable aggregate", 6th. Int. Conf. On Molten Slags, Fluxes and Salts, Stockholm, June 2000, paper 201.
143. Rex, M. (2005): "The use of BF converter and ladle furnace slag in European agriculture- benefits or risks?", *Proceedings of the 4th European Slag Conference*, Oulu (Finland).
144. Rico, A. y Del Castillo (1976): "La ingeniería de suelos en las vías terrestres" Editorial Limusa, México.
145. Rodríguez, A., Manso, J.M., Aragón, A. y González, J.J. (2009): "Strength and workability of masonry mortars manufactured with ladle furnace slag", *Resources, Conservation and Recycling*, 53, 645-651.

146. Sahnoune, F., Saheb, N., Khameh, B. and Takkouk, Z. (2011): "Thermal analysis of dehydroxylation of Algerian kaolinite", *Journal of Thermal Analysis and Calorimetry*, 107, 3, 1067-1072.
147. Schreurs, J.P.G.M., Van der Sloot, H.A., Hendriks, CH (2000): "Verification of laboratory field leaching behaviour of coal fly ash and MSWI bottom ash a road base material", *Waste Management*, 20 193-201.
148. Sedmale, G., Cimmers, A., Sedmalis, U. and Celms, A. (2009): "Characteristics of illite clay and compositions for porous building ceramics production", *Chemine Technologija*, 51, 18- 21.
149. Setién, J., Hernández, D. y González, J.J. (2009): "Characterization of ladle furnace basic slag for use as a construction material", *Construction and Building Materials*, 23, 1788-1794.
150. Shelburne, W. y DeGroot, D. J. (1998): "The use of waste & recycled materials in highway construction", *Civil Engineering Practice*, 13, 5-15.
151. Shen, D.H., Wu, C.M. y Du, J.C. (2009): "Laboratory investigation of basic furnaces slag for substitution of aggregate in porous asphalt mixture", *Construction and Building Materials*, 23, 453-461.
152. Shi, C y Hu, S. (2003): "Cementitious properties of ladle furnace slag fines under autoclave curing conditions", *Cement and Concrete Research*, 33, 1851-1856.
153. Shi, C. (2002): "Characteristics and cementitious properties of ladle slag fines from steel production", *Cement and Concrete Research* 32, 459-462.
154. Shi, C. (2004): "Steel slag- Its production, processing, characteristics and cementitious properties", *Journal of Civil Engineering* 16, 3, 230-236.
155. Shi, C. y Qian, J. (2000): "High performance cementing materials from industrial slags- a review", *Resources, Conservation and Recycling*, 29, 195-207.
156. Smith, M. y Coley K.S. (1998): "Treatment of steel ladle-slag to inhibit falling and generate a reusable bi-product", *Waste Processing and Recycling III The Metallurgical Industries Proc.*, CIM, 165-179.
157. Stocker, P.T. (1972): "Diffusion and diffuse cementation in lime and cement stabilized clayey soils", *Australian Road Research Board*, Special report No. 8, 1972, 146 pp.
158. Sweeney, D.A. Wong, D.K.H. and Fredlund, D.G. (1988): "Effect of lime on a highly plastic clay with special emphasis on aging", *Transportation Research Record* 1190, NRC, Washington, DC, USA, 13-23.
159. Tang, M. (1973) "An investigation on mineral composition of steel slag for cement production", *Research Report*, Nanjing Institute of Chemical Technology, Nanjing, China.

160. Taylor, H.F.W. (1997): "La química de los cementos, Vol. I", Ediciones Urmo, Bilabo, España.
161. Terzaghi, K. y Peck, R. (1969): "Mecánica de suelos en la Ingeniería práctica", Editorial el Ateneo. 3ª edición (2ª reimpresión), Editorial El Ateneo S.A., Barcelona, España.
162. Tossavainen, M., Engstrom, F., Yang Q., Menad, N., Lidstrom Larsson, L. y Bjorkam, B. (2007): "Characteristics of steel slag under cooling conditions", Waste Management, 27, 1335-1344.
163. UNE 103105 (1993): "Determinación de la densidad mínima de una arena", Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR), Madrid, España.
164. UNE 103201 (1994): "Determinación cuantitativa del contenido en sulfatos solubles de un suelo", Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR), Madrid, España.
165. UNE 103204 (1993): "Determinación del contenido de materia orgánica oxidable de un suelo por el método del permanganato potásico", Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR), Madrid, España.
166. UNE 103302: "Peso específico seco de partículas", Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR), Madrid, España.
167. UNE 103502 (1995): "Método de ensayo para determinar en laboratorio el índice C.B.R. de un suelo", Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR), Madrid, España.
168. UNE 80502 (2003): "Cales vivas o hidratadas utilizadas en la estabilización de suelos", Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR), Madrid, España.
169. UNE EN 12457-3 (2003): "Caracterización de residuos. Lixiviación. Ensayo de conformidad para la lixiviación de residuos granulares y lodos. Parte 3: Ensayo por lotes de dos etapas con una relación líquido-sólido de 2 l/kg y 8 l/kg para materiales con un tamaño de partícula inferior a 4 mm (con o sin reducción de tamaño)", Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR), Madrid, España.
170. UNE EN 12457-4 (2003): "Caracterización de residuos. Lixiviación. Ensayo de conformidad para la lixiviación de residuos granulares y lodos. Parte 4: Ensayo por lotes de una etapa con una relación líquido-sólido de 10 l/kg para materiales con un tamaño de partícula inferior a 10 mm (con o sin reducción de tamaño)", Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR), Madrid, España.
171. UNE EN 12620 (2009): "Áridos para hormigón", Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR), Madrid, España.

172. UNE EN 1744-1 (1999): "Ensayos para determinar las propiedades químicas de los áridos. Parte 1: Análisis químico", Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR), Madrid, España.
173. UNE EN 197-1 (2000): "Cemento. Parte 1: Composición, especificaciones y criterios de conformidad de los cementos comunes", Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR), Madrid, España.
174. UNE EN 459-1 (2002): "Cales para la construcción. Parte 1: Definiciones, especificaciones y criterios de conformidad", Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR), Madrid, España.
175. UNESID (Página consultada el 2 de junio de 2012). [ON line]. Dirección URL: <http://www.unesid.org/>
176. Valls, S. y Vàsquez, E. (2002): "Leaching properties of stabilised/solidified cement-admixtures-sewage sludges system", Waste Management 22, 37-45.
177. Van der Sloot, H.A (1996): "Keynote lecture: Developments in evaluating environmental impact from utilization of bulk inert waste using laboratory leaching tests and field verification", Waste Management, 1-3, 65-81.
178. Vàsquez, E. y Barra, M. (2001): "Reactividad y expansión de las escorias de acería de horno de arco eléctrico en relación con sus aplicaciones en la construcción", Materiales de Construcción 51, 137-148.
179. Vegas, I., Ibañez, J.A., San José, J.T. y Urzelai, A. (2008): "Construction demolition wastes, Waelz slag and MSWI bottom ash: A comparative technical analyses as materials for road construction", Waste Management, 28, 565- 574.
180. Waligora, J, Bulteel, D., Degrugilliers, P., Damidot, D., Potdevin, J.L. y Measson, M. (2010): "Chemical and mineralogical characterization of LD converter steel slags: A multi-analytical techniques approach", Materials Characterization, 61, 39-48.
181. Wang, H., Li, C., Peng, Z. and Zhang (2011): "Characterization and thermal behavior of kaolin", Journal of Thermal Analysis and Calorimetry, 105, 1, 157-160.
182. Woodbine, B. (2008): "Evaluation of the technical and economical aspects of using type CEM III cements in concrete", Global Slag Magazine, marzo 2008, 17-24 http://www.globalslag.com/pdf/eGS_Mar08_LowRes.pdf
183. World Steel Association (2008): "Steel statistical yearbook 2008", Worldsteel Committee on Economic Studies – Brussels, 2009.
184. Xeidakis, G.S (1996): "Stabilization of swelling clays by Mg(OH)₂. Changes in clay properties after addition of Mg-hydroxide", Engineering Geology, 44, 107-120.
185. XP P 18-545 (2004): "Granulats – Éléments de définition, conformité et codification" (Agregados – Definición de elementos, conformidad y codificación).

186. Xue, Y. Wu, S. y Zha, J. (2006): "Experimental investigation of basic oxygen slag used as aggregate in asphalt mixture", *Journal of Hazardous Materials B*, 138, 261-268.
187. Xuequan, W. Hong, Z., Xinkai y Husen, L. (1999): "Study on steel slag and fly ash composite Portland cement", *Cement and Concrete Research*, 29, 1103-1106.
188. Yildirim, I. y Prezzi, M. (2011): "Chemical, Mineralogical, and Morphological Properties of Steel Slag", *Advances in Civil Engineering*, Article ID 463638, 13 pages.
189. Yoon, S., Balunaini, U., Yildirim, I., Prezzi, M. Siddiki, N. (2009): "Construction of an embankment with a fly and bottom ash mixture: field performance study", *Journal of Materials in Civil Engineering*, 21, 6, 271-278.

