



UNIVERSIDAD DE BURGOS

ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

**METODOLOGÍA PARA EL AVANCE EN LA
CARACTERIZACIÓN DEL
SUELOCEMENTO DE APLICACIÓN EN
FIRMES SEMIRRÍGIDOS**

TESIS DOCTORAL

Autora

Alaitz Linares Unamunzaga

Directores

Hernán Gonzalo Orden

Jesús Díaz Minguela

Burgos, octubre de 2015

*A mi familia, amigos y maestros,
pues todos ellos forman
el conjunto de mi vida.*

Resumen

El suelocemento es una mezcla de material granular, agua y cemento en una proporción habitual comprendida entre el 3 y el 6%, que se compacta para su empleo como base o subbase en firmes semirrígidos. Esta adición de cemento confiere a la mezcla una mejora en sus propiedades mecánicas a la vez que aumenta su durabilidad. No obstante, su disposición como capa de un firme, hace del suelocemento un material expuesto a los fenómenos de fatiga.

Para la determinación de su vida útil, el Ministerio de Fomento adopta criterios derivados de los estudios realizados por el Instituto Eduardo Torroja en los años 80 para la gravacemento:

$$\frac{\sigma}{R_f} = 1 - 0,08 \cdot \log N$$

siendo N el número de ciclos soportados y R_f la resistencia a flexotracción.

Tal y como puede contemplarse en la ecuación anterior, el ensayo que mejor reproduce el comportamiento de un firme bajo la acción de las cargas de tráfico es el de resistencia a la rotura por flexotracción. Sin embargo, dada la dificultad de ejecución de las probetas prismáticas necesarias para la realización del ensayo, habitualmente su valor suele establecerse de manera indirecta.

Si bien es cierta la necesidad de realizar ensayos de compresión a los 7 días para verificar la validez del material, ¿por qué no aprovechar esos ensayos para estimar la resistencia a flexotracción a largo plazo y, en consecuencia, determinar el número de ciclos de fatiga que soportará el material?. De esta manera es posible realizar un dimensionamiento más ajustado de la capa de suelocemento, a la vez que se pueden adoptar medidas correctoras en el caso de que la resistencia a flexotracción estimada no sea la adecuada.

Por lo tanto, el objetivo general de esta Tesis Doctoral consiste en optimizar el dimensionamiento de los firmes semirrígidos que presentan como subbase una capa de suelocemento mediante la aportación de una solución más refinada del modelo de comportamiento a fatiga, permitiendo a 7 días corroborar o modificar las propuestas del catálogo de secciones tipo recogido en la norma 6.1-IC de la instrucción de carreteras en función de las características reales del suelocemento ejecutado.

Para dar respuesta a este objetivo general, es necesario alcanzar una serie de objetivos parciales que podrían agruparse en:

- Identificación del suelo de préstamo y establecimiento de la fórmula de trabajo.

- Establecimiento de la relación existente entre la resistencia a flexotracción y la resistencia a compresión a largo plazo así como su evolución con el paso del tiempo a fin de estimar la primera a partir del valor de la segunda.
- Establecimiento de una relación más adaptada que la actual existente entre la resistencia a fatiga y la resistencia a flexotracción a largo plazo.
- Realización de un diseño analítico del firme a fin de compararlo con las secciones empleadas actualmente para determinar la posibilidad de optimización de estas.

Para ello, es necesario la realización de ensayos de resistencia a la rotura por flexotracción y fatiga en flexotracción a probetas prismáticas de dimensiones 15 x 15 x 60 cm, así como ensayos de resistencia a compresión tanto a las probetas las semiprismáticas resultantes de los ensayos anteriores como a probetas cilíndricas de dimensiones $\varnothing 15 \times 18$ cm.

Los resultados obtenidos a partir de las modelizaciones realizadas sugieren que el sueloceemento presentaría un mejor comportamiento al que se le supone. No obstante, es necesario matizar que cualquier disminución en el espesor de su capa deriva en la disminución de la vida útil del firme.

Summary

The soil cement is a mixture of granular material, water and a proportion between 3 and 6% of cement, which is compacted to be used as a base or subbase of a pavement. This addition of cement gives an improvement to the mixture in its mechanical properties and increases its durability. However, the soil cement material is exposed to the fatigue phenomenon.

To determine the lifetime, the Ministry of Public Works provides design criteria derived from studies for cement-bound granular materials conducted by the Eduardo Torroja Institute in the 80s:

$$\frac{\sigma}{R_f} = 1 - 0,08 \cdot \log N$$

where R_f is the flexural strength and N is the number of load repetitions to failure.

The flexural strength is the best test to simulate the response of a pavement layer under wheel loading. However, it is very difficult to achieve the necessary compaction degree of the prismatic beams. Therefore, usually it is estimated from indirect test.

Soil cement layers required a determinate compressive strength to validate the material in 7 days. So, why not use this result to estimate the long-term flexural strength and, consequently, determine the number of cycles which will support the material in fatigue strength?. This makes it possible to perform a more accurate dimensioning of the layer of soil cement, while it can take corrective action in the event that the estimated flexural strength is not adequate.

This thesis attempts to optimize the design of pavement with a soil cement as a base layer providing a new fatigue behavior model. This allows checking and modifying in 7 days the adopted section if its duration is less than expected.

To meet this overall objective, it is necessary to achieve a series of partial objectives that could be grouped into:

- Soil identification and establishment of the mix design.
- Establishment of the relationship between the long-term flexural strength and long-term compressive strength and their evolution over the time.
- Establish a relationship more adapted to the current existing between the fatigue design criteria and long-term flexural strength.
- Perform an analytical pavement design to compare currently used sections and determinate the possibility of optimization.

To achieve these objectives it is necessary to produce prismatic beams of dimensions 15 x 15 x 60 cm for the compressive, flexural and fatigue strength, and cylindrical specimens of dimensions 18 cm x 15 cm for the compressive strength.

The results obtained from the modeling suggest that the soil cement presents a better behavior than the one assumed. However, it is necessary to mention that any decrease in thickness of the layer contributes to reducing the pavement lifetime.

ÍNDICE

RESUMEN	5
SUMMARY	7
ÍNDICE DE TABLAS	13
ÍNDICE DE FIGURAS.....	17
LISTADO DE ABREVIATURAS.....	21
<u>1 INTRODUCCIÓN</u>	<u>23</u>
1.1 CARACTERÍSTICAS DE LOS FIRMES DE CARRETERA	28
1.2 ESTRUCTURA DE LOS FIRMES DE CARRETERA.....	29
1.3 TIPOLOGÍA DE FIRMES	31
1.3.1 FIRMES RÍGIDOS.....	31
1.3.2 FIRMES FLEXIBLES, SEMIFLEXIBLES Y SEMIRRÍGIDOS	34
1.3.3 FIRMES MIXTOS.....	37
1.3.4 OTROS TIPOS DE FIRMES.....	37
1.4 LOS MATERIALES TRATADOS CON CEMENTO	37
1.4.1 TIPOLOGÍAS	38
1.5 ESTRUCTURA DE LA TESIS	40
<u>2 ESTADO DEL ARTE.....</u>	<u>43</u>
2.1 DESARROLLO HISTÓRICO DE LA TÉCNICA DE SUELOCEMENTO.....	43
2.2 VENTAJAS Y LIMITACIONES DE LA TÉCNICA.....	45
2.2.1 VENTAJAS	45
2.2.2 LIMITACIONES DE LA TÉCNICA	46
2.3 MATERIALES Y PROPIEDADES DE LOS SUELOCEMENTOS	47
2.3.1 MATERIALES.....	47
2.3.2 PROPIEDADES	69
2.4 DIFERENCIA ENTRE EL SUELOCEMENTO Y LA ESTABILIZACIÓN DE SUELO CON CEMENTO	73
2.5 DISEÑO DE MEZCLA	74
2.5.1 DOSIFICACIÓN POR COMPACTACIÓN Y RESISTENCIA	75
2.5.2 DOSIFICACIÓN BASADA EN LA DURABILIDAD	79
2.6 DIMENSIONAMIENTO DE UN FIRME SEMIRRÍGIDO	80
2.6.1 DIMENSIONAMIENTO ANALÍTICO.....	80
2.6.2 DIMENSIONAMIENTO EMPÍRICO.....	82
2.6.3 FACTORES DE DISEÑO	84
2.7 PROCESO CONSTRUCTIVO	91
2.7.1 ETAPAS DEL PROCESO	91

2.8	SUELOCEMENTO EN PLANTA FRENTE A SOLUCIÓN <i>IN SITU</i>	93
2.9	INVESTIGACIONES PREVIAS	95
2.9.1	THE DEVELOPMENT AND EVALUATION OF PROTOCOLS FOR THE LABORATORY CHARACTERISATION OF CEMENTED MATERIALS	102
2.9.2	DEVELOPMENT OF TENSILE FATIGUE CRITERIA FOR BOUND MATERIALS	113
2.9.3	EL ESTUDIO DE COMPORTAMIENTO DE LOS FIRMES RECICLADOS <i>IN SITU</i> CON CEMENTO	120
3	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y OBJETIVOS	127
3.1	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	127
3.2	OBJETIVOS	128
4	METODOLOGÍA EXPERIMENTAL, PLANIFICACIÓN Y MEDIOS EMPLEADOS	131
4.1	METODOLOGÍA EXPERIMENTAL	131
4.2	PLAN DE TRABAJOS	134
4.3	MEDIOS EMPLEADOS	139
4.3.1	MATERIALES EMPLEADOS.....	139
4.3.2	EQUIPOS	141
5	DESARROLLO METODOLÓGICO	147
5.1	DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYOS REALIZADOS	148
5.1.1	ENSAYOS DE IDENTIFICACIÓN.....	148
5.1.2	ENSAYOS DE CARACTERIZACIÓN.....	154
5.2	ESTUDIO DE LA DOSIFICACIÓN (DISEÑO DE LA MEZCLA)	162
5.2.1	DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO DE AGUA	162
5.2.2	DETERMINACIÓN DE LA ENERGÍA DE COMPACTACIÓN PARA PROBETAS CILÍNDRICAS	163
5.2.3	DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO DE CEMENTO	163
5.2.4	DETERMINACIÓN DE LA ENERGÍA DE COMPACTACIÓN PARA PROBETAS PRISMÁTICAS	164
5.3	ESTUDIO DE SENSIBILIDAD	167
5.4	ESTUDIO DE GEMELAS	167
5.5	ESTUDIO DE LA RELACIÓN ENTRE LA RESISTENCIA A FLEXOTRACCIÓN Y LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN	168
5.6	ESTUDIO DE LA RESISTENCIA A FATIGA EN FLEXOTRACCIÓN	169
5.7	ESTUDIO DE LA EVOLUCIÓN DE RESISTENCIAS	171
5.8	ESTUDIO DEL MÓDULO ELÁSTICO	174
6	RESULTADOS Y ANÁLISIS DE LOS DATOS	177
6.1	IDENTIFICACIÓN DEL SUELO	181
6.1.1	ENSAYOS PREVIOS REALIZADOS EN OBRA.....	182
6.1.2	GRANULOMETRÍA	183
6.1.3	LÍMITES DE ATTERBERG	185
6.1.4	EQUIVALENTE DE ARENA.....	186
6.1.5	MATERIA ORGÁNICA Y SULFATOS.....	187
6.1.6	DEFINICIÓN DEL SUELO EMPLEADO.....	188
6.2	ESTUDIO DE DOSIFICACIÓN	190
6.2.1	DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO DE AGUA.....	190

6.2.2	DETERMINACIÓN DEL PROCESO DE COMPACTACIÓN PARA PROBETAS CILÍNDRICAS	191
6.2.3	DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO DE CEMENTO	192
6.2.4	DETERMINACIÓN DE LA ENERGÍA DE COMPACTACIÓN PARA PROBETAS PRISMÁTICAS	201
6.2.5	FÓRMULA DE TRABAJO FINAL	204
6.3	ESTUDIO DE SENSIBILIDAD	206
6.4	ESTUDIO DE GEMELAS.....	208
6.4.1	ENSAYOS DE ROTURA A FLEXOTRACCIÓN	208
6.4.2	ENSAYOS DE ROTURA A COMPRESIÓN	213
6.5	ESTUDIO DE LA RESISTENCIA A FLEXOTRACCIÓN.....	220
6.5.1	ENSAYOS DE FLEXOTRACCIÓN	220
6.5.2	ENSAYOS DE COMPRESIÓN.....	225
6.6	ESTUDIO DE LA RESISTENCIA A FATIGA EN FLEXOTRACCIÓN	236
6.6.1	ENSAYOS DE COMPRESIÓN.....	243
6.6.2	DETERMINACIÓN DE LAS LEYES DE FATIGA.....	248
6.6.3	COMPARACIÓN DE LA LEY DE FATIGA OBTENIDA CON OTRAS LEYES DE FATIGA.....	270
6.7	ESTUDIO DE LA EVOLUCIÓN DE RESISTENCIAS	272
6.7.1	EVOLUCIÓN DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN A 7, 28 Y 90 DÍAS SOBRE PROBETAS CILÍNDRICAS.....	273
6.7.2	EVOLUCIÓN DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN A 7 Y 90 DÍAS SOBRE PROBETAS PRISMÁTICAS	286
6.7.3	RELACIÓN DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN ENTRE PROBETAS CILÍNDRICAS Y PROBETAS PRISMÁTICAS A 7 DÍAS.....	294
6.7.4	RELACIÓN DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN ENTRE PROBETAS CILÍNDRICAS Y PROBETAS PRISMÁTICAS A 90 DÍAS	295
6.7.5	RELACIÓN DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN ENTRE PROBETAS CILÍNDRICAS A 7 DÍAS Y PROBETAS PRISMÁTICAS A 90 DÍAS..	297
6.7.6	COMPARACIÓN DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN CON ESTIMACIONES DE ESTUDIOS ANTERIORES	298
6.8	ESTUDIO DEL MÓDULO ELÁSTICO	300
7	COMPROBACIÓN DE LAS SECCIONES DE FIRME DE LA NORMA 6.1-IC.....	305
7.1	VARIABLES DE CÁLCULO	305
7.1.1	TRÁFICO	305
7.1.2	EXPLANADA	307
7.1.3	CAPA DE SUELOCIMENTO	308
7.1.4	CAPAS BITUMINOSAS	308
7.2	COMPROBACIÓN DE SECCIONES	309
7.3	ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD CONSIDERANDO UN SUELOCIMENTO DE MENOR CALIDAD.....	312
7.4	ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD CONSIDERANDO UNA EXPLANADA DE MENOR CALIDAD	313
7.5	ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD CONSIDERANDO UN SUELOCIMENTO Y UNA EXPLANADA DE MENOR CALIDAD	314
8	CONCLUSIONES Y LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN	317
BIBLIOGRAFÍA.....		323
ANEJOS		333
A.- CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES EMPLEADOS		335
A.1.- CEMENTO.....		335
A.2.- AGUA		337
B.- FICHAS DE LOS ENSAYOS DE IDENTIFICACIÓN		339
B.1.- ENSAYOS EN OBRA		339
B.2.- ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO		359

B.3.- RELACIONES DENSIDAD MÁXIMA – HUMEDAD ÓPTIMA	365
C.- FICHAS DE FABRICACIÓN DE PROBETAS.....	369
C.1.- ESTUDIO DE DOSIFICACIÓN.....	369
C.2.- ESTUDIO DE SENSIBILIDAD.....	371
C.3.- ESTUDIO DE GEMELAS	372
C.4.- ESTUDIO DE RESISTENCIA A FLEXOTRACCIÓN	373
C.5.- ESTUDIO DE RESISTENCIA A FATIGA EN FLEXOTRACCIÓN	374
C.6.- ESTUDIO DE EVOLUCIÓN DE RESISTENCIAS	375
C.7.- ESTUDIO DEL MÓDULO ELÁSTICO	377
D.- CÁLCULOS DE LOS MODELOS DE FATIGA	379
D.1.- MODELO 1	379
D.2.- MODELO 1 (SIN INCLUIR PROBETAS NO APTAS).....	380
D.3.- MODELO 2	381
D.4.- MODELO 2 (SIN INCLUIR PROBETAS NO APTAS).....	382
D.5.- MODELO 3	383
D.6.- MODELO 4	384
E.- CÁLCULOS DEL DIMENSIONAMIENTO ANALÍTICO	385
E.1.- EXPLANADA E3	385
E.2.- EXPLANADA E2	393
E.3.- EXPLANADA E1	399
E.4.- ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD A LA CALIDAD DEL SUELOCEMENTO	404
E.5.- ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD A LA CALIDAD DE EJECUCIÓN DE LA EXPLANADA.....	412
E.6.- ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD A LA CALIDAD DEL SUELOCEMENTO Y A LA CALIDAD DE EJECUCIÓN DE LA EXPLANADA.....	417

Índice de Tablas

TABLA 2-1. VALORES HABITUALES DE C_U Y C_C	49
TABLA 2-2. HUSOS GRANULOMÉTRICOS PARA EL SC20 Y SC40.	50
TABLA 2-3. NIVEL DE PLASTICIDAD Y RESISTENCIA EN SECO EN FUNCIÓN DEL I_p	52
TABLA 2-4. PRESCRIPCIONES DE LOS SUELOS PARA SU USO COMO SUELOCEMENTO EN ESPAÑA (IECA, 2015).	54
TABLA 2-5. CAUSAS POR LAS QUE SE ESTABLECEN LAS PRESCRIPCIONES DE LOS SUELOS.	55
TABLA 2-6. CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN USCS.	57
TABLA 2-7. SÍMBOLOS DE GRUPO SEGÚN USCS.....	58
TABLA 2-8. CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN AASTHO.	59
TABLA 2-9. EQUIVALENCIA ENTRE LOS SISTEMAS DE CLASIFICACIÓN USCS Y AASTHO.	60
TABLA 2-10. CLASIFICACIÓN DE SUELOS ESPAÑOLA (PG-3).....	61
TABLA 2-11. COMPUESTOS PRINCIPALES DEL CEMENTO.	63
TABLA 2-12. COMPOSICIÓN DE LAS PRINCIPALES TIPOLOGÍAS DE CEMENTO.	64
TABLA 2-13. TIPOS ESTÁNDAR DE CEMENTO PORTLAND.	65
TABLA 2-14. TIPOS DE CEMENTOS.	66
TABLA 2-15. CONTENIDOS DE CEMENTO HABITUALES PARA DIFERENTES SUELOS SEGÚN CLASIFICACIÓN AASTHO.....	67
TABLA 2-16. CARACTERÍSTICAS DEL AGUA PARA SU EMPLEO EN SUELOCEMENTO.....	69
TABLA 2-17. DENSIDADES Y HUMEDADES DE MATERIALES TRATADOS CON CEMENTO.	70
TABLA 2-18. VALORES DE R_c A LARGO PLAZO DE MATERIALES TRATADOS CON CEMENTO.	70
TABLA 2-19. R_f A LARGO PLAZO CONSIDERADA EN LOS MODELOS DE COMPORTAMIENTO.	71
TABLA 2-20. MÓDULO DE ELASTICIDAD A LARGO PLAZO DE MATERIALES TRATADOS CON CEMENTO.	71
TABLA 2-21. COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD DE MATERIALES TRATADOS CON CEMENTO.....	72
TABLA 2-22. DIFERENCIA DE LAS PRESCRIPCIONES DE LOS SUELOS A EMPLEAR EN ESTABILIZACIONES Y SUELOCEMENTO.	73
TABLA 2-23. ENSAYOS PARA LA CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES DEL SUELOCEMENTO.....	74
TABLA 2-24. RESISTENCIA MEDIA A COMPRESIÓN A 7 DÍAS.	78
TABLA 2-25. CATEGORÍAS DE TRÁFICO PESADO (MFOM, 2003B; JCYL, 2004).....	85
TABLA 2-26. COEFICIENTE DE EQUIVALENCIA (JUNTA DE ANDALUCÍA, 2007).....	86
TABLA 2-27. FACTORES DE CRECIMIENTO (JUNTA DE ANDALUCÍA, 2007).....	86
TABLA 2-28. FACTORES DE CRECIMIENTO.	86
TABLA 2-29. COEFICIENTE DE MAYORACIÓN DE CARGAS (JUNTA DE ANDALUCÍA, 2007).....	87
TABLA 2-30. CLASIFICACIÓN DE EXPLANADAS (MFOM, 2003B; JCYL, 2004).	88
TABLA 2-31. CARACTERÍSTICAS DE SUELOS ESTABILIZADOS PARA EXPLANADAS (MFOM, 2003B; JCYL, 2004).	88
TABLA 2-32. CARACTERÍSTICAS DE MATERIALES TRATADOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO (IECA-CEDEX, 2003).	89
TABLA 2-33. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LAS MEZCLAS BITUMINOSAS (IECA-CEDEX, 2003).	90
TABLA 2-34. CARACTERÍSTICAS DE LAS MEZCLAS BITUMINOSAS EN FUNCIÓN DE LA ESTACIÓN (IECA-CEDEX, 2003).	90
TABLA 2-35. ESTIMACIÓN DEL E A PARTIR DE LA R_c (XUAN ET AL., 2012).	96
TABLA 2-36. LEYES DE FATIGA BASADAS EN LA TENSIÓN.....	100
TABLA 2-37. LEYES DE FATIGA BASADAS EN LA DEFORMACIÓN.	101
TABLA 2-38. LEYES DE FATIGA BASADAS EN LA TENSIÓN SEGÚN NORMATIVA ESPAÑOLA.	102
TABLA 2-39. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES EMPLEADOS (AUSTROADS, 2008A).	103
TABLA 2-40. VALORES MEDIOS DE RESISTENCIA A 28 DÍAS PARA LOS ENSAYOS REALIZADOS (AUSTROADS, 2008A).	107
TABLA 2-41. VALORES DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN (AUSTROADS, 2008A).....	108
TABLA 2-42. VALORES DE RESISTENCIA A TRACCIÓN INDIRECTA CORNEANAS + 3% CEMENTO (AUSTROADS, 2008A).....	109

TABLA 2-43. VALORES DE RESISTENCIA A TRACCIÓN INDIRECTA SEDIMENTARIAS + 4% CEMENTO (AUSTROADS, 2008A).	109
TABLA 2-44. VALORES DE RESISTENCIA A FLEXOTRACCIÓN (AUSTROADS, 2008A).	110
TABLA 2-45. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES EMPLEADOS (ARNOLD ET AL., 2011).	113
TABLA 2-46. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS ESTÁTICOS A 28 DÍAS DE ARNOLD ET AL. (2011).	115
TABLA 2-47. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DINÁMICOS MUESTRAS A, B Y C A 28 DÍAS (ARNOLD ET AL., 2011).	117
TABLA 2-48. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DINÁMICOS MUESTRAS D,E,F,Y G A 28 DÍAS (ARNOLD ET AL., 2011).	118
TABLA 2-49. RESISTENCIAS A COMPRESIÓN Y TRACCIÓN INDIRECTA EN PROBETA CILÍNDRICA (MPa) (DÍAZ, 2011A).	122
TABLA 2-50. R_c , R_C Y R_{T1} EN PROBETA PRISMÁTICAS (MPa) (DÍAZ, 2011A).	122
TABLA 2-51. LEYES DE FATIGA PARA EL MATERIAL RECICLADO (DÍAZ, 2011A).	124
TABLA 2-52. VALORES DE RESISTENCIA PARA FIRMES RECICLADOS (DÍAZ, 2011A).	125
TABLA 2-53. CORRELACIÓN DE RESISTENCIAS FRENTE A $R_{C,7d}$ (DÍAZ, 2011A).	126
TABLA 4-1. TIPOLOGÍA Y NÚMERO DE PROBETAS FABRICADAS Y TIPOLOGÍA Y NÚMERO DE ENSAYOS REALIZADOS.	138
TABLA 4-2. VALORACIÓN ECONÓMICA DE LA INVESTIGACIÓN REALIZADA.	139
TABLA 4-3. CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DE LAS PRENSAS EMPLEADAS.	144
TABLA 5-1. VELOCIDAD DE APLICACIÓN DE CARGA EN ENSAYO DE COMPRESIÓN (AENOR, 2003).	156
TABLA 6-1. VALORES CRÍTICOS DEL ESTADÍSTICO DURBIN-WATSON.	181
TABLA 6-2. ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO REALIZADO EN OBRA.	182
TABLA 6-3. ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO REALIZADO EN LABORATORIO MUESTRA 1.	184
TABLA 6-4. ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO REALIZADO EN LABORATORIO MUESTRA 2.	184
TABLA 6-5. ESTABLECIMIENTO DEL LÍMITE LÍQUIDO.	185
TABLA 6-6. ESTABLECIMIENTO DEL LÍMITE PLÁSTICO.	185
TABLA 6-7. EQUIVALENTE DE ARENA (AENOR, 2012).	187
TABLA 6-8. MATERIA ORGÁNICA (IRANOR, 1977).	187
TABLA 6-9. VALORES PARA LA CLASIFICACIÓN DEL SUELO SEGÚN USCS Y AASHTO.	188
TABLA 6-10. VALORES PARA LA CLASIFICACIÓN DEL SUELO SEGÚN PG-3.	189
TABLA 6-11. PARÁMETROS CONSTANTES EN LA COMPACTACIÓN DE PROBETAS CILÍNDRICAS.	191
TABLA 6-12. RESULTADOS DEL ENSAYO DE COMPACTACIÓN DE PROBETAS CILÍNDRICAS.	191
TABLA 6-13. PARÁMETROS CONSTANTES EN DOSIFICACIÓN AL 3%.	192
TABLA 6-14. RESULTADOS COMPRESIÓN A 7 DÍAS PARA DOSIFICACIÓN AL 3%.	193
TABLA 6-15. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LA DENSIDAD Y LA R_C A 7 DÍAS PARA DOSIFICACIÓN AL 3%.	193
TABLA 6-16. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DENSIDAD – RESISTENCIA A COMPRESIÓN 7 DÍAS CON 3% DE CEMENTO.	194
TABLA 6-17. PARÁMETROS CONSTANTES EN DOSIFICACIÓN AL 4%.	195
TABLA 6-18. RESULTADOS COMPRESIÓN A 7 DÍAS PARA DOSIFICACIÓN AL 4%.	195
TABLA 6-19. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LA DENSIDAD Y LA R_C A 7 DÍAS PARA DOSIFICACIÓN AL 4%.	195
TABLA 6-20. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DENSIDAD – RESISTENCIA A COMPRESIÓN 7 DÍAS CON 4% DE CEMENTO.	196
TABLA 6-21. PARÁMETROS CONSTANTES EN DOSIFICACIÓN AL 5%.	196
TABLA 6-22. RESULTADOS COMPRESIÓN A 7 DÍAS PARA DOSIFICACIÓN AL 5%.	197
TABLA 6-23. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LA DENSIDAD Y LA R_C A 7 DÍAS PARA DOSIFICACIÓN AL 5%.	197
TABLA 6-24. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DENSIDAD – RESISTENCIA A COMPRESIÓN 7 DÍAS CON 5% DE CEMENTO.	198
TABLA 6-25. PARÁMETROS CONSTANTES EN DOSIFICACIÓN AL 3,5%.	199
TABLA 6-26. RESULTADOS COMPRESIÓN A 7 DÍAS PARA DOSIFICACIÓN AL 3,5%.	199
TABLA 6-27. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LA DENSIDAD Y LA R_C A 7 DÍAS PARA DOSIFICACIÓN AL 3,5%.	199
TABLA 6-28. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DENSIDAD – RESISTENCIA A COMPRESIÓN 7 DÍAS CON 3,5% DE CEMENTO.	200
TABLA 6-29. PARÁMETROS CONSTANTES EN LA COMPACTACIÓN DE PROBETAS PRISMÁTICAS.	201
TABLA 6-30. RESULTADOS DE LA COMPACTACIÓN DE PROBETAS PRISMÁTICAS CON UN 6,5% DE HUMEDAD.	201
TABLA 6-31. RESULTADOS DE LA COMPACTACIÓN DE PROBETAS PRISMÁTICAS CON UN 6,8% DE HUMEDAD.	202
TABLA 6-32. RESULTADOS DE R_C A 7 DÍAS EN PROBETAS PRISMÁTICAS CON UN 6,8% DE HUMEDAD.	203
TABLA 6-33. RESULTADOS DE LA COMPACTACIÓN DE PROBETAS PRISMÁTICAS CON UN 7,0% DE HUMEDAD.	203
TABLA 6-34. RESULTADOS DE R_C A 7 DÍAS EN PROBETAS PRISMÁTICAS CON UN 7,0% DE HUMEDAD.	203
TABLA 6-35. PARÁMETROS CONSTANTES EN EL ESTUDIO DE SENSIBILIDAD SOBRE PROBETAS CILÍNDRICAS.	207
TABLA 6-36. RESULTADOS DE DENSIDAD Y R_C PARA MEZCLAS CON % DE HUMEDAD VARIABLE.	207

TABLA 6-37. RESULTADOS DE RESISTENCIA A FLEXOTRACCIÓN A LARGO PLAZO SOBRE PROBETAS PRISMÁTICAS.....	209
TABLA 6-38. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LA RESISTENCIA A FLEXOTRACCIÓN EN ESTUDIO DE GEMELAS.....	210
TABLA 6-39. ANÁLISIS ESTADÍSTICO RELACIÓN R_f PROBETA IMPAR - R_f PROBETA IMPAR.....	212
TABLA 6-40. RESULTADOS DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN A LARGO PLAZO SOBRE SEMIPRISMÁTICAS.....	213
TABLA 6-41. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN EN ESTUDIO DE GEMELAS.....	214
TABLA 6-42. ANÁLISIS ESTADÍSTICO RELACIÓN R_C ENTRE SEMIPRISMAS DE PROBETA IMPAR.....	216
TABLA 6-43. ANÁLISIS ESTADÍSTICO RELACIÓN R_C ENTRE SEMIPRISMAS DE PROBETA PAR.....	218
TABLA 6-44. ANÁLISIS ESTADÍSTICO RELACIÓN R_C ENTRE PROBETAS IMPARES Y PARES.....	219
TABLA 6-45. RESULTADOS R_f A LARGO PLAZO SOBRE PROBETAS PRISMÁTICAS DEL ESTUDIO DE FLEXOTRACCIÓN.....	221
TABLA 6-46. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LA R_f A LARGO PLAZO.....	222
TABLA 6-47. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LA R_f A LARGO PLAZO (SIN TENER EN CUENTA LAS PROBETAS NO APTAS).....	222
TABLA 6-48. ANÁLISIS ESTADÍSTICO EDAD DE LAS PROBETAS - R_f A LARGO PLAZO EN ESTUDIO DE FLEXOTRACCIÓN.....	224
TABLA 6-49. RESULTADOS R_C SOBRE PROBETAS PRISMÁTICAS DEL ESTUDIO DE FLEXOTRACCIÓN.....	225
TABLA 6-50. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LA R_C DE SEMIPRISMAS ROTOS A FLEXOTRACCIÓN A LARGO PLAZO.....	226
TABLA 6-51. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LA R_C A LARGO PLAZO (SIN TENER EN CUENTA LAS PROBETAS NO APTAS).....	226
TABLA 6-52. ANÁLISIS ESTADÍSTICO RELACIÓN R_C ENTRE SEMIPRISMAS EN ESTUDIO DE FLEXOTRACCIÓN.....	228
TABLA 6-53. ANÁLISIS ESTADÍSTICO EDAD DE LAS PROBETAS - R_C A LARGO PLAZO EN ESTUDIO DE FLEXOTRACCIÓN.....	229
TABLA 6-54. ANÁLISIS ESTADÍSTICO R_C - R_f A LARGO PLAZO.....	233
TABLA 6-55. ANÁLISIS ESTADÍSTICO R_C (VALOR MEDIO) - R_f A LARGO PLAZO.....	234
TABLA 6-56. VALORES DE TENSIÓN INTRODUCIDOS EN EL ESTUDIO DE RESISTENCIA A FATIGA EN FLEXOTRACCIÓN.....	237
TABLA 6-57. CICLOS SOPORTADOS POR LAS PROBETAS PRISMÁTICAS EN EL ESTUDIO DE FATIGA EN FLEXOTRACCIÓN.....	238
TABLA 6-58. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DEL NÚMERO DE CICLOS SOPORTADO EN GRUPO 3.....	239
TABLA 6-59. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DEL NÚMERO DE CICLOS SOPORTADO EN GRUPO 2.....	240
TABLA 6-60. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DEL NÚMERO DE CICLOS SOPORTADO EN GRUPO 1.....	241
TABLA 6-61. RESULTADOS DE R_C DE SEMIPRISMAS DEL ESTUDIO DE FATIGA EN FLEXOTRACCIÓN.....	243
TABLA 6-62. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LA R_C DE SEMIPRISMAS ROTOS A FATIGA EN FLEXOTRACCIÓN.....	244
TABLA 6-63. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LA R_C A LARGO PLAZO (SIN TENER EN CUENTA LAS PROBETAS NO APTAS).....	244
TABLA 6-64. ANÁLISIS ESTADÍSTICO RELACIÓN R_C ENTRE SEMIPRISMAS EN ESTUDIO DE FATIGA EN FLEXOTRACCIÓN.....	246
TABLA 6-65. ANÁLISIS ESTADÍSTICO EDAD - R_C A LARGO PLAZO EN ESTUDIO DE FATIGA EN FLEXOTRACCIÓN.....	247
TABLA 6-66. VALORES DE R_f CONSIDERADOS EN CADA MODELO PROPUESTO.....	250
TABLA 6-67. RELACIÓN ENTRE LA R_f ESTIMADA SEGÚN MODELOS 3 Y 4 Y R_f DE LA PROBETA GEMELA.....	251
TABLA 6-68. ANÁLISIS ESTADÍSTICO RELACIÓN ESTIMACIÓN R_f (SEGÚN EC. [6-3]) - R_f (GEMELA).....	252
TABLA 6-69. ANÁLISIS ESTADÍSTICO RELACIÓN R_C (SEGÚN EC. [6-4]) - R_f (GEMELA) EN FATIGA EN FLEXOTRACCIÓN.....	253
TABLA 6-70. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LA LEY DE FATIGA PROPUESTA PARA EL SUELOCIMIENTO SEGÚN MODELO 1.....	256
TABLA 6-71. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LA LEY DE FATIGA PARA EL SUELOCIMIENTO SEGÚN MODELO 1 CORREGIDO.....	258
TABLA 6-72. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LA LEY DE FATIGA PROPUESTA PARA EL SUELOCIMIENTO SEGÚN MODELO 2.....	261
TABLA 6-73. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LA LEY DE FATIGA PARA EL SUELOCIMIENTO SEGÚN MODELO 2 CORREGIDO.....	263
TABLA 6-74. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LA LEY DE FATIGA PROPUESTA PARA EL SUELOCIMIENTO SEGÚN MODELO 3.....	265
TABLA 6-75. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LA LEY DE FATIGA PROPUESTA PARA EL SUELOCIMIENTO SEGÚN MODELO 4.....	268
TABLA 6-76. VALORES DE PENDIENTE OBTENIDOS PARA CADA MODELO ANALIZADO.....	269
TABLA 6-77. LEYES DE FATIGA EMPLEADAS EN ESPAÑA.....	271
TABLA 6-78. VALORES DE R_C A 7, 28 Y 90 DÍAS SOBRE PROBETAS CILÍNDRICAS.....	273
TABLA 6-79. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LA DENSIDAD Y R_C A 7 DÍAS.....	273
TABLA 6-80. ANÁLISIS ESTADÍSTICO RELACIÓN DENSIDAD - R_C EN PROBETAS CILÍNDRICAS A 7 DÍAS.....	276
TABLA 6-81. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LA DENSIDAD Y R_C A 28 DÍAS.....	277
TABLA 6-82. ANÁLISIS ESTADÍSTICO RELACIÓN DENSIDAD - R_C EN PROBETAS CILÍNDRICAS A 28 DÍAS.....	279
TABLA 6-83. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LA DENSIDAD Y R_C A 90 DÍAS.....	280
TABLA 6-84. ANÁLISIS ESTADÍSTICO RELACIÓN DENSIDAD - R_C EN PROBETAS CILÍNDRICAS A 90 DÍAS.....	282
TABLA 6-85. ANÁLISIS ESTADÍSTICO RELACIÓN R_C A 7 DÍAS - R_C A 28 DÍAS EN PROBETAS CILÍNDRICAS.....	283
TABLA 6-86. ANÁLISIS ESTADÍSTICO RELACIÓN R_C A 28 DÍAS - R_C A 90 DÍAS EN PROBETAS CILÍNDRICAS.....	284
TABLA 6-87. ANÁLISIS ESTADÍSTICO RELACIÓN R_C A 7 DÍAS - R_C A 90 DÍAS EN PROBETAS CILÍNDRICAS.....	286

TABLA 6-88. VALORES DE R_c A 7 Y 90 DÍAS SOBRE PROBETAS PRISMÁTICAS.	287
TABLA 6-89. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LA DENSIDAD Y R_c A 7 DÍAS DE PROBETAS PRISMÁTICAS.	287
TABLA 6-90. ANÁLISIS ESTADÍSTICO RELACIÓN DENSIDAD - R_c EN SEMIPROBETAS PRISMÁTICAS A 7 DÍAS.....	289
TABLA 6-91. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LA DENSIDAD Y R_c A 90 DÍAS PARA SEMIPROBETAS PRISMÁTICAS.	290
TABLA 6-92. ANÁLISIS ESTADÍSTICO RELACIÓN DENSIDAD - R_c EN SEMIPROBETAS PRISMÁTICAS A 90 DÍAS.....	292
TABLA 6-93. ANÁLISIS ESTADÍSTICO RELACIÓN R_c A 7 DÍAS - R_c A 90 DÍAS EN SEMIPROBETAS PRISMÁTICAS.	293
TABLA 6-94. ANÁLISIS ESTADÍSTICO RELACIÓN R_c CILÍNDRICAS - R_c PRISMÁTICAS A 7 DÍAS.....	295
TABLA 6-95. ANÁLISIS ESTADÍSTICO RELACIÓN R_c CILÍNDRICAS - R_c PRISMÁTICAS A 90 DÍAS.	296
TABLA 6-96. ANÁLISIS ESTADÍSTICO RELACIÓN R_c CILÍNDRICAS A 7 DÍAS - R_c PRISMÁTICAS A 90 DÍAS.....	297
TABLA 6-97. VALORES DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN A 1114 DÍAS PARA PROBETAS CILÍNDRICAS.....	299
TABLA 6-98. INCREMENTOS DE R_c A 3, 7, 28 Y 90 DÍAS PARA PROBETAS CILÍNDRICAS.....	299
TABLA 6-99. INCREMENTOS DE R_c A 7, 28 Y 90 DÍAS PARA PROBETAS CILÍNDRICAS Y PRISMÁTICAS.	299
TABLA 6-100. VALORES PARA LA DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD SECANTE.....	302
TABLA 6-101. VALORES PARA LA DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD TANGENTE.	302
TABLA 6-102. MÓDULOS DE ELASTICIDAD DINÁMICOS DE SUELOCEMENTO DE LA RED DE CARRETERAS DE CASTILLA Y LEÓN.....	303
TABLA 7-1. TRÁFICO EQUIVALENTE DE PROYECTO.....	306
TABLA 7-2. ESPESORES Y TIPO DE MEZCLA BITUMINOSA CONSIDERADA PARA EXPLANADAS E3.....	309
TABLA 7-3. ESPESORES Y TIPO DE MEZCLA BITUMINOSA CONSIDERADA PARA EXPLANADAS E2.....	309
TABLA 7-4. ESPESORES Y TIPO DE MEZCLA BITUMINOSA CONSIDERADA PARA EXPLANADAS E1.....	309
TABLA 7-5. VALORES CRÍTICOS DE TENSIÓN Y DEFORMACIÓN PARA LAS DISTINTAS SECCIONES ANALIZADAS.....	310
TABLA 7-6. NÚMERO DE EJES SOPORTADOS POR LAS SECCIONES COMPROBADAS.	311
TABLA 7-7. VALORES CRÍTICOS DE TENSIÓN Y DEFORMACIÓN PARA UN SC DE POCA CALIDAD.....	312
TABLA 7-8. NÚMERO DE EJES SOPORTADOS PARA LA SENSIBILIDAD A LA CALIDAD DEL SC.....	313
TABLA 7-9. VALORES CRÍTICOS DE TENSIÓN Y DEFORMACIÓN PARA UNA EXPLANADA DE POCA CALIDAD.....	314
TABLA 7-10. NÚMERO DE EJES SOPORTADOS PARA LA SENSIBILIDAD A LA CALIDAD DE LA EXPLANADA.....	314
TABLA 7-11. VALORES CRÍTICOS DE TENSIÓN Y DEFORMACIÓN PARA UN SC Y UNA EXPLANADA DE POCA CALIDAD.	315
TABLA 7-12. NÚMERO DE EJES SOPORTADOS PARA LA SENSIBILIDAD A LA CALIDAD DEL SC Y DE LA EXPLANADA.	315

Índice de Figuras

FIGURA 1-1. SECCIÓN TIPO CALZADA ROMANA.	24
FIGURA 1-2. MODELOS DE FIRMES PROPUESTOS POR TRESAGUET, TELFORD Y MCADAM.	26
FIGURA 1-3. EJEMPLOS DE SECCIONES TIPO DE FIRMES RÍGIDOS (KRAEMER ET AL., 2004).	32
FIGURA 1-4. EJEMPLOS DE SECCIONES TIPO DE FIRMES FLEXIBLES (KRAEMER ET AL., 2004).	35
FIGURA 1-5. EJEMPLO DE SECCIÓN TIPO DE FIRMES SEMIRRÍGIDOS (KRAEMER ET AL., 2004).	36
FIGURA 1-6. EJEMPLOS DE SECCIONES TIPO DE SEMIRRÍGIDOS.	36
FIGURA 2-1. CURVAS GRANULOMÉTRICAS TÍPICAS.	48
FIGURA 2-2. ESTADOS DE CONSISTENCIA Y LÍMITES DE ATTERBERG.	51
FIGURA 2-3. CARTA DE PLASTICIDAD CLASIFICACIÓN ASTM.	58
FIGURA 2-4. CARTA DE PLASTICIDAD SEGÚN AASHTO.	59
FIGURA 2-5. PROCESO DE FABRICACIÓN DEL CEMENTO PORTLAND (MAMLOUK AND ZANIEWSKI, 2009).	63
FIGURA 2-6. SECCIONES DE FIRME (MFOM, 2003b).	83
FIGURA 2-7. SECCIONES DE FIRME PARA CATEGORÍAS DE TRÁFICO T21 Y T22 (JCYL, 2004).	84
FIGURA 2-8. CARGA TIPO PARA EL DISEÑO ANALÍTICO.	85
FIGURA 2-9. RELACIÓN $E - R_C$ EN SUELOS DE CASTILLA Y LEÓN (SOLÍS ET AL., 2003).	96
FIGURA 2-10. FASES DEL PROCESO DE FABRICACIÓN DE PROBETAS PRISMÁTICAS (AUSTRoadS, 2008A).	104
FIGURA 2-11. ENSAYO DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN (AUSTRoadS, 2008A).	105
FIGURA 2-12. ENSAYO DE RESISTENCIA A TRACCIÓN INDIRECTA (AUSTRoadS, 2008A).	105
FIGURA 2-13. ENSAYO DE RESISTENCIA A FLEXOTRACCIÓN (AUSTRoadS, 2008A).	106
FIGURA 2-14. RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE LAS CORNEANAS + 3% CEMENTO (AUSTRoadS, 2008A).	108
FIGURA 2-15. RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE LAS SEDIMENTARIAS + 4% CEMENTO (AUSTRoadS, 2008A).	108
FIGURA 2-16. ENSAYO DE FATIGA A PARTIR DE LA R_{T1} DE LAS CORNEANAS + 3% CEMENTO (AUSTRoadS, 2008A).	110
FIGURA 2-17. ENSAYO DE FATIGA A PARTIR DE LA R_{T1} DE LAS SEDIMENTARIAS + 4% CEMENTO (AUSTRoadS, 2008A).	111
FIGURA 2-18. ENSAYO DE FATIGA A PARTIR DE LA R_f DE LAS CORNEANAS + 3% CEMENTO (AUSTRoadS, 2008A).	111
FIGURA 2-19. ENSAYO DE FATIGA A PARTIR DE LA R_f DE LAS SEDIMENTARIAS + 4% CEMENTO (AUSTRoadS, 2008A).	112
FIGURA 2-20. PRENSA FLEXOTRACCIÓN (ARNOLD ET AL., 2011).	114
FIGURA 2-21. PRENSA FATIGA FLEXOTRACCIÓN (ARNOLD ET AL., 2011).	114
FIGURA 2-22. MARCO DE COMPACTACIÓN Y MOLDES EMPLEADOS (ARNOLD ET AL., 2011).	114
FIGURA 2-23. RELACIÓN ENTRE LA R_{T1} Y LA R_f (ARNOLD ET AL., 2011).	115
FIGURA 2-24. RELACIÓN ENTRE LA R_C Y LA R_f (ARNOLD ET AL., 2011).	116
FIGURA 2-25. ROTURA A FLEXOTRACCIÓN PARA LOS DISTINTOS MATERIALES ENSAYADOS (ARNOLD ET AL., 2011).	116
FIGURA 2-26. ROTURA A FATIGA EN FLEXOTRACCIÓN PARA LOS DISTINTOS MATERIALES ENSAYADOS (ARNOLD ET AL., 2011).	118
FIGURA 2-27. CORRECCIÓN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN FATIGA EN FLEXOTRACCIÓN (ARNOLD ET AL., 2011).	119
FIGURA 2-28. EVOLUCIÓN DE LOS VALORES MEDIOS DE R_C Y R_{T1} (DÍAZ, 2011A).	122
FIGURA 2-29. EVOLUCIÓN DE LA R_f CON LA EDAD DE LAS PROBETAS PRISMÁTICAS (DÍAZ, 2011A).	123
FIGURA 2-30. EVOLUCIÓN DE LA R_C Y R_{T1} DE LOS SEMIPRISMAS (DÍAZ, 2011A).	123
FIGURA 2-31. LEY DE FATIGA DEL MATERIAL RECICLADO FRENTE A LA DE SC Y GC (DÍAZ, 2011A).	125
FIGURA 4-1. ACOPIO DEL SUELO EMPLEADO EN EL ESTUDIO EN EL EXTERIOR DEL LABORATORIO DE LA UBU.	140
FIGURA 4-2. BÁSCULAS EMPLEADAS EN EL ESTUDIO.	141
FIGURA 4-3. MOLDES EMPLEADOS EN EL ESTUDIO.	142
FIGURA 4-4. AMASADORA.	142
FIGURA 4-5. MARTILLO VIBRANTE KANGO.	143

FIGURA 4-6. PRENSAS EMPLEADAS EN EL ESTUDIO.....	144
FIGURA 4-7. EQUIPO PROCTOR MODIFICADO.	145
FIGURA 4-8. EQUIPO DE REFRENTADO.....	146
FIGURA 5-1. PORCIÓN DE MUESTRA TAMIZADA PARA ENSAYO PROCTOR MODIFICADO.	152
FIGURA 5-2. DISPOSITIVO PARA LA REALIZACIÓN DEL ENSAYO PROCTOR MODIFICADO.	153
FIGURA 5-3. ENRASE Y DESMENUCE DE PROBETAS.	153
FIGURA 5-4. FORMAS DE LAS PROBETAS SUSCEPTIBLES DE ENSAYO.	154
FIGURA 5-5. COLOCACIÓN Y ROTURA DE PROBETAS CILÍNDRICAS ENSAYO COMPRESIÓN.	156
FIGURA 5-6. COLOCACIÓN Y ROTURA DE PROBETAS PRISMÁTICAS ENSAYO COMPRESIÓN.	157
FIGURA 5-7. ENSAYO DE FLEXOTRACCIÓN MEDIANTE DOS PUNTOS DE CARGA (AENOR, 2009c).....	158
FIGURA 5-8. COLOCACIÓN Y ROTURA DE PROBETAS ENSAYO FLEXOTRACCIÓN.	159
FIGURA 5-9. COLOCACIÓN Y ROTURA DE PROBETAS ENSAYO FATIGA EN FLEXOTRACCIÓN.....	161
FIGURA 5-10. ESTADO DE LA PROBETA TRAS LA REALIZACIÓN DEL ENSAYO DE MÓDULO ELÁSTICO.....	162
FIGURA 5-11. DISPOSITIVO EMPLEADO PARA LA FABRICACIÓN DE PROBETAS PRISMÁTICAS (VICENTE ET AL., 2014).	165
FIGURA 5-12. ESQUEMA DEL ESTUDIO DE EVOLUCIÓN DE RESISTENCIAS.	172
FIGURA 5-13. COLOCACIÓN DE LA LÁMINA PLÁSTICA.	173
FIGURA 5-14. DISTRIBUCIÓN DEL MATERIAL 1ª CAPA.....	173
FIGURA 5-15. COLOCACIÓN DEL SOPORTE.....	173
FIGURA 5-16. COMPACTADO 1ª CAPA.	173
FIGURA 5-17. PROBETAS ANTES DEL DESMOLDADO.	173
FIGURA 5-18. PROBETAS TRAS EL DESMOLDADO.....	173
FIGURA 5-19. PROCESO DE DESMOLDADO.	174
FIGURA 5-20. PROCESO DE DESACOPAMIENTO.	174
FIGURA 6-1. VALORES CRÍTICOS DEL ESTADÍSTICO DURBIN-WATSON.	181
FIGURA 6-2. ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO REALIZADO EN OBRA.	182
FIGURA 6-3. ÁRIDOS CERNIDOS POR TAMIZ EN EL ENSAYO GRANULOMÉTRICO DE LAS MUESTRAS 1 Y 2.....	184
FIGURA 6-4. ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO REALIZADO EN EL LABORATORIO PARA LAS MUESTRAS 1 Y 2.	184
FIGURA 6-5. DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO.	186
FIGURA 6-6. PROCTOR MODIFICADO PARA EL SUELO.	190
FIGURA 6-7. RESULTADOS DEL ENSAYO DE COMPACTACIÓN DE PROBETAS CILÍNDRICAS.	192
FIGURA 6-8. RELACIÓN DENSIDAD – RESISTENCIA A COMPRESIÓN A 7 DÍAS PARA DOSIFICACIÓN AL 3%.....	194
FIGURA 6-9. RELACIÓN DENSIDAD – RESISTENCIA A COMPRESIÓN A 7 DÍAS PARA DOSIFICACIÓN AL 4%.....	196
FIGURA 6-10. RELACIÓN DENSIDAD – RESISTENCIA A COMPRESIÓN A 7 DÍAS PARA DOSIFICACIÓN AL 5%.	198
FIGURA 6-11. RELACIÓN DENSIDAD – RESISTENCIA A COMPRESIÓN A 7 DÍAS PARA DOSIFICACIÓN AL 3,5%.	200
FIGURA 6-12. ENSAYO PROCTOR MODIFICADO PARA UNA MEZCLA DE SUELO CON UN 3% DE CEMENTO.	204
FIGURA 6-13. ENSAYO PROCTOR MODIFICADO PARA UNA MEZCLA DE SUELO CON UN 3,5% DE CEMENTO.	205
FIGURA 6-14. ENSAYO PROCTOR MODIFICADO PARA UNA MEZCLA DE SUELO CON UN 4% DE CEMENTO.	205
FIGURA 6-15. RELACIÓN DENSIDAD- R_c PARA DISTINTOS % DE HUMEDAD.	207
FIGURA 6-16. DISTRIBUCIÓN DE RESULTADOS DE R_f DEL ESTUDIO DE GEMELAS.	210
FIGURA 6-17. DIAGRAMA BOX-PLOT DE LOS RESULTADOS DE R_f DEL ESTUDIO DE GEMELAS.	211
FIGURA 6-18. RELACIÓN DE R_f ENTRE PROBETAS DE UNA MISMA AMASADA.....	211
FIGURA 6-19. RELACIÓN DE R_f ENTRE PROBETAS DE UNA MISMA AMASADA (SIN OUTLIERS).....	212
FIGURA 6-20. DISTRIBUCIÓN DE RESULTADOS DE R_c DEL ESTUDIO DE GEMELAS.	214
FIGURA 6-21. DIAGRAMA BOX-PLOT DE LOS RESULTADOS DE R_c DEL ESTUDIO DE GEMELAS.	215
FIGURA 6-22. RELACIÓN DE COMPRESIÓN ENTRE SEMIPRISMAS DE PROBETA IMPAR.	216
FIGURA 6-23. RELACIÓN DE COMPRESIÓN ENTRE SEMIPRISMAS DE PROBETA PAR.....	217
FIGURA 6-24. RELACIÓN DE COMPRESIÓN ENTRE VALORES MEDIOS DE PROBETAS DE LA MISMA AMASADA.	219
FIGURA 6-25. DISTRIBUCIÓN DE RESULTADOS DE R_f DEL ESTUDIO DE FLEXOTRACCIÓN.....	223
FIGURA 6-26. DIAGRAMA BOX-PLOT DE LOS RESULTADOS DE R_f DEL ESTUDIO DE FLEXOTRACCIÓN.....	223
FIGURA 6-27. RELACIÓN EDAD DE LAS PROBETAS – R_f A LARGO PLAZO EN ESTUDIO DE FLEXOTRACCIÓN.	224
FIGURA 6-28. DISTRIBUCIÓN DE RESULTADOS DE R_c DEL ESTUDIO DE FLEXOTRACCIÓN.	227

FIGURA 6-29. DIAGRAMA BOX-PLOT DE LOS RESULTADOS DE R_C DEL ESTUDIO DE FLEXOTRACCIÓN.....	227
FIGURA 6-30. RELACIÓN R_C ENTRE SEMIPRISMAS A Y B DEL ESTUDIO DE FLEXOTRACCIÓN.....	228
FIGURA 6-31. RELACIÓN R_C ENTRE SEMIPRISMAS A Y B DEL ESTUDIO DE FLEXOTRACCIÓN (SIN OUTLIERS).....	228
FIGURA 6-32. RELACIÓN EDAD DE LAS PROBETAS - R_C EN ESTUDIO DE FLEXOTRACCIÓN.....	230
FIGURA 6-33. RELACIÓN $R_C - R_f$ DEL ESTUDIO DE FLEXOTRACCIÓN (SEMIPRISMAS TIPO A).....	231
FIGURA 6-34. RELACIÓN $R_C - R_f$ DEL ESTUDIO DE FLEXOTRACCIÓN (SEMIPRISMAS TIPO B).....	231
FIGURA 6-35. RELACIÓN $R_C - R_f$ DEL ESTUDIO DE FLEXOTRACCIÓN (SEMIPRISMAS TIPO A+B).....	232
FIGURA 6-36. RELACIÓN $R_C - R_f$ DE SEMIPRISMAS TIPO A DEL ESTUDIO DE FLEXOTRACCIÓN Y ESTUDIO DE GEMELAS.....	232
FIGURA 6-37. RELACIÓN $R_C - R_f$ DE SEMIPRISMAS TIPO B DEL ESTUDIO DE FLEXOTRACCIÓN Y ESTUDIO DE GEMELAS.....	233
FIGURA 6-38. RELACIÓN $R_C - R_f$ DE SEMIPRISMAS TIPO A+B DEL ESTUDIO DE FLEXOTRACCIÓN Y ESTUDIO DE GEMELAS.....	233
FIGURA 6-39. RELACIÓN R_C MEDIA - R_f DE SEMIPRISMAS A Y B DEL ESTUDIO DE FLEXOTRACCIÓN Y ESTUDIO DE GEMELAS.....	235
FIGURA 6-40. DISTRIBUCIÓN DE RESULTADOS DE LOS CICLOS DE CARGA EN GRUPO 3.....	239
FIGURA 6-41. DIAGRAMA BOX-PLOT DE LOS CICLOS DE CARGA EN GRUPO 3.....	240
FIGURA 6-42. DISTRIBUCIÓN DE RESULTADOS DE LOS CICLOS DE CARGA EN GRUPO 2.....	241
FIGURA 6-43. DIAGRAMA BOX-PLOT DE LOS CICLOS DE CARGA EN GRUPO 2.....	241
FIGURA 6-44. DISTRIBUCIÓN DE RESULTADOS DE LOS CICLOS DE CARGA EN GRUPO 1.....	242
FIGURA 6-45. DIAGRAMA BOX-PLOT DE LOS CICLOS DE CARGA EN GRUPO 1.....	242
FIGURA 6-46. DISTRIBUCIÓN DE RESULTADOS DE R_C DEL ESTUDIO DE FATIGA EN FLEXOTRACCIÓN.....	245
FIGURA 6-47. DIAGRAMA BOX-PLOT DE LOS RESULTADOS DE R_C DEL ESTUDIO DE FATIGA EN FLEXOTRACCIÓN.....	245
FIGURA 6-48. RELACIÓN RESISTENCIA COMPRESIÓN ENTRE SEMIPRISMAS DEL ESTUDIO DE FATIGA EN FLEXOTRACCIÓN.....	246
FIGURA 6-49. RELACIÓN EDAD DE LAS PROBETAS - R_C EN ESTUDIO DE FATIGA EN FLEXOTRACCIÓN.....	248
FIGURA 6-50. RELACIÓN ESTIMACIÓN R_f (SEGÚN EC. [6-3]) - R_f (GEMELA).....	252
FIGURA 6-51. RELACIÓN R_C (SEGÚN EC. [6-4]) - R_f (GEMELA) EN ESTUDIO DE FATIGA EN FLEXOTRACCIÓN.....	253
FIGURA 6-52. OBSERVACIONES DEL COMPORTAMIENTO A FATIGA SEGÚN MODELO 1.....	254
FIGURA 6-53. LEY DE FATIGA PROPUESTA PARA EL SUELOCEMENTO SEGÚN MODELO 1.....	256
FIGURA 6-54. LEY DE FATIGA PROPUESTA PARA EL SUELOCEMENTO SEGÚN MODELO 1 CORREGIDO.....	258
FIGURA 6-55. OBSERVACIONES DEL COMPORTAMIENTO A FATIGA SEGÚN MODELO 2.....	259
FIGURA 6-56. LEY DE FATIGA PROPUESTA PARA EL SUELOCEMENTO SEGÚN MODELO 2.....	260
FIGURA 6-57. LEY DE FATIGA PROPUESTA PARA EL SUELOCEMENTO SEGÚN MODELO 2 CORREGIDO.....	262
FIGURA 6-58. OBSERVACIONES DEL COMPORTAMIENTO A FATIGA SEGÚN MODELO 3.....	264
FIGURA 6-59. LEY DE FATIGA PROPUESTA PARA EL SUELOCEMENTO SEGÚN MODELO 3.....	265
FIGURA 6-60. OBSERVACIONES DEL COMPORTAMIENTO A FATIGA SEGÚN MODELO 4.....	266
FIGURA 6-61. LEY DE FATIGA PROPUESTA PARA EL SUELOCEMENTO SEGÚN MODELO 4.....	268
FIGURA 6-62. PRINCIPALES LEYES DE FATIGA ESPAÑOLAS EN COMPARACIÓN CON LA LEY OBTENIDA.....	270
FIGURA 6-63. COMPARACIÓN CON LAS LEYES DE FATIGA ESPAÑOLAS INCLUYENDO NORMATIVAS REGIONALES.....	271
FIGURA 6-64. DIAGRAMA BOX-PLOT DE LOS RESULTADOS DE LA DENSIDAD A 7 DÍAS SOBRE PROBETAS CILÍNDRICAS.....	274
FIGURA 6-65. DIAGRAMA BOX-PLOT DE LOS RESULTADOS DE LA R_C A 7 DÍAS SOBRE PROBETAS CILÍNDRICAS.....	275
FIGURA 6-66. RELACIÓN DE DENSIDAD - R_C EN PROBETAS CILÍNDRICAS A 7 DÍAS.....	275
FIGURA 6-67. DIAGRAMA BOX-PLOT DE LOS RESULTADOS DE LA DENSIDAD A 28 DÍAS SOBRE PROBETAS CILÍNDRICAS.....	277
FIGURA 6-68. DIAGRAMA BOX-PLOT DE LOS RESULTADOS DE LA R_C A 28 DÍAS SOBRE PROBETAS CILÍNDRICAS.....	278
FIGURA 6-69. RELACIÓN DE DENSIDAD - R_C EN PROBETAS CILÍNDRICAS A 28 DÍAS.....	279
FIGURA 6-70. DIAGRAMA BOX-PLOT DE LOS RESULTADOS DE LA DENSIDAD A 90 DÍAS SOBRE PROBETAS CILÍNDRICAS.....	281
FIGURA 6-71. DIAGRAMA BOX-PLOT DE LOS RESULTADOS DE LA R_C A 90 DÍAS SOBRE PROBETAS CILÍNDRICAS.....	281
FIGURA 6-72. RELACIÓN DE DENSIDAD - R_C EN PROBETAS CILÍNDRICAS A 90 DÍAS.....	282
FIGURA 6-73. RELACIÓN DE R_C ENTRE 7 Y 28 DÍAS EN PROBETAS CILÍNDRICAS.....	283
FIGURA 6-74. RELACIÓN DE R_C ENTRE 28 Y 90 DÍAS EN PROBETAS CILÍNDRICAS.....	284
FIGURA 6-75. RELACIÓN DE R_C ENTRE 7 Y 90 DÍAS EN PROBETAS CILÍNDRICAS.....	285
FIGURA 6-76. DIAGRAMA BOX-PLOT DE LOS RESULTADOS DE LA DENSIDAD A 7 DÍAS SOBRE SEMIPROBETAS PRISMÁTICAS.....	288
FIGURA 6-77. DIAGRAMA BOX-PLOT DE LOS RESULTADOS DE LA R_C A 7 DÍAS SOBRE SEMIPROBETAS PRISMÁTICAS.....	289
FIGURA 6-78. RELACIÓN DE DENSIDAD - R_C EN PROBETAS PRISMÁTICAS A 7 DÍAS.....	289
FIGURA 6-79. DIAGRAMA BOX-PLOT DE LOS RESULTADOS DE LA DENSIDAD A 7 DÍAS SOBRE SEMIPROBETAS PRISMÁTICAS.....	291

FIGURA 6-80. DIAGRAMA BOX-PLOT DE LOS RESULTADOS DE LA R_c A 90 DÍAS PARA LAS SEMIPROBETAS PRISMÁTICAS.	291
FIGURA 6-81. RELACIÓN DE DENSIDAD - R_c EN PROBETAS PRISMÁTICAS A 90 DÍAS.	292
FIGURA 6-82. RELACIÓN DE R_c ENTRE 7 Y 90 DÍAS EN PROBETAS PRISMÁTICAS.	293
FIGURA 6-83. RELACIÓN DE R_c ENTRE PROBETAS CILÍNDRICAS Y PRISMÁTICAS A 7 DÍAS.	294
FIGURA 6-84. RELACIÓN DE R_c ENTRE PROBETAS CILÍNDRICAS Y PRISMÁTICAS A 90 DÍAS.	296
FIGURA 6-85. RELACIÓN DE R_c ENTRE 7 Y 90 DÍAS ENTRE PROBETAS CILÍNDRICAS Y PRISMÁTICAS.	297
FIGURA 6-86. CURVA TENSIÓN-DEFORMACIÓN PARA LA PROBETA ME1.	301
FIGURA 6-87. CURVA TENSIÓN-DEFORMACIÓN PARA LA PROBETA ME2.	301
FIGURA 6-88. CURVA TENSIÓN-DEFORMACIÓN PARA LA PROBETA ME3.	301

Listado de Abreviaturas

a	Coefficiente de ajuste que depende del material
A_C	Área transversal de la probeta sobre la que se aplica la carga
C_C	Coefficiente de curvatura
CE	Coefficiente de equivalencia medio de vehículos pesados en número de aplicaciones del eje equivalente de 13 t
C_U	Coefficiente de uniformidad
d_1 y d_2	Dimensiones laterales de la probeta
D_{10}	Diámetro de tamaño tal que 10% de las partículas son más pequeñas que ese tamaño
D_{30}	Diámetro de tamaño tal que 30% de las partículas son más pequeñas que ese tamaño
D_{60}	Diámetro de tamaño tal que 60% de las partículas son más pequeñas que ese tamaño
E	Módulo de elasticidad
F	Factor de crecimiento del tráfico de vehículos pesados
F_{max}	Carga máxima de rotura
f_{cf}	Resistencia a flexión
IMD_{PA}	Intensidad media diaria de vehículos pesados que circulan por el carril de proyecto en el año de apertura al tráfico
l	Distancia entre los rodillos soportes
I_P	Índice de plasticidad
L_L	Límite líquido
L_P	Límite plástico
M	Masa del suelo (mezcla de suelo, agua y aire)
M.O.	Porcentaje de materia orgánica
M_s	Masa seca
n	Periodo de proyecto del firme
N	Número de aplicaciones de carga
P	Masa muestra inicial
P'	Masa muestra seca después del ensayo
P_x	Valor del Log N de los ciclos soportados por las probetas a ensayo
P_Y	Relación entre la tensión aplicada y la resistencia a flexotracción de la probeta a ensayo
r	Tasa de crecimiento anual del tráfico de vehículos pesados en tanto por uno
R	Incremento de carga requerido
$R(28)$	Resistencia a compresión en MPa a 28 días
$R_c(t)$	Resistencia a compresión en MPa a la edad de "t" días
R_C	Resistencia a compresión
$R_{C,7}$	Resistencia a compresión sobre probetas cilíndricas a 7 días
$R_{C,28}$	Resistencia a compresión sobre probetas cilíndricas a 28 días
$R_{C,90}$	Resistencia a compresión sobre probetas cilíndricas a 90 días
$R_{C,P,7}$	Resistencia a compresión sobre semiprismas prismáticos a 7 días
$R_{C,P,90}$	Resistencia a compresión sobre semiprismas prismáticos a 90 días
R_f	Resistencia a flexotracción a largo plazo del material
s	Incremento de tensión
TEP	Tráfico Equivalente de Proyecto
V	Volumen de la probeta
w	Humedad en tanto por uno
W	Humedad en %
W_P	Límite plástico
W_L	Límite líquido

β	Coefficiente de ajuste que depende del material
γ	Peso específico del suelo (mezcla de suelo, agua y aire)
γ_d	Peso específico seco del suelo
γ_t	Coefficiente de seguridad de cargas
ρ_s	Densidad seca
$\varepsilon(\text{de } 40\% Q_{rotura})$	Valor de deformación correspondiente al 40% de la carga máxima
ε_r	Deformación horizontal unitaria en tracción en la cara inferior de la capa bituminosa
ε_z	Deformación vertical unitaria en compresión en la cara superior de la explanada
σ	Tensión por tracción horizontal producida por la carga
$\sigma(\text{de } 40\% Q_{rotura})$	Valor de tensión correspondiente al 40% de la carga máxima
$\sigma(\text{de } \varepsilon_{0,00005})$	Valor de tensión correspondiente a una deformación de 0,00005
$\sigma_{rS-EST3}$	Tensión de tracción en la cara inferior de la capa de S-EST3
σ_r	Tensión de tracción en la cara inferior de la capa del sueloceemento

1 INTRODUCCIÓN

Nuestras necesidades de desplazamiento llevan miles de años favoreciendo la búsqueda de nuevos procedimientos que contribuyan a su realización con las mayores comodidad y seguridad posibles.

Las huellas que por efecto del tránsito dejaron tanto personas como animales, marcaron los primeros caminos primitivos mucho antes de la invención de la rueda en el Neolítico, hito de la historia humana.

La trashumancia y las migraciones de los primeros hombres y civilizaciones dieron paso a las primeras rutas que se extendían hasta los límites de la tierra hasta entonces conocida.

La civilización griega dejó en la isla de Creta restos de los primeros caminos construidos. Las civilizaciones primitivas china, cartaginesa e inca también se dedicaron a la construcción de caminos (Ritter and Paquette, 1967).

Pero, sin duda alguna, los romanos fueron los precursores de la ingeniería de carreteras. Estos, en el momento de mayor esplendor de su civilización, llegaron a tener una red formada por 90.000 km de vías, siendo la vía Appia la primera que construyeron (Hamey and Hamey, 1990).

En principio, las calzadas romanas se construían para permitir el traslado del ejército, de manera eficiente, por todo su imperio en sus campañas de conquista. Sin embargo, la construcción de calzadas sobre los senderos o caminos existentes vino acompañada de mejoras tanto para el comercio como para el transporte de la población civil.

Solían diseñarse intentando mantener la rectitud en su trazado. Inicialmente se construyeron mediante la disposición de grandes bloques de piedra que, por efecto del peso propio, mantenían constante su posición. Sin embargo, este sistema evolucionó con el paso del tiempo.

La calzada construida en el momento de mayor desarrollo tendría un espesor de 90 - 120 cm y estaría compuesta por las cuatro capas básicas (Collins and Hart, 1936) que pueden verse en la Figura 1-1.

- Statumen: cimiento compuesto por grandes cantos rodados encargado de proporcionar durabilidad y resistencia a la calzada.
- Rudus: capa situada sobre el cimiento compuesta por cantos rodados de tamaño medio.
- Nucleus: capa compactada compuesta por grava mezclada con pequeños cantos rodados ligada con mortero de cal.
- Pavimentum o summa crusta: compuesta por grandes losas planas con sección abombada para permitir la evacuación del agua de escorrentía.

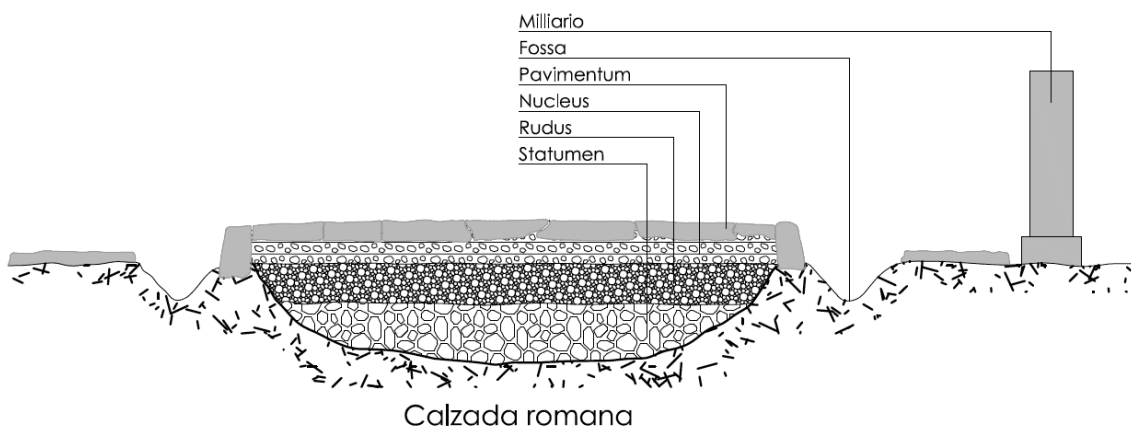


Figura 1-1. Sección tipo calzada romana.

A los lados se escavaban pequeñas zanjas a modo de cunetas denominadas "fossa", y en una de las márgenes se disponían mojones de piedra denominados "milliarios" que proporcionaban información relativa a la vía. En zonas urbanas o próximas a las ciudades se solían disponer aceras peatonales.

Tras la caída del imperio (siglo V), las continuas luchas por el poder imposibilitan todo tipo de desarrollo tecnológico en lo referente a la ingeniería de carreteras, cesando, incluso, el mantenimiento de la red creada por los romanos. La gente se aísla en sus feudos viajando siempre a pie o a caballo y únicamente por motivos militares o por peregrinaje. La pavimentación de las calles no se hace popular hasta los siglos XV y XVI (Zorío, 1987).

A principios del siglo XIX, las campañas napoleónicas favorecen la ampliación de la red de carreteras. El auge del comercio nacional e internacional durante el primer tercio del siglo XIX, impulsa la construcción de carreteras y el perfeccionamiento de las técnicas de construcción, especialmente en Francia y Gran Bretaña.

Pierre-Marie-Jérôme Trésaguet, ingeniero francés, propuso un modelo de firme constituido por un cimientado ejecutado a partir de la disposición de piedras gruesas hincadas a mano, una capa de regulación compuesta por áridos de machaqueo compactados, una capa de rodadura de 7,5 cm espesor, con áridos del tamaño de una nuez, (Zorío, 1987) pudiendo disponerse en los 2,5 cm superiores la misma tipología de árido o gravilla. La sección transversal, a su vez, disponía de un encintado perimetral a modo de bordillo que impedía la pérdida de las pequeñas piedras de la capa de rodadura.

Thomas Telford, ingeniero escocés, planteó un sistema constructivo basado en el empleo de un cimientado constituido principalmente por piedras de gran tamaño que se disponían a mano, a las que se le daba una pendiente transversal hacia el exterior para permitir el drenaje, de un espesor de 7,5 a 18 centímetros (Collins and Hart, 1936). Sobre esta capa se disponían una capas de áridos de 17,5 cm de espesor y, finalmente, una capa de 2,5 cm de espesor que podía estar dispuesta por la misma tipología de árido o gravilla.

John Loudon McAdam, también ingeniero escocés, se decantó por un sistema similar al de Telford, aunque en su caso el cimientado seleccionado estaba constituido por tierra dispuesta también con inclinación hacia el exterior para mejorar el drenaje. Sobre este subsuelo se disponían 20 cm distribuidos en dos capas de árido grueso y finalmente una última capa de 2,5 cm de espesor de gravilla para proporcionar un pavimento más liso para las ruedas de los carros (Collins and Hart, 1936). Estos caminos eran conocidos como caminos macadamizados o macadam.

El sistema de McAdam fue el que tuvo mayor expansión, especialmente en Europa. Sin embargo, los macadamizados no soportaron el paso de los vehículos pesados en la I Guerra Mundial por lo que, finalmente, para la construcción de carreteras que fueran a soportar tráfico pesado se adoptó el sistema Telford ya que proporcionaba una mejor distribución de cargas (Tino, 2007).

La Figura 1-2 muestra los tres modelos de firmes propuestos por Tresaguet, Telford y McAdam.

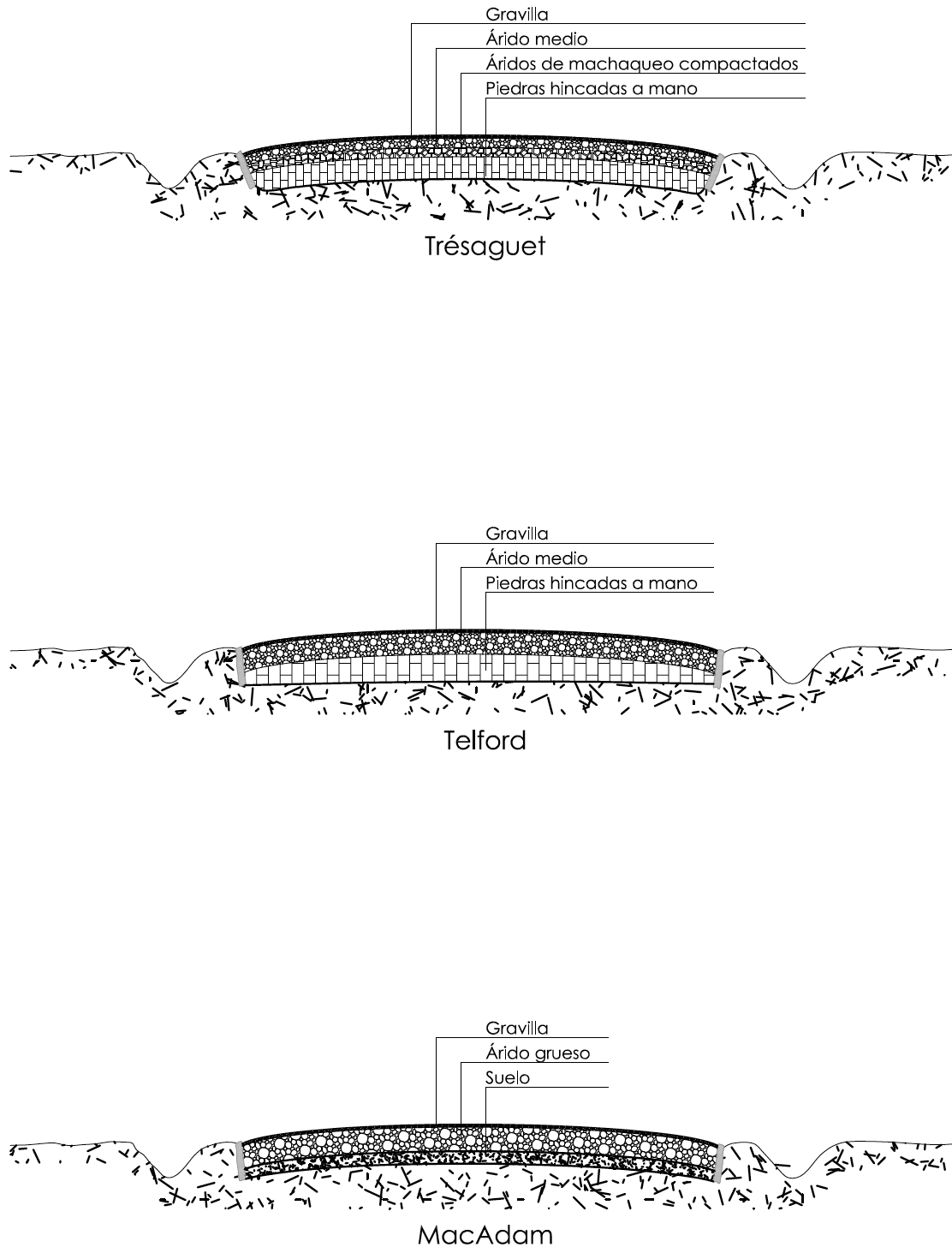


Figura 1-2. Modelos de firmes propuestos por Tresaguet, Telford y McAdam.

La invención de la bicicleta y el automóvil a finales del siglo XIX, llevan a la necesidad de construir carreteras con una superficie de rodadura más lisa por lo que empieza a incorporarse el alquitrán (procedente de la destilación de la hulla) y el betún (procedente de la destilación del petróleo) primeramente como aglomerante de superficie y posteriormente como soporte de penetración en el firme de macadam (Tino, 2007).

Es a finales del siglo XIX cuando se empieza a desarrollar la tecnología de pavimentación mediante mezclas bituminosas. Sin embargo, esta no progresa hasta después de la primera guerra mundial. La mayor evolución en cuanto a técnicas y equipos para la fabricación de mezclas bituminosas se produce durante la II guerra mundial, como consecuencia de la construcción acelerada de aeródromos militares (Kraemer et al., 2004).

Durante el siglo XX se dispara el uso del automóvil como medio de transporte. Especial relevancia tiene el incremento del tráfico pesado, que implica unas mayores cargas por rueda, a las que las explanadas no pueden hacer frente. También influye el desarrollo tecnológico de los vehículos, que obligan a proporcionar una mejor calidad de carreteras para poder desplegar sus cada vez mejores prestaciones.

Esta evolución en el transporte terrestre (incremento en cantidad y en calidad del mismo) supone que las carreteras deben ofrecer mejores condiciones y durante más tiempo. No sólo deben soportar los mayores esfuerzos verticales y tangenciales de los vehículos pesados, también deben hacer frente a las altas velocidades que los vehículos pueden alcanzar y proporcionar unas condiciones de seguridad y confort adecuadas: reducir el ruido de rodadura, evacuar el agua superficial, etc. Además, deben garantizar una disponibilidad continua a lo largo del tiempo, evitando reparaciones y labores de mantenimiento continuo que limiten su uso. Para esto es fundamental que respondan adecuadamente ante las acciones meteorológicas adversas.

Por todo esto, los firmes se hacen imprescindibles para construir carreteras que permitan circular a gran velocidad en condiciones de seguridad sobre un firme duradero.

Para alcanzar este objetivo, el diseño de carreteras se realiza en base a unas determinadas variables como la intensidad de tráfico de la vía, la pendiente del terreno, la naturaleza geológica y geotécnica del mismo, la capacidad portante tanto del suelo como del firme y la composición y espesor del firme, permitiendo desarrollar las siguientes funciones principales:

- Resistir adecuadamente las solicitaciones de los vehículos pesados de acuerdo con las estimaciones del tráfico previsto en el diseño para su vida útil. Esto implica una correcta distribución superficial de las cargas recibidas del tráfico y su transferencia a la explanada, de modo que ésta no reciba mayores esfuerzos que los que pueda resistir. Además deberá limitar las deformaciones provocadas por la reiteración de las solicitaciones y por el comportamiento a fatiga de los materiales presentes en la carretera.
- Garantizar que, a lo largo del tiempo, las condiciones de seguridad y confort para los usuarios son adecuadas e invariables. La conservación y el mantenimiento deberán

tener carácter puntual en lo que a la modificación del firme se refiere, aunque aumentarán conforme se aproxime el final de la vida útil de la infraestructura.

- Evitar los efectos nocivos que sobre la explanada pueden provocar la lluvia, el hielo o la nieve principalmente, aunque también otras circunstancias meteorológicas. El agua que alcanza la explanada puede provocar erosión del material o pérdida de resistencia.

Los firmes son los principales responsables de que estas funciones se cumplan, pero no los únicos. El resto de la infraestructura debe ser la adecuada para garantizar que la circulación de los vehículos sea segura y cómoda a lo largo de toda la vida útil de la carretera.

1.1 Características de los firmes de carretera

Para que los firmes cumplan con su parte, deberán presentar unas adecuadas características superficiales y estructurales.

Cuando se habla de características superficiales se hace referencia a la capa de rodadura y a la percepción que el usuario tiene de ella:

- La primera y fundamental de las características superficiales es la de proporcionar resistencia al deslizamiento. El tipo de árido empleado en la fabricación del firme y la textura superficial son los dos parámetros que más influyen en el correcto contacto entre neumático y carretera.
- Otra característica que afecta directamente a la seguridad del usuario es la evacuación de las aguas superficiales. Para lograrlo se debe contar con una pendiente transversal y una adecuada textura de acabado que faciliten que el agua de lluvia circule rápidamente hacia los laterales de la vía. Con esto se evita pérdida de adherencia (hidroplaneo) y proyección de agua a peatones y vehículos.
- Las características relacionadas con el confort son las relacionadas con la regularidad superficial, el ruido y la reflexión:
 - Los usuarios detectan variaciones en la regularidad del firme, tanto longitudinal como transversalmente, en función de la velocidad y de la longitud de onda de las deformaciones.
 - El ruido generado por la rodadura provoca molestias importantes tanto para los pasajeros de los vehículos como para el entorno (gran relevancia en zona urbana).
 - Se debe reducir al máximo la reflexión sobre el firme tanto del sol como de las luminarias o los faros de los vehículos, para evitar deslumbramientos.

Las características estructurales tienen mayor influencia en las condiciones de diseño, ejecución y conservación de las carreteras, y vienen determinadas por los materiales empleados (con sus condiciones físicas y mecánicas particulares) y por los espesores de las capas en las que se disponen.

La resistencia y la durabilidad del firme estarán garantizadas mediante la selección de materiales pétreos de adecuada granulometría, formas con aristas y bajo contenido en finos. Esta selección de materiales se realizará según el PG-3 (MFOM, 2015) en función del tipo de material y de la capa en la que se sitúe.

1.2 Estructura de los firmes de carretera

A día de hoy, los firmes de las carreteras están formados por una superposición de capas, ligeramente horizontales, de distintos materiales. Estas capas descansan sobre la explanada y tienen como finalidad transmitir, de forma amortiguada, las cargas de tráfico soportadas durante la vida en servicio de la carretera, procurando en todo momento una superficie cómoda y segura sobre la que circular.

En función del espesor de las capas que se dispongan, las tensiones del tráfico se transmitirán de uno u otro modo. A mayor espesor de capa, mejor resistencia proporcionará, pero los diferentes materiales de cada capa, con diferentes deformaciones, provocan la aparición de esfuerzos rasantes. Es por esto que el diseño de las capas debe realizarse como un todo, analizando la respuesta del conjunto.

Este conjunto, habitualmente, consta de cuatro zonas diferentes dispuestas horizontalmente: pavimento, base, subbase y capas especiales. A su vez, el firme descansa sobre la explanada.

- Pavimento: es la capa superior, en contacto con el tráfico, por lo que debe aportar las características superficiales, recibe las cargas verticales, y las comparte en ocasiones con las capas siguientes y soporta las tensiones horizontales. En el caso de firmes flexibles se distinguen dos secciones:
 - Capa de rodadura: por ser la capa más superficial, debe ser resistente, impermeable, antideslizante y duradera.
 - Capa intermedia: es una capa auxiliar que sirve fundamentalmente para proporcionar una correcta superficie de apoyo y facilitar la puesta en obra de la capa de rodadura. También aporta características resistentes, aunque no así las superficiales.
- Base: su principal función es la resistente. Está formada por zahorras u otros materiales granulares estabilizados. Aunque a menudo adopta la responsabilidad estructural, suele compartir las cargas y en ocasiones no transmite cargas verticales, puesto que absorbe

la fracción restante que le llega del pavimento. Existen diferentes tipos de bases en función de las necesidades resistentes que precise el tráfico de diseño:

- Base granular: formada únicamente por material granular como zahorra (de granulometría continua) o macadam (granulometría discontinua).
- Base granular estabilizada: se añade cemento que funciona como aglomerante y mejora sus características. Ejemplos de estos materiales son la gravacemento y el sueloceemento entre otros.
- Base bituminosa: similar a las capas de pavimento pero de mayor contenido en huecos y menor porcentaje de betún que éstas.
- Bases especiales: los materiales empleados en este tipo de bases son escorias de altos hornos, bauxitas, detritus industriales o áridos mejorados, entre otros.
- Subbase: de similares características que la base, pero con diferentes funciones. Al igual que ocurre con las capas intermedia y de rodadura, la subbase debe proporcionar una superficie de apoyo adecuada para la base, garantizando una correcta puesta en obra de esta. Tiene una función específica, que consiste en conducir el agua infiltrada hasta el sistema de drenaje. Con este fin, la puesta en obra establece una pendiente transversal del 4%, y los materiales granulares empleados deberán ser permeables, no permitiéndose finos arcillosos. Está en contacto directo sobre la explanada. En los casos en los que la explanada presente una buena capacidad de soporte, puede ser prescindible.
- Capas especiales: son capas no habituales, que se hacen necesarias en circunstancias particulares. Algunos ejemplos son:
 - Anticontaminantes: sirven para proteger las capas superiores, evitando que material de mala calidad de la explanada les afecte. Suelen estar formadas por arenas y otros materiales granulares.
 - Membranas y geotextiles: se emplean en lugar de las anticontaminantes, porque funcionan mejor y son más fáciles de instalar.
 - Anti-hielo: en zonas de climas muy fríos, se colocan estas capas bajo la subbase con importantes espesores para evitar los efectos de la congelación. Se emplea material granular inmune a las heladas.
 - Estabilizadas: en zonas de climas muy húmedos, una capa estabilizada protege la explanada. Se emplea betún o cemento en esta estabilización.
- Explanada mejorada: la explanada en sí no forma parte del firme, pero en ocasiones se estabiliza la capa de apoyo del firme para mejorar sus condiciones. Con ello se facilita la puesta en obra de las capas del firme, facilitando un espesor constante y reduciendo costes de ejecución. Lo habitual es dar un correcto acabado a la explanada natural, no existiendo como tal la capa de explanada mejorada.

Entre las capas del firme se aplican unos riegos asfálticos adicionales que logran la adherencia entre las capas superior e inferior (riegos de adherencia o imprimación).

1.3 Tipología de firmes

La evolución técnica en materia de firmes ha llevado, en la actualidad, a contar con un gran número de tipologías diferentes de firmes, adecuados, según sus características, para diferentes situaciones.

La norma 6.1-IC, Secciones de Firme (MFOM, 2003b) ofrece una serie de soluciones a elegir en función de los tipos de explanada y tráfico, combinando espesores de distintos materiales, tanto para firmes rígidos como flexibles y semirrígidos que se describen a continuación (Kraemer et al., 2004).

1.3.1 Firmes Rígidos

Constituidos por una losa de hormigón como pavimento, encargada de asegurar la resistencia del firme, apenas presentan deformaciones elásticas en superficie (deflexiones) como consecuencia de su mayor rigidez.

Dichas losas de hormigón deben presentar una adecuada resistencia a flexotracción y durabilidad, así como unas adecuadas características comunes con el resto de capas de rodadura: una superficie regular, con suficiente resistencia al desgaste y que presente características antideslizantes.

Habitualmente cuenta con una capa base y, en determinadas circunstancias, también con una capa subbase sobre la explanada cuando esta presenta un comportamiento plástico y sensible al agua. En este caso, si el tráfico pesado no es elevado, puede suprimirse la base, y colocar directamente la losa de hormigón (ver Figura 1-3).

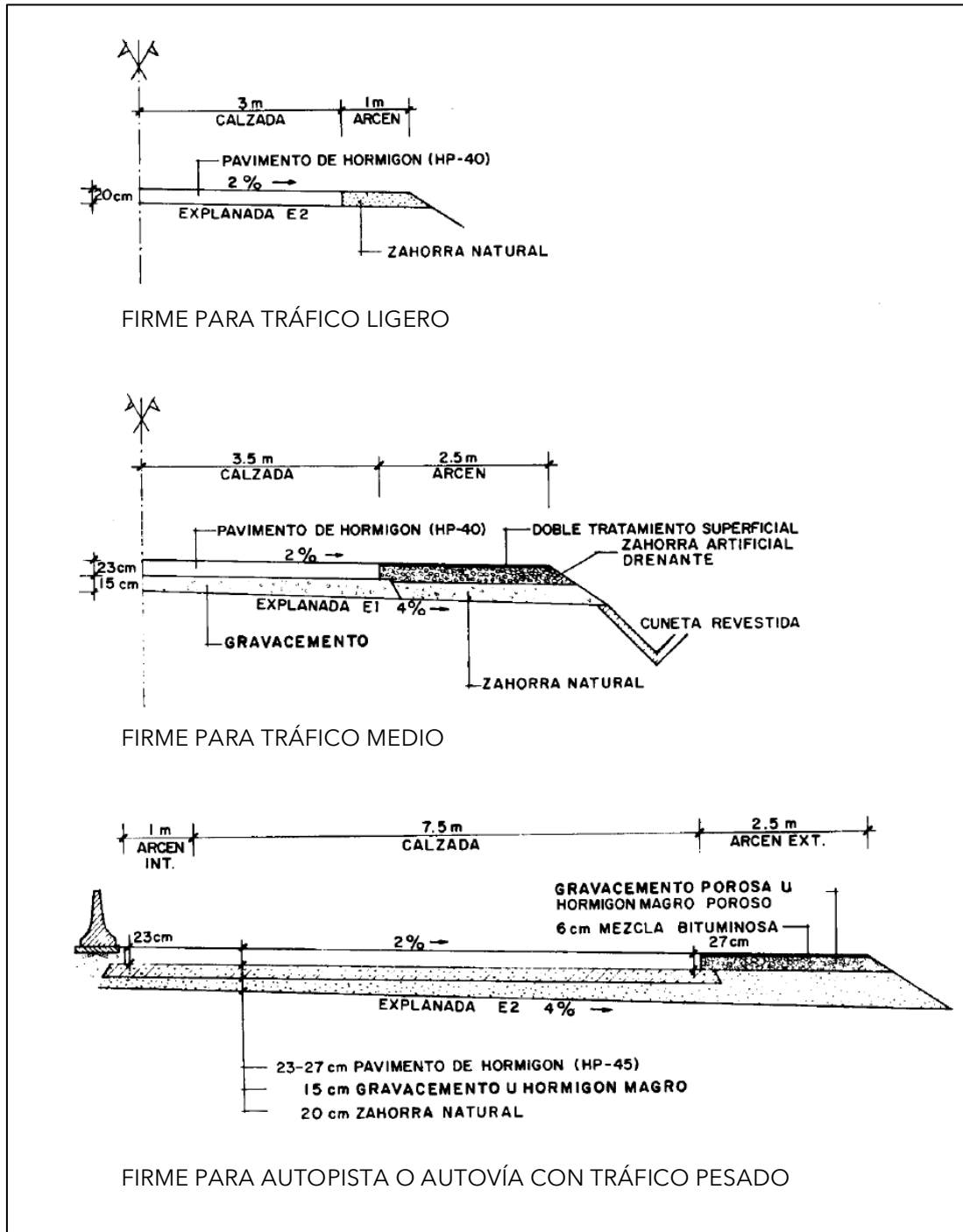


Figura 1-3. Ejemplos de secciones tipo de firmes rígidos (Kraemer et al., 2004).

Actualmente, los firmes rígidos para altas intensidades de tráfico incluyen una base de hormigón magro o bien una capa bituminosa que permita un apoyo estable de la losa de hormigón e impida la pérdida de finos de la explanada que, en este caso, siempre se estabiliza. Estas soluciones para la base pretende evitar la erosión por acción del agua infiltrada por la juntas y que consigue la extracción de los finos de la capa de base bajo las losas por la acción del tráfico. Anteriormente al hormigón magro se empleaba gravacemento, y antes de eso, sueloceemento. La evolución de un material a otro ha perseguido evitar esta erosión,

especialmente en climas lluviosos y vías de alta intensidad de tráfico pesado, o en aquellas en las que no se incluye la presencia de pasadores de acero. En combinación con lo anterior, es indispensable garantizar una correcta evacuación lateral del agua o disponer arcenes de hormigón atados a la calzada (es por ello por lo que la sección dibujada para “firme para tráfico medio” en la anterior Figura 1-3 de Kraemer et al. (2004) se abandonó).

Los pavimentos de los firmes rígidos presentan las tipologías que se describen a continuación.

1.3.1.1 Pavimento de hormigón vibrado en masa

Constituye el pavimento más empleado. El empleo generalizado de hormigón en masa vibrado implica una puesta en obra con juntas. Estas evitan la fisuración como consecuencia de la retracción y los cambios de temperatura permitiendo, además, un cierto grado de alabeo.

Las juntas deberán ser longitudinales (generalmente entre carriles) y transversales (con separaciones de entre 4 y 5 m). Estas juntas transversales suponen discontinuidades en la rodadura. Para evitarlo, en el caso de disponer de cierta intensidad de tráfico pesado, se pueden disponer pasadores lisos de acero no adheridos al hormigón, que “cosen” las juntas y transmiten las cargas de una losa a la siguiente en condiciones de tráfico pesado.

Existe otra forma de evitar este problema de discontinuidades entre losas conocida como diseño californiano, en la que se combinan juntas no transversales, sino diagonales desde el eje de la calzada (con el objetivo de que las ruedas del vehículo no coincidan en el borde de la losa reduciendo las cargas del efecto borde) con menor distancia entre ellas, junto con la disposición de una base no erosionable y un adecuado drenaje del pavimento en la unión entre calzada y arcén.

1.3.1.2 Pavimento de hormigón armado

Es posible sustituir el hormigón en masa por hormigón armado mediante mallazo, e incluso con refuerzos de fibras. El mallazo puede evitar casi por completo la necesidad de juntas transversales, en función de la cuantía de armadura dispuesta, y podría compensar la mayor inversión económica con el ahorro en mantenimiento. Las fibras permiten refuerzos de muy bajo espesor pero con altos costes, por lo que suelen limitarse a soluciones muy específicas, como tableros de puentes, estacionamientos de vehículos pesados, recrecidos localizados.

1.3.1.3 Pavimento de hormigón compactado

La compactación del hormigón con rodillo permite una puesta en obra sin necesidad de maquinaria especial y permite una rápida apertura al tráfico. Es habitual su uso en firmes mixtos, esto es, en combinación con una capa de rodadura bituminosa, salvo en vías de baja intensidad de tráfico.

1.3.1.4 Pavimento de hormigón pretensado

El armado mediante pretensado no ha llegado a implantarse como solución comercial, reduciéndose su incidencia a casos puntuales como en pistas de aterrizaje.

1.3.2 Firmes Flexibles, Semiflexibles y Semirrígidos

El elemento común de estos distintos tipos es la presencia de unas capas superiores de naturaleza bituminosa. Sin embargo, presentan ciertas diferencias a nivel inferior:

- Los firmes flexibles cuentan con un tratamiento superficial por riego con gravilla o una capa de mezcla bituminosa flexible dispuestas sobre una o dos capas de material granular (MFOM, 2003b). Esto permite una deformación elástica bajo la acción de las cargas del tráfico.
- Se denominan firmes semirrígidos a aquellos en los que las capas inferiores reciben un tratamiento con cemento. Los firmes semiflexibles son aquellos que ven aumentado el espesor de mezcla bituminosa. La diferencia entre estos y los firmes flexibles radica en la menor capacidad de deformación, puesto que las capas inferiores pierden flexibilidad ante las cargas.

1.3.2.1 Firmes flexibles

En los firmes flexibles propiamente dichos, las capas de base y subbase están constituidas por materiales granulares (zahorras naturales o artificiales) que reparten sobre la explanada las tensiones recibidas del pavimento.

El pavimento puede estar compuesto por una o dos capas de mezcla bituminosa de entre 5 y 10 cm de espesor total, o bien por un tratamiento superficial por riego con gravilla (ver Figura 1-4).

Son los firmes que aceptan mayor deformación, y se recomiendan en vías con muy baja intensidad de tráfico pesado (MFOM, 2003b).

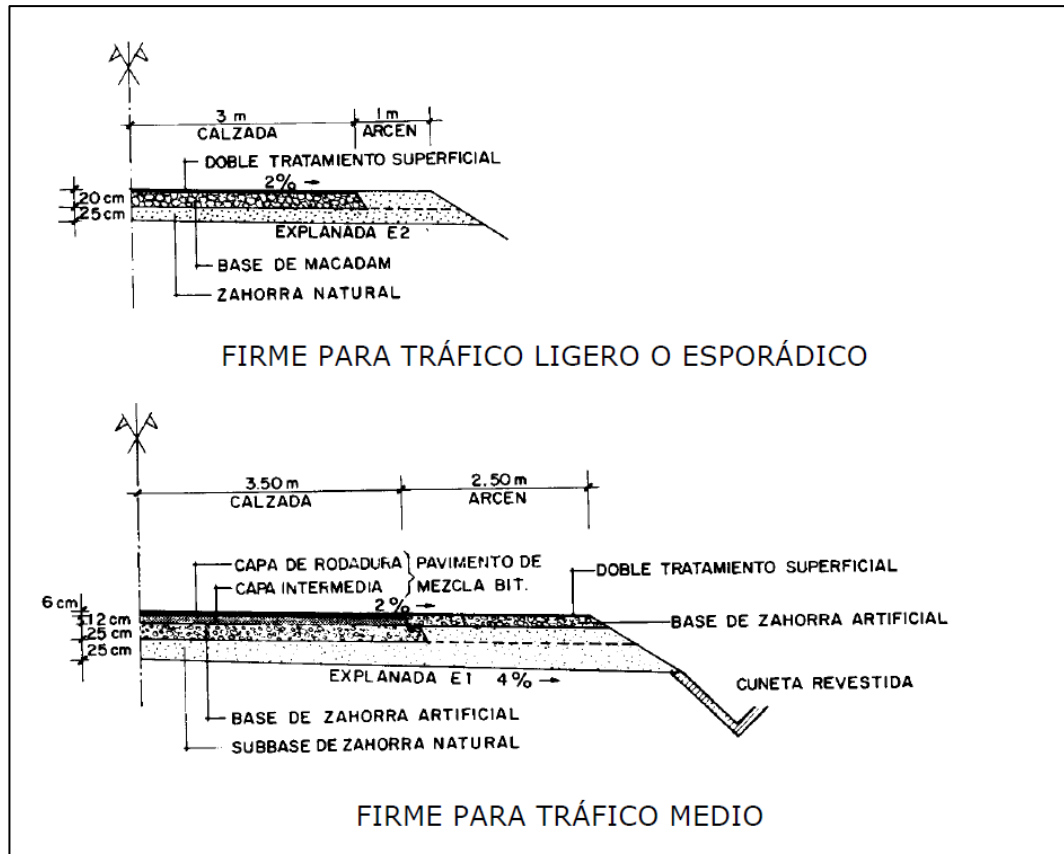


Figura 1-4. Ejemplos de secciones tipo de firmes flexibles (Kraemer et al., 2004).

1.3.2.2 Firmes semiflexibles

Subgrupo habitualmente catalogado dentro de los firmes flexibles que comparten con estos la presencia de unas capas superiores de naturaleza bituminosa sobre unas capas de material granular (zahorras). La diferencia estriba en la disposición de una capa de pavimento de espesor superior a los firmes flexibles (entre 10 y 35 cm) (MFOM, 2003b).

Este aumento del espesor en la mezcla bituminosa reduce la deformabilidad, pero aumenta la capacidad portante de esta capa, por lo que es una opción para categorías de tráfico superiores a las de los firmes flexibles (MFOM, 2003b).

1.3.2.3 Firmes semirrígidos

Constituidos, en función del tráfico soportado, la explanada dispuesta y la tipología de firme semirrígido, por un pavimento compuesto por (IECA-CEDEX, 2003):

- mezclas bituminosas en caliente en una o varias capas que pueden variar entre los 5 y los 30 cm.
- suelocemento de espesor 20 a 35 cm dispuesto en una capa, y, opcionalmente
- gravacemento, gravacemento de altas resistencias u hormigón compactado en una única capa de 20 a 32 cm. (ver Figura 1-5)

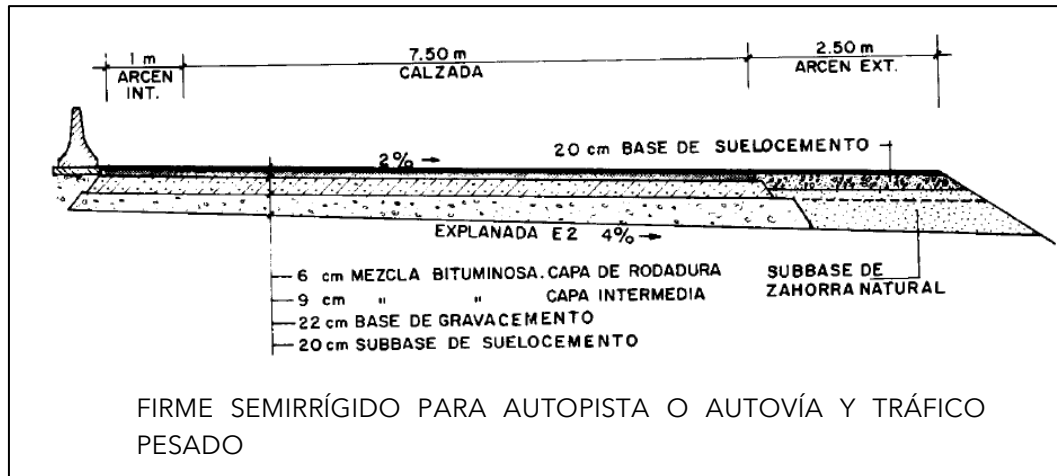


Figura 1-5. Ejemplo de sección tipo de firmes semirrígidos (Kraemer et al., 2004).

La Figura 1-6 recoge las secciones de firmes semirrígidos más empleadas actualmente (IECA-CEDEX, 2003).

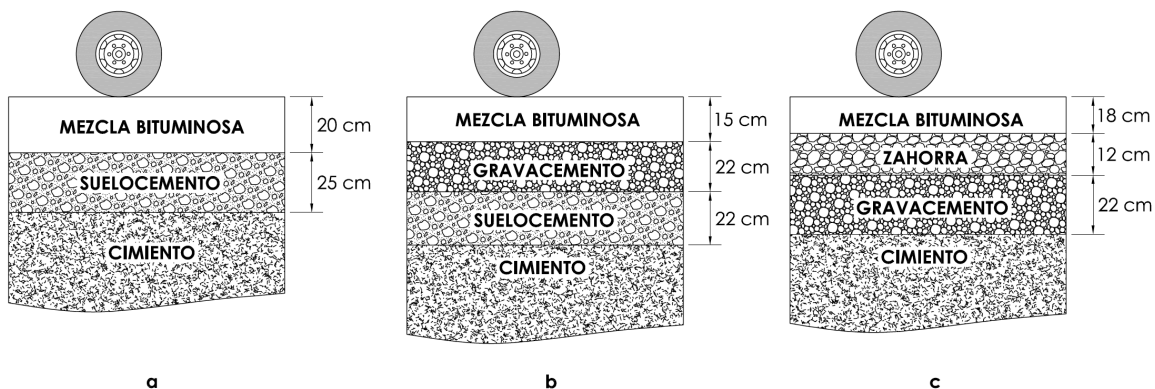


Figura 1-6. Ejemplos de secciones tipo de semirrígidos.

El primer tipo de firme semirrígido presentado (sección "a" en Figura 1-6) incluye una única capa de suelocemento combinada con un espesor considerable de mezcla bituminosa (20 cm) en el pavimento, que también contribuye estructuralmente al conjunto.

El segundo tipo de firme semirrígido presentado (sección "b" en Figura 1-6) añade una segunda capa sobre el suelocemento, formada por gravacemento, hormigón magro y/u hormigón compactado. En este caso, a igualdad de tráfico pesado, es posible disminuir el espesor de la mezcla bituminosa (unos 15 cm) manteniendo las funciones habituales de los firmes flexibles en lo referente a impermeabilización y características superficiales.

Otra opción pasa por anular la transmisión de tensiones tangenciales entre capas (sección "c" en Figura 1-6), lo que se consigue intercalando una capa adicional de naturaleza granular. Es lo que se conoce como firme inverso, y su utilización en España es de carácter meramente experimental.

Como particularidad, los firmes semirrígidos son susceptibles de agrietamiento como consecuencia de la retracción hidráulica y térmica. Para minimizar el alcance de estas grietas en la superficie se opta por una prefisuración de las capas tratadas con cemento permitiendo reducir el espesor de mezcla bituminosa a disponer, que generalmente se encuentra sobredimensionado para hacer frente a la reflexión de las fisuras por retracción.

1.3.3 Firmes Mixtos

Una combinación de los dos tipos de firmes presentados (flexibles y rígidos) da lugar a una subclase denominada firmes mixtos o polifuncionales. En este tipo se mezcla la capa de hormigón con un pavimento bituminoso sobre ella. La principal ventaja de esta solución se centra en vías urbanas: el hormigón aporta resistencia y protección a las redes de servicios presentes en las calles, mientras el pavimento bituminoso facilita una rodadura cómoda y confortable.

1.3.4 Otros tipos de firmes

En el marco de soluciones tradicionales, como el adoquinado con piedra labrada, el mosaico o el hormigón blindado, se está desarrollando el uso de adoquines de hormigón sobre una capa de arena con función de nivelación que asienta sobre una capa base. Esta solución no se corresponde con un firme rígido clásico al uso, pudiéndose disponer en viarios tan dispares como son las zonas peatonales, caracterizadas por la presencia de un tráfico muy ligero, y zonas con tráfico muy pesado.

1.4 Los materiales tratados con cemento

A partir de la década de los 50, el aumento del tráfico pesado experimentado en los países industrializados como consecuencia de la globalización, lleva consigo el desarrollo de los firmes hacia el empleo de unas capas inferiores que presentasen unas características resistentes mejores, en cuanto a deformación y fatiga, que las empleadas hasta ese momento (Kraemer et al., 2004).

Estas nuevas capas estarían compuestas por un esqueleto mineral (suelo o árido) al que se le añadiría un conglomerante, principalmente cemento, consiguiendo aportar una mayor cohesión, mejorando sus características y durabilidad, para su empleo tanto en la mejora o estabilización de las explanadas como en la constitución de bases y subbases de pavimentos.

A continuación se recogen las distintas unidades de obra que comprenden los materiales tratados con cemento, empleadas para la constitución de las capas resistentes de los firmes y

que se diferencian en las características del material granular y porcentaje de cemento empleado (Kraemer et al., 2004; IECA-CEDEX, 2003)

1.4.1 Tipologías

1.4.1.1 Suelocemento

Cuando el material base al que se le añade cemento está formado por gravas, arenas o suelos de baja plasticidad, el producto obtenido se denomina sueloceemento. Además de cemento, también se añaden agua y aditivos, y se somete a un proceso de compactación y curado (Kraemer et al., 2004).

Las características del material dependen fundamentalmente de la cantidad y tipo de finos que contenga el suelo, de la cantidad de cemento y agua añadida, del proceso de ejecución, del proceso de curado y de la edad del material compactado (Kraemer et al., 2004; Jofré, 2005).

El cemento añadido reduce la plasticidad y modifica la densidad máxima y la humedad óptima. Los ensayos con probetas determinarán el contenido idóneo de cemento, y el ensayo Proctor modificado, la cantidad de agua (Kraemer et al., 2004).

Normalmente se fabrica en central, consiguiendo así un mejor nivel de homogeneidad, pero se puede ejecutar *in situ* empleando equipos similares a los empleados en estabilización de explanadas y reciclado de firmes con cemento (Jofré, 2005). La compactación se realiza con rodillos vibrantes y se pueden utilizar en ocasiones compactadores de neumáticos en cuanto se haya alcanzado la humedad óptima, no debiendo prolongarse más allá de las cuatro horas. Para evitar la evaporación del agua que el cemento necesita para un correcto fraguado, se aplica un riego con emulsión bituminosa de rotura rápida (Kraemer et al., 2004).

La utilización de este material está muy extendida como subbase de otros materiales tratados con cemento o como base de firmes flexibles (IECA-CEDEX, 2003).

1.4.1.2 Gravacemento

La gravacemento se obtiene mediante la adición de cemento a un suelo granular sin finos, formado por áridos de machaqueo (IECA-CEDEX, 2003).

La cantidad de cemento añadido confiere mayor o menor resistencia, con lo que su utilización se puede destinar a bases de firmes semirrígidos, o de pavimentos de hormigón (Kraemer et al., 2004).

En el primer caso, la gravacemento debe resistir los esfuerzos procedentes del tráfico, por lo que tiene que aportar rigidez y resistencia a flexotracción, lo que se consigue con una elevada

densidad de la mezcla. Es habitual su disposición en una capa de no más de 30 cm situada sobre otra de suelocemento (Kraemer et al., 2004).

El principal problema surge por la aparición de grietas por retracción que pueden alcanzar la superficie de la mezcla bituminosa, provocando la entrada de agua y la degradación del firme. La solución más extendida es la prefisuración, mediante empleo de maquinaria específica, si bien también se pueden disponer elementos intermedios que absorban la mayor parte de estas tensiones, y eviten la aparición de las grietas o incluso mejorar las características de la mezcla bituminosa. La proporción de agua influye directamente tanto en la resistencia de la mezcla como en el nivel de agrietamiento de la misma, por lo que debe aproximarse al valor óptimo según el Proctor modificado para un resultado idóneo (Kraemer et al., 2004).

Si bien la Instrucción 6.1 IC (MFOM, 2003b) no lo recoge, cuando se utiliza como base de firmes rígidos, éstos absorben casi la totalidad de las tensiones generadas por el tráfico, por lo que no se precisa que la gravacemento tenga unas condiciones resistentes específicas. Sí se precisa que proporcionen una base adecuada y estable. En estas circunstancias puede prescindirse de una subbase de suelocemento, y la capa de gravacemento no necesita más de 15 cm de espesor (Kraemer et al., 2004).

El punto débil de esta combinación es la posible erosión en la zona de contacto entre la gravacemento y la losa de hormigón. Para evitar esto se debe establecer un contenido de cemento superior al 5 % en la mezcla (Kraemer et al., 2004).

En ambas situaciones se emplean suelos de granulometría continua, con alto coeficiente de desgaste en casos de tráfico pesado. En arcenes o bajo firmes rígidos, el árido de machaqueo puede sustituirse por árido rodado (Kraemer et al., 2004).

Para la puesta en obra y la compactación no se requieren más de dos horas, si bien, en caso de altas temperaturas, puede ser preciso añadir aditivos que retarden el fraguado. En todo caso se debe aplicar un riego de curado con emulsión bituminosa de rotura rápida (Kraemer et al., 2004).

Se puede circular sobre la gravacemento casi de manera inmediata, siempre que se haya aplicado una protección superficial (Kraemer et al., 2004).

1.4.1.3 Hormigón Compactado

Si se aumenta la concentración de cemento en un suelo como los empleados para obtener gravacemento, se consiguen mayores valores de la resistencia a compresión y del módulo de elasticidad. En este caso se habla de hormigón compactado (Kraemer et al., 2004).

Con un simple tratamiento superficial podría constituir un paquete de firmes apto para soportar tráfico pesado, si bien lo idóneo es disponerlo como base de una capa de rodadura bituminosa, que ofrece mejor comportamiento en casos de altas velocidades de tráfico (Kraemer et al., 2004).

1.5 Estructura de la Tesis

Conocidas las distintas tipologías de firmes empleadas en la actualidad y aclaradas las tipologías de capas tratadas con cemento se procede a enumerar los objetivos que se persiguen con esta Tesis Doctoral titulada "METODOLOGÍA PARA EL AVANCE EN LA CARACTERIZACIÓN DEL SUELOCEMENTO DE APLICACIÓN EN FIRMES SEMIRRÍGIDOS".

El objetivo general de esta investigación consiste en optimizar el dimensionamiento de los firmes semirrígidos que presentan como subbase una capa de sueloceemento mediante la aportación de una solución más refinada del modelo de comportamiento a fatiga, permitiendo a 7 días corroborar o modificar las propuestas del catálogo de secciones tipo recogido en la norma 6.1-IC de la instrucción de carreteras (MFOM, 2003b) en función de las características reales del sueloceemento ejecutado.

Este objetivo principal requiere la consecución de una serie de objetivos entre los que se encuentran:

- La identificación del suelo de préstamo a estudio, diseño de la fórmula de trabajo y su caracterización a partir del comportamiento a compresión y a flexotracción.
- Desarrollar un modelo más preciso para la predicción del comportamiento en rotura a flexotracción bajo la acción de cargas cíclicas.
- Establecer el proceso de evolución de las resistencias en función del tiempo de curado.
- Realizar un diseño analítico del firme mediante los nuevos parámetros críticos establecidos y compararlo con las secciones empleadas actualmente para determinar la posibilidad de optimización de estas.

Para la consecución de estos objetivos esta Tesis Doctoral analiza en el Capítulo 2 el Estado del arte que rodea a esta técnica, analizando la documentación, normativa e investigaciones existentes relacionadas con los objetivos perseguidos así como el proceso constructivo que llevan a su ejecución.

El Capítulo 3 recoge el planteamiento del problema que da lugar a la realización de esta Tesis así como un desarrollo más detallado de los objetivos perseguidos.

El capítulo 4 recoge la metodología experimental en la que, de manera abreviada, se expone el procedimiento a seguir, la planificación de ensayos necesaria para la obtención de resultados y la exposición de los medios a emplear, tanto materiales como equipos, para la realización de dichos ensayos.

El capítulo 5 recoge el desarrollo metodológico completo a seguir, desde la descripción de cada uno de los ensayos a realizar hasta la manera de abordar cada uno de los pequeños estudios necesarios para dar respuesta a cada objetivo.

El capítulo 6 recoge los resultados de los ensayos realizados así como su análisis de datos.

El capítulo 7 recoge el dimensionamiento analítico de firmes realizado a partir de los resultados obtenidos en el capítulo 6 y su contraste con las secciones adoptadas actualmente, así como la sensibilidad de algunas de las secciones frente a situaciones de ejecución de menor calidad del suelocemento y de la estabilización de la explanada.

Finalmente, el capítulo 8 recoge las conclusiones obtenidas así como las líneas futuras de investigación abiertas.

2 ESTADO DEL ARTE

Este capítulo recoge el estado del arte y de la técnica relacionados con los suelocementos de aplicación en firmes semirrígidos de carretera, que darán pie al planteamiento del problema en el siguiente capítulo.

2.1 Desarrollo histórico de la técnica de suelocemento

El suelocemento de aplicación en pavimentos empieza a desarrollarse en la década 1910-1920 (Quintanilla Rodríguez, 2007).

La primera referencia de la que se tiene constancia de adición de cemento a un suelo para mejorar sus características data de 1915 en Estados Unidos (ACI, 1997). Según esta, se realizó una mezcla de conchas, arena y cemento portland que se compactó dando lugar a una estabilización de suelos para carreteras.

En 1917, el ingeniero H.E. Brooke Bradley realiza, en Inglaterra, en la construcción de unas carreteras, una mezcla de un suelo cohesivo con cemento. Sin embargo, y pese a los buenos resultados obtenidos, la técnica no conseguirá instaurarse en Europa hasta años después (Quintanilla Rodríguez, 2007).

Paralelamente, en 1917 en Estados Unidos, Josep Hay Amies patenta una mezcla de suelo con cemento a la que llama "Soilamies" que sirve como base para el desarrollo de la técnica a partir de 1930 gracias al esfuerzo conjunto de la Portland Cement Association (PCA), el Bureau of Public Roads y el Highway Department del estado de Carolina del Sur (Quintanilla Rodríguez, 2007).

Durante la segunda guerra mundial, el Cuerpo de Ingenieros del ejército norteamericano generaliza el uso de los materiales tratados con cemento principalmente para la construcción de pistas de vuelo (IECA-CEDEX, 2003).

Tras la segunda guerra mundial, esta técnica comienza a experimentarse en Francia, Alemania, España, Australia y Latinoamérica (Quintanilla Rodríguez, 2007).

En los años 60, Francia desarrolla y generaliza el uso de la gravacemento en su programa de autopistas en busca de una solución menos deformable que la obtenida mediante el empleo de zahorra artificial, a la vez que más resistente que la obtenida mediante el empleo de suelocemento. En 1963, y en base a la experiencia francesa, España emplea por primera vez la gravacemento en el tramo de 20 km de la carretera N-VI que une Las Rozas con Villalba (IECA-CEDEX, 2003).

Paralelamente, en ese mismo año se empieza a desarrollar en España el uso del suelocemento construyéndose, en una de las dos calzadas del mismo tramo de nacional, un tramo de 4 km compuesto de suelocemento y mezclas bituminosas (IECA-CEDEX, 2003).

Si bien es cierto que esta no fue la primera experiencia con suelocemento española, puesto que anteriormente ya se había empleado este material en caminos rurales, supuso, junto con el tramo Alcobendas-San Agustín de Guadalix de la N-II construido en 1968, la primera obra destacable de aplicación de esta técnica. Lamentablemente, y pese al buen comportamiento presentado por el tramo de la N-II, el suelocemento no tuvo continuidad. En carreteras con tráficos más elevados se prefirió el empleo de la gravacemento argumentando mayor durabilidad (por la menor presencia de fisuras en superficie que en el caso del suelocemento) y para tráficos menos importantes los firmes con base granular por cuestión de economía (IECA-CEDEX, 2003).

Tras el avance en paralelo de ambas unidades de obra, en 1975 son incluidas por primera vez en el norma 6.1-IC, Secciones de Firme (MOPU, 1975). Durante las décadas de los 70 y 80 el uso del suelocemento es prácticamente testimonial y no es hasta la década de los 90 que vuelve a despuntar su empleo. Este repunte es debido tanto al buen comportamiento de los tramos ejecutados, como a la economía de las secciones estructurales constituidas, para tráficos elevados, por subbases de suelocemento (IECA-CEDEX, 2003).

El agravamiento de los problemas medioambientales (la extracción de materiales de préstamo y la localización de vertederos) y el encarecimiento de los áridos llevan, en 1996, a la publicación de unas Recomendaciones de Proyecto y Construcción de Firmes y Pavimentos (JCyL, 1996) por parte de la Junta de Castilla y León, en base a los buenos resultados obtenidos en el empleo de suelocemento desde finales de los 80 (Gelonch and López-Bachiller, 2008).

En la revisión de 2004 de estas recomendaciones, la Junta de Castilla y León introduce las prescripciones a cumplir en la construcción del suelocemento *in situ* ampliando su uso no sólo en arcenes (como ocurría en la versión de 1996) sino que lo hacen extensivo también a la calzada.

Debido al empleo inapropiado de esta técnica, en 2006 se publica la instrucción CE-2/2006 con las prescripciones para el empleo de suelocemento *in situ*, exigiéndose una aprobación expresa por parte de la Dirección General de Carreteras e Infraestructuras para permitir el diseño y su realización, asegurándose así la calidad exigida (Díaz, 2011b).

El Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes, en adelante PG-3 (MFOM, 2015), incluso en su última revisión de 2015, sólo contempla la realización del suelocemento en planta, pese a la gran experiencia demostrable en la técnica *in situ* en distintos países y la disponibilidad de maquinaria pesada específica (similar a la que se emplea en la estabilización de explanadas).

2.2 Ventajas y limitaciones de la técnica

Como cualquier material, el suelocemento presenta una serie de ventajas e inconvenientes. Algunas de ellas son comunes a otros materiales tratados con cemento, pero la mayoría son específicas del suelocemento, pudiendo influir también el proceso de fabricación.

2.2.1 Ventajas

Las ventajas de la técnica se pueden agrupar en tres tipos: medioambientales, técnicas y económicas (IECA-CEDEX, 2003; IECA, 2015; ACI, 1997; Quintanilla Rodríguez, 2007).

- Ventajas medioambientales:
 - Se emplean suelos procedentes del entorno próximo o de la propia traza, disminuyendo el consumo de áridos de cantera.
 - Esta reutilización también implica la menor necesidad de vertederos.
 - Se trata de un proceso de bajo consumo de energía, por lo que se reducen las emisiones atmosféricas.
 - También se reducen las emisiones al emplear cementos con bajo contenido en clinker, puesto que se priorizan cementos con adiciones y subproductos como escorias o cenizas volantes.

- Ventajas técnicas:
 - La principal ventaja estriba en la alta resistencia del material, absorbiendo una gran parte de las tensiones transmitidas por el tráfico. Gracias a esto, se reducen las sollicitaciones en las capas bituminosas, aumentando la vida útil del firme.
 - Hacen que el firme sea más resistente a la acción nociva de las heladas, los cambios de humedad y, en general, a las condiciones climatológicas adversas
 - Mejora la superficie de trabajo.
 - Reduce el consumo de mezcla bituminosa.
 - Se limitan las deformaciones del firme y, por consiguiente, los asentos y descompactaciones.
 - Mejora en el tiempo de sus propiedades mecánicas, reduciendo el mantenimiento y aumentando la vida de servicio.

- Ventajas económicas:

Están directamente ligadas a las ya descritas en los apartados anteriores:

 - Al usar materiales locales, se reduce considerablemente el coste del transporte. Si el suelo procede de la misma obra, el coste de adquisición desaparece.
 - El aumento de la resistencia conlleva reducción de espesores, lo que implica directamente menos gasto en material (por ejemplo en mezclas bituminosas).
 - La maquinaria empleada en su puesta en obra no es específica, sino que se emplean equipos habituales en obra civil, con lo que se aumentan los rendimientos y se reducen los tiempos de ejecución.
 - Se pueden emplear materiales en principio no aptos para estos fines, por lo que su coste será más reducido.
 - El menor mantenimiento se traduce en ahorros a medio y largo plazo.

2.2.2 Limitaciones de la técnica

En cuanto a los inconvenientes, habría que citar los siguientes:

- Es una técnica que requiere de precisión en la puesta en obra, dado que variaciones en el espesor de la capa pueden modificar las características de la misma y reducir la vida útil. Esto afecta al control de espesores y nivelación, mediante la presencia de personal cualificado.
- El proceso constructivo debe ser rápido. La mezcla, conformación y compactación deberían durar entre 1 y 1,5 horas, salvo que se empleen aditivos que retrasen el fraguado del cemento.

- Puede provocar la aparición de fisuras en el firme si no se ha ejecutado correctamente el proceso de prefisuración (o si no se ha empleado el cemento más adecuado para cada ocasión).
- La baja resistencia al desgaste obliga a disponer capas de rodadura.

2.3 Materiales y propiedades de los suelocementos

Como ya se ha expuesto anteriormente, el suelocemento es una capa estructural resistente de un firme, obtenido a partir de una mezcla homogénea y bien compactada de unos materiales básicos como son un suelo o material granular, cemento, agua y, en ocasiones, aditivos que le confieren unas determinadas propiedades.

2.3.1 Materiales

2.3.1.1 Suelo

El mayor porcentaje de la mezcla lo conforman los materiales granulares. Estos provienen generalmente de suelos o zahorras naturales aunque también pueden llegar a emplearse materiales obtenidos mediante machaqueo procedentes de canteras y excavaciones siempre y cuando estos áridos cumplan las mismas prescripciones exigibles a los suelos.

Los áridos empleados en la formación de la capa de cemento, deberán presentar una buena calidad y deberán ajustarse a un huso granulométrico que permita que el esqueleto mineral adquiera unas resistencias determinadas a partir de la adición de un bajo contenido de cemento.

En cuanto a su naturaleza, pueden ser naturales o artificiales e incluso emplearse productos inertes de desecho o subproductos industriales o mineros estables siempre y cuando cumplan las prescripciones exigibles a los suelos (IECA-CEDEX, 2003).

El Pliego de Prescripciones técnicas generales para Obras de Carreteras (MFOM, 2015), en su artículo 513 "Materiales tratados con cemento (suelocemento y gravacemento)", expone las características que ha de cumplir un suelo o material granular para su empleo como capa estructural de suelocemento.

La obtención de un material de calidad está ligada al cumplimiento de una serie de características (IECA-CEDEX, 2003):

- Presentar un esqueleto mineral que sea compactable y no segregable, que proporcione homogeneidad a la capa permitiendo obtener una superficie regular.

- Presentar una estabilidad de la mezcla compactada a edades muy tempranas que le permita soportar el paso de la maquinaria de obra sin sufrir deformaciones.
- Presentar una adherencia adecuada con el conglomerante hidráulico pudiendo alcanzar una resistencia mínima establecida.
- Presentar una ausencia de elementos que puedan dar lugar a reacciones químicas que pongan en riesgo el medio ambiente o elementos de fábrica situados en sus inmediaciones.
- Presentar una ausencia de elementos perjudiciales que afecten a la integridad de la capa estructural afectando tanto al fraguado del conglomerante como a la durabilidad de la misma.
- Presentar una estabilidad físico-química y volumétrica evitando el fallo de la mezcla a largo plazo.

2.3.1.1.1 Granulometría

La definición granulométrica de una muestra de suelo consiste en la determinación del porcentaje en masa de las partículas que conforman dicho suelo en distintos rangos de tamaño de grano.

Esta distribución de tamaños se realiza mediante un tamizado de distintas muestras del suelo que va a conformar la capa de suelocemento. En este proceso de tamizado, se hace pasar la muestra por una serie de tamices estandarizados cilíndricos con una abertura de malla cada vez menor determinando el porcentaje cernido (en masa) en cada malla. Es decir, cualquier material de diámetro inferior a la apertura de malla pasará a través de esta. La distribución de tamaños de áridos obtenidos se representa en forma de gráfico.

La Figura 2-1 muestra varias curvas granulométricas típicas (Justo Alpañés and Jiménez Salas, 1975; Kraemer et al., 2004).

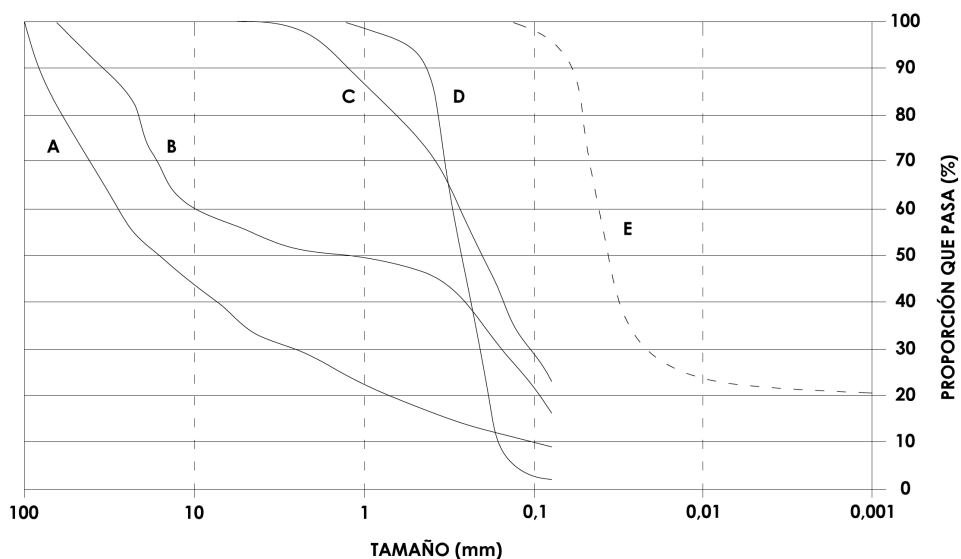


Figura 2-1. Curvas granulométricas típicas.

La forma de la curva granulométrica y su pendiente caracterizan la buena graduación de una muestra. Ambas se definen a partir del coeficiente de uniformidad (C_U) y el coeficiente de curvatura (C_C) respectivamente, y pueden determinarse mediante las expresiones [2-1] y [2-2] respectivamente.

$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad \text{[2-1]}$$

$$C_C = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \cdot D_{10}} \quad \text{[2-2]}$$

siendo,

D_{10} Diámetro de tamaño tal que 10% de las partículas son más pequeñas que ese tamaño.

D_{30} Diámetro de tamaño tal que 30% de las partículas son más pequeñas que ese tamaño.

D_{60} Diámetro de tamaño tal que 60% de las partículas son más pequeñas que ese tamaño.

Cuanto mayor sea el valor del coeficiente de uniformidad (C_U), mayor es la gama de tamaños de árido detectables en el suelo presentando, en consecuencia, menor uniformidad. Coeficientes inferiores a 5 responden a suelos uniformes, considerándose muy uniforme cuando su valor es inferior a 2,5 (Kraemer et al., 2004). Los suelos bien graduados presentan un coeficiente de curvatura (C_C) comprendido entre 1 y 3 (Kraemer et al., 2004; Knappett and Craig, 2012).

La Tabla 2-1 muestra los valores habituales que muestran estos coeficientes para arenas y gravas (Bowles, 1980).

Tabla 2-1. Valores habituales de C_U y C_C .

	C_U	C_C
Arenas	> 6	1 - 3
Gravas	> 4	1 - 3

Atendiendo a la granulometría de los áridos es necesario destacar cuatro aspectos fundamentales que afectan a la calidad del suelocemento obtenido: el tamaño máximo del árido, el contenido de finos, la continuidad granulométrica y la forma de los áridos (IECA-CEDEX, 2003).

2.3.1.1.1.1 Tamaño máximo de áridos

Se define el tamaño máximo de un árido como la mínima abertura del tamiz UNE-EN 933-2 por el cual pasa más del 90% en peso de la muestra.

Esta limitación del tamaño máximo de árido se realiza para mejorar la regularidad superficial de la capa de suelocemento, a la vez que se evitan los posibles problemas de segregación y compactación de esta capa. A su vez, este tamaño máximo de árido tiene que ser el suficiente

como para asegurar el adecuado rozamiento interno de los áridos así como demandar la mínima cantidad de cemento necesaria. De manera habitual, se recomienda que este tamaño máximo de árido no sea superior a 40 mm o, de manera excepcional, 50 mm (IECA-CEDEX, 2003).

2.3.1.1.1.2 Contenido de finos

Se entiende por fino aquel material cuyo tamaño es menor a 0,063 mm. La excesiva presencia de finos genera problemas de compactación, a la vez que demanda una mayor cantidad de cemento en la dotación de la mezcla para garantizar un adecuado recubrimiento de las partículas por el conglomerante. A su vez, una insuficiente presencia de finos genera también problemas de compactación y problemas de segregación que se reflejan en la obtención de una capa de sueloceemento de poca resistencia (IECA-CEDEX, 2003).

La fracción de finos equilibra el esqueleto mineral del árido. Se aconseja que esta no supere el 35% en peso, puesto que por encima de este valor algunos suelos demandan una mayor cantidad de cemento. Por otro lado, se recomienda que el contenido de finos se encuentre entre el 3% y el 7% (sin tener en cuenta el cemento añadido que, por su tamaño, también se incluiría en este apartado) para garantizar una buena compactación. En caso contrario, sería necesario aumentar el contenido de cemento para rellenar los huecos entre partículas permitiendo así un buen nivel de compactación (IECA-CEDEX, 2003).

2.3.1.1.1.3 Continuidad granulométrica

La continuidad granulométrica del esqueleto mineral es un aspecto que afecta tanto a la compactabilidad de un material como a la obtención de sus resistencias exigibles de la manera más económica posible.

La Tabla 2-2 recoge las exigencias granulométricas (sin incluir el contenido de cemento) para las dos tipologías de husos recogidos actualmente por el PG-3 (MFOM, 2015).

Tabla 2-2. Husos granulométricos para el SC20 y SC40.

APERTURA TAMIZ (mm)	SUELOCEMENTO	
	SC20	SC40
50	--	100
40	--	80-100
32	100	75-100
20	92-100	62-100
12,5	76-100	53-100
8	63-100	45-89
4	48-100	30-65
2	36-94	20-52
0,5	18-65	5-37
0,063	2-35	2-20

Los suelos que no cumplan las exigencias recogidas podrán ser mejorados mediante la adición de los tamaños que no lleguen al mínimo estipulado o el cribado para la eliminación de los diámetros que superen los límites superiores establecidos (IECA-CEDEX, 2003).

2.3.1.1.4 Forma de los áridos

Los áridos que se empleen para conformar la mezcla de suelocemento deberán tener una forma lo más cúbica posible, evitando el empleo de lascas y agujas puesto que son susceptibles de rotura durante el proceso de compactación, alterando la curva granulométrica del suelo empleado.

2.3.1.1.2 Límites de Atterberg

En 1911, Albert Atterberg diseñó una serie de ensayos para determinar la relación existente entre la consistencia de un suelo y su contenido de humedad (Atterberg, 1911). Posteriormente, en la década de los 30, Karl Terzaghi y Arthur Casagrande readaptaron estos ensayos para su aplicación en la ingeniería civil convirtiéndolos en un referente en la ingeniería geotécnica (Coduto, 1999).

Un suelo de naturaleza cohesiva, en función de la cantidad de agua que posea, puede presentarse en cuatro estados diferentes: sólido, semisólido, plástico y semilíquido o viscoso. Los límites de Atterberg son los límites de contenido de humedad que marcan la separación entre estos cuatro estados: límite líquido, límite plástico y límite de retracción (ver Figura 2-2). La determinación de estos límites de manera rápida y sencilla, proporciona una idea de las características y propiedades de los suelos (Justo Alpañés and Jiménez Salas, 1975; Knappett and Craig, 2012).

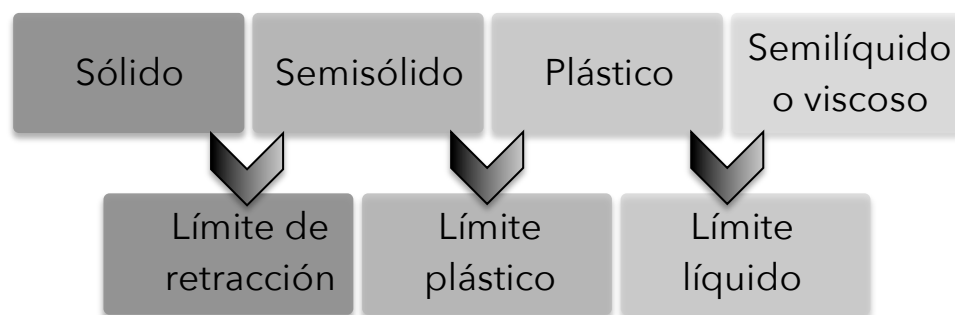


Figura 2-2. Estados de consistencia y límites de Atterberg.

Se entiende por límite líquido (W_L) al contenido de humedad para el cual un suelo cambia de consistencia líquida viscosa a consistencia sólida plástica. Se entiende por límite plástico (W_P) al contenido de humedad para el cual un suelo cambia de un estado plástico a un estado sólido definiendo el punto en el que un suelo empieza a perder su cohesión como consecuencia de la falta de humedad (Justo Alpañés and Jiménez Salas, 1975; Knappett and Craig, 2012).

Un suelo que presente un contenido de humedad superior al límite líquido no presenta capacidad portante mientras que un suelo con un contenido de humedad inferior al límite plástico es difícil de compactar (Molenaar, 2005). Estos límites se determinan mediante los ensayos descritos en las normas UNE 103.103 (AENOR, 1994) y UNE 103.104 (AENOR, 1993a) respectivamente.

El intervalo de humedad para el cual un suelo mantiene su consistencia plástica se define como índice de plasticidad y se obtiene como diferencia entre el límite líquido y el límite plástico.

$$I_p = W_L - W_P \quad [2-3]$$

Este índice de plasticidad es un indicativo de la presencia de arcillas en un suelo. Por lo tanto, un suelo compuesto fundamentalmente por arenas limpias presentará un índice de plasticidad prácticamente nulo, mientras que un suelo con un alto índice de plasticidad presentará problemas de asiento a largo plazo como consecuencia de la lenta pérdida de humedad que se produce debido a su menor permeabilidad (Justo Alpañés and Jiménez Salas, 1975).

A su vez, un elevado contenido de elementos cohesivos influye en la adherencia entre el conglomerante y el árido, lo que se traduce en problemas a la hora de determinar el diseño de la mezcla pues exigen porcentajes altos de cemento con objeto de reducir esa plasticidad a la vez que reducen la sensibilidad al agua (IECA-CEDEX, 2003).

La Tabla 2-3 recogida por Molenaar (2005) propone una clasificación en función de su índice de plasticidad como variación a la propuesta por Sowers (1979).

Tabla 2-3. Nivel de plasticidad y resistencia en seco en función del I_p .

I_p	NIVEL DE PLASTICIDAD	RESISTENCIA EN SECO
0 a 5	No presenta plasticidad	Muy baja, se desmiga entre los dedos
6 a 15	Plasticidad media	De moderada a alta, puede llegar a romperse con los dedos.
15 a 35	Plasticidad	De moderada a alta, difícilmente puede llegar a romperse con los dedos.
Más de 35	Plasticidad alta	Muy alta, no se puede romper con la palma de las manos.

2.3.1.1.3 Equivalente de arena

La contaminación por finos de un suelo granular puede hacer que este no sea susceptible de emplearse en las capas de firme. En los suelos de baja plasticidad la determinación de los límites de Atterberg suele complicarse debido a la inconsistencia de los resultados. Por ello, en este tipo de suelos se suele realizar un ensayo complementario que permita distinguir distintos tipos de suelo en función de su comportamiento aportando una idea de su plasticidad. Este

ensayo recibe el nombre de equivalente arena y está regulado por la norma UNE-EN 933-8 (AENOR, 2012).

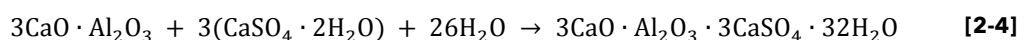
2.3.1.1.4 Contenido de materia orgánica y sulfatos

La materia orgánica que puede encontrarse en los suelos es el resultado de la descomposición, tras su muerte, de los posibles residuos vegetales y animales presentes en el mismo dando lugar a una reserva de nutrientes para las plantas.

El principal problema que conlleva la presencia de materia orgánica en suelo, en un porcentaje representativo, es el retraso o incluso la inhibición del fraguado del cemento que deriva en la disminución de la resistencia del suelocemento final obtenido. Por tanto, esta presencia de materia orgánica afecta directamente a su durabilidad.

En caso de que el árido supere el contenido máximo de materia orgánica establecido, se puede llegar a neutralizar su efecto mediante la incorporación de cal o cloruro de calcio a la mezcla. Sin embargo, puesto que no todos los tipos de materia orgánica afectan por igual a los procesos de fraguado, será necesario realizar ensayos de fraguado y de resistencia a la rotura antes de desestimar el empleo de un suelo por esta razón (IECA-CEDEX, 2003).

Por otro lado, los sulfatos o sulfuros oxidables presentes en un terreno pueden también afectar a la durabilidad del suelocemento puesto que éstos reaccionan con el aluminato tricálcico hidratado de la pasta de cemento dando lugar a la etringita (IECA-CEDEX, 2003) según la ecuación [2-4] (Santhanam et al., 2002).



Esta reacción resulta altamente expansiva, con aumentos de volumen del 250%, que conllevan alteraciones internas que pueden llevar a la desintegración de la capa de suelocemento, como consecuencia del deterioro en la cohesión de los productos de hidratación de la pasta del cemento (Santhanam et al., 2002).

Una ausencia de reacción del suelo con el cemento puede ser debida a la presencia de materia orgánica que puede llegar a inhibir el fraguado de cemento o a la presencia de sulfatos que pueden producir una expansión volumétrica en presencia de agua llegando a reducir considerablemente su resistencia cuando esa concentración de sulfatos supera el 0,5 - 1% (Kersten, 1961). Por esta razón, el PG-3 (MFOM, 2015) limita la presencia de materia orgánica al 1%, el contenido en compuestos totales de azufre al 1% y el contenido de sulfatos solubles, expresados en SO_3 , al 0,8%. Asimismo, cuando el porcentaje de sulfatos solubles (SO_3) supere el 0,5% en masa, será necesario el empleo de un cemento resistente a los sulfatos (SR).

Sin embargo, y en base a la experiencia, aún cuando los contenidos de estas sustancias sean sensiblemente superiores a los indicados, el sueloceemento puede llegar a presentar un buen comportamiento, siempre y cuando se compruebe el efecto del agua sobre la resistencia a la cohesión en la mezcla. Esta comprobación se llevará a cabo mediante el ensayo de inmersión-compresión según la norma NLT-312 (IECA-CEDEX, 2003), debiendo asegurarse que el índice de resistencia conservada no sea inferior al 80% (IECA-CEDEX, 2003).

Con objeto de determinar el posible daño que pudieran ocasionar estos elementos en el sueloceemento será necesario realizar los ensayos químicos pertinentes regulados por las normas UNE 103.204 (AENOR, 1993b) en el caso de la determinación de materia orgánica y UNE-EN 1744-1 (AENOR, 2010) para la determinación del contenido en sulfatos.

2.3.1.1.5 Prescripciones de los suelos a emplear en sueloceemento

Como ya se ha comentado, el PG-3 (MFOM, 2015) especifica las características que han de presentar los suelos para poder emplearse en la capa de sueloceemento.

La Tabla 2-4 recoge las prescripciones que han de cumplir los suelos para poder ser empleados como sueloceemento tanto por el artículo 513 del PG-3 editado por el Ministerio de Fomento (MFOM, 2015) como por distintas normativas autonómicas (IECA, 2015). La granulometría que define los usos SC40 y SC 20 se ha recogido en la Tabla 2-2.

Tabla 2-4. Prescripciones de los suelos para su uso como sueloceemento en España (IECA, 2015).

Propiedades del Suelo	Pliego PG-3 Ministerio de Fomento 2015	Instrucción de Firmes de Andalucía 2007	Norma Comunidad Valenciana 2008	Recomendaciones de Castilla y León 2004	Recomendaciones de Aragón 2011	Norma País Vasco 2012
Tamaño máximo	< 50mm	= PG3	< 40 mm	< 50 mm (recomendable 40)	< 50 mm	< 50 mm
Husos	SC-40 y SC-20 para IMDp<200	para IMDp≥100 = PG3 Sin limitar para el resto de tráfico	Sin limitación	Sin limitación	SC-40 y SC-20 para todo tipo de tráfico	SC-40 y SC-20 para todo tipo de tráfico
Pasa # 2 UNE	SC 40: entre 20 y 52% SC 20: entre 36 y 94%	= PG3	Sin limitación	≥ 20%	= PG3	= PG3
Pasa # 0,063 UNE	SC 40: entre 2 y 20% SC 20: entre 2 y 35%	entre 3 y 30%	Sin limitación	≤ 35%	= PG3	= PG3
Plasticidad	LL<30 & IP<12	LL<30 & IP<12 (preferiblemente 10)	= PG3	LL<30 & IP<12	= PG3	= PG3
Materia Orgánica	< 1%	= PG3	= PG3	< 1%	= PG3	= PG3
Sulfatos (%SO₃)	En Sueloceemento no dice nada. Para árido Gravaceemento< 1%	= PG3	= PG3	= PG3	< 0,5% & Si > 0,5% → CEM. SR	= PG3

Salvo que un suelo presente algún tipo de material que comprometa la durabilidad de un firme, prácticamente la mayoría de suelos son susceptibles de su empleo como sueloceemento. La verdadera inviabilidad de un material se asocia a variables económicas, como una excesiva plasticidad que requiera una elevada dosificación de cemento en la fórmula de trabajo o una

baja presencia de áridos de tamaño medio en la granulometría de la muestra que dificulte su compactación (IECA, 2015).

Sin embargo, las causas por las que se establecen las limitaciones proporcionadas en las prescripciones de los suelos se recogen en Tabla 2-5 (IECA, 2015).

Tabla 2-5. Causas por las que se establecen las prescripciones de los suelos.

CARACTERÍSTICA	CAUSA DE LA LIMITACIÓN
Máx. % de finos	Proporcionar un esqueleto mineral de estabilidad adecuada Evitar tener que aportar contenidos excesivos de cemento
Mín. % de finos	Evitar problemas durante la compactación Evitar tener que aportar contenidos excesivos de cemento
Máx. % arenas 2 mm	Proporcionar un esqueleto mineral de estabilidad adecuada Evitar tener que aportar contenidos excesivos de cemento
Mín. % de arenas 2 mm	Obtener un contenido adecuado de mortero
Tamaño máx.	Mejorar la regularidad superficial Evitar problemas de segregación Evitar problemas durante la compactación
Continuidad granulométrica	Mejorar la compactación Evitar tener que aportar contenidos excesivos de cemento
Plasticidad máxima	Evitar problemas durante el mezclado y extendido del material Evitar tener que aportar contenidos excesivos de cemento Disminuir la sensibilidad del material al agua
Materia orgánica máxima	Evitar retraso o falta de fraguado y endurecimiento del material
Sulfatos o sulfuros	Evitar reacciones expansivas Evitar pérdidas de resistencia del material

2.3.1.1.6 Clasificación del suelo

Existen gran cantidad de métodos diferentes para clasificar un suelo. La mayoría de ellos se basan en las determinaciones granulométricas y plásticas de los mismos, que permitirán predecir su comportamiento mecánico. De todos ellos el más extendido, siempre y cuando se hable de suelos, es el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos "SUCS" (Justo Alpañés and Jiménez Salas, 1975). Sin embargo, además de esta clasificación también existen dos clasificaciones de especial relevancia aplicables en ingeniería de carreteras: la empleada por la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) y la facilitada por el PG-3 en España (MFOM, 2015).

2.3.1.1.6.1 Clasificación según el sistema de clasificación U.S.C.S.

El sistema de clasificación de suelos unificado (USCS) aparece como una modificación del método presentado por Arthur Casagrande, a partir de la composición granulométrica, la determinación de los límites de Atterberg y la presencia de materia orgánica (U.S. Army EWES, 1953).

El sistema de clasificación unificado diferencia entre tres grandes grupos de suelo (grano grueso, grano fino y suelos con un alto contenido orgánico) que a su vez pueden subdividirse en un total de 15 grupo básicos.

La clasificación del suelo mediante el sistema de clasificación de suelos unificado se realiza a partir de la Tabla 2-6 (Bowles, 1980). Además, los suelos de grano fino pueden ser clasificados de acuerdo a la carta de plasticidad de Casagrande según Figura 2-3 (Justo Alpañés and Jiménez Salas, 1975).

Tabla 2-6. Clasificación de suelos según USCS.

DIVISIÓN MAYOR		SÍMBOLOS DEL GRUPO	NOMBRES TÍPICOS	CRITERIO DE CLASIFICACIÓN EN LABORATORIO		
SUELOS DE PARTICULAS GRUESAS Más de la mitad del material retenido en el tamiz número 200 (0,080 mm)	GRAVAS Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por el tamiz número 4 (5 mm)	Gravas limpias (poco o nada de finos)	GW Gravas bien graduadas, mezclas de grava-arena con pocos finos o nada de finos.	Determinar porcentaje de grava y arena en la curva granulométrica a partir del porcentaje de finos (fracción inferior a tamiz número 200 (0,080 mm)). Los suelos de grano grueso se clasifican como sigue: <5%: GW,GP,SW,SP. > 12%: GM,GC,SM,SC Entre 5% y el 12%: > casos límite que requieren usar doble símbolo.		
		Gravas con finos (cantidad apreciable de finos)	GP Gravas mal graduadas, mezclas grava-arena con pocos finos o nada de finos.			
		Gravas con finos (cantidad apreciable de finos)	GM Gravas limosas, mezclas grava-arena-limo.		Límites de Atterberg debajo de la "línea A" o $I_p < 4$. Límites de Atterberg sobre la "línea A" con $I_p > 7$.	
			GC Gravas arcillosas, mezclas grava-arena-arcilla.			
	ARENAS Más de la mitad de la fracción gruesa pasa por el tamiz número 4 (5 mm)	Arenas limpias (poco o nada de finos)	SW Arenas bien graduadas, arenas con gravas, con poco o nada de finos.		$C_u > 6$ C_c entre 1 y 3 $C_u = D_{60}/D_{10}$ $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10} \cdot D_{60})$	
		Arenas con finos (cantidad apreciable de finos)	SP Arenas mal graduadas, arenas con gravas, con poco o nada de finos.		Cuando no se cumplen simultáneamente las condiciones para SW.	
		Arenas con finos (cantidad apreciable de finos)	SM Arenas limosas, mezclas arena-limo.			Límites de Atterberg bajo la "línea A" o $I_p < 4$.
			SC Arenas arcillosas, mezclas de arena-arcilla.		Límites de Atterberg sobre la línea A con $I_p > 7$.	
		Limos y arcillas: Límite líquido menor de 50	ML Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas, o limos arcillosos con poca plasticidad.		CL Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras.	Valores sobre la "línea A" con I_p entre 4 y 7
MH Limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos finos o con mica o diatomeas, suelos elásticos.						
Limos y arcillas: Límite líquido mayor de 50	CH Arcillas inorgánicas de alta plasticidad.	OH Arcillas orgánicas de plasticidad alta o media, limos orgánicos.				
	Pt Turba y otros suelos de alto contenido orgánico.					
Suelos altamente orgánicos						

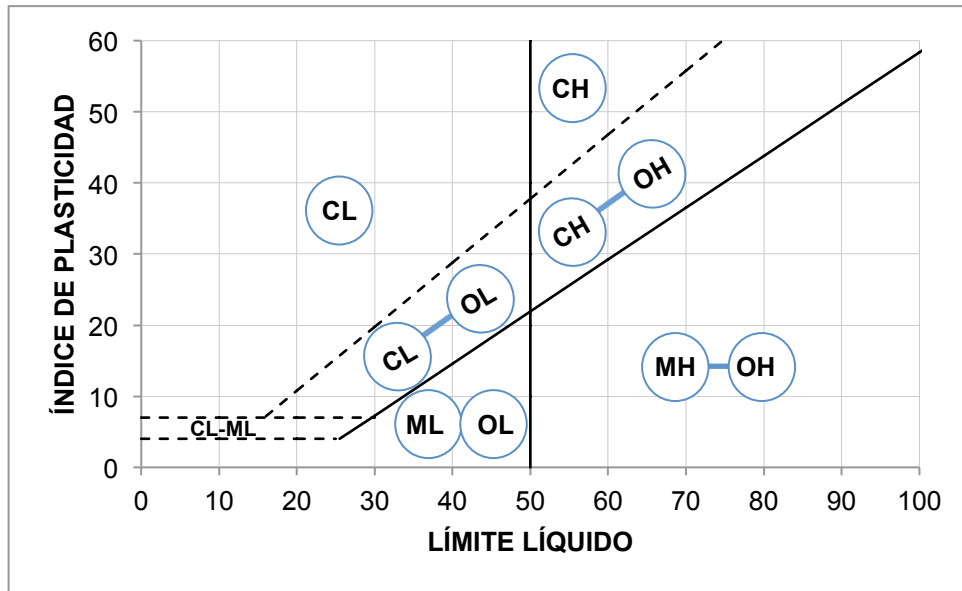


Figura 2-3. Carta de plasticidad clasificación ASTM.

De la Tabla 2-6 puede obtenerse un símbolo compuesto por dos letras. La primera letra o prefijo proporciona información sobre la composición del suelo mientras que la segunda letra o sufijo incide sobre sus propiedades. El significado de los distintos símbolos de grupo empleados se recoge en la Tabla 2-7.

Tabla 2-7. Símbolos de grupo según USCS.

	PREFIJO		SUFIJO	
	SÍMBOLO	TIPO DE SUELO	SÍMBOLO	PROPIEDADES
Suelo de grano grueso	G	Grava	W	Bien graduado
	S	Arena	P	Probablemente graduado
Suelo de grano fino	M	Limo	M	Limoso
	C	Arcilla	C	Arcilloso
Suelo orgánico	O	Orgánico	L	Baja plasticidad
	Pt	Turba	H	Alta plasticidad

2.3.1.1.6.2 Clasificación según el sistema de clasificación de suelos AASHTO

Método de identificación de suelos y materiales granulares basado en el modelo de Arthur Casagrande, desarrollado por Terzaghi y Hogentogler en 1929 para el Bureau of Public Roads norteamericano (Hogentogler and Terzaghi, 1929) y actualmente empleado por la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO, 2008).

Partiendo del estudio granulométrico y la determinación de los límites de Atterberg, este método divide el suelo en 7 grupos principales. Los grupos A-1 al A-3 se emplean para la clasificación de materiales de grano grueso mientras que los grupos A-4 a A-7 se emplean para la clasificación de materiales de grano fino. Los grupos A-1 y A-2 presentan, a su vez, distintos subgrupos. La Tabla 2-8 (Coduto, 1999; ASTM, 2011) y la carta de plasticidad de la Figura 2-4 recogen los valores para poder realizar esta clasificación.

Tabla 2-8. Clasificación de suelos según AASTHO.

CLASIFICACIÓN	MATERIALES GRANULARES (35% O MENOS PASA POR EL TAMIZ ASTM # 200)						MATERIALES LIMOSOS ARCILLOSOS (MÁS DEL 35% PASA EL TAMIZ ASTM # 200)			
	A-1		A-3	A-2			A-4	A-5	A-6	A-7
Grupo:	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6				A-2-7
GRANULOMETRÍA (Porcentaje que pasa por cada tamiz)										
# 10 (2mm)	≤50	-	-	-	-	-	-	-	-	-
# 40 (0,425mm)	≤30	≤50	≤51	-	-	-	-	-	-	-
#200 (0,075mm)	≤15	≤25	≤10	≤35			≤36			
Características de la fracción que pasa por el tamiz ASTM # 40										
W _L	-	-	≤40	≥41	≤40	≥41	≤40	≥41	≤40	>41
I _p	≤6	NP	≤10	≤10	≥11	≥11	≤10	≤10	≥11	IP ≤ LL-30 IP > LL-30
I _G	0	0	0	0	≤4	≤4	≤8	≤12	≤16	≤20 ≤20
TIPO DE MATERIALES	Fragmentos de roca, grava y arena		Arena fina	Grava y arena arcillosa o limosa			Suelos limosos		Suelos arcillosos	
CALIDAD	Excelente a bueno						Regular a malo			

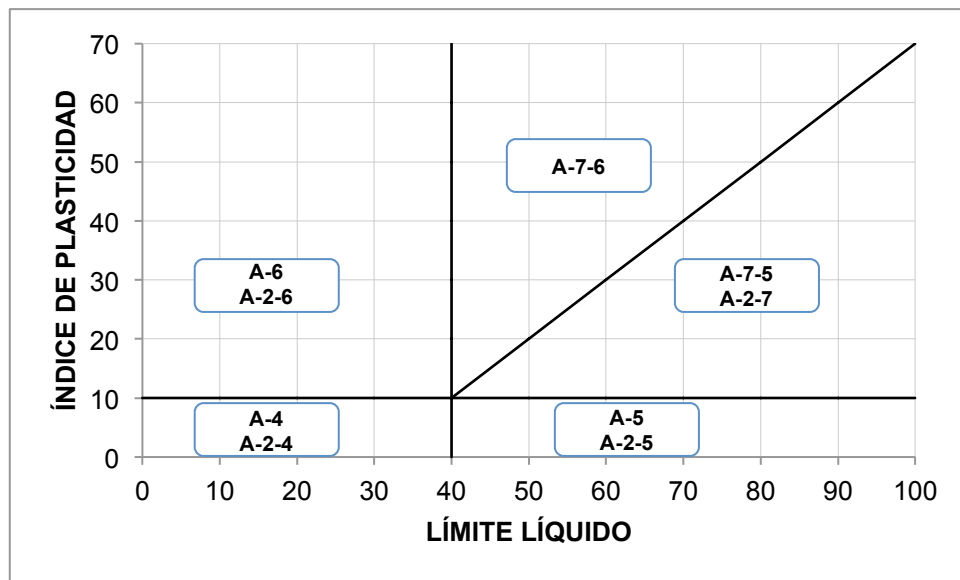


Figura 2-4. Carta de plasticidad según AASTHO.

Dada la heterogeneidad de suelos que pueden encuadrarse dentro de un mismo grupo, puesto que el límite de tamaño de partícula que el sistema AASTHO utiliza para decidir si un material se engloba dentro del grupo grano grueso o grano fino es bastante mayor que en el sistema USCS, esta clasificación se complementa con la determinación de un índice de grupo (I_G). Éste se define mediante la ecuación [2-5] (Coduto, 1999). El valor obtenido se representa entre paréntesis acompañando a la clasificación grupo/subgrupo correspondiente.

$$I_G = (F - 35) [0,2 + 0,05 (W_L - 40)] + 0,01 (F - 15) (I_p - 10) \quad [2-5]$$

siendo,

F Porcentaje que pasa por el tamiz ASTM #200 (se representa mediante un número entero).

W_L Límite líquido.

I_P Índice de plasticidad.

Si este índice de grupo resulta un número negativo se expresará como $I_G=0$ (situación habitual en suelos buenos o excelentes comprendidos entre los grupos A-1 a A-2-5). En caso de obtener un valor positivo este se redondea al valor entero posterior al obtenido.

La Tabla 2-9 muestra la equivalencia entre los dos sistemas de clasificación vistos anteriormente (ACI, 1997).

Tabla 2-9. Equivalencia entre los sistemas de clasificación USCS y AASTHO.

USCS	AASTHO
GW, GP, GM, SW, SP, SM	A-1-a
GM, GP, SM, SP	A-1-b
GM, GC, SM, SC	A-2
SP	A-3
CL, ML	A-4
ML, MH, CH	A-5
CL, CH	A-6
OH, MH, CH	A-7

2.3.1.1.6.3 Clasificación de suelos según PG-3

El PG-3 (MFOM, 2015) en su *artículo 330 Terraplenes*, propone un sistema de clasificación más específico que el sistema propuesto por Casagrande puesto que en su clasificación atiende a más parámetros que sólo los que referencian al tamaño de árido y condicionantes del terreno.

El PG-3 (MFOM, 2015) clasifica los suelos en cuatro grupos diferenciándolos en suelos seleccionados, suelos adecuados, suelos tolerables y suelos inadecuados atendiendo al cumplimiento de los criterios que se recogen en la Tabla 2-10.

Tabla 2-10. Clasificación de suelos española (PG-3)

SUELOS SELECCIONADOS	
Contenido en materia orgánica	< 0,2%
Contenido en sales solubles en agua, incluido el yeso	< 0,2%
Tamaño máximo de árido	≤ 100 mm
Pasa por el tamiz 0,40 UNE	< 15%
De no cumplir la condición anterior, tendrá que cumplir todas y cada una de las siguientes condiciones	
Pasa por el tamiz 2 UNE	< 80%
Pasa por el tamiz 0,40 UNE	< 75%
Pasa por el tamiz 0,080 UNE	< 25%
Límite líquido	< 30
Índice de plasticidad	< 10
SUELOS ADECUADOS	
Contenido en materia orgánica	< 1%
Contenido en sales solubles	< 0,2%
Tamaño máximo de árido	≤ 100 mm
Pasa por el tamiz 2 UNE	< 80%
Pasa por el tamiz 0,080 UNE	< 35%
Límite líquido	< 40
Si L.L. > 30, entonces	I.P. > 4
SUELOS TOLERABLES	
Contenido en materia orgánica	< 2%
Contenido en yeso	< 5%
Contenido en otras sales solubles distintas al yeso	< 1%
Límite líquido	< 65
Si L.L. > 40, entonces	I.P. > 0,73 (LL-20)
Asiento en ensayo de colapso	< 1%
Hinchamiento libre	< 3%
SUELOS MARGINALES	
Contenido en materia orgánica	< 5%
Hinchamiento libre	< 3%
Si L.L. > 90, entonces	I.P. < 0,73 (LL-20)
SUELOS INADECUADOS	
Los que no se pueden incluir en las categorías anteriores	
Las turbas y otros suelos que contengan materiales perecederos u orgánicos tales como tocones, ramas, etc.	
Los que puedan resultar insalubres para las actividades que sobre los mismos se desarrollen	

2.3.1.1.7 Cemento

La resistencia que presenta un suelocemento es directamente proporcional a la cantidad de cemento que presente la mezcla. Al hidratarse, el cemento recubre los áridos del esqueleto mineral y se adhiere a ellos rellenando los poros, reforzando la unión entre partículas, mejorando sus características y aumentando su durabilidad (Jofré, 2005).

Generalmente suelen emplearse cementos con altos contenidos de adiciones y resistencias moderadas, especialmente a corto plazo, puesto que presentan menor retracción térmica y proporcionan mayores plazos de trabajabilidad.

2.3.1.1.7.1 Definición y orígenes

El cemento es un conglomerante hidráulico con características adhesivas y cohesivas que presenta la capacidad de endurecerse en presencia de agua generando, junto con los áridos, un producto estable, duradero y mecánicamente resistente.

Las primeras referencias a los conglomerantes hidráulicos datan de la época de los egipcios, que empleaban yeso calcinado para sus construcciones. Posteriormente, los griegos y romanos desarrollaron el primer hormigón de la historia a partir de la adición de agua y arena a piedra caliza, piedra triturada o ladrillos y tejas rotas (Neville, 2011).

Los romanos mejoraron el compuesto mediante la adición de las llamadas “puzolanas” dando lugar a lo que en la actualidad se denomina cemento puzolánico, que recibe su nombre por la localidad en la que se encontró la primera ceniza volcánica, Puzzuoli (West, 1984). Este producto se obtiene de la trituración conjunta de ceniza volcánica y cal, haciendo que la sílice activa y la alúmina presentes en la ceniza se combinen con esta. El término cemento puzolánico se sigue empleando hoy en día para designar a los cementos que se obtienen como molienda de materiales naturales a temperatura normal (Neville, 2011).

En 1824, Joseph Aspdin, patenta el cemento Portland. Éste se obtiene de la combustión de arcilla y piedra caliza en un horno a una temperatura inferior a la de clinkerización obteniendo CO₂ en la combustión (Neville, 2011).

El cemento Portland, semejante al que hoy se conoce, es una evolución del de Joseph Aspdin desarrollada por Isaac Johnson en 1845 a partir de la combustión de una mezcla de arcilla y tiza hasta la clinkerización. Este cemento recibe el nombre de cemento Portland por el color y la calidad del cemento endurecido resultante que se asemeja a la piedra de Portland, una piedra caliza extraída en la isla de Portland perteneciente al condado de Dorset en Inglaterra (Neville, 2011).

En España los cementos se rigen, actualmente, por la norma RC-08 para la recepción de cementos (MFOM, 2008), el artículo 202 del PG-3 (MFOM, 2015) y las normas UNE concordantes con la norma europea EN 197 (Mamlouk and Zaniewski, 2009).

2.3.1.1.7.2 Producción del cemento Portland

El cemento portland se obtiene a partir de dos ingredientes básicos, un material calcáreo (piedra caliza o yeso) y otro arcilloso (mezcla de silicio y aluminio proveniente de arcillas, esquistos o escoria de hornos altos). Estos materiales son triturados y almacenados en silos hasta el proceso de fabricación que puede realizarse en seco o en húmedo. La clinkerización o proceso según el cual estos materiales se transforman en *clinker*, se realiza en unos hornos principales. En estos hornos, los materiales básicos (en la proporción adecuada) son fundidos a temperaturas entre 1400°C y 1650°C (2500°F y 3000°F) dando lugar al *clinker*. Este se enfría y almacena hasta el proceso final, en el cual se muele hasta obtener un polvo fino y se le añade una pequeña cantidad de yeso para regular el posterior tiempo de fraguado (Mamlouk and Zaniewski, 2009).

Con objeto de mejorar la eficiencia energética en el proceso en seco, algunas cementeras suelen calentar previamente los materiales brutos en hornos instantáneos antes de que pasen al horno principal. La Figura 2-5 muestra el proceso de fabricación del cemento portland.

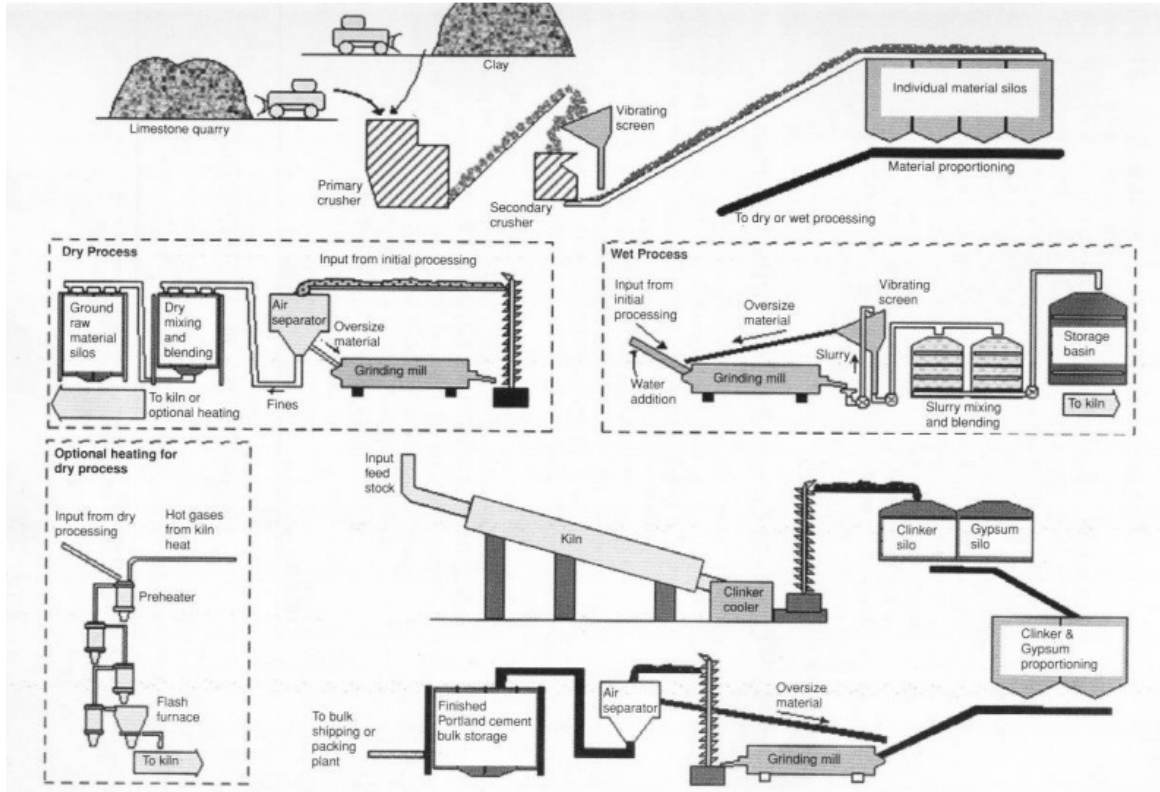


Figura 2-5. Proceso de fabricación del cemento portland (Mamlouk and Zaniewski, 2009).

2.3.1.1.7.3 Composición química del cemento

Como ya se ha mencionado, los materiales brutos empleados en la fabricación del cemento serían cal, sílice, óxido de aluminio y óxido de hierro. Cuando estos materiales son introducidos en el horno principal se producen reacciones químicas muy complejas dando lugar, durante la clinkerización, a cuatro compuestos principales. En la Tabla 2-11 se muestran estos compuestos y la proporción habitual en peso en la que se encuentran (Mamlouk and Zaniewski, 2009).

Tabla 2-11. Compuestos principales del cemento.

COMPUESTO	FÓRMULA QUÍMICA	FÓRMULA COMÚN	RANGO USUAL EN PESO (%)
Silicato tricálcico	$3 \text{ CaO} \cdot \text{SiO}_2$	C_3S	45-60
Silicato dicálcico	$2 \text{ CaO} \cdot \text{SiO}_2$	C_2S	15-30
Aluminato tricálcico	$3 \text{ CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$	C_3A	6-12
Aluminoferrita tetracálcica	$4 \text{ CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$	C_4AF	6-8

El C_3S y el C_2S son los compuestos principales que al hidratarse proporcionarán las características necesarias al cemento. El óxido de aluminio y óxido de hierro introducidos, que darán lugar a los compuestos C_3A y C_4AF , son añadidos para reducir la temperatura requerida

en la formación de C₃S (de 2000°C a 1350°C) reduciendo los costes energéticos y por ende el coste de producción del cemento (Mamlouk and Zaniewski, 2009).

En la composición química del cemento, además de encontrarse estos componentes principales, también existen otros *compuestos menores* tales como MgO, TiO₂, Mn₂O₃, K₂O y Na₂O. Dos de estos compuestos, el K₂O y el Na₂O, conocidos como álcalis, son particularmente importantes puesto que pueden reaccionar con algunos tipos de áridos llegando a degradar el producto final, afectando a la velocidad de adquisición de resistencia (Neville, 2011; Taylor, 1997).

Cualquier cambio en la composición de los óxidos presentes en el cemento influye en las propiedades químicas del mismo. La Tabla 2-12 muestra como a partir de los mismos elementos constituyentes pueden obtenerse cinco tipos principales de cemento portland (U.S. Government, 1949).

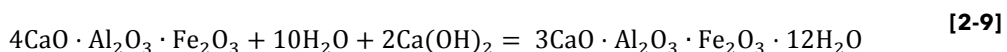
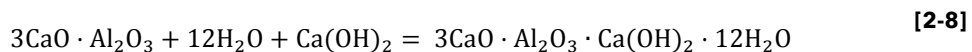
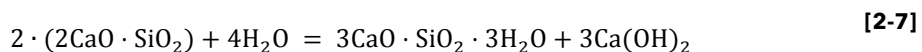
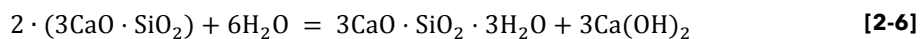
Tabla 2-12. Composición de las principales tipologías de cemento.

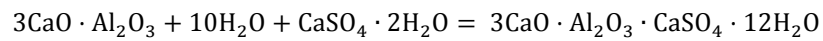
Tipo de cemento	PORCENTAJE DE LOS PRINCIPALES COMPONENTES						
	C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF	CaSO ₄	CaO	MgO
Tipo I: Normal	49	25	12	8	2,9	0,8	2,4
Tipo II: Resistencia moderada a los sulfatos	46	29	6	12	2,8	0,6	3,0
Tipo III: Alta resistencia inicial	56	15	12	8	3,9	1,3	2,6
Tipo IV: Bajo calor de hidratación	30	46	5	13	2,9	0,3	2,7
Tipo V: Alta resistencia a los sulfatos	43	36	4	12	2,7	0,4	1,6

2.3.1.1.7.4 La hidratación del cemento

La hidratación del cemento es el proceso químico según el cual los silicatos y aluminatos presentes en el mismo reaccionan con el agua dando lugar a un producto que aumenta su resistencia con el paso del tiempo. Puesto que el cemento está compuesto por distintos componentes principales, al entrar en contacto con el agua se producen distintas reacciones químicas de manera simultanea (Neville, 2011; Taylor, 1997).

Los productos obtenidos durante la hidratación son los mismos que se obtendrían si se hidrataran de manera individual cada uno de los compuestos en condiciones similares (Steinour, 1953; Rogue and Lerch, 1934) dando lugar a las siguientes reacciones (Mamlouk and Zaniewski, 2009; Taylor, 1997):





[2-10]

Los aluminatos ($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$ y $4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$) se hidratan más rápidamente que los silicatos ($3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$ y $2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$). Cuando el aluminato tricálcico ($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$) entra en contacto con el agua, se produce una reacción altamente exotérmica. Para disminuir su velocidad de hidratación se añade el yeso, ya que su rápida disolución en agua genera iones sulfato que bloquean la solubilidad del aluminato (Taylor, 1997).

La pasta de cemento será trabajable durante los primeros cuarenta y cinco minutos, y comenzará a endurecerse entre las dos y cuatro horas posteriores a entrar en contacto con el agua. Sin embargo, ese periodo de trabajabilidad del cemento puede reducirse hasta los diez minutos, produciendo un fraguado instantáneo, cuando la concentración de iones aluminato es alta y la de iones sulfato baja (Mamlouk and Zaniewski, 2009; Taylor, 1997) dando lugar a una disminución de la resistencia máxima (Mehta and Monteiro, 1993).

La hidratación completa del silicato tricálcico (Ec. [2-6]) dará lugar a un 61% de silicato de calcio hidratado y un 39% de hidróxido de calcio. La hidratación completa del silicato dicálcico (Ec. [2-7]) dará lugar a un 82% de silicato de calcio hidratado y un 18% de hidróxido de calcio. La hidratación de los silicatos es la responsable del aumento de resistencias y del aumento de la durabilidad en el suelocemento, mientras que el hidróxido de calcio es el responsable de la susceptibilidad a los sulfatos y a las aguas ácidas (Taylor, 1997).

2.3.1.1.7.5 Tipologías disponibles

Existen distintas tipologías de cemento que se adaptan a las diferentes necesidades. Algunas aplicaciones requieren elevadas resistencias a edades tempranas permitiendo acelerar los procesos constructivos.

La Tabla 2-13 recoge los cinco tipos de cemento estándar disponibles (AENOR, 2011a).

Tabla 2-13. Tipos estándar de cemento portland.

TIPO	I	II	III	IV	V
NOMBRE	Cemento Portland	Cemento Portland Compuesto	Cemento de horno alto	Cemento Puzolánico	Cemento compuesto

La adición de distintos elementos a los materiales en bruto empleados permite adaptar y ampliar la variedad de cementos disponibles. De esta manera, la Tabla 2-14 recoge los tipos de cemento disponibles en España.

Tabla 2-14. Tipos de cementos.

TIPOS	DESIGNACIÓN		COMPOSICIÓN (% en masa)										COMPONENTES minoritarios	
			COMPONENTES PRINCIPALES											
			Clinker	Escoria de horno alto	Humo de sílice	Puzolana		Cenizas volantes		Esquisto calcinado	Caliza			
						Natural	Natural calcinada	Silíceas	Calcáreas		L	LL		
K	S	D	P	Q	V	W	T	L	LL					
CEM I	Cemento Portland	CEM I	95-100	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5	
	Cemento Portland con escoria	CEM II/A-S CEM II/B-S	80-94 65-79	6-20 21-35	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5 0-5	
CEM II	Cemento Portland con humo de sílice	CEM II/A-D	90-94	-	6-10	-	-	-	-	-	-	-	0-5	
	Cemento Portland con puzolana	CEM II/A-P	80-94	-	-	6-20	-	-	-	-	-	-	-	0-5
		CEM II/B-P	65-79	-	-	21-35	-	-	-	-	-	-	-	0-5
		CEM II/A-Q	80-94	-	-	-	6-20	-	-	-	-	-	-	0-5
		CEM II/B-Q	65-79	-	-	-	21-35	-	-	-	-	-	-	0-5
	Cemento Portland con ceniza volante	CEM II/A-V	80-94	-	-	-	-	6-20	-	-	-	-	-	0-5
		CEM II/B-V	65-79	-	-	-	-	21-35	-	-	-	-	-	0-5
		CEM II/A-W	80-94	-	-	-	-	-	6-20	-	-	-	-	0-5
		CEM II/B-W	65-79	-	-	-	-	-	21-35	-	-	-	-	0-5
	Cemento Portland con esquisto calcinado	CEM II/A-T	80-94	-	-	-	-	-	-	6-20	-	-	-	0-5
		CEM II/B-T	65-79	-	-	-	-	-	-	21-35	-	-	-	0-5
	Cemento Portland con caliza	CEM II/A-L	80-94	-	-	-	-	-	-	-	6-20	-	-	0-5
CEM II/B-L		65-79	-	-	-	-	-	-	-	21-35	-	-	0-5	
CEM II/A-LL		80-94	-	-	-	-	-	-	-	-	6-20	-	0-5	
CEM II/B-LL		65-79	-	-	-	-	-	-	-	-	21-35	-	0-5	
Cemento Portland compuesto	CEM II/A-M	80-88	<-----12-20----->									0-5		
	CEM II/B-M	65-79	<-----21-35----->									0-5		
CEM III	Cemento de horno alto	CEM III/A	35-64	36-65	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5	
		CEM III/B	20-34	66-80	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5	
		CEM III/C	5-19	81-95	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5	
CEM IV	Cemento puzolánico	CEM IV/A	65-89	-	-	<-----11-35----->				-	-	0-5		
		CEM IV/B	45-64	-	-	<-----36-55----->				-	-	0-5		
CEM V	Cemento compuesto	CEM V/A	40-64	18-30	-	<-----18-30----->			-	-	-	-	0-5	
		CEM V/B	20-38	31-50	-	<-----31-49----->			-	-	-	-	0-5	

Su elección dependerá de las prestaciones necesarias y de la disponibilidad del mismo en la zona. En capas de firmes no suelen emplearse cementos sin adiciones. De manera general, se recurre a cementos con adiciones de cenizas volantes, escorias de horno alto o cualquier otro tipo de adición puzolánica (IECA-CEDEX, 2003).

2.3.1.1.7.6 Cementos recomendados

En los materiales tratados con cemento, la elección del tipo de cemento no tiene mayor incidencia sobre la densidad alcanzada al compactarse o sobre la dosificación del mismo. Sin embargo, existen algunas propiedades que pueden condicionar su elección (IECA-CEDEX, 2003):

- Largos plazos de inicio y fin de fraguado, de tal forma que se tenga un mayor plazo de trabajabilidad de la mezcla, necesario para su extensión y compactación (mayor de 2 horas, o 1 hora si la temperatura ambiente supera los 30°C según el PG-3).
- Poca liberación de calor de hidratación. Con ello se obtienen aumentos moderados de temperatura en las mezclas, de tal forma que las retracciones térmicas sean menores y

se puedan limitar los efectos de la fisuración por retracción (abertura de fisuras y distancia entre estas) principalmente en climas calurosos o con fuertes variaciones térmicas entre el día y la noche.

- Desarrollo lento de resistencias a edades tempranas, que se recuperan a largo plazo. Así se consigue limitar el efecto de la retracción y los fenómenos iniciales de fatiga inducidos por la acción de las cargas del tráfico sobre las bases y subbases.

De manera general, suelen emplearse cementos con un alto contenido de adiciones (tipos III, IV-B, V o ESP VI-1), de resistencia media o baja (32,5 N o 22,5 en el caso de cementos especiales), que carezcan de aluminato de calcio, evitando adiciones que no hayan sido incorporadas en fábrica. Si el firme se dispone sobre terrenos caracterizados por la presencia de yesos, se recurrirá al empleo de un cemento resistente a los sulfatos (IECA-CEDEX, 2003).

Además, la norma UNE-EN 196-3 (AENOR, 2005) recomienda que el plazo de trabajabilidad de la mezcla de suelocemento esté en torno a las dos horas por lo que el inicio de fraguado no debe producirse hasta ese momento. En el caso de tener que proceder al extendido de la capa de suelocemento a una temperatura ambiente superior a los 30°C, se permite reducir ese plazo de trabajabilidad a como poco una hora siempre y cuando se realicen los ensayos a una temperatura de $40 \pm 2^\circ\text{C}$ (IECA-CEDEX, 2003).

2.3.1.1.7.7 Cantidades habituales

El contenido de cemento es clave en las propiedades de las capas tratadas con cemento. La determinación del contenido de cemento a emplear depende de la clasificación del suelo a disposición y de la resistencia y durabilidad requerida (Donald and Basham, 1994).

La Tabla 2-15 muestra valores habituales a emplear para diferentes tipos de suelos según la clasificación AASHTO (PCA, 1992).

Tabla 2-15. Contenidos de cemento habituales para diferentes suelos según clasificación AASHTO.

TIPO DE SUELO	% DE CEMENTO EN MASA
A-1-a	3-5
A-1-b	5-8
A-2	5-9
A-3	7-11
A-4	7-12
A-5	8-13
A-6	9-15
A-7	10-16

El contenido mínimo de cemento a emplear en la capa de suelocemento será aquel que garantice una resistencia mínima a compresión a siete días de 2,5 MPa, permitiendo una reducción de este valor en un 15% en el caso de emplear cementos con altos contenidos de adiciones y baja resistencia inicial. Este valor nunca será inferior al 3% en masa (MFOM, 2015)

garantizando así que el cemento envuelva los áridos de manera homogénea dentro de la mezcla (IECA-CEDEX, 2003).

Cuanto mayor es el contenido de cemento mayor es también el valor de la resistencia a compresión. Sin embargo, un valor elevado de cemento no sólo aumenta innecesariamente el coste de fabricación de la capa tratada con cemento sino que también aumenta la presencia de fisuración por retracción (Kersten, 1961; Donald and Basham, 1994; Molenaar, 1998). Por esta razón el PG-3 (MFOM, 2015) limita la resistencia máxima a compresión a siete días a 4,5 MPa.

Teniendo en cuenta que, a la hora de establecer la dosificación, las condiciones de control en laboratorio son mucho más precisas que las que se producen en obra, hay autores (Guthrie and Rogers, 2010) que recomiendan aumentar el contenido de cemento *in situ* mediante la aplicación de un factor de corrección igual a 1,5. Las recomendaciones de proyecto y construcción de firmes y pavimentos (JCyL, 2004) recomiendan aportar un exceso del 10-15% de cemento para compensar la disminución de resistencia debido a la menor precisión de las posibilidades de dosificación y mezclado en obra.

2.3.1.2 Agua

El agua en el sueloceamento es fundamental para conseguir tanto la hidratación del cemento como la máxima densidad seca de compactación.

El contenido de agua a añadir para conseguir la correcta hidratación del cemento será aquel que permita obtener unos valores mínimos de resistencia establecidos. El contenido de agua a aportar para conseguir la máxima densidad seca será el que proporcione el contenido de humedad óptima obtenido mediante el ensayo Proctor Modificado (AENOR, 2011b).

Una vez realizada y compactada la mezcla será necesario realizar un curado para asegurar la hidratación evitando la pérdida de humedad.

De manera general, un agua potable es susceptible de emplearse en la dosificación de la mezcla de sueloceamento. Sin embargo, esta no es una cualidad imprescindible puesto que un agua insalubre también puede llegar a ser apta para su empleo siempre y cuando cumpla las mismas prescripciones exigibles para el agua en hormigones y morteros (MFOM, 2015) que se presentan en la Tabla 2-16 (IECA-CEDEX, 2003).

Tabla 2-16. Características del agua para su empleo en suelocemento.

CARACTERÍSTICA	LIMITACIÓN	CAUSA DE LA LIMITACIÓN
pH	≥5	Alteraciones en el fraguado y endurecimiento. Disminución de resistencias y durabilidad.
Sustancias disueltas	≤ 15 g/l	Pérdida de resistencias mecánicas. Fenómenos expansivos a largo plazo.
Contenido en sulfatos	$SO_4^{2-} \leq 1 \text{ g/l}$	Alteraciones en el fraguado y endurecimiento. Pérdida de resistencia. Reducción importante de la durabilidad.
Hidratos de carbono	No se deben apreciar	Impide el fraguado o produce alteraciones en el mismo y en el endurecimiento.
Sustancias orgánicas solubles en éter	≤ 15 g/l	Graves alteraciones en el fraguado y/o endurecimiento. Fuertes pérdidas de resistencia.

Cabe destacar que el agua de origen marino es susceptible de emplearse en el diseño de la mezcla pero no ha de utilizarse para el curado de la misma. Esto es debido a que durante el proceso de amasado los sulfatos no presenta gran influencia puesto que la mezcla se encuentra fresca y es capaz de soportar los cambios volumétricos, mientras que en fase de curado se corre el riesgo de que estos reaccionen formando etringita, altamente expansiva, que puede llegar a destruir la capa resistente (IECA-CEDEX, 2003).

2.3.1.3 Aditivos

Los aditivos que generalmente se pueden llegar a emplear en el suelocemento son los retardadores de fraguado. Éstos retrasan el fraguado del cemento aumentando los plazos de trabajabilidad de la mezcla para el extendido y compactado de las capas de suelocemento.

El problema de los retardadores de fraguado es que reducen las resistencias presentadas por la mezcla de suelocemento a edades tempranas. Afortunadamente, esta disminución de resistencias no se mantiene a lo largo del tiempo, llegando finalmente a alcanzar valores normales a largo plazo.

La eficacia de los retardadores va unida a la granulometría, tipo de cemento empleado, dosificación de la mezcla, relación agua/cemento, tipología de retardador empleado y dosificación del mismo (IECA-CEDEX, 2003).

2.3.2 Propiedades

Los materiales tratados con cemento presentan ciertas propiedades que difieren de las mezclas que se realizan con otros ligantes o conglomerantes.

2.3.2.1 Densidad y humedad

Los suelocementos con un esqueleto mineral no muy grueso presentan una densidad máxima y humedad óptima que no difiere en gran medida de la que presentaría el mismo material si no se le añadiera cemento.

La floculación que se produce como consecuencia del intercambio iónico en las reacciones en las que interviene el cemento, produce un aumento de la humedad óptima y una disminución de la densidad seca máxima. Sin embargo, el alto peso específico del cemento en comparación con el peso específico del suelo genera un incremento de la densidad que finalmente la equilibra, haciendo que esta difiera en muy poca medida respecto al valor inicial (ACI, 1997).

La Tabla 2-17 muestra los rangos habituales de densidad y humedad de materiales tratados con cemento (IECA-CEDEX, 2003).

Tabla 2-17. Densidades y humedades de materiales tratados con cemento.

MATERIAL	DENSIDAD MÁXIMA (g/cm ³)	HUMEDAD ÓPTIMA %
Zahorras con cemento	2,15 - 2,35	5 - 7
Arenas con cemento	1,8 - 2,00	5 - 10

2.3.2.2 Resistencia a compresión

Es la propiedad más utilizada por las normas para la clasificación y el diseño de la mezcla de los materiales tratados con cemento y que suele emplearse como medida indirecta para valorar otras propiedades. La tabla recoge los valores habituales de resistencia a compresión que presentan distintos materiales a largo plazo (IECA-CEDEX, 2003).

Tabla 2-18. Valores de R_c a largo plazo de materiales tratados con cemento.

MATERIAL	RESISTENCIA A COMPRESIÓN (MPa)
Suelocemento	4 - 8
Gravacemento	8 - 14
Hormigón compactado	35 - 45

Su valor se ve influenciado por (IECA-CEDEX, 2003):

- El porcentaje de cemento añadido
- La humedad añadida a la mezcla
- La densidad alcanzada en la compactación
- La tipología y granulometría del suelo o áridos
- La edad de curado
- El calor de fraguado

2.3.2.3 Resistencia a flexión

De manera general, se considera que el ensayo que mejor representa el comportamiento de un firme bajo la acción de las cargas de tráfico es el de resistencia a flexotracción. El problema radica en la dificultad de la conformación de probetas prismáticas de calidad para la realización del ensayo, por lo que la resistencia a flexotracción se suele estimar a partir de correlaciones con la resistencia a compresión y la resistencia a tracción indirecta.

La resistencia a flexotracción es una de las variables que determinan la ley de fatiga de los materiales tratados con cemento, por lo que para modelizar su comportamiento se suelen adoptar los valores de resistencia a largo plazo recogidos en la Tabla 2-19 (IECA-CEDEX, 2003).

Tabla 2-19. R_f a largo plazo considerada en los modelos de comportamiento.

MATERIAL	RESISTENCIA A COMPRESIÓN (MPa)	RESISTENCIA A FLEXOTRACCIÓN (MPa)
Suelocemento	4	0,9
Gravacemento	8	1,6
Hormigón compactado	35	5,8

2.3.2.4 Resistencia a fatiga en flexotracción

Los materiales tratados con cemento son susceptibles de sufrir el fenómeno de fatiga que produce la rotura bajo una tensión inferior a la máxima soportada por el material como consecuencia de la repetición cíclica de cargas producida por el tráfico.

Las leyes de fatiga empleadas para este tipo de material presentan una pendiente muy tendida por lo que son especialmente sensibles al espesor de la capa como consecuencia de la variación de tensiones que se genera en el fondo de la misma.

2.3.2.5 Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad es la relación entre la tensión aplicada y la deformación unitaria experimentada. Un módulo de elasticidad elevado permite transmitir las tensiones originadas por el tráfico a las capas inferiores reduciendo y uniformizando las deflexiones producidas.

Los materiales tratados con cemento presentan módulos de elasticidad con un marcado comportamiento lineal en la zona elástica, superiores a los que se alcanzan únicamente por el material, siendo mayores cuanto mayor es el contenido de cemento y la edad de curado (IECA-CEDEX, 2003).

La Tabla 2-20 recoge los valores habituales del módulo de elasticidad dinámicos a largo plazo de los materiales tratados con cemento, que son entre un 10 y un 15 % superiores a los módulos de elasticidad estáticos (IECA-CEDEX, 2003).

Tabla 2-20. Módulo de elasticidad a largo plazo de materiales tratados con cemento.

MATERIAL	MÓDULO DE ELASTICIDAD DINÁMICO (MPa)
Suelocemento con suelos granulares	5000 - 8000
Suelocemento con zahorras	8000 - 18000
Gravacemento	18000 - 22000
Hormigón compactado	322000 - 35000

2.3.2.6 Coeficiente de Poisson

Para el dimensionamiento analítico de un firme se suele considerar para la mezcla de materiales con cemento un coeficiente de Poisson de 0,25. En el caso de emplear suelos con porcentajes

importantes de gravas este puede considerarse como 0,20 o menor. El valor puede aumentarse a 0,25-0,30 en el caso de emplear suelos de granulometría más fina y a 0,30-0,35 en el caso de los suelos limosos (IECA-CEDEX, 2003).

2.3.2.7 Fisuración por retracción térmica

Los materiales que incluyen cemento en su composición son susceptibles de sufrir fisuración.

En ocasiones, las tensiones generadas como consecuencia de los cambios de temperatura diarios o estacionales producidos pueden ser superiores al valor de resistencia que es capaz de soportar el material induciendo la rotura de las capas tratadas con cemento independientemente de que existan elementos superiores. Esto se debe al elevado módulo de elasticidad y el coeficiente de dilatación térmica de este tipo de materiales (IECA-CEDEX, 2003).

2.3.2.8 Permeabilidad

La permeabilidad es una propiedad importante cuando un material se encuentra expuesto al agua. Se establece a través del coeficiente de permeabilidad que determina la velocidad de paso de un líquido a través de un medio poroso. Los materiales tratados con cemento presentan unos valores de permeabilidad muy bajos, atribuibles al llenado de los huecos entre áridos por efecto de la hidratación del cemento.

Sin embargo, por efecto succión el agua es capaz de penetrar una cierta profundidad, por lo que podría afectar a la durabilidad de la mezcla endurecida como consecuencia de su congelación en las zonas expuestas a grandes heladas. Esta profundidad de penetración es directamente proporcional al coeficiente de permeabilidad. La Tabla 2-21 recoge los valores habituales del coeficiente de permeabilidad de materiales tratados con cemento (IECA-CEDEX, 2003).

Tabla 2-21. Coeficiente de permeabilidad de materiales tratados con cemento.

MATERIAL	COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD (m/s)
Zahorras con cemento	$10^{-10} - 10^{-12}$
Arenas con cemento	$10^{-5} - 10^{-10}$

2.3.2.9 Resistencia a la abrasión

Los sueloceamentos y las gravacimientos presentan un buen comportamiento frente a los esfuerzos que se producen de manera perpendicular a la superficie. Sin embargo, estos materiales sufren un gran desgaste como consecuencia del paso de un gran número de ejes pesados al no ser capaces de soportar directamente sus esfuerzos. Por esta razón se protegen estos materiales extendiendo sobre ellos una mezcla bituminosa como capa de rodadura.

2.4 Diferencia entre el suelocemento y la estabilización de suelo con cemento

Puesto que la incorporación de un conglomerante hidráulico permite la mejora de un suelo como consecuencia de la modificación de sus características, suele ser relativamente habitual confundir un suelo estabilizado con cemento con un suelocemento.

En ambos casos se practica una mezcla homogénea de suelo, cemento y agua. Sin embargo, mientras que en el caso del suelocemento esta mezcla homogénea, que no puede realizarse con cualquier tipo de suelo, se emplea para la formación de una capa resistente del firme, en el caso de la estabilización con cemento el objetivo perseguido es la mejora de las características de un suelo existente en la traza (facilitar la compactación, reducir la expansividad del material o aumentar la capacidad portante) para su aprovechamiento, evitando así su sustitución y envío a vertedero.

Según el artículo 512 "Suelos estabilizados *in situ*" del PG-3 (MFOM, 2015), los suelos estabilizados pueden clasificarse en:

- Suelos mejorados con cemento o cal (S-EST 1 y S-EST 2). El tratamiento con el conglomerante se realiza para mejorar la susceptibilidad al agua. Tras el tratamiento el material sigue presentando un aspecto de material suelto. A estos suelos mejorados se les exige un índice CBR a 7 días de 6 o 12 respectivamente según la norma UNE 103502 (AENOR, 1995b).
- Suelo estabilizado con cemento (S-EST 3). Se le exige una resistencia mínima a compresión a los 7 días de 1,5 MPa (CEDEX, 1990a).

La Tabla 2-22 recoge las diferencias entre las prescripciones de los suelos tanto para su uso en estabilizaciones como para su empleo como suelocemento (MFOM, 2015).

Tabla 2-22. Diferencia de las prescripciones de los suelos a emplear en estabilizaciones y suelocemento.

PROPIEDAD	S-EST 1 con cemento	S-EST 2 con cemento	S-EST 3 con cemento	SC 20	SC 40
Tamaño máximo	< 80 mm	< 80 mm	< 80 mm	< 50 mm	< 50 mm
Pasa tamiz 0,063 mm UNE	< 50%	< 50%	< 35%	≤ 35%	≤ 35%
Pasa tamiz 2 mm UNE	> 20%	> 20%	> 20%	≥ 20%	≥ 20%
Plasticidad	$I_p < 15$	$W_L \leq 40$ $I_p < 15$	$W_L \leq 40$ $I_p < 15$	$W_L < 30$ $I_p < 12$	$W_L < 30$ $I_p < 12$
Materia orgánica	< 2%	< 1%	< 1%	< 1%	< 1%
Sulfatos (SO ₃)	< 0,7%	< 0,7%	< 0,7%	< 1% Si > 0,5% cemento SR	< 1% Si > 0,5% cemento SR

En referencia al contenido mínimo de cemento, el PG-3 (MFOM, 2015) establece un valor mínimo del 2% de cemento en el caso de la estabilización S-EST 1 y un 3% en el caso de las estabilizaciones S-EST 2 y S-EST 3 y del suelocemento.

La densidad que se ha de alcanzar en la estabilización S-EST 1, ha de ser al menos el 95% de la densidad máxima obtenida en el ensayo Proctor modificado según norma UNE-EN 13286-2 (AENOR, 2011b) salvo en el caso de la capa superior de la explanada tipo E1, en cuyo caso la norma 6.1 IC "Secciones de firme y Capas estructurales de firme" (MFOM, 2003b) limita ese porcentaje a un valor no inferior al 97%. En el caso de las estabilizaciones S-EST 2 el PG-3 (MFOM, 2015) limita estas densidades a valores no menores al 97% y para el caso de las estabilizaciones S-EST 3 y sueloceemento, el PG-3 (MFOM, 2015) limita estas densidades a valores no menores al 98%.

Los equipos empleados para la ejecución de un sueloceemento *in situ* son similares a los que se emplean para la estabilización de suelos por vía húmeda.

2.5 Diseño de mezcla

El diseño de un material tratado con cemento para su empleo en una capa de firme, está asociado a la determinación de la combinación adecuada de árido o suelo, cemento, agua y densidad que, cumpliendo las especificaciones técnicas en cuanto a resistencia a compresión, permita su ejecución con calidad, durabilidad y economía.

Dicha resistencia a compresión se emplea como medida indirecta del módulo de elasticidad y de la resistencia a fatiga (IECA-CEDEX, 2003).

El diseño de la mezcla o dosificación requiere el conocimiento previo de los materiales que van a conformar el sueloceemento mediante los ensayos recogidos en la Tabla 2-23 y la determinación mediante ensayos de laboratorio de las proporciones de cada uno de los materiales (fórmula de trabajo).

En el caso de que el sueloceemento se vaya a fabricar en central, será necesario la comprobación y ajuste de la fórmula en la propia central (IECA-CEDEX, 2003).

Tabla 2-23. Ensayos para la caracterización de los materiales del sueloceemento.

	ENSAYO	NORMA
Sobre el suelo	Granulometría	UNE-EN 933-1
	Límite líquido	UNE 103103
	Límite plástico	UNE 103104
	Contenido de materia orgánica	UNE 103204
	Contenido de sulfatos solubles en agua	UNE-EN 1744-1
Sobre el agua	Contenido total de sustancias solubles en agua	UNE 83957
	Contenido total de sulfatos	UNE 83956
	Determinación cualitativa de hidratos de carbono	UNE 83959
	Determinación de la acidez de las aguas	UNE 83952
	Aceites y grasas contenidos en el agua	UNE 77037

De manera generalizada se emplean cementos con sello o marca de calidad reconocida oficialmente por lo que no es necesario la realización de ensayos sobre estos. De no ser así será necesario realizar los ensayos dispuestos en la Instrucción para la recepción de cementos RC-8 (MFOM, 2008).

Existen dos métodos para la determinación de la dosificación (IECA-CEDEX, 2003):

- Por compactación y resistencia
- Basada en la durabilidad.

2.5.1 Dosificación por compactación y resistencia

Método más extendido basado en la determinación de la densidad máxima y la resistencia objetivo, compuesto por las siguientes fases:

2.5.1.1 Validación de la granulometría

El PG-3 establece los husos granulométricos que deben recoger las distintas fracciones de áridos disponibles (MFOM, 2015) y que se han recogido en la Tabla 2-2.

Prácticamente cualquier suelo con un bajo contenido en materia orgánica y sulfatos es susceptible de emplearse en la formación de capas de suelocemento, siendo los más recomendables los de tipo granular que presentan una plasticidad reducida en los que no es necesario aportar una dotación de cemento elevada para conseguir las características resistentes (JCyL, 2004).

La norma UNE 103101 para la realización de Análisis granulométrico de suelos por tamizado (AENOR, 1995a) establece la siguiente serie de tamices (indicándose las aberturas de los tamices en mm) como la más frecuente, pudiéndose ampliar con otras complementarias:

100 - 80 - 63 - 50 - 40 - 25 - 20 - 12,5 - 10 - 6,3 - 5 - 2 - 1,25 - 0,40 - 0,160 - 0,080

Las recomendaciones de la Junta de Castilla y León (JCyL, 2004) aconsejan el empleo de suelos con cierta continuidad granulométrica que presenten un tamaño máximo de árido de 50 mm, siendo recomendable no exceder de los 40 mm, con un cernido por el tamiz de 2 mm mayor o igual al 20% y con un cernido inferior al 35% por el tamiz de 0,063 mm.

Las mismas recomendaciones indican, a su vez, que el índice de plasticidad según norma UNE 103104 (AENOR, 1993a) ha de ser inferior a 12 (coincidente con la última revisión de 2015 del PG-3) y el límite líquido según UNE 103103 (AENOR, 1994) inferior a 30, intentando evitar, en la medida de lo posible, los suelos que presenten valores cercanos a estos máximos puesto que generan problemas de ejecución por su mayor susceptibilidad al agua. Los suelos deberán

estar exentos de materia vegetal, el contenido de materia orgánica deberá ser inferior al 1% según norma UNE 103204 (AENOR, 1993b) y el contenido en sulfatos, expresado en SO_3 , inferior al 1% según UNE-EN 1744-1 (AENOR, 2010).

2.5.1.2 Determinación de la humedad óptima

En los materiales tratados con cemento, un pequeño porcentaje de agua añadido (en torno a un 2%) permite la hidratación de la masa de cemento, mientras que el resto (en torno a un 3-5%) facilita la colocación y el compactado de la mezcla (IECA-CEDEX, 2003).

Los materiales tratados con cemento son muy sensibles a la variación del contenido de agua, de tal manera que sólo existe un porcentaje de humedad para el cual la densidad seca de la mezcla es máxima.

La determinación del contenido óptimo de humedad se suele realizar a partir del siguiente esquema (IECA-CEDEX, 2003):

- Secado al aire del suelo, a fin de obtener una mayor precisión en la cantidad de agua aportada.
- Mezcla del suelo con tres o cuatro contenidos de cemento prefijados (generalmente el 3, 4 y 5%).
- Amasado de cada una de las mezclas de suelo con cemento con cinco porcentajes distintos de agua (generalmente entre el 5-10% en el caso de suelos).
- Para cada porcentaje de agua se realiza un ensayo de compactación siguiendo el método Proctor modificado según norma UNE-EN 13286-2 (AENOR, 2011b).
- Redeterminación del porcentaje de agua puesto que en la compactación puede expulsarse parte del agua y, en consecuencia, no coincidiría la humedad retenida con la humedad aportada. Se recomienda no tener en cuenta los puntos obtenidos cuya diferencia entre humedad aportada y humedad retenida sea mayor al 2%.
- Para cada punto de humedad, se calcula la densidad aparente húmeda y, en base a esta, la densidad seca máxima y su humedad óptima.

La determinación de la densidad seca se realiza a partir del peso específico seco del suelo que se define según ecuación [2-11] (Justo Alpañés and Jiménez Salas, 1975).

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + w} \quad [2-11]$$

siendo,

γ_d Peso específico seco del suelo.

γ Peso específico del suelo (mezcla de suelo, agua y aire).

w Humedad en tanto por uno.

Puesto que el peso específico es igual al producto de la densidad por la constante gravitatoria "g", y siendo el volumen constante al estar el suelo confinado en un molde, la densidad seca puede determinarse mediante las ecuaciones [2-12] y [2-23].

$$M_s = \frac{M \cdot 100}{100 + w} \quad [2-12]$$

siendo,

M_s Masa seca del suelo.

M Masa del suelo (mezcla de suelo, agua y aire).

W Humedad en %.

$$\rho_s = \frac{M_s}{V} \quad [2-13]$$

siendo,

ρ_s Densidad seca.

M_s Masa seca.

V Volumen de la probeta.

2.5.1.3 Determinación de la cantidad de conglomerante

Para una relación constante de humedad-densidad, el porcentaje de cemento es determinante en la resistencia final de los materiales tratados con cemento.

El establecimiento del contenido de cemento se realiza a través de ensayos de resistencia a la rotura a compresión. Esta se determina sobre series de, al menos, tres probetas para dotaciones de cemento comprendidas entre el 3% y el 6% en masa, fabricadas con la humedad óptima y que se compactan según la norma UNE-EN 13286-51 "Métodos de elaboración de probetas de mezclas con conglomerante hidráulico utilizando martillo vibratorio de compactación" (AENOR, 2006), con la energía que proporcione la densidad mínima requerida en el apartado 513.7.1 del PG-3 (98% de la densidad máxima Proctor modificado, según la norma UNE-EN 13286-2 (AENOR, 2011b) y nunca con una energía mayor).

El método de compactación empleado para la fabricación de las probetas influye sobre sus propiedades mecánicas al determinar la distribución de las partículas estableciendo un grado de anisotropía.

Existen pocas referencias en la literatura acerca de las distintas técnicas de compactación que se pueden aplicar a probetas prismáticas (Austroads, 2008a; Arnold et al., 2011; Díaz, 2011a).

Las probetas se ensayan a compresión a los siete días, por lo que para su curado son preferiblemente introducidas en cámara húmeda frente a otras soluciones como son el sellado de las mismas en bolsas de plástico o su inmersión en arena húmeda o agua, siendo este último método totalmente desaconsejado en el caso del sueloceemento (IECA-CEDEX, 2003).

La edad de curado está directamente relacionada con los valores de resistencia obtenidos, que aumentan con el paso del tiempo (IECA-CEDEX, 2003; Austroads, 2008a). Cuando esta condición no se cumple, probablemente sea debido a la heterogeneidad del material (Arnold et al., 2011).

Transcurridos siete días, se realiza el ensayo de resistencia a la rotura a compresión de acuerdo a las prescripciones marcadas por la norma UNE-EN 13286-41 (AENOR, 2003).

Los resultados de la resistencia a la compresión se representan enfrentados a los contenidos de cemento correspondientes y se comparan con los mínimos demandados por el PG-3 (MFOM, 2015), que se exponen en la Tabla 2-24.

Tabla 2-24. Resistencia media a compresión a 7 días.

MATERIAL	ZONA	RESISTENCIA MÍNIMA (MPa)	RESISTENCIA MÁXIMA (MPa)
Gravacemento	Calzada	4,5	7,0
Gravacemento	Arcenes	4,5	6,0
Suelocemento	Calzada y arcenes	2,5	4,5

La resistencia a compresión promedio se establece como media aritmética de los resultados obtenidos para un mínimo de tres probetas de la misma amasada (MFOM, 2015), pudiendo reducirse ese valor en un 15% si se emplean cementos de alto contenido en adiciones como los tipo III, IV, V o ESP VI-1 (MFOM, 2015; JCyL, 2004).

La resistencia máxima se limita para reducir la incidencia del fenómeno de retracción que experimentan los materiales que incluyen cemento en su composición, aunque si se utiliza la técnica de la prefisuración no es necesario establecer un límite superior de resistencia (IECA-CEDEX, 2003).

Se recomienda que el contenido de cemento aportado a la mezcla garantice una resistencia entre un 10-15% superior (JCyL, 2004) o un 15-20% superior (IECA-CEDEX, 2003) al valor mínimo solicitado en las limitaciones de la Tabla 2-24 para poder hacer frente a las disminuciones de resistencia que pudieran darse en obra como consecuencia de menores aportaciones de cemento, mayor presencia de humedad en la compactación o posibles cambios en las características del suelo (IECA-CEDEX, 2003).

2.5.1.4 Determinación del plazo de trabajabilidad

El plazo de trabajabilidad determina el “periodo transcurrido desde que se finaliza la mezcla de suelo o los áridos con el cemento y el agua, durante el cual, por no haber comenzado todavía el fraguado del conglomerante o bien estarse iniciando, es posible compactar el material sin que se produzca ningún deterioro apreciable de sus propiedades mecánicas” (Díaz, 2015).

Se determina mediante el ensayo de compactación diferida según norma UNE-EN 13286-45 (AENOR, 2004).

Se recomienda que su valor sea siempre superior a las dos horas puesto que este es el tiempo mínimo requerido para la puesta en obra de la técnica (IECA-CEDEX, 2003).

2.5.1.5 Ajuste final de la dosificación

Es necesario estudiar la sensibilidad de la dosificación ante pequeñas variaciones de humedad (entre el -1% y el 1% de variación sobre la humedad óptima) para verificar el comportamiento de la resistencia a compresión (JCyL, 2004).

En caso de emplear retardadores de fraguado, es necesario realizar ensayos de resistencia a compresión a medio y largo plazo (28 y 90 días) para comprobar la normalidad en los valores de resistencia alcanzados (IECA-CEDEX, 2003).

2.5.1.6 Fórmula de trabajo

Realizados los ensayos anteriormente descritos, se establece la fórmula de trabajo que debe incluir (IECA-CEDEX, 2003):

- Granulometría de los áridos según los tamices que establecen los husos granulométricos del suelocemento.
- Porcentaje en masa de cemento respecto a los áridos secos.
- Densidad máxima y humedad óptima de acuerdo al ensayo Proctor modificado.
- Densidad mínima a alcanzar en la compactación (el 98% de la anterior).
- El plazo de trabajabilidad para distintas temperaturas.

2.5.2 Dosificación basada en la durabilidad

Como alternativa al criterio de resistencia, algunos países en los que las temperaturas alcanzadas en los meses de invierno son muy bajas (principalmente EE.UU. y los países nórdicos, aunque también se emplea en países como Francia, Inglaterra, Austria o Bélgica) suelen adoptar criterios de durabilidad basados en ensayos de congelación-deshielo según UNE-EN 1367-1 (AENOR, 2008) y humedad-sequedad según NLT-302/96 (CEDEX, 1996).

El criterio de dosificación basado en la durabilidad se empleó en España en las primeras obras de sueloceemento realizadas. Sin embargo, este se abandonó de acuerdo a los siguientes motivos (IECA-CEDEX, 2003):

- Las condiciones climáticas para las que se diseñaron los ensayos de humedad-sequedad y congelación-deshielo difieren bastante de la climatología española.
- No se obtienen resultados hasta pasado un mes.
- Los porcentajes de cemento necesarios para satisfacer estos ensayos resultan excesivos.
- Los resultados de durabilidad de las obras de sueloceemento realizados atendiendo a criterios de resistencia obtuvieron buenos resultados.

2.6 Dimensionamiento de un firme semirrígido

El dimensionamiento de la sección estructural de un firme permite establecer los materiales y espesores que van a constituir cada capa estructural en base a un equilibrio técnico-económico a lo largo de la vida en servicio del firme. Este puede realizarse a partir de modelos analíticos y empíricos siendo necesario el conocimiento previo de los siguientes factores de diseño (IECA-CEDEX, 2003):

- El periodo de proyecto
- El tráfico pesado
- La capacidad soporte de la explanada
- El clima
- Los materiales que componen cada capa

2.6.1 Dimensionamiento analítico

Método de diseño basado en el establecimiento de las tensiones, deformaciones y desplazamientos que se van a generar como consecuencia de las cargas de tráfico y las acciones climáticas (modelo de respuesta) para su posterior contraste con los valores máximos admisibles valorando las condiciones que conducen a su agotamiento (modelo de comportamiento) (Kraemer et al., 2004).

2.6.1.1 Modelos de respuesta

Existen modelos de respuesta basados en la configuración geométrica del firme, basados en el método de los elementos finitos, basados en hipótesis elásticas o viscoelásticas, etc.

De los distintos modelos disponibles, el más empleado es el modelo elástico multicapa de Burmister que se rige según las siguientes hipótesis (Burmister, 1945):

- El firme se constituye por una serie de capas horizontales paralelas, de espesor constante, que se apoyan sobre un macizo semiinfinito homogéneo de Boussinesq.
- Tanto el macizo semiinfinito como cada una de las capas que constituyen el firme son un medio elástico lineal, homogéneo, isótropo y continuo que puede ser caracterizado mecánicamente por su módulo de Young (E), y su coeficiente de Poisson (ν).
- Existe un apoyo continuo entre capas contiguas con adherencia total, parcial o nula.
- Se desprecia el efecto de los gradientes térmicos.
- Se asume la hipótesis de pequeñas deformaciones.
- Se consideran despreciables los esfuerzos cortantes en el contacto entre rueda y superficie de pavimento.

Del establecimiento del equilibrio elástico del macizo multicapa de Burmister se plantean unas ecuaciones diferenciales en derivadas parciales para la resolución del biplaciano igual a cero de la ecuación biarmónica. La resolución mediante transformadas da lugar a una solución explícita que, normalmente, se trata mediante diferencias finitas (Kraemer et al., 2004).

Los métodos analíticos de dimensionamiento en los que se definen las capas que componen el firme, sus espesores y sus características mecánicas, permiten obtener, mediante herramientas de cálculo, los parámetros críticos de tensión, deformación o desplazamiento para compararlos con sus valores admisibles mediante los modelos de comportamiento.

2.6.1.2 Modelos de comportamiento

Mediante ensayos de laboratorio, se simula el comportamiento de las capas del firme frente al paso de las cargas de tráfico. El colapso puede ser expresado en términos de deformación permanente excesiva o de agotamiento estructural por fatiga, siendo estos últimos los más empleados.

Como se ha comentado, el firme puede ser considerado un macizo multicapa por lo que es necesario conocer el parámetro crítico que conlleva el agotamiento de sus distintos materiales.

- En las mezclas bituminosas, el parámetro crítico a considerar es la deformación horizontal por tracción (ϵ_r).
- En las capas tratadas con cemento, el parámetro crítico a considerar es la tensión tangencial por tracción (σ/R_f).
- En las explanadas, el parámetro crítico a considerar es la deformación vertical por compresión (ϵ_z).

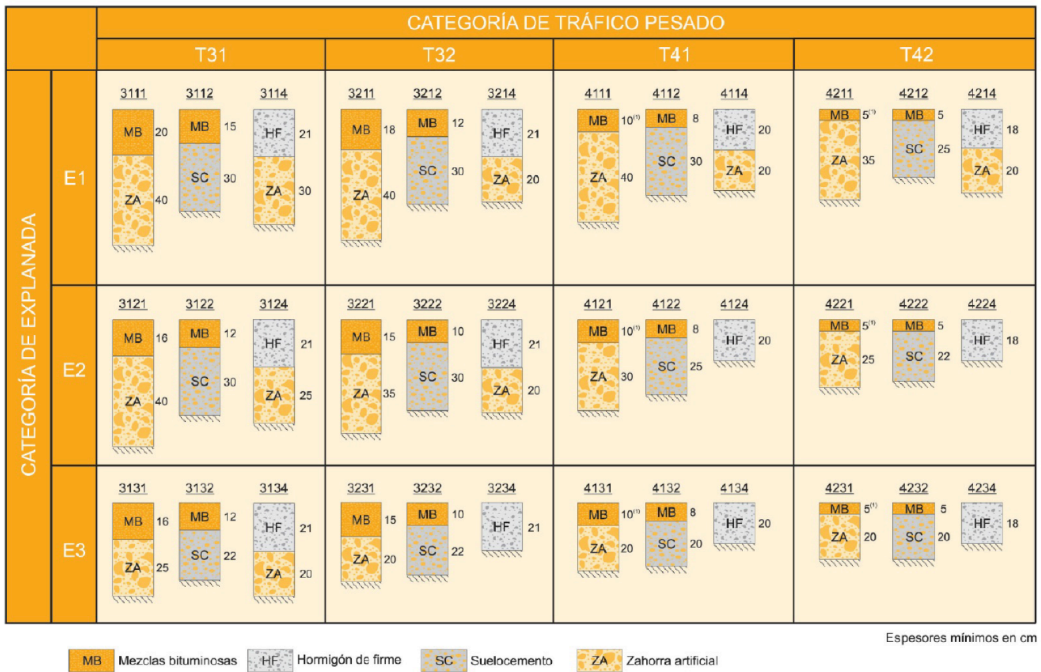
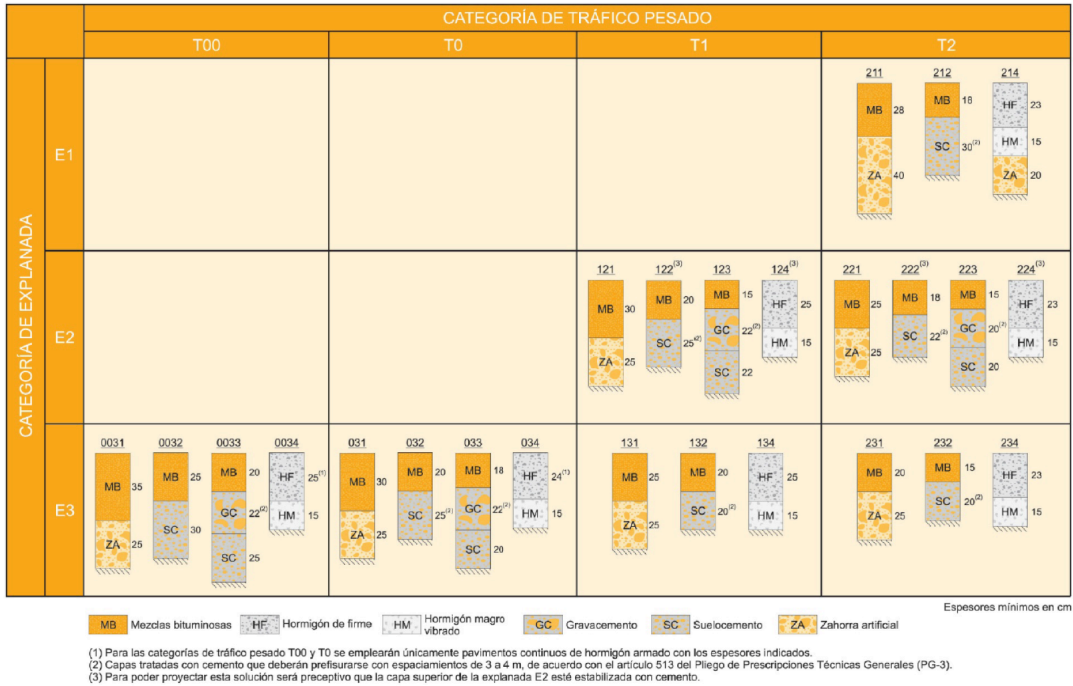
El contraste de los resultados obtenidos en el modelo de respuesta con el modelo de comportamiento permite establecer el número de ciclos de carga tipo capaz de soportar sin

agotarse cada una de las capas que constituyen el firme. Si ese número de ciclos que es capaz de soportar es superior a lo esperado, la sección se da por buena a falta de la aplicación de criterios constructivos-económicos. En caso contrario, es necesario incrementar el espesor de la capa bituminosa o de la capa tratada con cemento hasta alcanzar una solución válida.

2.6.2 Dimensionamiento empírico

Método de diseño basado en la experiencia sobre el comportamiento de un firme bajo la acción de cargas reales en un tramo real, experimental o pista de ensayo, por el que se realiza el dimensionamiento a partir de un catálogo de secciones (Kraemer et al., 2004) verificadas por métodos analíticos.

La Figura 2-6 presenta las secciones de firme, en función de la calidad de la explanada, para las categorías de tráfico pesado recogidas en la norma 6.1-IC Secciones de Firme (MFOM, 2003b). La Figura 2-7 recoge las secciones de firme para la subdivisión de categoría T2 realizada por la Junta de Castilla y León (JCyL, 2004).



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

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

Figura 2-6. Secciones de firme (MFOM, 2003b).

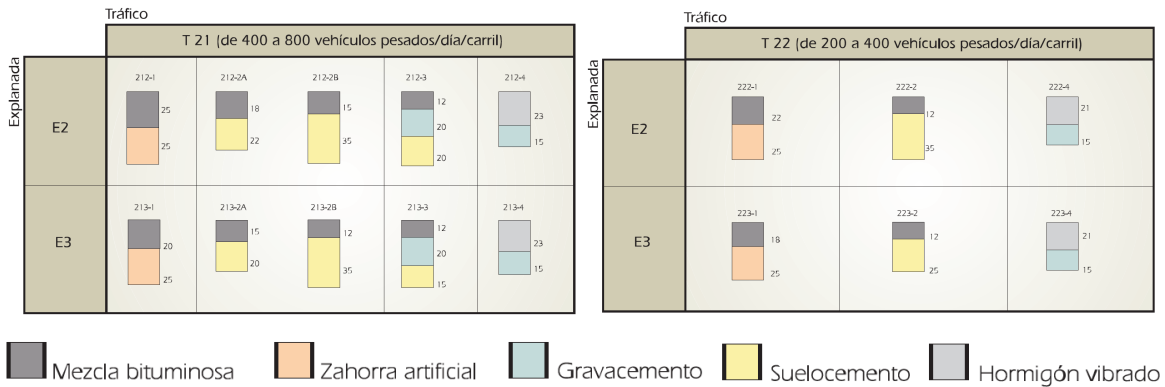


Figura 2-7. Secciones de firme para categorías de tráfico T21 y T22 (JCyL, 2004).

2.6.3 Factores de diseño

A continuación se exponen los distintos factores que es necesario conocer previamente al diseño de firmes.

2.6.3.1 El periodo de proyecto

El periodo de proyecto, periodo de diseño o vida en servicio de un firme determina el plazo para el cual no deberían ser necesarias actuaciones de rehabilitación de gran importancia. Generalmente y salvo justificación expresa, para los firmes semirrígidos se adopta un periodo de 20 años (IECA-CEDEX, 2003; Kraemer and Albelda, 2004; Junta de Andalucía, 2007).

2.6.3.2 El tráfico

Para el dimensionamiento del firme es necesario conocer el número de vehículos pesados que van a circular por el carril con más tránsito (carril de proyecto), puesto que son los que van a producir un mayor daño condicionando la sección, definiendo el tráfico equivalente de proyecto (TEP) según la ecuación [2-14] (Junta de Andalucía, 2007).

$$TEP = IMD_{PA} \cdot CE \cdot 365 \cdot F \cdot \gamma_t \quad [2-14]$$

siendo,

IMD_{PA} Intensidad media diaria de vehículos pesados que circulan por el carril de proyecto en el año de apertura al tráfico.

CE Coeficiente de equivalencia medio de los vehículos pesados en número de aplicaciones del eje equivalente de 13 t.

F Factor de crecimiento del tráfico de vehículos pesados.

γ_t Coeficiente de seguridad de cargas.

En referencia a la intensidad media de vehículos diarios (IMD) prevista en el año de apertura al tráfico del carril de proyecto, la norma 6.1-IC (MFOM, 2003b) establece seis categorías de

tráfico pesado (T00 - T4) subdividiendo, a su vez, las dos últimas en otras dos en función de la IMD_p (referentes a la fracción pesada). Por otro lado, en las recomendaciones de la Junta de Castilla y León (JCyL, 2004) se realiza otra subdivisión en la categoría T2 resultando la clasificación final recogida en la Tabla 2-25.

Tabla 2-25. Categorías de tráfico pesado (MFOM, 2003b; JCyL, 2004).

CATEGORÍA DE TRÁFICO PESADO	T00	T0	T1	T2		T3		T4	
Subcategoría	T00	T0	T1	T21	T22	T31	T32	T41	T42
IMD_p	≥ 4000	< 4000 y ≥ 2000	< 2000 y ≥ 800	< 800 y ≥ 400	< 400 y ≥ 200	< 200 y ≥ 100	< 100 y ≥ 50	< 50 y ≥ 25	< 25

El dimensionamiento de un firme requiere la adopción de una carga tipo de cálculo. En España, la carga tipo empleada es la que se representa en la Figura 2-8 compuesta por un eje simple con ruedas gemelas y una carga de 13 toneladas. En los casos en los que no se disponga de datos sobre la distribución de ejes por intervalo de carga se pueden aplicar los coeficientes medios recogidos en la Tabla 2-26.

Sin embargo, otras referencias suelen adoptar un valor de 0,6 en el caso de firmes semirrígidos (IECA-CEDEX, 2003; Kraemer and Albelda, 2004).

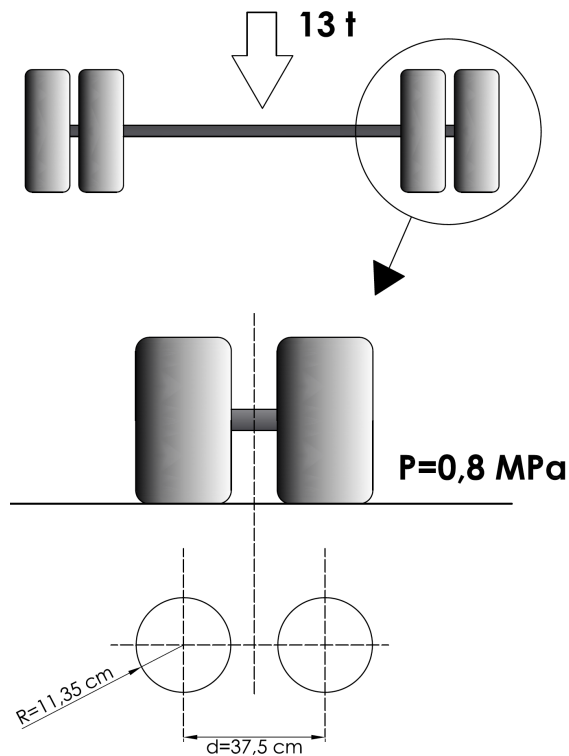


Figura 2-8. Carga tipo para el diseño analítico.

Tabla 2-26. Coeficiente de equivalencia (Junta de Andalucía, 2007).

TIPO DE FIRME	CE
Firme con base bituminosa o granular	0,6
Firme con base tratada con cemento	0,8
Firme con pavimento de hormigón vibrado	1,0

El factor de crecimiento del tráfico de vehículos pesados (F) representa la acumulación de tráfico pesado durante el periodo de proyecto considerado y puede obtenerse mediante la siguiente ecuación:

$$F = \frac{(1+r)^n - 1}{r} \quad [2-15]$$

siendo,

- F El factor de crecimiento del tráfico de vehículos pesados.
- r La tasa de crecimiento anual del tráfico de vehículos pesados en tanto por uno.
- n El periodo de proyecto del firme.

En los casos en los que no se disponga de datos fiables para su cálculo, se suelen adoptar tasas de crecimiento comprendidas entre un 2 - 4% (Junta de Andalucía, 2007) o 3 - 4% (IECA-CEDEX, 2003). Los valores del factor de crecimiento se recogen en la Tabla 2-27.

Tabla 2-27. Factores de crecimiento (Junta de Andalucía, 2007).

PERIODO DE PROYECTO (AÑOS)	TASA ANUAL DE CRECIMIENTO EN %			
	2	3	4	5
10	10,9	11,5	12,0	13,2
15	17,3	18,6	20,0	23,3
20	24,3	26,9	29,8	36,8
30	40,6	47,6	56,1	79,1

Por otro lado, la Orden FOM/3317/2010, de 17 de diciembre, por la que se aprueba la Instrucción sobre las medidas específicas para la mejora de la eficiencia en la ejecución de las obras públicas de infraestructuras ferroviarias, carreteras y aeropuertos del Ministerio de Fomento (España, 2010), establece las tasas de crecimiento previstas en la red de carreteras nacional recogidas en la Tabla 2-28.

Tabla 2-28. Factores de crecimiento.

INCREMENTOS DE TRÁFICO A UTILIZAR EN ESTUDIOS	
PERIODO	INCREMENTO ANUAL ACUMULATIVO
2013-2016	1,08%
2017 EN ADELANTE	1,44%

Según la Orden FOM/3317/2010 (España, 2010), en caso de proponer la utilización de tasa de crecimiento de tráfico a largo plazo diferente a las mostradas en la Tabla 2-28 se deberá justificar adecuadamente.

El coeficiente de mayoración de cargas (γ_i) es un coeficiente de seguridad aplicado en base a la incertidumbre existente con respecto a la circulación de vehículos pesados por la vía. Con carácter general se adoptarán los valores recogidos en la Tabla 2-29.

Tabla 2-29. Coeficiente de mayoración de cargas (Junta de Andalucía, 2007).

CATEGORÍA DE TRÁFICO PESADO	T00 - T1	T2 - T3	T4
γ_t	1,20	1,10	1,00

2.6.3.3 El clima

Es un factor que aun no presentando especial relevancia para el diseño de la estructura resistente, suele considerarse para la elección de los betunes. Esto es debido a que al tratarse de materiales con comportamiento viscoelastoplástico, sus características se ven influenciadas por la temperatura.

2.6.3.4 Los materiales

Los materiales que constituyen los firmes semirrígidos presentan un comportamiento elástico lineal por lo que para su dimensionamiento interesa conocer su módulo de elasticidad (E), su coeficiente Poisson (ν) y su ley de fatiga.

2.6.3.4.1 La explanada

Al constituir la capa de apoyo del firme, su capacidad de soporte tiene gran influencia sobre su comportamiento y, por ende, sobre su dimensionamiento.

De manera general, para su dimensionamiento suele caracterizarse como un macizo semiinfinito de Boussinesq que puede ser modelizado atendiendo a una de las dos siguientes hipótesis (IECA-CEDEX, 2003):

- Todo el macizo indefinido se comporta como los primeros 50 - 100 cm correspondientes a la coronación.
- Existe un punto por debajo del firme (del orden de 2 m) a partir del cual las tensiones y deformaciones ya no son relevantes pudiendo considerarse a partir de ese punto indefinido.

Para el primer caso suele considerarse el índice CBR como parámetro indicativo de su capacidad soporte mínima, empleándose la ecuación [2-16] para establecer la relación entre el módulo de elasticidad (E) y el índice CBR (IECA-CEDEX, 2003).

$$E \text{ (MPa)} = CBR \cdot 10 \quad [2-16]$$

En el segundo caso se considera como parámetro indicativo de su capacidad soporte mínima al módulo de compresibilidad en el segundo ciclo (E_{v2}), por lo que el menor valor alcanzado por este se aproxima al módulo de elasticidad de la explanada (IECA-CEDEX, 2003).

La Tabla 2-30 proporciona los valores del índice CBR y el módulo de compresibilidad en el segundo ciclo (E_{v2}) para establecer el módulo de elasticidad (E) de la explanada. Como coeficiente de Poisson suelen adoptarse valores de 0,35 a 0,40 (Junta de Andalucía, 2007; LCPC, 1994).

Tabla 2-30. Clasificación de explanadas (MFOM, 2003b; JCyL, 2004).

CATEGORÍA DE EXPLANADA	RECOMENDACIONES DE CASTILLA Y LEÓN	NORMA 6.1-IC
E1	CBR \geq 5	$E_{v2} \geq$ 60 MPa
E2	CBR \geq 10	$E_{v2} \geq$ 120 MPa
E3	CBR \geq 20	$E_{v2} \geq$ 300 MPa

En el caso de disponer de un suelo estabilizado como cimiento del firme, se adoptarán como características mecánicas las recogidas en la Tabla 2-31.

Tabla 2-31. Características de suelos estabilizados para explanadas (MFOM, 2003b; JCyL, 2004).

CATEGORÍA DE EXPLANADA	E (MPa)	ν
S-EST1	200	0,35
S-EST2	300	0,35
S-EST3	2000	0,25

La norma 6.1-IC (MFOM, 2003b) no recoge ninguna ley de fatiga para los cimientos, por lo que para el dimensionamiento analítico de firmes se considera como ley de fatiga de las explanadas E1 a E3, S-EST1 y S-EST2 la ley de Brown y Pell recogida en la ecuación [2-17] (Junta de Andalucía, 2007) al considerarse la más restrictiva de las analizadas de la bibliografía (IECA-CEDEX, 2003; LCPC, 1994; JCyL, 2004; Comunidad Valenciana, 2009).

$$\epsilon_z = 2,16 \cdot 10^{-2} \cdot N^{-0,28} \tag{2-17}$$

siendo,

ϵ_z La deformación vertical unitaria en compresión en la cara superior de la explanada.

N El número admisible de aplicaciones de carga.

La ley de fatiga de suelo estabilizado S-EST3 se suele asemejar a la del sueloceemento (Junta de Andalucía, 2007; JCyL, 2004).

2.6.3.4.2 Los materiales tratados con cemento

Los materiales tratados con cemento ven sus características mejoradas con el paso del tiempo. Para el cálculo analítico de un firme a largo plazo, suelen adoptarse valores de módulo de

elasticidad a una edad de curado de un año puesto que a partir de dicha edad estos suelen tender a la estabilización (IECA-CEDEX, 2003).

La Tabla 2-32 recoge los valores que habitualmente se suelen utilizar para el dimensionamiento analítico.

Tabla 2-32. Características de materiales tratados para el dimensionamiento (IECA-CEDEX, 2003).

MATERIAL	E (MPa)	E de cálculo(MPa)	ν
Suelocemento con suelos granulares	5000-8000	8000*	0,25
Suelocemento con zahorras	8000-18000	18000	0,25
Gravacemento	18000-22000	22000	0,25
Hormigón compactado	32000-35000	35000	0,20

* Valor adoptado por todas las normativas regionales salvo la valenciana (Comunidad Valenciana, 2009) la cual considera un E de cálculo de 6000 MPa.

El agotamiento por fatiga de este tipo de capas viene definido por la relación entre la tensión de tracción a la que se ve sometida y la resistencia a flexotracción del material según ecuación [2-18] (LCPC, 1994).

$$\frac{\sigma}{R_f} = 1 - \beta \cdot \log N \quad [2-18]$$

siendo,

N El número de repeticiones de carga soportadas al producirse la rotura por fatiga.

β El coeficiente de ajuste que depende del material.

σ La tensión por tracción horizontal producida por la carga.

R_f La resistencia a tracción horizontal que produce la rotura.

La norma 6.1-IC Secciones de Firme (MFOM, 2003b) fija el coeficiente de ajuste del material del suelocemento (β) en 0,080.

El coeficiente de ajuste del material de la gravacemento (β), en base a investigaciones llevadas a cabo en el Instituto Eduardo de Torroja en 1979 (IECA-CEDEX, 2003), se suele fijar en 0,065.

Sin embargo, las distintas normativas regionales adoptan distintos coeficientes de seguridad basados en la reducción de la resistencia a flexotracción adoptándose un distinto abanico de posibilidades que se exponen en el punto 2.9 Investigaciones Previas.

2.6.3.4.3 Las mezclas bituminosas

La determinación del módulo de elasticidad presentado por las mezclas bituminosas para el diseño analítico de un firme puede realizarse:

- Adoptando un valor medio del módulo de elasticidad para las distintas mezclas bituminosas disponibles suponiendo su valor constante a lo largo de todo el año.

- Estableciendo un valor medio de módulo de elasticidad teniendo en cuenta las mezclas más convencionales e incrementarlo o disminuirlo en función de la estacionalidad.

En el primer caso, las características mecánicas se presentan en la Tabla 2-33 teniendo en cuenta que para la obtención de resultados los ensayos se realizaron a una temperatura de 20°C, simulando las condiciones climáticas españolas, y a una frecuencia de 10 Hz, simulando el paso de vehículos pesados a una velocidad de 50 - 70 km/h (IECA-CEDEX, 2003).

Tabla 2-33. Características mecánicas de las mezclas bituminosas (IECA-CEDEX, 2003).

CATEGORÍA DE TIPO DE MEZCLA	E (MPa)	v
Densas y semidensas	7000	0,33
Gruesas	5000	0,33
De alto módulo	11000	0,30
Drenantes	4000	0,35
Discontinuas en capa fina	4000	0,35
Abiertas en frío	1500	0,35

En el segundo caso se considera el valor medio del módulo a 20°C para primavera/otoño y se le supone un valor un 50% superior en invierno y un 50% inferior en verano. La Tabla 2-34 recoge las características mecánicas de las mezclas en función de la estacionalidad.

Tabla 2-34. Características de las mezclas bituminosas en función de la estación (IECA-CEDEX, 2003).

CATEGORÍA DE TIPO DE MEZCLA	E (MPa)	v
Primavera-otoño	6000	0,33
Invierno	9000	0,30
Verano	3000	0,35

Por otro lado, las recomendaciones de la Junta de Castilla y León (JCyL, 2004) especifican que los valores de módulo de Elasticidad oscilan entre 4000 MPa, en el caso de una mezcla discontinua fina, y 6000 MPa de las capas densas y semidensas.

Los modelos de fisuración por fatiga de las capas bituminosas se fundamentan en la rotura de estas como consecuencia de su deformación horizontal por tracción en su parte inferior, estableciendo como parámetro crítico de rotura la deformación unitaria horizontal por tracción (ϵ_r). La norma 6.1-IC (MFOM, 2003b) establece como ley de fatiga para el dimensionamiento analítico de este material la expresada en la ecuación [2-19].

$$\epsilon_r = 6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243} \quad [2-19]$$

siendo,

- ϵ_r La deformación horizontal unitaria en tracción en la cara inferior de la capa bituminosa
- N El número admisible de aplicaciones de carga

2.7 Proceso constructivo

El suelocemento *in situ* resulta ser una opción perfectamente viable siempre y cuando se respete el plazo de trabajabilidad y se ejecuten correctamente los solapes de las distintas bandas en los que se ha de dividir el ancho en el caso de troncos de subbase de calzada (Jofré, 2005).

El proceso constructivo del suelocemento *in situ* basado en la mezcla de cemento con un material de aportación exterior consta de las siguientes fases (IECA-CEDEX, 2003; Pedraza and Ruiz-Roso, 2006):

- Aporte de suelo
- Extendido del suelo
- Precompactado
- Dosificación de cemento
- Primer mezclado
- Riego
- Segundo mezclado
- Nivelación
- Prefisuración
- Compactado
- Riego de curado

2.7.1 Etapas del proceso

2.7.1.1 Aporte de suelo

Si el extendido del material se va a hacer con extendedora (lo más recomendable), la descarga se realiza directamente desde la caja del camión a la tolva de esta. En caso de utilizar motoniveladora, la descarga se realizaría sobre el terreno. En ambos casos, se debe proceder de modo que se reduzcan al máximo las posibilidades de segregaciones del terreno. Factores a tener en cuenta en este aspecto son los siguientes:

- Descarga del material desde la menor altura posible, tanto en la carga del camión como en la descarga.
- Reducir al máximo el tiempo de transporte, y realizar este con la caja cubierta, para evitar desecación de la carga o humectación en caso de lluvia.

2.7.1.2 Extendido

Los dos métodos más habituales y recomendables son mediante extendedora o mediante motoniveladora. Las extendedoras ofrecen ventajas técnicas como son la precisión en el espesor de la capa, la regularidad del acabado, la precompactación o la reducción de las segregaciones. Se pueden alcanzar altos rendimientos si se coordina adecuadamente con el resto de los equipos de trabajo. La motoniveladora puede ser competitiva en obras de ensanche o de pequeñas dimensiones. La habilidad del operario es un factor determinante, si bien la dotación con equipos 3D, láser u otro tipo de ayuda al guiado aumentan la precisión. Además, su amplia disponibilidad puede implicar un ahorro económico en obras de baja entidad.

2.7.1.3 Precompactado

En el caso de utilizarse extendedoras, existen modelos que cuentan con sistemas de alto poder de precompactación. Si no, o en el caso de extendido con motoniveladora, se recurre a un rodillo liso en modo estático.

2.7.1.4 Dosificación del cemento

Se recomienda realizar la dotación en forma de lechada, a través de unos inyectores. Estos inyectores deben permanecer limpios para que la distribución sea homogénea. Se puede modificar la dosificación en función del espesor tratado y de la fórmula de trabajo elegida.

En los casos en los que la dotación por vía húmeda no sea posible se recurre a una dotación por vía seca. En esta, la dosificación en polvo puede proporcionar mayores rendimientos, si bien hay pérdidas de material por el viento, y no proporciona tanta precisión. Puede ser necesario en caso de suelos con humedad próxima a la de compactación.

2.7.1.5 Mezclado

La máquina estabilizadora disgrega el terreno y lo mezcla con la lechada de cemento. Para ello se sirve de un rotor fresador provisto de picas o paletas cuya profundidad de trabajo es variable, pudiendo alcanzar hasta 50 cm.

2.7.1.6 Riego

En caso de que sea necesario para conseguir la humedad óptima, se procederá a un riego de humectación mediante camión cisterna. También se puede acoplar una cisterna directamente a la estabilizadora.

2.7.1.7 Prefisuración

Mediante este proceso se ejecutan una serie de juntas tanto longitudinales como transversales de modo que se limite la aparición de grietas superficiales en el firme. Estas grietas se deben a la reflexión de las fisuras que surgen en el suelocemento a consecuencia de los fenómenos de retracción o contracción. Al realizar la prefisuración, se controlan y reducen los movimientos de las fisuras, y al mismo tiempo, su reflexión en la superficie.

Se emplean sistemas mecanizados adosados a motoniveladoras o retroexcavadoras que realizan entallas en casi todo el espesor de la capa de suelocemento y a continuación se introduce una emulsión bituminosa, o un perfil ondulado de plástico rígido o una lámina de plástico flexible. La finalidad de este "relleno" de las entallas es evitar que estas se cierren, pero sin dotarlas de rigidez que anule el movimiento del suelo.

Los sistemas más empleados son los equipos CRAFT, OLIVIA, de juntas activas y placas y rodillos vibrantes.

2.7.1.8 Compactado

Se emplean distintos tipos de compactadores, como rodillos vibratorios lisos, compactadores de neumáticos o compactadores manuales. Se debe alcanzar una densidad mínima del 98 % de la densidad máxima del Proctor modificado.

2.7.1.9 Riego de curado

La última fase consiste en aplicar un riego de curado y protección que preserve la capa de suelocemento. El riego de curado es un ligante bituminoso que se aplica con camión cisterna dotado de regador. Para proteger este riego se distribuye una capa de gravilla mediante repartidores o extendedoras.

2.8 Suelocemento en planta frente a solución *in situ*

Los resultados obtenidos mediante la técnica *in situ* son de alta calidad siempre y cuando se respeten parámetros como la calidad de los materiales empleados y la correcta ejecución y puesta en obra.

El suelocemento fabricado *in situ* presenta una serie de diferencias frente al mismo material fabricado en planta (Gelonch and López-Bachiller, 2008; Jofré and Díaz, 2005; Jofré, 2005):

- En referencia al tamaño de áridos, éste se limita, tanto en planta como *in situ*, por problemas de segregaciones, espesor de la capa y la puesta en obra mediante extendidora. En estos casos, la solución *in situ* supone una ventaja frente a la solución

en planta al no presentar segregaciones puesto que el material se voltea en el interior de la mezcladora, estando el tamaño máximo limitado por la recicladora y pudiendo la extendedora de una planta bloquearse en los sinfines en caso de disponer de áridos de gran tamaño.

- En referencia al tiempo que transcurre entre la fabricación y la puesta en obra, es mayor en el caso del procedimiento de fabricación en planta al ser necesario cargar el sueloceemento en el camión, transportarlo hasta el punto de aplicación, volcarlo en la extendedora y finalmente proceder a su compactado. En el caso de la fabricación *in situ*, el procedimiento es inmediato siempre y cuando se cuente con ancho de trabajo suficiente para la motoniveladora, obteniéndose mayor rendimiento.
- En referencia a la dosificación del cemento, ésta se realiza en polvo si se realiza en planta y en polvo o lechada si se ejecuta *in situ*. En este último caso el aprovechamiento es mejor, sin embargo, el control de la cantidad aplicada es más complicado y es más difícil detectar fallos en la estabilizadora.
- En referencia al mezclado suelo - cemento, los equipos de mezcla empleados *in situ* tienen mayores potencias y velocidades de giro, haciendo en estos casos el mezclado más eficiente al aplicarse el cemento en lechada frente a la solución en planta en la que los materiales mezclados son sólidos, necesitando mayor energía para una misma dosificación.
- En referencia al control de la humedad, prácticamente no existen diferencias si se trata de climas secos y con áridos que no contengan humedad inicial. Sin embargo, en climas o épocas lluviosas sí existen diferencias evidentes:
 - En planta, si el material está muy húmedo es posible que no circule correctamente por las tolvas de dosificación. En este caso, secar este material al sol puede provocar grandes retrasos. Además, los acopios al aire libre reciben el agua de lluvia de manera irregular, alcanzando diferentes profundidades en cada punto.
 - En la fabricación *in situ* el agua de lluvia se distribuye uniformemente y es habitual que no se superen los 15 cm de profundidad. Si la humedad es superior al valor óptimo de compactación en más de dos puntos, no se debe trabajar. Para tener un control adecuado de la humedad hay que medir todas las precipitaciones, y no sólo en superficie. En caso de necesidad se puede secar la plataforma con cal viva aportada en la recicladora e incluso aplicar cemento en seco.
- En referencia a los problemas derivados del transporte en camión, estos sólo afectan a la fabricación en planta, como consecuencia de la pérdida de humedad de la capa superior de la carga, que conlleva dificultades a la hora de la compactación.

- En referencia al Índice de regularidad superficial (IRI), las variaciones obtenidas en ambos procedimientos se ven afectadas por el tratamiento de las juntas de prefisuración:
 - En la fabricación *in situ*, nada más ejecutar las juntas, se pasa una motoniveladora que reduce las deformaciones, mejorando el IRI. En el proceso mediante fabricación en planta, el paso de esta motoniveladora no es obligatorio, pero puede ser necesario si las deformaciones son excesivas.
 - Otras deformaciones son las provocadas por las paradas y arranques de los equipos. En este caso es más problemático el sistema de fabricación *in situ*, por la brusquedad de la fresadora. En el proceso de fabricación en planta, la extendidora no se mueve desde la parada al reinicio.
 - El IRI total se ve afectado por el IRI de las capas inferiores. En este sentido, la fabricación *in situ* tiene ventaja, puesto que se remueve la totalidad del espesor.
- En referencia al control de espesores, éste representa un parámetro fundamental en la vida útil del firme, puesto que las variaciones en el espesor especificado conllevan graves daños en la infraestructura. En el procedimiento seguido con suelocemento fabricado en planta es necesario realizar un control exhaustivo de la capa inferior ya que no se podrán corregir las sobreelevaciones una vez ejecutado. Tampoco se podrá recrecer la capa superior una vez puesta en obra, por lo que hay que tener muy presente la reducción del espesor derivada de la compactación final. Sin embargo, y pese a que el procedimiento en la fabricación *in situ* es diferente, el control de espesores y la ausencia de sobreelevaciones es igualmente necesario. Sobreelevaciones en el material que se va a tratar suponen pérdida de espesor, mientras que sobreelevaciones en la capa inferior no son tan importantes, porque el equipo fresador tiene potencia suficiente para corregirlas.

2.9 Investigaciones Previas

De la revisión de las investigaciones existentes sobre materiales tratados con cementos se establece que, aunque la resistencia a la compresión es un indicador útil en la determinación de la calidad de un material tratado con cemento, para el diseño analítico de un pavimento es necesario disponer de información sobre la capacidad de un material para resistir tanto tensiones como cargas cíclicas (IECA-CEDEX, 2003; Williams, 1986).

Propiedades como el módulo de elasticidad de cada capa de pavimento (también conocido por módulo de rigidez) tienen un efecto significativo sobre el efecto que genera el tráfico, no sólo en la propia capa, sino también sobre la explanada (Kolias and Williams, 1978) y, como tal, permite caracterizarla mecánicamente según el modelo elástico multicapa de Burmister.

Así mismo, las propiedades a tracción de los materiales tratados con cemento tienen gran importancia sobre la formación de grietas que generan el agotamiento en la base de la capa (Kolias and Williams, 1978) por lo que suelen utilizarse para representar su vida de fatiga (Brown, 1979). Sin embargo, estas propiedades, a diferencia del módulo de elasticidad, no pueden extraerse directamente a partir del ensayo de rotura a compresión. Algunas de estas relaciones en base a investigaciones anteriores se recogen en la Tabla 2-35.

Tabla 2-35. Estimación del E a partir de la R_c (Xuan et al., 2012).

MÓDULO DE ELASTICIDAD ESTÁTICO (MPa)	MÓDULO DE ELASTICIDAD DINÁMICO (MPa)
$E_s = -5133 + 2549 \cdot R_c - 61 \cdot R_c^2$	$E_D = 40 \cdot R_c^{0.5} \cdot [D/(1000 \cdot m)]^2$
$E_s = 4,38 \cdot R_c^{0.5} \cdot D^{0.75}$	

R_c es la resistencia a compresión en MPa, D es densidad seca en kg/m³ y m es la humedad óptima en %

En España, Solís et al. (2003) presentaron la relación existente entre el módulo de elasticidad y la resistencia a compresión en suelos de Castilla y León, siendo esta la recogida en la ecuación [2-20] y representada en la Figura 2-9.

$$E = 1165,4 \cdot R_c \tag{2-20}$$

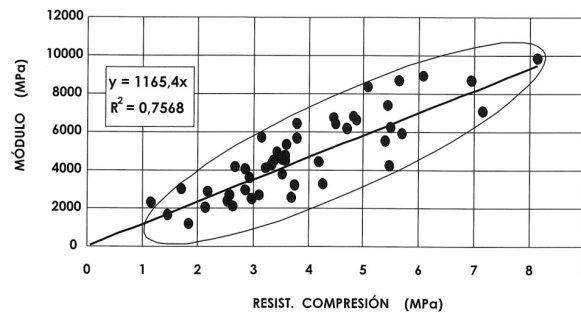


Figura 2-9. Relación E - R_c en suelos de Castilla y León (Solís et al., 2003).

Como se ha comentado, el Módulo de elasticidad permite caracterizar la capa de material tratado con cemento, pero no lo define como parámetro crítico en el dimensionamiento analítico. De la literatura analizada, se obtiene que el ensayo que mejor representa la respuesta de las capas tratadas con cemento bajo la acción de las cargas de tráfico es el ensayo de rotura en flexotracción, en concreto bajo la aplicación de carga sobre dos puntos (Austroads, 2008a; Díaz, 2011a; Kolias and Williams, 1978; Otte, 1978). Sin embargo, los principales problemas que entraña la ejecución de este tipo de ensayos son el mayor coste que se deriva y la dificultad de fabricación de las probetas prismáticas requeridas con una densidad aceptable. Por ello, a menudo se estima a partir de ensayos indirectos como el de resistencia a compresión o el de resistencia a tracción indirecta. Diversos autores han investigado las correlaciones existentes entre la resistencia a compresión, la resistencia a tracción indirecta y la resistencia a flexotracción.

Kersten (1961), en una investigación realizada sobre suelos estabilizados, estableció que la relación existente entre la resistencia a flexotracción y la resistencia a compresión era prácticamente lineal en todos los contenidos de cemento con independencia de la edad de curado. Según Kersten (1961) podía estimarse que la resistencia a la flexión era aproximadamente 20 % de la resistencia a la compresión.

Thompson, tras la revisión del trabajo de varios investigadores, corroboró la relación propuesta por Kersten añadiendo, a su vez, que la resistencia a tracción indirecta era un 10 % de la resistencia a compresión (Thompson, 1986).

Según el IECA-CEDEX (2003), la resistencia a flexotracción es un 20 - 25 % del valor de la resistencia a compresión en el caso de los suelocementos, y en torno a un 17 - 20 % en el caso de las gravacimientos y los hormigones compactados. En referencia a la resistencia a tracción indirecta, establece que esta es igual al 10 - 12% del valor de la resistencia a compresión. Sin embargo, advierte que dichas propiedades mecánicas son diferentes en función del tipo de material tratado con cemento y, por tanto, recomiendan su empleo únicamente para establecer un orden de magnitud.

Lim and Zollinger (2003) también estudiaron la relación existente entre la resistencia a compresión, la resistencia a tracción indirecta y la resistencia a flexotracción de los materiales tratados con cemento, llegando a la misma conclusión que el IECA-CEDEX (2003), según la cual esta última representa el 20-25% de la resistencia a compresión. Para el caso de la relación entre resistencia a compresión y la resistencia a tracción indirecta, proporcionan un rango algo menos conservador según el cual la resistencia a tracción indirecta representaría el 10-15% de la resistencia a compresión.

Investigaciones más recientes buscan modelos de regresión múltiple en los que, además de buscar la relación entre estas resistencias, se introducen como variables la densidad seca, la humedad y la edad de las probetas (Ismail et al., 2014).

Por otro lado, los materiales tratados con cemento son susceptibles de agotarse como consecuencia de su exposición a cargas cíclicas (Brown, 1979).

Diversos estudios demuestran que la resistencia a fatiga en flexotracción puede llegar a conocerse a través de ensayos de resistencia a flexotracción sobre probetas prismáticas y de ensayos de la resistencia a tracción indirecta sobre probetas cilíndricas (White and Gnanendran, 2002; Yeo et al., 2002; Austroads, 2004). Sin embargo, Austroads (2008a) también indica que la estimación de la resistencia a fatiga a partir de ensayos de tracción indirecta, es más inexacta puesto que esta no llega a representar fehacientemente el comportamiento real del pavimento bajo la acción de las sollicitaciones del tráfico.

Kolias and Williams (1978) evidenciaron que la resistencia a la fatiga de un material tratado con cemento es mayor cuanto mayor es la edad de las probetas ensayadas así como la densidad de las mismas. Austroads (2008a) también constató que a edades de curado más altas, la consistencia en los resultados de resistencia a fatiga también era mayor. Por ello, Austroads (2008a) recomienda realizar los ensayos de resistencia a fatiga en flexotracción, en el caso de los materiales tratados con cemento, a una edad de curado superior a los seis meses, haciendo referencia, a su vez, a los 365 días recomendados por la administración francesa (LCPC, 1997).

Generalmente, la resistencia a fatiga de los materiales tratados con cemento se suele expresar mediante curvas S-N (relación de la carga que produce la rotura frente al número de ciclos soportados expresados en escala logarítmica).

En la literatura analizada, existen diversas opiniones acerca del umbral máximo de carga por debajo del cual es poco probable que se produzca la rotura por fatiga en los materiales tratados con cemento.

En 1966, Shen y Mitchell (1966) comenzaron analizando el comportamiento a fatiga de suelos estabilizados compuestos principalmente por arenas a los que se les añadía un 7% de cemento, y suelos estabilizados compuestos principalmente por arcilla a los que se les añadía un 15% de cemento. Llegaron a la conclusión de que tras una exposición de 500.000 ciclos de carga el material no sufría agotamiento por fatiga bajo la acción de cargas por debajo del 50% de la resistencia a la flexión.

En 1974, Scott (1974) establece que tras un millón de ciclos de ensayo, bajo la acción de cargas por debajo del 60% de la resistencia a la flexión, no se produce el agotamiento por fatiga. Sin embargo, puesto que los ensayos eran detenidos al alcanzar el millón de ciclos, indicaron que no se podía predecir el comportamiento superado ese nivel de carga.

En 1978, Otte (1978) sugiere que este tipo de materiales son capaces de soportar aproximadamente 1 millón de repeticiones bajo la acción de cargas por debajo del 50% de la resistencia a la flexión, pese que a un nivel tan bajo como el 35% de la resistencia a la flexión pueden empezar a aparecer microfisuras.

En 1992, De Beer (1992) revisó el estudio realizado por Otte (1978), determinando que la aparición de las microfisuras comienza bajo la aplicación de cargas en torno al 22% de la resistencia a la flexión.

En 2008, Austroads (2008a) expone que bajo la acción de cargas por debajo del 50% de la resistencia a la flexión, no se produce el agotamiento por fatiga una vez superada la aplicación de 1 millón de ciclos de carga complementando la observación realizada por Scott (1974).

En 2011, Arnold et al. (2011) aportan un valor más conservador que el presentado por Austroads (2008a) según el cual bajo la acción de cargas por debajo del 40% de la resistencia a la flexión, no se produciría el agotamiento por fatiga superada la aplicación de 1 millón de ciclos de carga.

En cualquier caso, es necesario mantener un nivel mínimo de carga (mayor que cero) para eliminar la posibilidad de aplicar cargas de impacto.

La velocidad de carga también afecta a la resistencia a fatiga de los materiales tratados con cemento. Frecuencias de carga por debajo de 20 Hz no tienen incidencia sobre la resistencia a fatiga presentada (Galloway and Raithby, 1973).

La resistencia a la fatiga de una capa cementada generalmente suele expresarse como una función que relaciona (Austroads, 2004; LCPC, 1997; Otte, 1978):

- la fracción de tensión de tracción aplicada (σ_t) sobre la que produce la rotura (σ_b) o,
- la fracción de deformación de tracción sufrida por el material (ε_t) frente a la que se produce a la rotura (ε_b)

Estas relaciones suelen expresarse según las ecuaciones tipo [2-21] y [2-22]:

$$\log N = f_n \left[\frac{\sigma_t}{\sigma_b} \text{ o } \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_b} \right] \quad \text{[2-21]}$$

$$N = \left[\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_t} \right]^{\text{LDE}} \quad \text{[2-22]}$$

Dicha ecuación [2-22] viene a indicar que para una material tratado con cemento que presenta un determinado valor de deformación en la rotura (ε_b), la deformación que produciría un aumento de cargas por eje (ε_t) reduciría la vida útil en fatiga (N), estando este valor relacionado con un exponente proporcional a los daños producidos por la carga (LDE).

Francia, país precursor en el empleo de los materiales tratados con cemento, establece que su comportamiento a fatiga se puede valorar mediante la expresión [2-23] (LCPC, 1994):

$$\frac{\sigma}{R_f} = 1 + \beta \cdot \log N \quad \text{[2-23]}$$

siendo,

- N El número de repeticiones de carga soportadas al producirse la rotura por fatiga.
 β El coeficiente de ajuste que depende del material.
 σ La tensión por tracción horizontal producida por la carga.

R_f La resistencia a tracción horizontal que produce la rotura.

El valor de β se determina en el entorno del millón de ciclos de aplicación de una carga referenciada a la resistencia a flexotracción del material. Con objeto de facilitar el cálculo, la ecuación [2-23] suele aproximarse a la expresión [2-24] considerando un intervalo de 10^5 a 10^7 ciclos (LCPC, 1994):

$$\sigma = \sigma_6 \cdot \left(\frac{N}{10^6}\right)^b \quad [2-24]$$

Estando β y b relacionados por la ecuación [2-25] (LCPC, 1994):

$$b = -0,5 \cdot \log \left[\frac{(1 + 5 \cdot \beta)}{(1 + 7 \cdot \beta)} \right] \quad [2-25]$$

y siendo la relación entre σ_6 y la resistencia a flexotracción, según la norma francesa NF P 98-170 (AFNOR, 2006), la recogida en la ecuación [2-26]:

$$\sigma_6 = 0,65 \cdot R_f \quad [2-26]$$

Austroroads (2008b) recoge una relación de las actuales leyes de fatiga de los materiales tratados con cemento utilizados en Australia, Sudáfrica, Estados Unidos y Francia. Establecen que las leyes de fatiga que predicen el número de ciclos de carga como consecuencia del agotamiento del material son función de la tensión de tracción aplicada o de la deformación por tracción aplicada, siendo estas dependientes o independientes de otras propiedades de los materiales como la tensión de rotura, el módulo de elasticidad u otras constantes. Dichas leyes de fatiga se recogen en las Tabla 2-36 y Tabla 2-37.

Tabla 2-36. Leyes de fatiga basadas en la tensión.

PAÍS	LEY DE FATIGA	Referencia bibliográfica
Francia	$\log N = \frac{1}{\beta} \left[\frac{\sigma_t}{\sigma_b} - 1 \right]$	LCPC (1997)
E.E.U.U.	$\log N = \frac{1}{0,0825 B_{C2}} \left[-\frac{\sigma_t}{\sigma_b} + 0,972 B_{C1} \right]$	AASHTO (2004)

siendo,

N Número de repeticiones de carga soportadas al producirse la rotura por fatiga

β Coeficiente de ajuste que depende del material.

σ_t Tensión por tracción horizontal producida por la carga.

σ_b Tensión por tracción horizontal que produce la rotura.

B_{C1} Factor de calibración.

B_{C2} Factor de calibración.

Tabla 2-37. Leyes de fatiga basadas en la deformación.

PAÍS	LEY DE FATIGA	Referencia bibliográfica
Sudáfrica	$\log N = 9,1 \left[-\frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_b} + 1 \right]$	(Freeme et al., 1982)
Australia	$\log N = 18 \log \left[\frac{C}{\varepsilon_t} \right]$	(NAASRA, 1987)
	$\log N = 12 \log \left[\frac{\left[\frac{113000}{E^{0,804}} + 191 \right]}{\varepsilon_t} \right]$	(Austroads, 2004)
	$\log N = 8 \log \left[\frac{35000}{\varepsilon_t E^{0,45}} \right]$	(Jameson et al., 1992)

siendo,

- N Número de repeticiones de carga soportadas al producirse la rotura por fatiga.
 ε_t Deformación por tracción horizontal producida por la carga (microstrain).
 ε_b Deformación por tracción horizontal que produce la rotura (microstrain).
C Constante del material.
E Módulo del material tratado con cemento (MPa) a los 28 días.

En las Tabla 2-36 y Tabla 2-37 puede observarse como tanto en Francia como en EE.UU., se sigue un enfoque basado en el esfuerzo de tracción mientras que en Sudáfrica y Australia, el parámetro crítico a estudio es la deformación.

A estas expresiones habría que añadir las que actualmente se recogen en la normativa española que se ajustan a la ecuación [2-27], presentadas en la Tabla 2-38 donde la resistencia a flexotracción empleada se multiplica por un coeficiente de ajuste (γ_a) que varía en función de la normativa, el tipo de material tratado con cemento y en ocasiones la tipología de tráfico.

$$\frac{\sigma}{\gamma_a \cdot R_f} = 1 - \beta \cdot \log N \quad [2-27]$$

Tabla 2-38. Leyes de fatiga basadas en la tensión según normativa española.

LEY DE FATIGA	Rf a considerar (MPa)	γ_a	Referencia bibliográfica
Suelocemento $\frac{\sigma}{\gamma_a \cdot R_f} = 1 - 0,080 \cdot \log N$	No definida	1,00	(MFOM, 2003b)
Gravacemento $\frac{\sigma}{\gamma_a \cdot R_f} = 1 - 0,065 \cdot \log N$	No definida	1,00	
Suelocemento $\frac{\sigma}{\gamma_a \cdot R_f} = 1 - 0,0875 \cdot \log N$	No definida	1,00	(MFOM, 2003a)
Suelocemento $\frac{\sigma}{\gamma_a \cdot R_f} = 1 - 0,080 \cdot \log N$	No definida	1,00	(JCyL, 2004)
Gravacemento $\frac{\sigma}{\gamma_a \cdot R_f} = 1 - 0,065 \cdot \log N$	No definida	1,00	(JCyL, 2004)
Suelocemento $\frac{\sigma}{\gamma_a \cdot R_f} = 1 - 0,080 \cdot \log N$	0,90	0,8(*)	(IECA-CEDEX, 2003)
Gravacemento $\frac{\sigma}{\gamma_a \cdot R_f} = 1 - 0,065 \cdot \log N$	1,60	0,8(*)	(IECA-CEDEX, 2003)
Suelocemento $\frac{\sigma}{\gamma_a \cdot R_f} = 1 - 0,080 \cdot \log N$	0,90	0,8(*)	(Junta de Andalucía, 2007)
Gravacemento $\frac{\sigma}{\gamma_a \cdot R_f} = 1 - 0,065 \cdot \log N$	1,60	0,8125(*)	(Junta de Andalucía, 2007)
Suelocemento $\frac{\sigma}{\gamma_a \cdot R_f} = 1 - 0,080 \cdot \log N$	0,90	0,8(*)	(Comunidad Valenciana, 2009)
Gravacemento $\frac{\sigma}{\gamma_a \cdot R_f} = 1 - 0,065 \cdot \log N$	1,60	0,8(*)	(Comunidad Valenciana, 2009)
Suelocemento $\frac{\sigma}{\gamma_a \cdot R_f} = 1 - 0,065 \cdot \log N$	0,80	0,8	(Gobierno Vasco, 2012)
Gravacemento $\frac{\sigma}{\gamma_a \cdot R_f} = 1 - 0,065 \cdot \log N$	1,6	0,8	(Gobierno Vasco, 2012)

(*) Para tráfico T2 o superior.

A continuación se analizan tres investigaciones que por su planteamiento y resolución tienen especial interés por el desarrollo de esta investigación.

2.9.1 The development and evaluation of protocols for the laboratory characterisation of cemented materials

Con objeto de comparar el comportamiento a fatiga entre las probetas que son fabricadas en laboratorio y el verdadero comportamiento de las mezclas *in situ*, Austroads (2008a) publica los resultados del trabajo cuyos principales objetivos son:

- Desarrollar un procedimiento estándar para la determinación de la resistencia, módulo y pruebas de fatiga de materiales tratados con cemento que se emplean en Australia.
- Determinar las características de resistencia, módulo y comportamiento a fatiga de muestras tomadas de un pavimento ensayado y de muestras preparadas y curadas en laboratorio.
- Determinar las relaciones existentes entre las propiedades de las muestras obtenidas de campo y las pruebas obtenidas en laboratorio.
- Proporcionar una formulación adecuada de la vida en fatiga de un firme realizado en laboratorio en comparación con la vida en fatiga observada *in situ*.

Austrroads (2008a) expone que el modelo empleado para la determinación de la resistencia a la fatiga establece el número de ciclos que producen el agotamiento a partir de la ecuación [2-28], que también puede expresarse mediante la ecuación [2-29].

$$N = \left(\frac{c}{\text{strain}} \right)^{\text{LDE}} \quad [2-28]$$

$$\log N = -\text{LDE} \cdot \log(\text{strain}) + d \quad [2-29]$$

siendo,

N El número de repeticiones de carga soportadas al producirse la rotura por fatiga.

Strain La deformación por tracción horizontal en la parte inferior de la probeta.

LDE El exponente relacionado con el daño producido por la carga: 18 según Austrroads (1992), 12 según Austrroads (2004).

c y d Las constantes del material.

Sin embargo, argumenta que muchas investigaciones concluyen en que esos valores de LDE son excesivamente conservadores si se comparan con los resultados obtenidos en obra (White and Gnanendran, 2002).

Para la realización del estudio Austrroads (2008a) emplea dos materiales diferentes cuyas características se recogen en la Tabla 2-39:

Tabla 2-39. Características de los materiales empleados (Austrroads, 2008a).

MATERIAL	DENSIDAD SECA MÁXIMA (t/m ³)	HUMEDAD ÓPTIMA %	ÍNDICE DE PLASTICIDAD	LÍMITE PLÁSTICO	LÍMITE LÍQUIDO	R _{COMPRESIÓN a 28 DÍAS} (MPa)
Corneanas +3% cemento	2,325	6,1	5	-	22	7,0
Rocas sedimentarias +4% cemento	2,070	8,0	6	15	21	6,5

2.9.1.1 Fabricación de las probetas y ensayos realizados

A estos dos tipos de materiales les realizaron ensayos de resistencia a compresión, ensayos de tracción indirecta y ensayos de flexotracción sobre cuatro puntos, observando que estos dos últimos eran adecuados para la determinación de la resistencia, el módulo y la resistencia a fatiga de los materiales tratados con cemento.

Una vez obtenida la mezcla de material tratado con cemento, esta se vierte sobre los moldes, se cubre con un plástico para evitar la pérdida de humedad y se deja reposar durante un periodo de tiempo, que permite el inicio del fraguado y replica la colocación *in situ*, antes de proceder a su compactado. El tiempo de espera es diferente en función del tipo de probetas que se van a fabricar. Para las probetas que se ensayan a compresión el tiempo de espera es de una hora y

media respetando un plazo de trabajabilidad de dos horas. Para las probetas que se ensayan a tracción indirecta y flexotracción el tiempo de espera es menor (media hora) puesto que el inicio del fraguado dificultaba el método de compactación.

Para la ejecución de probetas prismáticas en laboratorio, vierten la mezcla en un molde rectangular de dimensiones internas de 400 mm de largo x 320 mm de ancho x 145 mm de alto y se compacta en una sola capa, mediante una base rectangular que se balancea realizando varias pasadas sobre la superficie ejerciendo una precompactación inicial manual a una presión de 100 kPa. Una vez realizada la precompactación manual, se procede a la automatización del proceso aumentando la presión en otros 100 kPa cada 10 pases hasta alcanzar finalmente una presión de 600 kPa. De esta manera se obtienen, en este punto, unas "losas" de 100 mm de altura (llegando a realizar un total de 100 pases). Una vez compactada, esta losa se tapa para evitar la pérdida de humedad y se almacena en cámara de curado durante dos días antes de proceder al desmoldado. Transcurridos 14 días desde la fecha de fabricación la losa es dividida en dos probetas mediante el corte en mojado con una sierra de disco de diamante. Las fases del proceso de fabricación de las probetas prismáticas puede verse en la Figura 2-10.E



Figura 2-10. Fases del proceso de fabricación de probetas prismáticas (Austroads, 2008a).

Ejecutadas las probetas, estas son almacenadas en cámara húmeda hasta el momento del ensayo, salvo en el caso de las probetas ejecutadas para la determinación de la resistencia a compresión puesto que éstas son ensayadas a distintas edades de curado. Las probetas que se tiene previsto romper en un periodo de tiempo inferior a cuatro meses son almacenadas de manera continua en la cámara húmeda mientras que las que son ensayadas a edades más tardías se almacenan en el exterior de la cámara húmeda siendo devueltas a esta 48 horas antes de proceder a la realización del ensayo de rotura a la compresión.

Además de las probetas ejecutadas en laboratorio y de los testigos extraídos de las pistas de ensayo se extrae parte de la mezcla de la amasadora (para ambos materiales) antes de proceder al vertido y compactado de la misma. Con este material prepararon en laboratorio un número limitado de probetas para ensayarlas a compresión (únicamente con las corneanas) y tracción indirecta (con las corneanas y las rocas sedimentarias).

El ensayo de rotura a compresión se realiza sobre probetas cilíndricas que se sumergen en agua durante 4 horas y se dejan reposar 15 minutos antes de proceder a su ensayo (ver Figura 2-11). Además de las probetas preparadas en laboratorio se ensayaron testigos obtenidos *in situ*, de ambos materiales tratados con cemento. En total se realizaron un total de 45 ensayos a compresión a distintas edades de curado a fin de observar la influencia del curado en la ganancia de resistencia.



Figura 2-11. Ensayo de resistencia a compresión (Austroads, 2008a).

El ensayo de rotura a tracción indirecta (ver Figura 2-12) se realiza sobre probetas cilíndricas de dimensiones 150 mm de diámetro por 85 mm de alto para un tamaño máximo de árido de 20 mm. En total se fabricaron 39 probetas en lotes de dos o tres probetas e igualmente al ensayo de compresión, se ensayan también testigos obtenidos *in situ* ambos a distintas edades de curado.

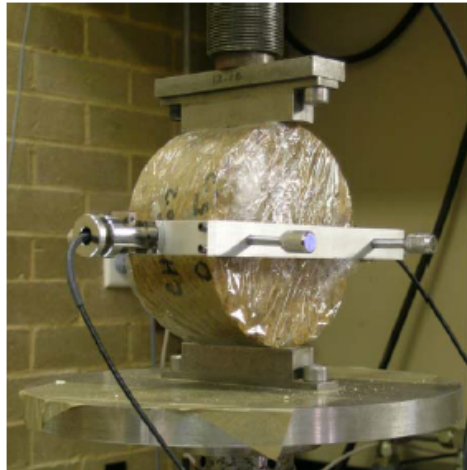


Figura 2-12. Ensayo de resistencia a tracción indirecta (Austroads, 2008a).

Austroads (2004) afirma que la resistencia a flexotacción simula los gradientes de esfuerzo-deformación que se generan dentro de una capa de pavimento. En consecuencia, Austroads (2008a) emplea dicho ensayo para la determinación de las propiedades de resistencia, módulo y resistencia a fatiga de los dos materiales tratados con cemento.

Inicialmente, el ensayo de rotura a flexión no iba a ser utilizado por la dificultad que conlleva la extracción de muestras de campo. Sin embargo, después de algunos ensayos consiguieron extraerlas fácilmente obteniendo probetas de 100 mm de alto por 100 mm de ancho por 400 mm de largo con un tamaño máximo de árido de 20 mm. Éstas se mantienen en cámara húmeda durante al menos 48 horas para asegurar una condición de humedad consistente y se dejan reposar 15 minutos antes de proceder a su ensayo.

Las probetas prismáticas se fabrican en parejas, una de las cuales se emplea para la realización del ensayo de rotura a flexotracción (ver Figura 2-13) mientras que su pareja se emplea para la determinación del módulo y la realización del ensayo de rotura a fatiga en flexotracción. Fabrican un total de 18 parejas de probetas.

Con el fin de evitar la pérdida de humedad de la probeta en el ensayo de fatiga en flexotracción, puesto que este puede durar varias horas, las probetas son recubiertas con un film transparente.



Figura 2-13. Ensayo de resistencia a flexotracción (Austroads, 2008a).

El ensayo de rotura a fatiga en flexotracción se realiza sobre probetas prismáticas previamente ensayadas para la determinación del módulo. El intervalo de carga aplicado para determinar la resistencia del material frente a las cargas cíclicas, se establece en un intervalo del 60% al 90% de la carga de rotura (basado en la resistencia obtenida en el ensayo de rotura a flexotracción de la probeta emparejada). Durante el ensayo la probeta es sometida a pulsos de carga de 2 Hz hasta el agotamiento de la misma.

Después de este ensayo cada probeta es pesada a fin de determinar el contenido de humedad y densidad seca. La densidad y el contenido de humedad en el momento de las pruebas se estima a partir de la masa seca y el volumen de la probeta. Este método se considera válido cuando las probetas no presentan daños superficiales. Sin embargo, si la probeta presenta pérdidas de material en su superficie, como consecuencia de su manipulación, la densidad estimada es menor que la densidad real induciendo, por tanto, un error en la estimación de la densidad. Austroads (2008a) argumenta que este problema se podría haber abordado

mediante la determinación del volumen de la muestra por inmersión en agua, aunque sin garantizar que este sea el enfoque adecuado.

2.9.1.2 Resultados

A modo de resumen, la Tabla 2-40 recoge la media de resultados obtenidos para los tres ensayos de resistencia realizados a 28 días con una densidad objetivo del 96% sobre la densidad seca máxima obtenida en el Proctor modificado.

Tabla 2-40. Valores medios de resistencia a 28 días para los ensayos realizados (Austroads, 2008a).

	TESTIGOS DE CAMPO		PROBETAS DE LABORATORIO		MEZCLAS DE CAMPO COMPACTADAS EN LABORATORIO	
	Corneanas + 3% cemento	Sedimentarias + 4% cemento	Corneanas + 3% cemento	Sedimentarias + 4% cemento	Corneanas + 3% cemento	Sedimentarias + 4% cemento
R_c (MPa)	8,5	7,6	7,1	6,5	8,3	-
R_{TI} (MPa)	0,67	0,68	0,71	0,81	0,84	0,74
R_f (MPa)	0,97	1,32	1,01	1,13	-	-

En la Tabla 2-40 puede verse como la resistencia a compresión en ambos materiales es bastante similar presentando un valor relativamente alto (entre 6 y 8 Mpa). La resistencia a tracción indirecta también presenta valores bastante homogéneos y, en el caso de la resistencia a flexotracción, la resistencia del material sedimentario tratado con cemento es superior al de las corneanas tratadas con cemento. En definitiva, los resultados de los testigos de campo y los de las probetas de laboratorio sugieren que, a 28 días, las propiedades de resistencia presentan cierta uniformidad.

La Tabla 2-41 contiene un resumen de los datos obtenidos en el ensayo de rotura a compresión, a distintas edades, para los dos materiales ensayados. Dichos datos se representan de manera gráfica en las Figura 2-14 y Figura 2-15.

Tabla 2-41. Valores de resistencia a compresión (Austroads, 2008a).

CORNEANAS + 3% CEMENTO										ROCAS SEDIMENTARIAS + 4% CEMENTO						
Testigos de campo			Probetas de laboratorio			Mezcla <i>in situ</i> compactada en laboratorio			Testigos de campo			Probetas de laboratorio				
Edad (días)	R _{cs} (MPa)	Compact (%)	Edad (días)	R _{cs} (MPa)	Compact (%)	Edad (días)	R _{cs} (MPa)	Compact (%)	Edad (días)	R _{cs} (MPa)	Compact (%)	Edad (días)	R _{cs} (MPa)	Compact (%)		
Media				0,62	96,6%								0,67	96,8%		
Desv Std			0,08	0,06	0,4%							0,08	0,10	0,1%		
n				3	3								3	3		
Media				5,89	96,1%		6,46	107,4%					5,78	96,9%		
Desv Std			7	0,77	0,1%	7	0,92	3,1%				7	0,28	0,7%		
n				3	3		3	3					3	3		
Media				7,05	95,9%		8,26	96,5%					6,53	95,9%		
Desv Std	29	8,48	95,3%	28	0,23	0,4%	28	0,64	0,9%	28	7,61	-	28	0,38	1,2%	
n		0,42	1,5%		3	3		3	3		1,25	-		3	3	
Media		5	5		8,20	96,7%		7,23	95,9%		9,07	-		7,90	97,0%	
Desv Std		7,57	93,3%	56	0,69	0,2%	53	0,58	1,0%	57	0,57	-	56	0,27	0,9%	
n		0,81	1,3%		3	3		3	3		6	-		3	3	
Media		59	7,57	93,3%		8,44	97,0%		9,77	-		9,77	-		7,95	96,7%
Desv Std		9,07	96,1%	90	1,51	0,6%							91	0,03	0,8%	
n		1,03	0,6%		3	3					6	-		2	2	
Media		90	9,07	96,1%		9,85	96,4%							8,28	96,8%	
Desv Std		1,03	0,6%	756	1,30	2,1%								1,14	1,4%	
n		6	6		12	12								14	14	

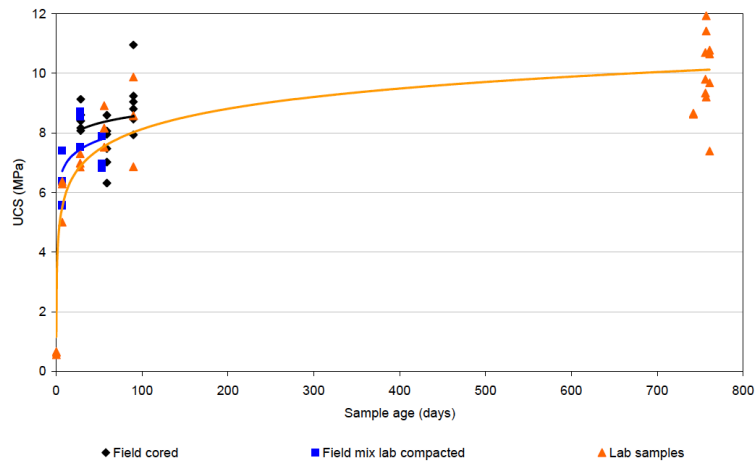


Figura 2-14. Resistencia a compresión de las Corneanas + 3% cemento (Austroads, 2008a).

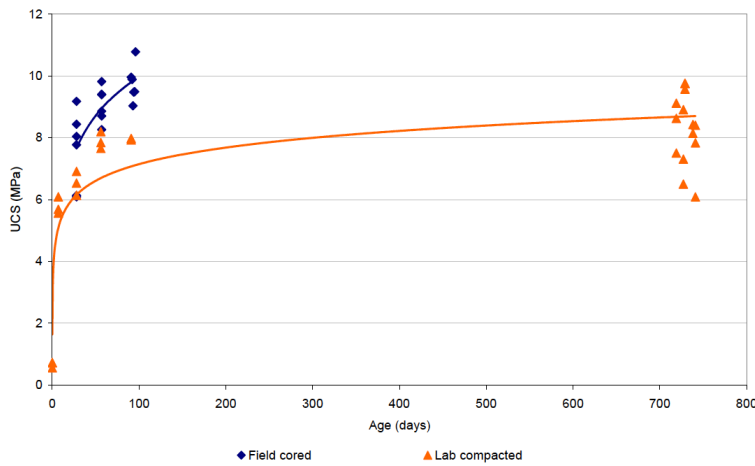


Figura 2-15. Resistencia a compresión de las Sedimentarias + 4% cemento (Austroads, 2008a).

En las Figura 2-14 y Figura 2-15 puede verse como el valor de la resistencia a compresión aumenta con la edad produciéndose la mayor parte de la ganancia de resistencia dentro de los primeros 28 días de curado y, de manera generalizada, los valores obtenidos para los testigos obtenidos *in situ* son superiores a los obtenidos por las probetas compactadas en laboratorio. El resultado obtenido no es concordante con la densidad observada puesto que los testigos de campo presentan un porcentaje de compactación menor a los obtenidos en laboratorio.

La Tabla 2-42 recoge los resultados de la resistencia a la tracción indirecta de las corneanas mientras que la Tabla 2-43 recoge los resultados para la roca sedimentaria. En ambos casos se observa una aumento de la resistencia con la edad, siendo menos consistentes los resultados de las corneanas.

Tabla 2-42. Valores de resistencia a tracción indirecta corneanas + 3% cemento (Austroads, 2008a).

CORNEANAS + 3% CEMENTO									
	Testigos de campo			Probetas de laboratorio			Mezcla <i>in situ</i> compactada en laboratorio		
	Edad (días)	R _{TI} (MPa)	Compact (%)	Edad (días)	R _{TI} (MPa)	Compact (%)	Edad (días)	R _{TI} (MPa)	Compact (%)
Media				7	0,52	96,1%	7	0,50	97,1%
Desv Std					0,06	0,3%		0,06	0,3%
n					3	3		3	3
Media	30	0,67	97,4%	30	0,71	96,4%	28	0,84	97,6%
Desv Std		0,10	1,5%		0,06	0,4%		0,06	0,4%
n		12	9		3	3		3	3
Media	67	0,65	94,8%	57	0,75	96,2%			
Desv Std		0,10	1,7%		0,06	1,1%			
n		7	7		3	3			
Media	96	0,50	94,5%						
Desv Std		0,13	2,3%						
n		6	3						

Tabla 2-43. Valores de resistencia a tracción indirecta sedimentarias + 4% cemento (Austroads, 2008a).

ROCAS SEDIMENTARIAS + 4% CEMENTO									
	Testigos de campo			Probetas de laboratorio			Mezcla <i>in situ</i> compactada en laboratorio		
	Edad (días)	R _{TI} (MPa)	Compact (%)	Edad (días)	R _{TI} (MPa)	Compact (%)	Edad (días)	R _{TI} (MPa)	Compact (%)
Media				7	0,53	95,1%	8	0,46	93,8%
Desv Std					0,08	0,4%		0,05	0,8%
n					3	3		3	3
Media	28	0,68	95,4%	29	0,81	95,0%	28	0,74	-
Desv Std		0,24	3,6%		0,04	0,8%		0,5	-
n		14	14		3	3		6	-
Media	56	1,14	97,4%	58	0,85	94,9%	58	0,87	93,7%
Desv Std		0,04	0,6%		0,08	0,1%		0,03	0,6%
n		3	5		2	2		3	3
Media	102	1,06	98,2%	91	0,80	95,9%	102	0,95	94,8%
Desv Std		0,14	0,7%		0,18	0,2%		0,09	0,2%
n		6	12		2	2		3	3

La Tabla 2-44 muestra los resultados del ensayo de rotura a flexotracción tanto de las corneanas como de las rocas sedimentarias. Como sucede en los ensayos anteriores, en este también se observa la misma tendencia de ganancia de resistencia con el paso del tiempo mostrando las

corneanas el mismo nivel de inconsistencia que puede justificarse por la heterogeneidad del material.

Tabla 2-44. Valores de resistencia a flexotracción (Austroads, 2008a).

	CORNEANAS + 3% CEMENTO						ROCAS SEDIMENTARIAS + 4% CEMENTO					
	Testigos de campo			Probetas de laboratorio			Testigos de campo			Probetas de laboratorio		
	Edad (días)	R _f (MPa)	Compact (%)	Edad (días)	R _f (MPa)	Compact (%)	Edad (días)	R _f (MPa)	Compact (%)	Edad (días)	R _f (MPa)	Compact (%)
Media				0,72 94,9%						0,73 92,1%		
Desv Std				0,10 5,1%						0,17 1,9%		
n				3 3						3 3		
Media	29	0,97	95,8%	28	1,01	95,4%	34	1,32	98,1%	32	1,13	95,8%
Desv Std		0,20	1,1%		0,14	1,8%		0,15	1,0%		0,28	3,2%
n		6	6		11	11		7	7		3	3
Media	71	0,77	95,9%	56	1,52	99,4%	97	1,40	97,8%	616	1,06	94,9%
Desv Std		0,26	0,6%		0,15	0,5%		0,08	0,6%		0,18	1,1%
n		6	6		5	5		6	6		19	19
Media	95	0,64	96,9%	576	1,26	96,7%	616	1,06	94,9%	616	1,06	94,9%
Desv Std		0,11	1,0%		0,19	1,1%		0,08	0,6%		0,18	1,1%
n		5	5		13	13		6	6		19	19

Los resultados del ensayo de fatiga a partir de la tracción indirecta para las corneanas tratadas con cemento se representan en la Figura 2-16 y el ajuste del modelo puede expresarse mediante la ecuación [2-30].

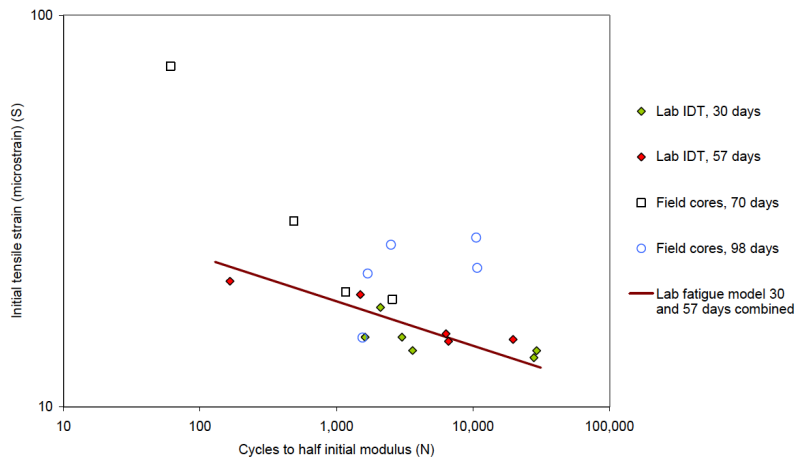


Figura 2-16. Ensayo de fatiga a partir de la R_T de las corneanas + 3% cemento (Austroads, 2008a).

$$\log N = -8,84 \cdot \log(\text{strain}) + 14,22 \quad [2-30]$$

$$(n=10; R^2=0,70)$$

Los resultados del ensayo de fatiga a partir de la tracción indirecta para las sedimentarias tratadas con cemento se representan en la Figura 2-17 y el ajuste del modelo puede expresarse mediante la [2-31], siendo este bastante más pobre que el del material anterior.

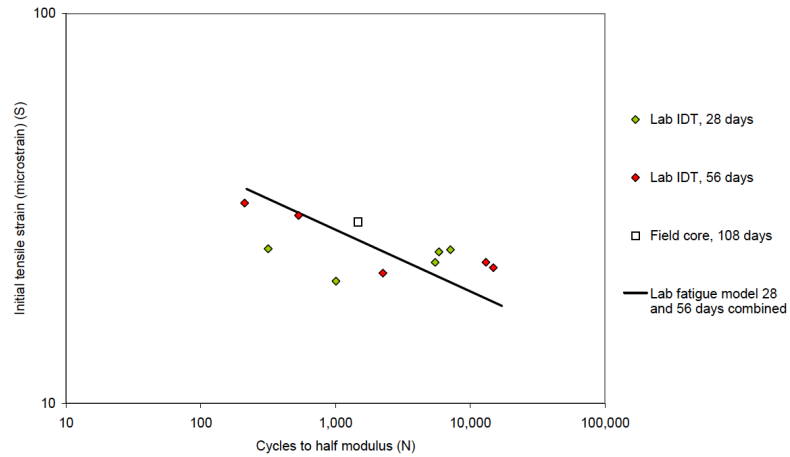


Figura 2-17. Ensayo de fatiga a partir de la R_{Ti} de las sedimentarias + 4% cemento (Austroads, 2008a).

$$\log N = -6,32 \cdot \log(\text{strain}) + 12,14 \quad [2-31]$$

$$(n=11; R^2=0,35)$$

Los resultados del ensayo de fatiga a partir de la resistencia a flexotracción para las corneanas tratadas con cemento se representan en la Figura 2-18 y el ajuste del modelo puede expresarse mediante la ecuación [2-32].

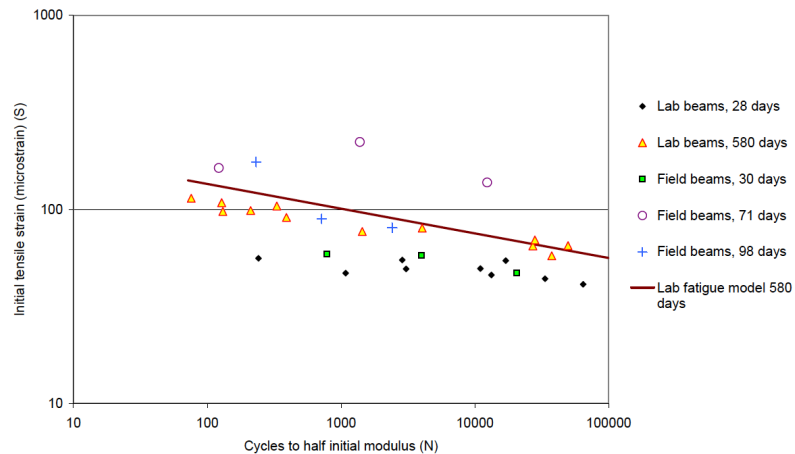


Figura 2-18. Ensayo de fatiga a partir de la R_f de las corneanas + 3% cemento (Austroads, 2008a).

$$\log N = -7,85 \cdot \log(\text{strain}) + 18,74 \quad [2-32]$$

$$(n=12; R^2=0,96)$$

Los resultados del ensayo de fatiga a partir de la resistencia a flexotracción para las sedimentarias tratadas con cemento se representan en la Figura 2-19 y el ajuste del modelo puede expresarse mediante la ecuación [2-33], siendo este bastante más pobre que el del material anterior.

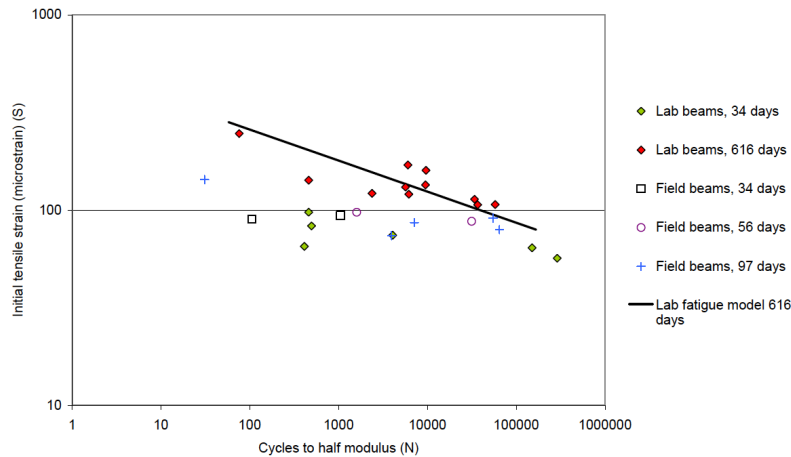


Figura 2-19. Ensayo de fatiga a partir de la R_f de las sedimentarias + 4% cemento (Austroads, 2008a).

$$\log N = -6,29 \cdot \log(\text{strain}) + 17,18 \quad [2-33]$$

$$(n=11; R^2=0,63)$$

2.9.1.3 Conclusiones

Según Austroads (2008a), las propiedades de las probetas fabricadas en laboratorio y los testigos obtenidos en campo fueron similares, siendo estas altamente dependientes de las características del proceso de fabricación y el tiempo de curado. Los resultados obtenidos de las probetas fabricadas en laboratorio fueron más estables que los ensayos realizados a los testigos de campo.

Sin embargo, existen variaciones en los resultados de la probetas fabricadas en laboratorio, especialmente en las probetas que se han curado durante un largo periodo de tiempo y, en particular, en los casos en los que las probetas fueron almacenadas fuera de la cámara húmeda para ser introducidas en esta 48 horas antes de proceder a su ensayo. Por esa razón Austroads (2008a) recomienda mantener las probetas en cámara húmeda durante todo el periodo de curado por lo que es necesario programar bien los tiempos evitando tener problemas de espacio de almacenamiento.

La duración del ensayo de fatiga resulta ser muy sensible a la carga aplicada. Las probetas ensayadas a cerca del 90% de la resistencia a flexotracción de la probeta pareja, apenas soportan la aplicación de unos pocos cientos de ciclos de carga mientras que para porcentajes de fuerza más bajos las probetas eran capaces de soportar más de 1 millón de ciclos de carga.

Austroads (2008a) especuló inicialmente que a partir de 28 días de curado los resultados serían consistentes. Sin embargo, los datos obtenidos para las probetas que presentaban un periodo de curación superior resultaron ser más uniformes. Por esa razón, recomiendan curar las probetas durante un periodo superior a 6 meses antes de la realización del ensayo de fatiga.

Esta propuesta de aumentar la edad de curado para la realización de los ensayos de fatiga a un largo plazo (bastante superior a 28 días) concuerda con lo que efectúa el (LCPC, 1997), donde los materiales cementados pueden llegar a curarse durante 365 días antes de realizar el ensayo de fatiga.

2.9.2 Development of tensile fatigue criteria for bound materials.

Su investigación se apoya en el estudio realizado por Austroads (2008a). Proponen una metodología para el diseño de pavimentos bajo criterios de resistencia a fatiga en flexotracción, considerando como modo de fallo la fisuración. Arnold et al. (2011) exponen que este enfoque estaría siendo ignorado por el modelo más conservador de Austroads. Para ello, ejecutan distintas mezclas de suelocemento para distintos tipos de suelos que se pueden encontrar en Nueva Zelanda y que se recogen en la Tabla 2-45.

Tabla 2-45. Características de los materiales empleados (Arnold et al., 2011).

MUESTRA	MATERIAL	DENSIDAD SECA MÁXIMA	HUMEDAD ÓPTIMA
A	CAPTIF* Isaacs GAP40 + 1% cement	2,4	4,0
B	CAPTIF* Isaacs GAP40 + 2% cement	2,46	4,2
C	CAPTIF* Isaacs GAP40 + 4% cement	2,41	4,5
D	Basalt (Mt Gambia, Australia) + 3% Blue Circle cement as used in Austroads study (2008)	2,14	12,0
E	Calcrete limestone (Renmark, Australia) and 3% Blue Circle cement as used in the Austroads study (2008)	1,95	13,0
F	Flat-top + 3% cement	2,02	14,0
G	Whitford GAP40 + 3% foam bitumen + 1.3% cement	2,2	4,6

*CAPTIF: Canterbury Accelerated Pavement Testing Indoor Facility test track (probetas cortadas del pavimento ejecutado in-situ).

2.9.2.1 Fabricación de las probetas y ensayos realizados

Con estas mezclas fabrican probetas prismáticas y cilíndricas para la realización de los ensayos:

- 2 probetas prismáticas para los ensayos de rotura en flexión en cuatro puntos salvo en el caso de la mezcla que incorpora un 4% de cemento, en cuyo caso se realizan 4 probetas prismáticas, y 29 probetas prismáticas que ensayan a fatiga en flexotracción, todas ellas de dimensiones 530 x 150 x 150 mm (para un tamaño máximo de árido de 40 mm, a diferencia de los 20 mm tomados por Austroads (2008a)).
- 5 probetas cilíndricas pequeñas de dimensiones 152 mm de diámetro y 126 mm de alto y 4 probetas cilíndricas grandes de dimensiones 150 mm de diámetro y 300 mm de alto para los ensayos de compresión.
- 5 probetas cilíndricas de dimensiones 150 mm de diámetro y 85 mm de alto para los ensayos de tracción indirecta.

Para la fabricación de las probetas prismáticas se dispone la mezcla en un molde rectangular en tres capas que se compactan con un martillo vibratorio con un pie rectangular montado en un

bastidor controlando la altura de cada capa y el acabado de la superficie. Una vez fabricadas las probetas prismáticas, estas son envueltas en plástico hasta su rotura para mantener las condiciones de humedad durante el proceso de curado (ver Figura 2-20).



Figura 2-20. Prensa flexotracción (Arnold et al., 2011).

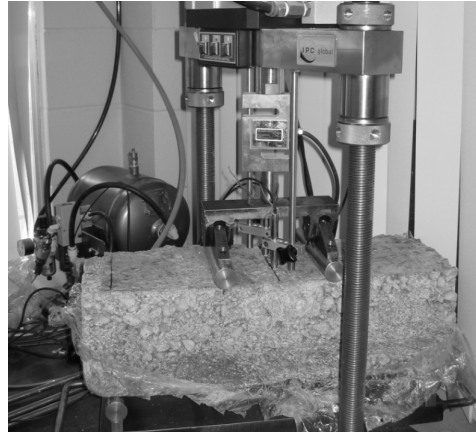


Figura 2-21. Prensa fatiga flexotracción (Arnold et al., 2011).

Para la realización de los ensayos a fatiga, realizaron un modificación en la prensa empleada para realizar los ensayos de rotura en flexotracción sobre cuatro puntos (ver Figura 2-21). En estos ensayos de fatiga se llevó a las probetas hasta el agotamiento salvo en algunos casos puntuales en los que se detuvo el ensayo al alcanzar el millón de ciclos.

Arnold et al. (2011) expresan la dificultad de realizar este tipo de ensayos sobre probetas prismáticas puesto que el proceso de compactación dificulta la obtención de probetas con una calidad suficiente. Para ello, han desarrollado un accesorio rectangular (ver Figura 2-22) que se acopla a la base de un martillo vibrante con el que obtienen, con éxito, el grado de compactación requerido.



Figura 2-22. Marco de compactación y moldes empleados (Arnold et al., 2011).

2.9.2.2 Resultados

Los resultados de rotura a ensayos estáticos se recogen en la Tabla 2-46:

Tabla 2-46. Resultados de los ensayos estáticos a 28 días de Arnold et al. (2011).

MUESTRA	MATERIAL	ENSAYOS DE COMPRESIÓN		ENSAYOS DE TRACCIÓN INDIRECTA	ENSAYOS DE FLEXOTRACCIÓN		
		Probetas pequeñas (MPa)	Probetas grandes (MPa)	(kPa)	Módulo de Young (MPa)	Esfuerzo máximo de tracción (kPa)	Tensión máxima de tracción (microstrain)
C	CAPTIF + 4% cement	8,06	5,5	468	4851	1727	360
		-	-	-	1887	1916	1077
		-	-	-	7218	1878	265
		-	-	-	1891	1548	819
D (a 28d)	Australian basalt + 3% cement	-	-	-	2424	1620	716
		-	-	-	2436	1570	677
D (a 7d)	Australian basalt + 3% cement	-	-	-	1455	1304	956
		-	-	-	1425	1335	962
E (a 28d)	Australian limestone + 3% cement	-	-	-	1062	924	939
		-	-	-	955	1040	1160
E (a 7d)	Australian limestone + 3% cement	-	-	-	1376	649	575
		-	-	-	1169	733	645
F	Flat-top GAP25 + 3% cement	6,7	5,5	482	775	1004	1426
		-	-	-	1398	1100	861
B	CAPTIF + 2% cement	5,3	2,2	369	1815	544	372
		-	-	-	1188	622	563
G	Whitford GAP40 + 3% bitumen + 1.3% cement	2,65	-	364	1038	461	1326
		-	-	-	877	519	1139
A	CAPTIF + 1% cement	3,18	1,4	167	721	225	366
		-	-	-	1599	213	147

En la Figura 2-23 puede verse como de los cinco ensayos realizados, cuatro mostraron una relación significativa entre la resistencia a tracción indirecta y la resistencia a flexotracción, de tal manera que puede considerarse que la resistencia a flexotracción es igual a 1,7 veces el valor de resistencia a tracción indirecta.

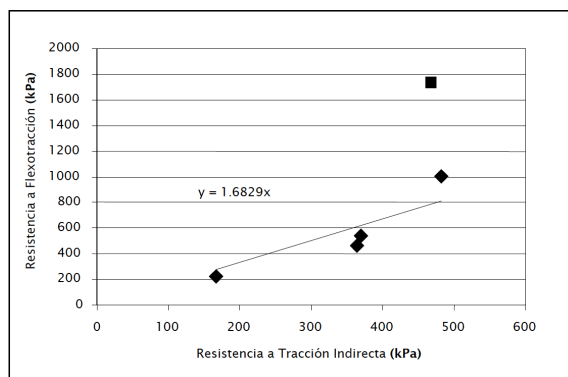


Figura 2-23. Relación entre la R_T y la R_f (Arnold et al., 2011).

En cuanto a la relación entre la resistencia a flexotracción y la resistencia a compresión, la Figura 2-24 muestra una mayor dispersión en los resultados que los obtenidos para la tracción indirecta, pudiendo considerarse que la resistencia a flexotracción es igual a 0,13 veces el valor de resistencia a compresión.

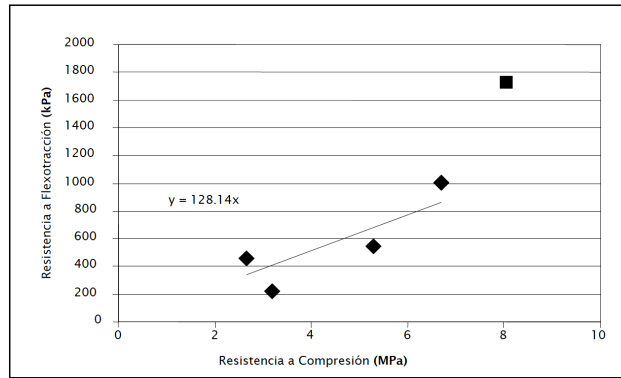


Figura 2-24. Relación entre la R_c y la R_f (Arnold et al., 2011).

En cuanto a los valores de resistencia a flexotracción, establecen una relación directa con respecto al contenido de cemento, por lo que los valores de tensión máxima de tracción se pueden ordenar en función del % de cemento añadido (4%, 3%, 2%, 1,3% con un 3% de betún, y 1%). La muestra 6 (1,3% de cemento con un 3% de betún) presenta una mayor ductilidad que las otras probetas, resistiendo a tracción casi el doble que la probeta a la que se le añade únicamente un 1% de cemento (Figura 2-25).

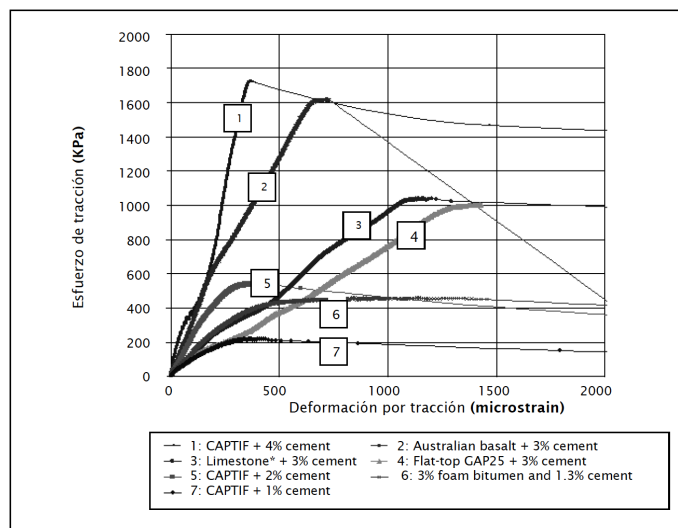


Figura 2-25. Rotura a flexotracción para los distintos materiales ensayados (Arnold et al., 2011).

*10.000 microstrains equivalen a una deformación del 1%.

Además de los ensayos de rotura de las probetas a flexotracción, realizaron ensayos de fatiga a flexotracción. Para cada ensayo de fatiga se aplicó una carga diferente determinando la relación entre la resistencia a fatiga y el número de ciclos de carga soportados antes de producirse el fallo por tensión y tracción.

Los resultados de rotura a ensayos dinámicos se recogen en las Tabla 2-47 - Tabla 2-48 y se representan en la Figura 2-26:

Tabla 2-47. Resultados de los ensayos dinámicos muestras A, B y C a 28 días (Arnold et al., 2011).

MUESTRA	MATERIAL	CUÁNDO	ESFUERZO POR TRACCIÓN (KPa)	DEFORMACIÓN POR TRACCIÓN (mm)	MÓDULO DE FLEXIÓN (MPa)	CICLOS AL FALLO
A	CAPTIF + 1% cement	Al inicio	217	140	1549	4.441
		Al final		177	1227	
		Al inicio	172	96	1795	970.009* extrapolated data suggests 4 million cycles
		Al final		107	1642	
		Al inicio	63	40	1602	1 million* extrapolated data suggests the beam will not fatigue (>10 million)
		Al final		37	1725	
		Al inicio	125	64	1966	1 million* extrapolated data suggests the beam will not fatigue (>10 million)
		Al final		68	1925	
		Al inicio	125	83	1518	977
		Al final		103	1222	
Al inicio	325	231	1405	2.154.810		
Al final		238	1367			
B	CAPTIF + 2% cement	Al inicio	291	174	1675	548.830
		Al final		221	1318	
		Al inicio	391	197	1980	2.801
		Al final		258	1515	
		Al inicio	391	181	2155	23.901
		Al final		221	1768	
C	CAPTIF + 4% cement	Al inicio	448	530	846	7.491
		Al final		586	767	
		Al inicio	357	563	635	661
		Al final		599	598	
		Al inicio	236	310	761	1.911.196
		Al final		305	775	
		Al inicio	357	409	875	111.201
		Al final		426	840	
		Al inicio	413	537	770	324
		Al final		607	688	
		Al inicio	259	347	747	44.062
		Al final		396	655	
		Al inicio	259	305	850	3.790.042
		Al final		496	734	

Tabla 2-48. Resultados de los ensayos dinámicos muestras D,E,F,y G a 28 días (Arnold et al., 2011).

MUESTRA	MATERIAL	CUÁNDO	ESFUERZO POR TRACCIÓN (KPa)	DEFORMACIÓN POR TRACCIÓN (mm)	MÓDULO DE FLEXIÓN (MPa)	CICLOS AL FALLO
D (a 7d)	Australian basalt + 3% cement	Al inicio	901	341	2641	478.838
		Al final		414	2204	
		Al inicio	1096	370	2963	40.141
		Al final		364	3005	
		Al inicio	1004	360	2792	1.198.122
		Al final		451	2311	
D (a 28d)	Australian basalt + 3% cement	Al inicio	965	286	3376	1.614.772
		Al final		329	2937	
		Al inicio	1082	344	3144	211
		Al final		393	2799	
		Al inicio	1032	291	3544	797.201
		Al final		344	3084	
E (a 7d)	Australian limestone + 3% cement	Al inicio	509	343	1637	39
		Al final			1172	
		Al inicio	444	247	1933	27.581
		Al final			1707	
		Al inicio	380	194	1986	798
		Al final			1037	
E (a 28d)	Australian limestone + 3% cement	Al inicio	541	261	2260	9262
		Al final			2005	
		Al inicio	380	196	1954	1.500.649
		Al final			1990	
F	Flat-top GAP25 + 3% cement	Al inicio	697	462	1508	315.037
		Al final			1480	
		Al inicio	496	501	991	700
		Al final			730	
		Al inicio	583	439	1329	489.353
		Al final			1151	
G	Whitford GAP40 + 3% bitumen + 1.3% cement	Al inicio	302	159	1897	293.351
		Al final			1675	
		Al inicio	258	139	1861	949.241
		Al final			1535	
		Al inicio	325	169	1927	113.601
		Al final			1722	

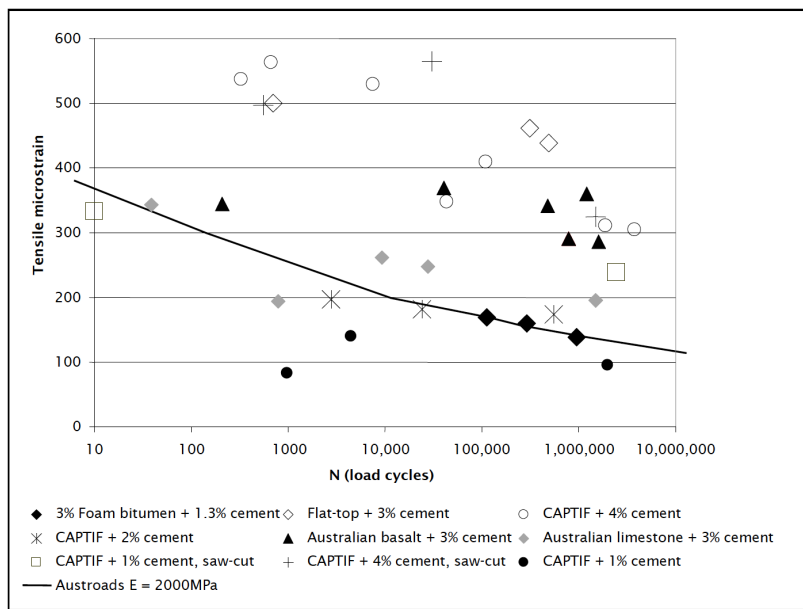


Figura 2-26. Rotura a fatiga en flexotracción para los distintos materiales ensayados (Arnold et al., 2011).

Las representaciones de los resultados de fatiga para las distintas mezclas no son directamente comparables, puesto que dependen del diseño del propio pavimento asumiendo un determinado módulo de flexión que afecta a la deformación por tracción.

Con el fin de obtener un método que permitiera una comparación directa del comportamiento a fatiga de los diferentes materiales, volvieron a analizar los resultados manteniendo constante el esfuerzo de tracción aplicado, suponiendo un módulo asociado de 2000 MPa en el cálculo de la deformación por tracción asociada. La representación gráfica de dicha corrección se representa en la Figura 2-27.

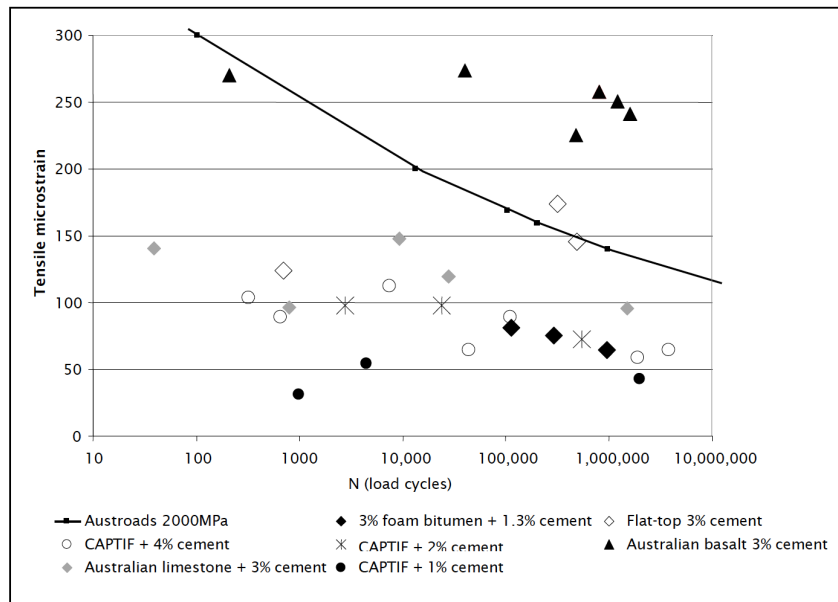


Figura 2-27. Corrección de los resultados obtenidos en fatiga en flexotracción (Arnold et al., 2011).

Diversos autores han analizado el comportamiento a fatiga en relación con la aplicación de una carga inferior al 50% de la máxima tensión de flexotracción. Según estos el agotamiento no se produciría hasta alcanzar al menos un millón de ciclos (Otte, 1978; Austroads, 2008a). Sin embargo, Arnold et al. (2011) proponen un diseño basado en la limitación de la tensión de tracción aplicada a menos del 40% del máximo, garantizando así, una vida de al menos 1 millón de ciclos.

Suponiendo el mismo exponente empleado por Austroads (2004), proponen la ecuación [2-34] para la determinación de la constante *k* asociada a la fatiga:

$$N = \left(\frac{k}{\text{Tensión (microstrain)}} \right)^{12} \quad [2-34]$$

2.9.2.3 Conclusiones

Los ensayos realizados presentan, en ocasiones, variabilidad de resultados recomendando seguir un diseño basado en la limitación de la resistencia máxima a flexotracción aplicada al 40%. Arnold et al. (2011) proponen aumentar el contenido de cemento para futuras investigaciones puesto que las probetas realizadas con un 1% y 2% de cemento, pese a resultar probetas compactas con gran consistencia, presentaron valores reducidos en cuanto a resistencia a flexotracción y número de ciclos.

Arnold et al. (2011) determinan que las condiciones de curado son fundamentales para que haya una consistencia de resultados puesto que la pérdida de humedad en el caso de las probetas CAPTIF, a las que se les añadió un 4% de cemento, presentaron gran dispersión entre los resultados a flexotracción y los resultados a fatiga como consecuencia de las microfisuras que se pudieron ocasionar al colocar la probeta en el banco de pruebas. Por ello, recomiendan que cualquier norma de ensayo futuro debería considerar la posibilidad de dejar que las probetas pierdan humedad al ser colocadas en el banco de pruebas con objeto de exponer los posibles problemas de microfisuración que pudiera presentar el material estudiado. Parece ser que esta microfisuración es la misma que se puede producir *in situ*, bien por la prefisuración durante la ejecución de los firmes o bien bajo la acción de las cargas del tráfico.

Arnold et al. (2011) concluyen diciendo que la resistencia a fatiga de un sueloceemento puede estimarse a partir de la resistencia a flexotracción, pero también dicen necesitar más ensayos para determinar y validar el método de ensayo a flexotracción y, por ende, validar su diseño propuesto basado en ensayos de fatiga.

2.9.3 El estudio de comportamiento de los firmes reciclados *in situ* con cemento

Díaz (2011a) centra su trabajo en el estudio de un material proveniente de una muestra de firme obtenida de la carretera SA-801 (de Peñaranda de Bracamonte a Campo de Peñaranda) recogida tras su trituración por el paso de una recicladora Wirtgen 2500. Este se mezcla con un porcentaje de cemento y agua constituyendo un firme reciclado *in situ* con cemento. El material empleado corresponde a los 30 cm superiores del firme, compuesto en un 33% por mezclas bituminosas agotadas y en el 67% restante por material granular, entrando dentro del huso establecido para el sueloceemento SC40 en el Pliego PG-3 del Ministerio de Fomento (MFOM, 2015).

En 2011 publica su trabajo, que tiene como principales objetivos:

1. Obtención de las resistencias a corto y largo plazo, a compresión, tracción indirecta y flexotracción, del material obtenido en el reciclado de la carretera.

2. Correlación entre estas y la resistencia a compresión a corto plazo al ser este el parámetro de control de calidad actualmente empleado en las obras.
3. Caracterización del comportamiento a fatiga del material y su comparación con las leyes de fatiga normalizadas empleadas para el suelocemento y la gravacemento.
4. Medición de los módulos de rigidez del material.
5. Definición de un catálogo de secciones de firmes reciclados.

2.9.3.1 Fabricación de probetas y ensayos realizados

Tras un estudio de dosificación se mezcla el material con un 3,5 % de cemento tipo ESP VI-1 32,5 N y un 7,61% de agua obteniendo una densidad máxima de 2,10 g/cm³.

Con esta dosificación se fabrican probetas cilíndricas de dimensiones Ø 15,24 cm x 17,78 cm y prismáticas de dimensiones 60 x 15 x 15 cm.

Las probetas cilíndricas se fabrican en 3 capas, compactándose cada capa con martillo Kango durante 15 segundos a su máxima frecuencia (1.950 rpm). En total se fabrican 60 probetas cilíndricas que se emplean para la realización de distintos ensayos:

- 15 en pruebas de dosificación
- 17 en ensayos de resistencia a compresión
- 10 en ensayos de resistencia a tracción indirecta
- 18 para obtener el módulo de elasticidad

Las probetas prismáticas se fabrican en 2 capas compactándose en una mesa de vibrocompactación, cada capa, durante 15 segundos. Con objeto de no superarse el plazo de trabajabilidad de la mezcla, se opta por fabricar únicamente dos probetas de cada amasada. En total se fabrican 106 probetas prismáticas que se emplean para la realización de distintos ensayos:

- 14 en pruebas de dosificación
- 37 en ensayos estáticos de resistencia a flexotracción
- 55 en ensayos dinámicos de rotura a fatiga

Las mitades resultantes de los ensayos estáticos y dinámicos son posteriormente ensayadas a compresión y tracción indirecta.

2.9.3.2 Resultados

La Tabla 2-49 recoge los resultados medios obtenidos de resistencia a compresión y tracción indirecta y los de incrementos de estas con la edad para las probetas cilíndricas ensayadas,

pudiendo verse representados en la Figura 2-28. En ambos casos han establecido relaciones estadísticamente significativas con la densidad.

Tabla 2-49. Resistencias a compresión y tracción indirecta en probeta cilíndrica (MPa) (Díaz, 2011a).

EDAD	7 días	28 días	90 días	Δ 7-28 días	Δ 28-90 días	Δ 7-90 días
R _c	2,62	3,17	3,96	20,99%	24,92%	52,15%
T _i	0,19	0,26	0,39	36,84%	50,00%	105,26%

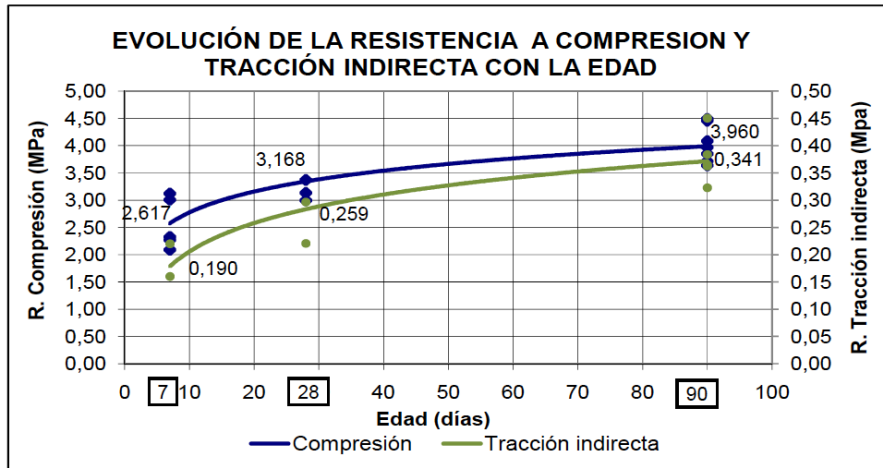


Figura 2-28. Evolución de los valores medios de R_c y R_{TI} (Díaz, 2011a).

En la Figura 2-28 puede verse como en ambos casos las resistencias tienden a estabilizarse con el paso del tiempo.

La Tabla 2-50 recoge los resultados medios obtenidos de resistencia a flexotracción sobre probetas prismáticas, los resultados de compresión y tracción indirecta obtenidos sobre los semiprismas resultantes y los incrementos de estas con la edad para las probetas ensayadas, pudiendo verse representados en las Figura 2-29 y Figura 2-30. En ambos casos han establecido relaciones estadísticamente significativas con la densidad.

Tabla 2-50. R_f, R_c y R_{TI} en probeta prismáticas (MPa) (Díaz, 2011a).

EDAD	7 días	28 días	90 días	Largo Plazo	Δ 7-28 días	Δ 28-90 días	Δ 7-90 días	Δ 7 -Largo Plazo
R _f	0,452	0,535	0,693	--	18,36%	29,16%	52,88%	--
R _c	2,351	3,309	3,735	4,807	40,75%	12,87%	58,87%	104,47%
T _i	0,252	0,315	0,437	--	25,00%	38,73%	73,41%	--

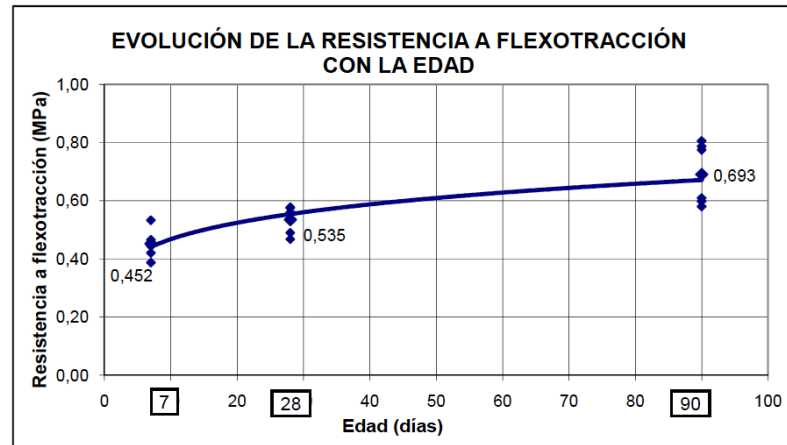


Figura 2-29. Evolución de la R_f con la edad de las probetas prismáticas (Díaz, 2011 a).

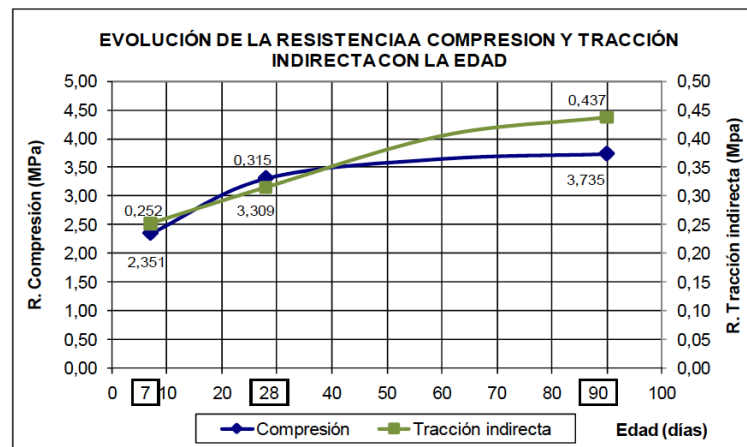


Figura 2-30. Evolución de la R_c y R_{Ti} de los semiprismas (Díaz, 2011 a).

En la Figura 2-30 puede verse como la estabilización de la resistencia a compresión con el paso del tiempo es mayor a la estabilización de la resistencia a tracción indirecta.

Para la realización de los ensayos de fatiga que simularán el comportamiento de la capa de material reciclado durante la vida en servicio del firme se establecen tres grupos de carga en los que se ensayan:

- 6 probetas en el grupo G1: carga máx - mín = 50 - 25% de la tensión rotura.
- 19 probetas en el grupo G2: carga máx - mín = 65 - 30% de la tensión rotura.
- 31 probetas en el grupo G3: carga máx - mín = 80 - 40% de la tensión rotura.

La determinación de la carga máxima se realiza atendiendo a los siguientes criterios en función de la fecha de fabricación de las probetas:

- probetas fabricadas con anterioridad a 2009, se considera una resistencia a flexotracción de 0,69 MPa (valor medio obtenido a 90 días).
- probetas fabricadas a partir de 2009, el valor a introducir deja de ser constante utilizándose el valor de resistencia a flexotracción obtenido por la probeta gemela (o la resistencia a flexotracción esperada en el caso de que se pudiera ensayar una probeta gemela).

Producida la rotura, cada uno de los semiprismas resultantes se ensayan uno a compresión y el otro a tracción indirecta. Con los valores obtenidos en cada ensayo se estima la resistencia a flexotracción que realmente tendría la probeta ensayada para poder representar modelos de comportamiento corregidos.

La Tabla 2-51 recoge las distintas leyes de fatigas obtenidas en función del tratamiento dado a los resultados.

Tabla 2-51. Leyes de fatiga para el material reciclado (Díaz, 2011a).

FORMA DE OBTENER LA LEY DE FATIGA	PENDIENTE "a"
Ensayos de fatiga probetas prismáticas	0,05931144
Ensayos de fatiga probetas prismáticas con valores corregidos	0,05775497
Resistencia a flexotracción estimada a partir de la compresión por relación lineal	0,06016425
Resistencia a flexotracción estimada a partir de la compresión por relación doble inversa	0,06029670
Resistencia a flexotracción estimada a partir de la compresión por relación doble inversa corregida	0,05668549
Resistencia a flexotracción estimada a partir de la tracción indirecta por relación lineal	0,04961921
Resistencia a flexotracción estimada a partir de la tracción indirecta con valores corregidos	0,04947855

Finalmente se toma como pendiente de la ley de fatiga la obtenida directamente a partir del ensayo de fatiga con valores corregidos comprobando que su valor coincide con la media de las pendientes calculadas en el resto de los casos. Su representación y comparación con otras leyes de fatiga de materiales recogidas en la norma 6.1-IC (MFOM, 2003b) pueden verse en la Figura 2-31.

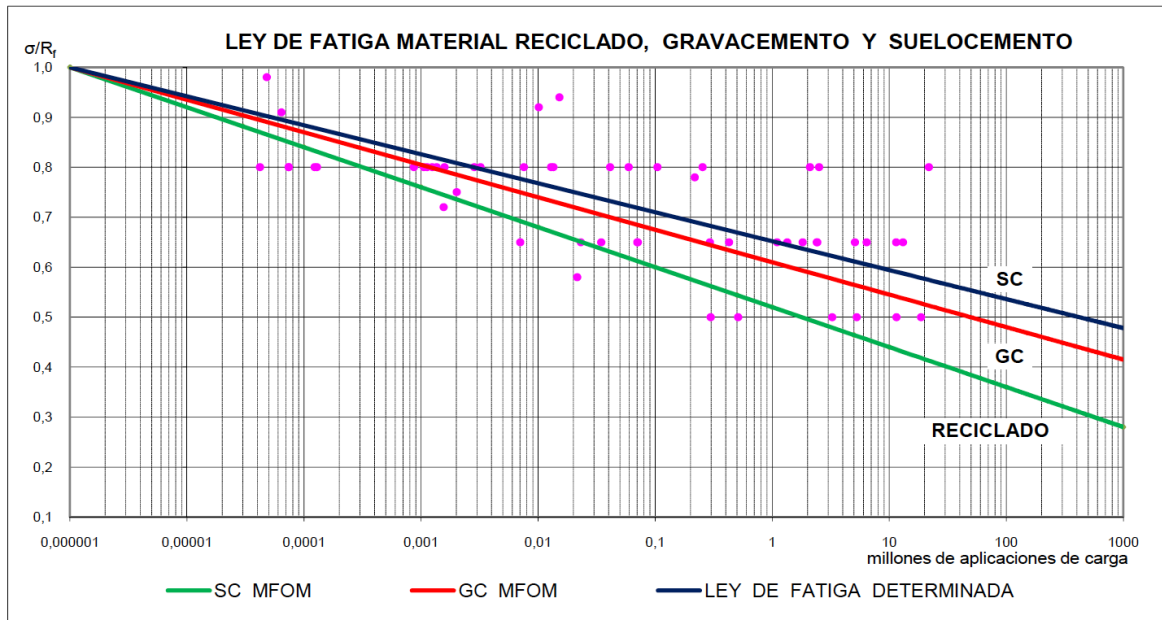


Figura 2-31. Ley de fatiga del material reciclado frente a la de SC y GC (Díaz, 2011a).

2.9.3.3 Conclusiones

La heterogeneidad del material requiere una dotación de cemento mínima, superior al 3% en masa, que asegure el cumplimiento de las resistencias exigidas durante la ejecución de la obra.

Además, se recomienda ser generosos en la dosificación y no acudir a una dotación mínima puesto que las dotaciones muy estrictas suelen generar, a posteriori, problemas de más costosa resolución.

Los resultados de los valores de resistencia obtenidos para los distintos ensayos (objetivo 1) se recogen en la Tabla 2-52, entendiéndose por largo plazo edades comprendidas entre 90 y 435 días.

Tabla 2-52. Valores de resistencia para firmes reciclados (Díaz, 2011a).

ENSAYO	TIPO PROBETA	7 días	28 días	90 días	LARGO PLAZO
FLEXOTRACCIÓN [MPa]	Prismática	0,45	0,53	0,69	0,53-0,69 (muy variable)
COMPRESIÓN [MPa]	Cilíndrica	2,62	3,17	3,96	
COMPRESIÓN [MPa]	Semiprismática	2,35	3,31	3,73	4,81
TRACCIÓN INDIRECTA [MPa]	Cilíndrica	0,19	0,26	0,39	
TRACCIÓN INDIRECTA [MPa]	Semiprismática	0,25	0,31	0,44	0,33-0,48 (muy variable)

Las correlaciones entre resistencias referenciadas a la resistencia a compresión a corto plazo (objetivo 2), como orden de magnitud, se presentan en la Tabla 2-53.

Tabla 2-53. Correlación de resistencias frente a $R_{C,7d}$ (Díaz, 2011a).

ENSAYO	RELACIÓN ENTRE CORTO Y LARGO PLAZO	RELACIÓN ENTRE LARGO PLAZO Y LA $R_{C,7d}$
COMPRESIÓN	$R_{C,90d} = 1,5 R_{C,7d}$	$R_{C,LP} = 1,8 R_{C,7d}$ (puede llegar a 2)
TRACCIÓN INDIRECTA	$R_{ti,90d} = 2 R_{ti,7d}$	$R_{ti,90d} = 0,1 R_{C,90d} = 0,15 R_{C,7d}$
FLEXOTRACCIÓN	$R_{f,90d} = 2 R_{f,7d}$	$R_{f,LP} = 0,2 R_{C,7d} + 0,17$

Sin embargo, para la estimación de la resistencia a flexotracción a largo plazo recomiendan el empleo de la formulación expuesta en la ecuación [2-35]:

$$R_{f,LP} = \frac{1}{0,442802 + \frac{2,822844}{R_{C,7d}}} \quad [2-35]$$

La expresión de la ley de fatiga para el reciclado con cemento (objetivo 3) se recoge en la ecuación [2-36]:

$$\frac{\sigma}{R_f} = 1 - 0,058 \cdot \log N \quad [2-36]$$

siendo,

R_f resistencia a flexotracción a largo plazo del material, en MPa.

σ tensión a flexotracción que provoca la rotura, en MPa.

N número de aplicaciones de carga.

El estudio concluye argumentando que el comportamiento de los firmes reciclados resulta mejor frente a los suelocementos o gravacimientos como consecuencia de la menor pendiente de la ley de fatiga y el menor valor del módulo presentado. Esta afirmación la fundamentan en la mayor deformación elástica recuperable obtenida como consecuencia del conjunto de finos que forman el mortero bituminoso. Sin embargo, al tratarse de un material compuesto por cemento, también es susceptible de sufrir una reducción en la vida útil del firme si se disminuye el espesor de la capa como consecuencia del incremento de la relación de σ / R_f .

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y OBJETIVOS

3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y OBJETIVOS

3.1 Planteamiento del problema

El diseño de firmes se realiza de acuerdo a modelos analíticos en los que el parámetro crítico a la hora de establecer el espesor de la capa de suelocemento es su comportamiento frente a la fatiga en flexotracción.

Como puede verse en el apartado 2.9 Investigaciones Previas, las leyes de fatiga que se emplean para el suelocemento en España son el resultado de la experiencia combinada con los ensayos realizados en otros países como Francia, no habiéndose realizado hasta la fecha estudios de laboratorio detallados que permitan su obtención.

Kraemer and Albelda (2004) realizaron una evaluación de las secciones de firme españolas advirtiendo de un posible sobre/infra dimensionamiento de algunas de ellas. En su investigación constatan la falta de consenso en la adopción de una ley de fatiga que caracterice con representatividad su comportamiento, recomendando la realización de investigaciones encaminadas a mejorar su conocimiento.

Las leyes de fatiga empleadas, que derivan en el agotamiento estructural de la capa, son función de la tensión por tracción horizontal producida por la carga frente a la resistencia a flexotracción que produce la rotura. De manera general, a esta se le suele suponer un valor constante de 0,9 MPa en función de un estudio realizado por el CEDEX (IECA-CEDEX, 2003), en el que se especifica que las relaciones obtenidas entre resistencia a compresión y resistencia a flexotracción se tengan en cuenta tan sólo como orden de magnitud. Por ello, algunas normativas regionales para el diseño de firmes suelen aplicarle un coeficiente de seguridad a

dicho valor de resistencia a flexotracción en función de la tipología de tráfico que se supone va a circular por la vía en diseño.

Estudios más recientes a nivel internacional han obtenido correlaciones entre la resistencia a compresión y la resistencia a flexotracción para el sueloceemento a la vez que han establecido nuevas leyes de fatiga para denotar su comportamiento durante la vida en servicio del firme. Sin embargo, además de concluir que el número de experimentos realizado resulta escaso para corroborar la solución propuesta, la naturaleza del material empleado y sus características mecánicas distan mucho de las que se pueden encontrar en los suelos en España, por lo que sus resultados en principio serían difícilmente extrapolables.

Sin embargo, no se tiene constancia de que se haya establecido previamente una relación entre la resistencia a compresión a corto plazo (la empleada para la validación de la fórmula de trabajo) y la resistencia a flexotracción que permita, a edades tempranas, predecir el comportamiento del firme durante su vida útil proporcionando, en su caso, una herramienta útil para la adopción de medidas correctoras (como pudiera ser el incremento de espesor de la mezcla bituminosa) antes de proceder al extendido del resto de las capas que conforman el firme.

Finalmente, destacar la investigación de Díaz (2011a) que aun definiendo unos objetivos y un programa de trabajo muy próximo a lo propuesto en esta Tesis, el material empleado presenta mezcla bituminosa en su composición que le confiere cierta elasticidad, haciendo que su comportamiento tampoco puede considerarse extrapolable al caso a estudio.

Por tanto, esta Tesis doctoral pretende dar respuestas a esa incertidumbre que gira en torno al sueloceemento.

3.2 Objetivos

El objetivo general de esta investigación consiste en optimizar el dimensionamiento de los firmes semirrígidos que presentan como subbase una capa de sueloceemento, mediante la aportación de una solución más refinada del modelo de comportamiento a fatiga, permitiendo a 7 días corroborar o modificar las propuestas del catálogo de secciones tipo recogido en la norma 6.1-IC de la instrucción de carreteras (MFOM, 2003b) en función de las características reales del sueloceemento ejecutado.

Para dar respuesta a este objetivo general, los objetivos perseguidos en esta tesis serán:

- 1.- Identificar el suelo de préstamo objeto a estudio mediante la realización de ensayos granulométricos, ensayos para la determinación del índice de plasticidad a través de los límites

de Atterberg, ensayos para la determinación del contenido en compuestos totales de azufre y sulfatos solubles y ensayos para la determinación del contenido en materia orgánica.

2.- Establecer la relación óptima de agua - densidad seca máxima - cemento que garantice una resistencia a compresión mínima de 2,5 MPa a 7 días, a partir de la realización de ensayos Proctor Modificado sobre distintas mezclas de suelo con porcentajes de cemento variables entre el 3 y el 5 % en masa y porcentajes de humedad variables entre el 4 y el 8% sobre probetas cilíndricas.

3.- Determinar la energía de compactación necesaria que garantice alcanzar un grado de compactación, tanto en probetas cilíndricas como en probetas prismáticas, del 98% del valor de densidad seca máxima obtenida en ensayo Proctor Modificado.

4.- Establecer las variaciones en el grado de compactación y resistencia a compresión a 7 días a fin de evaluar el comportamiento de la mezcla frente a estados de evaporación de agua o absorción de humedad higroscópica que pudieran suceder tanto en la fabricación de probetas en laboratorio como en la puesta en obra *in situ*.

5.- Demostrar que, pese a la heterogeneidad del material, las probetas constituidas en una misma amasada presentan similar comportamiento, pudiendo, de esta manera, realizar ensayos diferentes a cada una de las probetas correlacionando los resultados obtenidos.

6.- Obtener una relación entre la resistencia a compresión y la resistencia a flexotracción a largo plazo del material ensayado que sirva para la estimación de esta última mediante ensayos de sencilla ejecución.

7.- Desarrollar un modelo para la predicción del comportamiento en rotura a flexotracción bajo la acción de cargas cíclicas.

8.- Determinar el proceso de evolución de resistencia a compresión de tal manera que sea posible la estimación de la resistencia a flexotracción a largo plazo, y por ende su comportamiento a fatiga en flexotracción, a partir de ensayos de resistencia a compresión realizados a corto plazo.

9.- Realizar un diseño analítico del firme mediante los nuevos parámetros críticos establecidos y compararlo con las secciones empleadas actualmente para determinar la posibilidad de optimización de estas.

METODOLOGÍA EXPERIMENTAL
PLANIFICACIÓN
Y MEDIOS EMPLEADOS

4 METODOLOGÍA EXPERIMENTAL, PLANIFICACIÓN Y MEDIOS EMPLEADOS

4.1 Metodología Experimental

La metodología propuesta consiste en realizar, inicialmente, una serie de ensayos de identificación con objeto de conocer las características del suelo de préstamo. Estos ensayos serán ensayos granulométricos (AENOR, 1995a), ensayos para la determinación del índice de plasticidad a través de los límites de Atterberg (AENOR, 1994; AENOR, 1993a), ensayos para la determinación del contenido en compuestos totales de azufre y sulfatos solubles (AENOR, 1996), y ensayos para la determinación del contenido en materia orgánica (AENOR, 1993b).

Conocida la calidad del suelo, será necesario establecer la relación óptima de agua-cemento que garantice una resistencia mínima a compresión de 2,5 MPa a 7 días considerando las dispersiones que pueden darse en la obra (MFOM, 2015). Esta se determinará mediante un estudio de dosificación sobre probetas cilíndricas a partir de un ensayo Proctor Modificado de 5 puntos (AENOR, 2011b) con una mezcla de suelo y porcentajes de humedad variables, a los que inicialmente no se le añadirá diferentes porcentajes de cemento puesto que el resultado tendrá una incidencia reducida sobre el resultado obtenido en densidad máxima.

Establecida la relación densidad seca máxima - humedad óptima, se procederá a determinar la energía de compactación necesaria que garantice la resistencia exigida del 98 % de la densidad máxima seca y la mínima cantidad de cemento que garantice la resistencia mínima a compresión establecida a 7 días. Los ensayos necesarios para la determinación de la energía de compactación que garanticen dicha densidad, se realizarán tanto en probetas cilíndricas como

en probetas prismáticas. Los ensayos necesarios para la determinación del porcentaje de cemento se realizarán únicamente sobre probetas cilíndricas, debido a su facilidad de fabricación, a las que se les añaden distintas cantidades de cemento, comprendidas entre el 3 y el 5 % en masa. Una vez determinada la fórmula de trabajo, se volverán a realizar ensayos Proctor Modificado para estos porcentajes de cemento comprobando que no exista gran dispersión entre los resultados de densidad máxima seca - humedad óptima obtenidos para las probetas de suelo fabricadas con y sin adición de cemento, estableciendo en este punto los valores finales de densidad máxima seca - humedad óptima.

Posteriormente, se realizará un estudio de sensibilidad que establezca las variaciones en el grado de compactación y resistencia a compresión a 7 días sobre la fórmula de trabajo, para determinar el comportamiento de la mezcla frente a estados de evaporación de agua o absorción de humedad higroscópica que pudieran suceder tanto en la fabricación de probetas en laboratorio como en el proceso constructivo *in situ*.

Con objeto de poder realizar distintos ensayos a probetas prismáticas fabricadas en la misma amasada, será necesario ratificar la hipótesis de partida según la cual las probetas de la misma amasada presentan similar comportamiento. Dada la heterogeneidad del material, se establecerá la densidad de compactación como parámetro de control para erigir dicha similitud. Se desechará cualquier pareja de probetas cuya diferencia entre el porcentaje de compactación obtenido, respecto a la densidad máxima según el ensayo Proctor modificado, sea superior al 5% presuponiendo que, en ese caso, el comportamiento no será semejante. La comprobación de esta hipótesis de partida se realizará mediante un "estudio de gemelas" que permitirá ver la dispersión de resultados obtenidos en los ensayos de resistencia a flexotracción con dos rodillos de carga según UNE-EN 12390-5 (AENOR, 2009c) realizados a parejas de probetas prismáticas. Una vez realizado el ensayo de flexotracción sobre una probeta prismática, esta queda dividida en dos semiprismas denominados "A" y "B" sobre los que se realizarán, a su vez, ensayos de compresión según NLT-350/90 (CEDEX, 1990a). Los resultados de estos ensayos de compresión sobre las semiprobetas, junto con los resultados que inicialmente se obtengan de resistencia a flexotracción de cada probeta, permitirán establecer una primera aproximación de la relación existente entre ambas resistencias a largo plazo (90 días).

Comprobada la hipótesis de partida, se procederá a realizar el "estudio de la resistencia a flexotracción" a partir del cual se obtendrá la modelización definitiva de la relación entre la resistencia a flexotracción y la resistencia a compresión. Para ello, de cada amasada se obtendrán dos probetas. A la primera se le denominará probeta impar y a la segunda se le denominará probeta par. La probeta impar se ensayará a rotura en flexotracción mientras que la probeta par se ensayará a rotura en fatiga a flexotracción. En ambos casos, puesto que las

probetas estarán agotadas, se separarán los semiprismas resultantes y se ensayarán a compresión. De esta manera, a partir de los valores de resistencia a compresión y resistencia a flexotracción obtenidos para la probeta impar, se establecerá el modelo matemático que permita su correlación.

En el caso de la probeta par, los resultados de resistencia a compresión obtenidos para los semiprismas resultantes permitirán, mediante el modelo matemático anterior, estimar la resistencia a flexotracción que presentaba realmente la probeta par a largo plazo. Este valor, junto con el número de ciclos soportados antes de agotarse, posibilitará el desarrollo de un modelo para la predicción del comportamiento en rotura a flexotracción bajo la acción de cargas cíclicas.

Teniendo en cuenta que para la validación del material se exige que este presente una resistencia a compresión a 7 días de 2,5 MPa (MFOM, 2015), y puesto que en este punto ya serán conocidos tanto el comportamiento en fatiga a flexotracción del material como la relación resistencia a flexotracción - resistencia a compresión a largo plazo, parece razonable pensar que el siguiente paso sea establecer el proceso evolutivo de ganancia de resistencia a compresión. De esta manera, sería posible la estimación de la resistencia a flexotracción a largo plazo, y por ende su comportamiento a fatiga en flexotracción, a partir de ensayos de resistencia a compresión realizados a corto plazo, permitiendo así la ejecución de medidas correctoras en caso de que el valor de vida útil obtenido no alcanzase el valor proyectado.

Finalmente, se realizará un diseño del firme mediante la aplicación de métodos analíticos comparándolo con las secciones empleadas actualmente para determinar la posibilidad de optimización de la sección empleada. Para ello se empleará la herramienta informática multicapa WinDepav 2.0 en la que se definen las capas constituyentes del firme a partir de sus parámetros característicos y espesores. Este software proporciona los valores de deformación, tensión radial y vertical que la carga tipo genera en cada una de las capas, obteniendo los parámetros críticos que determinarán el modelo de respuesta.

Todas las probetas que se fabriquen para la realización de los distintos ensayos se almacenarán en cámara húmeda a 20 ° C y un 95% de humedad. Permanecerán en esta hasta al menos dos horas antes de la realización del ensayo, momento en el que se sacarán al exterior para eliminar la humedad superficial almacenada.

Las probetas se desmoldarán a la edad de 1 día. En el caso particular de las probetas prismáticas, como consecuencia de su esbeltez, éstas conservarán la base del molde durante seis días más para evitar posibles roturas por flexión a edades tempranas.

4.2 Plan de trabajos

Para la puesta en práctica de la metodología experimental es necesario generar las probetas sobre las que poder practicar los ensayos expuestos. A continuación se presenta un listado con el número y tipología de probetas a fabricar a fin de alcanzar los distintos objetivos propuestos.

- Para el estudio de la dosificación
 - 5 probetas cilíndricas de dimensiones $\varnothing 15 \times 18$ cm para la determinación de la densidad máxima y humedad óptima del suelo.
 - 3 probetas de dimensiones $\varnothing 15 \times 18$ cm para la determinación de la energía de compactación para probetas cilíndricas (EC15, EC17, EC20).
 - 3 probetas cilíndricas de dimensiones $\varnothing 15 \times 18$ cm para la evaluación de la resistencia a compresión a 7 días, en una mezcla formada a partir de un suelo con un 3% de cemento en masa (ED1.1, ED1.2, ED1.3).
 - 3 probetas cilíndricas de dimensiones $\varnothing 15 \times 18$ cm para la evaluación de la resistencia a compresión a 7 días, en una mezcla formada a partir de un suelo con un 4% de cemento en masa (ED2.1, ED2.2, ED2.3).
 - 3 probetas cilíndricas de dimensiones $\varnothing 15 \times 18$ cm para la evaluación de la resistencia a compresión a 7 días, en una mezcla formada a partir de un suelo con un 5% de cemento en masa (ED3.1, ED3.2, ED3.3).
 - 3 probetas cilíndricas de dimensiones $\varnothing 15 \times 18$ cm para la evaluación de la resistencia a compresión a 7 días, en una mezcla formada a partir de un suelo con un 3,5% de cemento en masa (ED4.1, ED4.2, ED4.3).
 - 4 probetas cilíndricas de dimensiones $\varnothing 15 \times 18$ cm, para la determinación de la densidad máxima y humedad óptima en una mezcla de suelo con un 3% de cemento en masa.
 - 4 probetas cilíndricas de dimensiones $\varnothing 15 \times 18$ cm, para la determinación de la densidad máxima y humedad óptima en una mezcla de suelo con un 4% de cemento en masa.
 - 4 probetas cilíndricas de dimensiones $\varnothing 15 \times 18$ cm, para la determinación de la densidad máxima y humedad óptima en una mezcla de suelo con un 5% de cemento en masa.
 - 4 probetas cilíndricas de dimensiones $\varnothing 15 \times 18$ cm, para la determinación de la densidad máxima y humedad óptima en una mezcla de suelo con un 3,5% de cemento en masa.
 - 22 probetas prismáticas de dimensiones $15 \times 15 \times 60$ cm, para la determinación de la energía de compactación sobre probetas prismáticas (ECP1-ECP14 y EP1-EP8).

- Para el estudio de sensibilidad al agua
 - 3 probetas cilíndricas de dimensiones $\varnothing 15 \times 18$ cm, de un suelo con un 3,5% de cemento en masa y una humedad del 5% (ESA1.1, ESA1.2, ESA1.3).
 - 3 probetas cilíndricas de dimensiones $\varnothing 15 \times 18$ cm, de un suelo con un 3,5% de cemento en masa y una humedad del 6% (ESA2.1, ESA2.2, ESA2.3).
 - 3 probetas cilíndricas de dimensiones $\varnothing 15 \times 18$ cm, de un suelo con un 3,5% de cemento en masa y una humedad del 7% (ESA3.1, ESA3.2, ESA3.3).
 - 3 probetas cilíndricas de dimensiones $\varnothing 15 \times 18$ cm, de un suelo con un 3,5% de cemento en masa y una humedad del 8% (ESA4.1, ESA4.2, ESA4.3).

- Para el estudio de gemelas
 - 20 probetas prismáticas de dimensiones 15 x 15 x 60 cm, a partir de una mezcla de suelo con un porcentaje de cemento del 3,5% en masa y una humedad del 7% (EG1- EG20).

- Para el estudio de la resistencia a flexotracción
 - 45 probetas prismáticas de dimensiones 15 x 15 x 60 cm, a partir de una mezcla de suelo con un porcentaje de cemento del 3,5% en masa y una humedad del 7%. Constituyen las probetas impares generadas en las 45 amasadas realizadas (FT1.1 - FT20.3).

- Para el estudio de la resistencia a fatiga en flexotracción
 - 45 probetas prismáticas de dimensiones 15 x 15 x 60 cm, a partir de una mezcla de suelo con un porcentaje de cemento del 3,5% en masa y una humedad del 7%. Constituyen las probetas pares generadas en las 45 amasadas realizadas (FT1.2 - FT20.4).

- Para el estudio de la evolución de resistencias
 - 10 probetas semiprismáticas de sección cuadrada 15 x 15 cm, a partir de una mezcla de suelo con un porcentaje de cemento del 3,5% en masa y una humedad del 7% (EERP1 - EERP10).
 - 30 probetas cilíndricas de dimensiones $\varnothing 15 \times 18$ cm, a partir de una mezcla de suelo con un porcentaje de cemento del 3,5% en masa y una humedad del 7% (EERC1.1 - EERC10.3).

- 6 probetas cilíndricas de dimensiones $\varnothing 15 \times 18$ cm, a partir de una mezcla de suelo con un porcentaje de cemento del 3,5% en masa y una humedad del 7% (ME4 - ME9).
- Para el estudio del módulo elástico:
 - 3 probetas cilíndricas de dimensiones $\varnothing 15 \times 18$ cm, a partir de una mezcla de suelo con un porcentaje de cemento del 3,5% en masa y una humedad del 7% (ME1 - ME3).

A continuación se presenta un listado con el número y tipología de probetas a romper según el tipo de ensayo para cada estudio.

- Para el estudio de la dosificación:
 - 3 probetas cilíndricas de dimensiones $\varnothing 15 \times 18$ cm, para la evaluación de la resistencia a compresión a 7 días en una mezcla formada a partir de un suelo con un 3% de cemento en masa (ED1.1, ED1.2, ED1.3).
 - 3 probetas cilíndricas de dimensiones $\varnothing 15 \times 18$ cm, para la evaluación de la resistencia a compresión a 7 días en una mezcla formada a partir de un suelo con un 4% de cemento en masa (ED2.1, ED2.2, ED2.3).
 - 3 probetas cilíndricas de dimensiones $\varnothing 15 \times 18$ cm, para la evaluación de la resistencia a compresión a 7 días en una mezcla formada a partir de un suelo con un 5% de cemento en masa (ED3.1, ED3.2, ED3.3).
 - 3 probetas cilíndricas de dimensiones $\varnothing 15 \times 18$ cm, para la evaluación de la resistencia a compresión a 7 días en una mezcla formada a partir de un suelo con un 3,5% de cemento en masa (ED4.1, ED4.2, ED4.3).
 - 16 probetas semiprismáticas de sección cuadrada 15×15 cm, para la evaluación de la resistencia a compresión a 7 días en la determinación de la energía de compactación para probetas prismáticas (EP1A, EP1B - EP8A, EP8B).
- Para el estudio de sensibilidad al agua
 - 3 probetas cilíndricas de dimensiones $\varnothing 15 \times 18$ cm, para la evaluación de la resistencia a compresión a 7 días en una mezcla formada a partir de un suelo con un 3,5% de cemento en masa y una humedad del 5% (ESA1.1, ESA1.2, ESA1.3).
 - 3 probetas cilíndricas de dimensiones $\varnothing 15 \times 18$ cm, para la evaluación de la resistencia a compresión a 7 días en una mezcla formada a partir de un suelo con un 3,5% de cemento en masa y una humedad del 6% (ESA2.1, ESA2.2, ESA2.3).

- 3 probetas cilíndricas de dimensiones $\varnothing 15 \times 18$ cm, para la evaluación de la resistencia a compresión a 7 días en una mezcla formada a partir de un suelo con un 3,5% de cemento en masa y una humedad del 7% (ESA3.1, ESA3.2, ESA3.3).
- 3 probetas cilíndricas de dimensiones $\varnothing 15 \times 18$ cm, para la evaluación de la resistencia a compresión a 7 días en una mezcla formada a partir de un suelo con un 3,5% de cemento en masa y una humedad del 8% (ESA4.1, ESA4.2, ESA4.3).
- Para el estudio de gemelas
 - 20 Ensayos de Resistencia a flexotracción sobre probetas prismáticas de dimensiones $15 \times 15 \times 60$ cm, a partir de una mezcla de suelo con un porcentaje de cemento del 3,5% en masa y una humedad del 7% (EG1-EG20).
 - 40 Ensayos de Resistencia a compresión sobre los semiprismas de sección cuadrada 15×15 cm resultantes del ensayo anterior (EG1A, EG1B - EG20A, EG20B).
- Para el estudio de la resistencia a flexotracción
 - 45 Ensayos de Resistencia a flexotracción sobre probetas prismáticas de dimensiones $15 \times 15 \times 60$ cm, a partir de una mezcla de suelo con un porcentaje de cemento del 3,5% en masa y una humedad del 7%. Constituyen las probetas impares generadas en las 45 amasadas realizadas (FT1.1 - FT20.3).
 - 90 Ensayos de Resistencia a Compresión sobre los semiprismas de sección cuadrada 15×15 cm resultantes del ensayo anterior. (FT1.1A, FT1.1B - FT20.3A, FT20.3B).
- Para el estudio de la resistencia a fatiga en flexotracción
 - 45 Ensayos de Resistencia a flexotracción sobre probetas prismáticas de dimensiones $15 \times 15 \times 60$ cm, a partir de una mezcla de suelo con un porcentaje de cemento del 3,5% en masa y una humedad del 7%. Constituyen las probetas pares generadas en las 45 amasadas realizadas (FT1.2 - FT20.4)
 - 90 Ensayos de Resistencia a compresión sobre los semiprismas de sección cuadrada 15×15 cm resultantes del ensayo anterior. (FT1.2A, FT1.2B - FT20.4A, FT20.4B).

- Para el estudio de la evolución de resistencias
 - 10 ensayos a Compresión a 7 días sobre semiprobetas prismáticas de sección cuadrada 15 x 15 cm, a partir de una mezcla de suelo con un porcentaje de cemento del 3,5% en masa y una humedad del 7% (EERP1A - EERP10A).
 - 10 ensayos a Compresión a 90 días sobre semiprobetas prismáticas de sección cuadrada 15 x 15 cm, a partir de una mezcla de suelo con un porcentaje de cemento del 3,5% en masa y una humedad del 7% (EERP1B - EERP10B).
 - 10 ensayos a Compresión a 7 días sobre probetas cilíndricas de dimensiones Ø15 x 18 cm, a partir de una mezcla de suelo con un porcentaje de cemento del 3,5% en masa y una humedad del 7% (EERC1.1 - EERC10.1).
 - 10 ensayos a Compresión a 28 días sobre probetas cilíndricas de dimensiones Ø15 x 18 cm, a partir de una mezcla de suelo con un porcentaje de cemento del 3,5% en masa y una humedad del 7% (EERC1.2 - EERC10.2).
 - 10 ensayos a Compresión a 90 días sobre probetas cilíndricas de dimensiones Ø15 x 18 cm, a partir de una mezcla de suelo con un porcentaje de cemento del 3,5% en masa y una humedad del 7% (EERC1.3 - EERC10.3).
 - 6 ensayos a Compresión a 1100 días sobre probetas cilíndricas de dimensiones Ø15 x 18 cm, a partir de una mezcla de suelo con un porcentaje de cemento del 3,5% en masa y una humedad del 7% (ME4 - ME9).

- Para el estudio del módulo elástico
 - 3 ensayos para la determinación del módulo elástico a 1100 días sobre probetas cilíndricas de dimensiones Ø15 x 18 cm, a partir de una mezcla de suelo con un porcentaje de cemento del 3,5% en masa y una humedad del 7% (ME1 - ME3).

Así pues, la Tabla 4-1 recoge el número y tipo de probetas fabricadas así como el número de ensayos realizados.

Tabla 4-1. Tipología y número de probetas fabricadas y tipología y número de ensayos realizados.

	FABRICACIÓN			ENSAYOS			
	CILÍNDRICAS	PRISMÁTICAS	PROCTOR MODIFI.	COMPRESIÓN	FLEXOTRACCIÓN	FATIGA	MÓDULO
Estudio de dosificación	40	22	5	28	--	--	--
Estudio de sensibilidad	12	--	--	12	--	--	--
Estudio de gemelas	--	20	--	40	20	--	--
Estudio de flexotracción	--	45	--	90	45	--	--
Estudio de fatiga	--	45	--	90	--	45	--
Estudio de evolución de resistencias	30	10	--	50	--	--	--
Estudio del módulo	3	--	--	--	--	--	3

A fin de resaltar la envergadura de la investigación realizada, la Tabla 4-2 recoge la valoración económica de los trabajos de laboratorio llevados a cabo en base a los precios públicos establecidos por el CEDEX para la prestación de servicios (España, 2009).

Tabla 4-2. Valoración económica de la investigación realizada.

TIPO de ENSAYO	UNIDADES	€/ud	PARCIAL
Análisis granulométrico por tamizado	2	49,43	98,86
Determinación de los límites de Atterberg	2	77,99	155,98
Determinación cuantitativa del contenido de sulfatos solubles	1	41,07	41,07
Determinación del contenido de materia orgánica	2	35,42	70,84
Determinación del equivalente de arena	2	55,77	111,54
Ensayo de apisonado por el método de Proctor Modificado	5	104,24	521,20
Estudio de dosificación	2	140,00	280,00
Dosificación y fabricación de probetas cilíndricas	91	39,55	3.599,05
Refrentado de una probeta cilíndrica de hormigón con mortero de azufre	20	5,04	100,80
Dosificación y fabricación de probetas prismáticas	142	47,20	6702,40
Rotura a compresión de una probeta cúbica o cilíndrica, ya refrentada	310	18,56	5.753,60
Rotura a flexión de una probeta prismática	65	34,75	2.258,75
Sistema servoneumático de ensayo de fatiga a flexión en cuatro puntos	45 probetas que en total han supuesto 356 días de uso de la prensa	45,00	16.020,00
Ensayo de rotura a compresión, midiendo deformaciones longitudinales con bandas extensométricas, sin incluir tallado o refrentado	3	177,13	531,39
TOTAL			36.245,48
GASTOS GENERALES 22%			7.974,01
IVA 21%			9.286,09
TOTAL			53.505,58

Existen conceptos difíciles de cuantificar como el uso y desgaste de las instalaciones y equipos, consumos eléctricos derivados de manera indirecta como consecuencia de la realización del estudio, incompatibilidad de disfrute de equipos e instalaciones por parte de otros usuarios durante los periodos de trabajo en el laboratorio, etc. Por tanto, se ha incrementado la valoración un 22% en concepto de gastos generales obteniéndose así un valor total más próximo a la realidad.

4.3 Medios Empleados

A continuación se presentan los distintos medios empleados tanto materiales como equipos.

4.3.1 Materiales empleados

4.3.1.1 Suelo

Para la realización del estudio se emplean siete toneladas procedentes de un préstamo emplazado en Palencia, en el P.K. 16+400 de la carretera CL-627 Herrera de Pisuerga-Villadiego compuesto por una grava mixta con clastos silíceos y calcáreos. Este material se transporta al laboratorio de Grandes Estructuras de la Escuela Politécnica Superior de la Universidad de

Burgos. Allí se extiende para acelerar la pérdida de humedad y, una vez seco, se procede a su mezclado y homogeneización y posterior acopio en sacas de 1 m³.



Figura 4-1. Acopio del suelo empleado en el estudio en el exterior del laboratorio de la UBU.

4.3.1.2 Cemento

El cemento empleado es del tipo CEM IV B/V 32,5 N perteneciente a la fábrica de Hontoria del Grupo Cementos Portland Valderrivas S.A., ubicada en el término municipal de Venta de Baños (Palencia).

Se trata de un tipo de cemento puzolánico con bajo contenido en clinker y alto contenido de adiciones muy empleado en carreteras para la estabilización de suelos y formación de capas de sueloceemento.

Su ficha técnica, de acuerdo a la norma UNE-EN 197-1:2011 "Cemento Parte 1: Composición, especificaciones y criterios de conformidad de los cementos comunes" (AENOR, 2011a) se recoge en el Anejo A.- Características de los materiales empleados.

4.3.1.3 Agua

Para la realización del estudio se emplea agua potable procedente de la red de abastecimiento de la ciudad de Burgos, perfectamente válida para la constitución de un sueloceemento, cuyas características físico-químicas se muestran en el Anejo A.- Características de los materiales empleados.

4.3.1.4 Desencofrante

Para evitar el desprendimiento de material de las probetas como consecuencia de la retirada de los moldes se aplica sobre estos desencofrante BETTODMOLD H.

4.3.1.5 Refrentado

En los casos en los que no se alcance, de acuerdo a la tolerancia estipulada, la planeidad requerida por los ensayos de rotura a compresión y determinación de módulo de elasticidad, se procederá al refrentado de las probetas cilíndricas mediante azufre SULPHUR micronizado 98,5% de marca PETROQUISA.

4.3.2 Equipos

4.3.2.1 Estufa

El laboratorio de Infraestructuras de los transportes dispone de una estufa capaz de alcanzar los 300°C en la que poder desecar el material hasta alcanzar un peso constante garantizando la precisión de la humedad aportada en la fabricación de las probetas a lo largo del estudio.

4.3.2.2 Básculas

Para la determinación de los pesos tanto de elementos que requieren mayor precisión, como cemento o agua, como de elementos de peso como el suelo o los moldes, los laboratorios de Grandes Estructuras e Infraestructuras de los transportes disponen de dos tipos de básculas diferentes.

La Figura 4-2 muestra la báscula de precisión capaz de medir un peso máximo de 20 kg con una precisión de 1 gr. La Figura 4-2 muestra la báscula empleada para los elementos de mayor peso capaz de medir un peso máximo de 150 kg con una precisión de 20 gr.



Figura 4-2. Básculas empleadas en el estudio.

4.3.2.3 Moldes

Para la fabricación de las distintas probetas requeridas según los ensayos a realizar se dispone de 9 moldes cilíndricos de dimensiones 15,24 cm de diámetro y 17,78 cm de altura (en adelante Ø15 x 18 cm) y 20 moldes prismáticos de dimensiones interiores 15 x 15 x 60 cm. Ambas tipologías de moldes pueden verse en la Figura 4-3.



Figura 4-3. Moldes empleados en el estudio.

4.3.2.4 Amasadora

En la realización de las mezclas de suelocemento para la constitución de las probetas tanto cilíndricas como prismáticas se emplea la amasadora de eje vertical de 200 litros de capacidad de dimensiones 80 cm de diámetro y 40 cm de altura que puede verse en la Figura 4-4.



Figura 4-4. Amasadora.

4.3.2.5 Martillo vibrante Kango

Para el compactado de las probetas cilíndricas se emplea un martillo vibrante modelo Kango 900 que puede verse en la Figura 4-5, dotado de contrapeso y guías que permiten la automatización del proceso, y que presenta las siguientes características:

- Potencia absorbida: 1600 W
- Energía de impacto: 7 - 27 J
- N° de golpes bajo carga: 975 - 1950 rpm
- Peso con empuñadura auxiliar: 11,0 kg



Figura 4-5. Martillo vibrante Kango.

4.3.2.6 Dispositivo para el compactado de probetas prismáticas.

Para la compactación de las probetas prismáticas se emplea un dispositivo compuesto por una mesa vibrante, conectada a la corriente trifásica y que proporciona una frecuencia de vibración de 40 Hz o 2400 rpm.

4.3.2.7 Prensas

Para la realización de los ensayos estáticos según la metodología propuesta y de acuerdo a la norma UNE-EN 12390-4 (AENOR, 2001) se emplean una prensa para el establecimiento de la resistencia a la rotura a compresión (Modelo MEN 101/10 M4) y una prensa para el establecimiento de la resistencia a la rotura a flexotracción (Modelo MEN 101/SDC). Por otro lado, para la realización de los ensayos dinámicos se emplea una prensa dinámica MTS con estructura en pórtico montada sobre una bancada ranurada.

La Tabla 4-3 recoge las características de las prensas empleadas.

Tabla 4-3. Características técnicas de las prensas empleadas.

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS		
Modelo de prensa	MEM-101/10 M4	MEM-101/SDC
Tipo de ensayo	Compresión	Flexotracción
Capacidad (Rango)	100 KN	100 KN
Sentido de la fuerza	TRACC/COMP.	TRACC/COMP.
Variables de control	Fuerza y desplazamiento	Fuerza y desplazamiento
Carrera	500 mm	400 mm
Luz entre platos de compresión	1000 mm	>500 mm
Luz entre columnas	610	410 mm
Calibre de las columnas	60 mm	60 mm
Velocidad máxima en control por recorrido	60 mm/min	200 mm/min
Velocidad mínima en control por recorrido	0,003 mm/min	0,1 mm/min
Velocidad máxima en control por fuerza	1000 N/s	1000 N/s
Velocidad mínima en control por fuerza	0,1 N/s	0,1 N/s
Resolución de la medida de fuerza	1 N/s	1 N/s
Resolución de la medida de recorrido	0,001 mm	0,01 mm
Resolución de la velocidad en control por recorrido	0,001 mm/min	0,01 mm/min
Resolución de la velocidad en control por fuerza	0,1 N/s	0,1 N/s
Aceleración máxima	10-3 m/s	10-3 m/s
Clase de precisión de la medida de fuerza	0,50%	0,50%
Clase de precisión de la medida de recorrido	0,50%	0,50%
Estabilidad de la medida en función del tiempo	<0,5%/mes	<0,5%/mes
Estabilidad de la medida en función de la temperatura	<0,01 %/°C	<0,01 %/°C
Sistema de medida de fuerza	Célula de carga	Célula de carga
Dimensiones	1900x1500x500 mm	1900x1500x500 mm
Peso aproximado	550 kg	440 kg
Alimentación	220 V (2 fases)	220 V (2 fases) 380 V trifásica
Potencia máxima	1 KW	0,5KW
CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS PRENSA DINÁMICA MTS		
Actuador MTS 244.21 con LVDT interno	Ratio de fuerza = 50 KN	
	Desplazamiento = 150-250 mm	
	Recorrido máximo actuador = 777 a 1031 mm	
	Servoválvula presión y retorno = 252.2x (qt y 1)	
Célula de carga 661 Axial load Cells 661.20E-02	Capacidad = 50 KN	
	Diámetro = 61,25 mm	
	Rango temperaturas trabajo = -54°C a +93°C	
	Resistencia = 350 Ω	
	Repetibilidad = 0,03% escala total	
Deflexión en fuerza nominal = 0,05 mm		
Control Flextest GT		
Central hidráulica 5054-60 180 base		
Pórtico de reacción fabricado en el laboratorio de la Universidad de Burgos	Ancho = 1,75 m	
	Fondo = 1,00 m	
	Alto = 3,50 m	

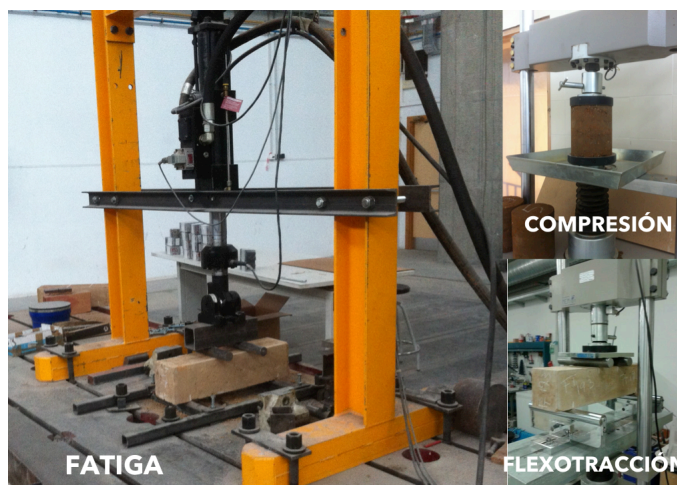


Figura 4-6. Prensas empleadas en el estudio.

4.3.2.8 Equipo Proctor modificado

Para la realización de los ensayos de compactación mediante el procedimiento Proctor modificado según UNE-EN 13286-2 (AENOR, 2011b), el laboratorio de Infraestructuras del transporte de la Universidad de Burgos dispone de moldes cilíndricos de dimensiones $\varnothing 15,24$ x 12,70 cm y 2318 cm³ de volumen a los que se les acopla un collarín de 5,08 cm de altura, así como la maza Proctor necesaria para el compactado de las probetas según la citada norma (ver Figura 4-7).



Figura 4-7. Equipo Proctor Modificado.

4.3.2.9 Cámara de curado

La norma UNE-EN 12390-2 (AENOR, 2009a) establece las condiciones de curado que han de mantener las probetas hasta la fecha de realización de los ensayos. La cámara de curado disponible en el laboratorio de Grandes Estructuras de la Universidad de Burgos permite almacenarlas a una temperatura de 20°C con una humedad superior al 95%. Esta cámara presenta unas dimensiones interiores de 3 x 2 m con cuatro bandejas en altura sobre las que se almacenan tanto las probetas prismáticas como las probetas cilíndricas.

4.3.2.10 Equipo de refrentado

En los casos en los que es necesario realizar un refrentado de las probetas se emplea el método del mortero de azufre descrito en la UNE-EN 12390-3 (AENOR, 2009b) mediante el empleo del calentador para la mezcla de azufre y el marco para el posicionamiento de las probetas cilíndricas de $\varnothing 15$ x 18 cm que se muestra en la Figura 4-8.



Figura 4-8. Equipo de refrentado.

4.3.2.11 Equipos complementarios

Además de los equipos mencionados anteriormente, es necesario el empleo de:

- Un dispositivo para la determinación del módulo de elasticidad para probetas cilíndricas.
- Dos equipos para el registro de las cargas y deformaciones generadas en la realización de los ensayos estáticos y dinámicos.
- Equipos para la realización de ensayos de identificación del suelo empleado (tamices, límites de Atterberg, contenido de materia orgánica y sales).
- Además de una serie de elementos auxiliares como paletas, espátulas, llanas, cronómetros, etc.

5 DESARROLLO METODOLÓGICO

El comportamiento de un suelocemento viene marcado por la naturaleza del suelo empleado y por el proceso de fabricación seguido. Por tanto, será necesario realizar una serie de ensayos de identificación que permitan clasificar el suelo de préstamo, así como la realización de distintos ensayos que permitan caracterizar su comportamiento con el paso del tiempo frente a distintas situaciones que se pudieran originar.

Resulta fundamental determinar el contenido óptimo de cemento, el porcentaje de humedad necesario a aportar durante la compactación y la densidad seca máxima alcanza en la misma, para establecer una mezcla resistente capaz de soportar las sollicitaciones que el tráfico rodado genere sobre esta capa del firme.

Por tanto, y siguiendo lo dispuesto en el apartado 4.1 Metodología Experimental es necesario:

- Establecer los diferentes ensayos a realizar y procedimiento a seguir en cada uno de ellos a fin de poder estandarizar los resultados obtenidos.
- Establecer la relación agua-cemento-energía de compactación a emplear pudiendo así extrapolar los resultados a distintas zonas en las que el suelo de préstamo pueda considerarse semejante.
- Establecer la posible influencia sobre los resultados que pudiera generar una variación del contenido de humedad de la mezcla.
- Establecer el comportamiento del suelocemento bajo la acción de las cargas del tráfico rodado.

Es por ello que este apartado recoge todo el desarrollo metodológico a realizar para la consecución de los objetivos a alcanzar.

5.1 Descripción de los ensayos realizados

5.1.1 Ensayos de identificación

5.1.1.1 Ensayo granulométrico

El análisis granulométrico, realizado según las especificaciones de la norma UNE-103101 (AENOR, 1995a), sirve para conocer el porcentaje de partículas de cada tamaño que están presentes en una porción de suelo. La clasificación de los distintos tamaños responde a la definida en la norma UNE-7050-2 (AENOR, 1997), en función de la apertura de los tamices empleados.

La muestra para el ensayo debe ser representativa del suelo al que pertenece. La cantidad empleada será mayor cuanto mayor sea el tamaño máximo de la partícula del suelo, oscilando entre 500 y 8000 g.

Esta muestra, una vez secada y determinada su masa, se pasa por los distintos tamices, comenzando por el de mayor apertura, y finalizando por el de 0,08 mm.

Se determina la masa retenida en cada tamiz, clasificando los resultados en tres bloques: los tamaños superiores a 20 mm; los comprendidos entre 2 y 20 mm y por último los menores a 2 y superiores a 0,08 mm.

La fracción retenida en cada uno de los tamices se lava, recogiendo el material que pasa y reservando el retenido. Ambas muestras se secan y se dejan enfriar hasta conseguir una masa constante. El material que se retiene se pasa por los tamices de la serie de tamaño superior, mientras que el que pasa se añade a la fracción que inicialmente había pasado.

En el caso de la fracción inferior a 2 mm, el procedimiento es el mismo, si bien el tamaño de las muestras se reduce a un máximo de 150 g. Para proceder al tamizado es necesario añadir una solución de hexametáfosfato sódico, dejar reposar 18 h, añadir agua destilada, agitar y finalmente pasar por el tamiz del 0,08 mm.

Los resultados de las cantidades retenidas en cada tamiz se anotan con la precisión requerida en cada caso según la norma. Se anotan los valores en unas tablas con formato preestablecido.

Con las operaciones y los coeficientes correctores descritos en la norma se obtienen los valores finales, que pasan a representarse gráficamente

5.1.1.2 Determinación de los límites de Atterberg

La norma UNE-103103 (AENOR, 1994) define el método a seguir para determinar el límite líquido de un determinado suelo.

El elemento fundamental para este ensayo es un instrumento denominado Aparato de Casagrande, compuesto por una cuchara de cobre, con un mecanismo que la hace golpear sobre una base dura de manera controlada. La norma define las características, materiales y dimensiones de todas las partes del aparato, así como del resto de utensilios necesarios.

La muestra de suelo para ensayar se obtiene de diferentes maneras en función del tipo de terreno: por secado y desmenuzado; en suelo natural, vía directa; y en suelo natural, vía indirecta. En el primer caso (cuando no se pueden separar a mano sus partículas) se seca el suelo y se pulveriza con una maza, por último, se amasa y se deja reposar; en el segundo (suelos con elevada presencia de limos o arcillas, en los que el secado puede alterar el límite líquido) se toma una porción de suelo y se amasa añadiendo agua destilada hasta homogeneizarla; en el tercer caso (suelos de grano fino con fracción importante de grano más grueso) se deberá añadir más cantidad de agua, dejándola sedimentar antes del secado.

Una vez preparada la muestra, se aplica sobre el fondo de la cuchara usando una espátula hasta conseguir una capa de 10 mm de espesor, evitando la formación de burbujas y dejando una superficie lisa. A continuación se hace un surco empleando para ello el acanalador de dimensiones normalizadas. Por último, se pone en marcha el aparato, que puede ser manual o automático, y que hará golpear la cuchara contra la base. Estos golpes provocan que el surco se cierre paulatinamente. Cuando el surco se haya cerrado en una longitud de al menos 13 mm, y si el número de golpes necesario está comprendido entre 15 y 35, se puede calcular la humedad de una muestra de entre 10 y 15 g tomados del borde del surco, siguiendo el procedimiento de la Norma UNE-103103 (AENOR, 1994).

Se repite el proceso cambiando la cantidad de agua añadida, hasta obtener dos resultados: uno de entre 25 y 15 golpes, y otro de entre 35 y 25. Cuanta más agua se añade, menos golpes se precisan, por lo que en función del primer resultado, así se deberá añadir más o menos agua para las siguientes pruebas.

En caso de no alcanzar nunca los 25 golpes, el suelo será no plástico sin necesidad de un nuevo ensayo.

Se representan en escala logarítmica los valores obtenidos: número de golpes y humedad de la muestra. Se traza una línea, cuya pendiente está definida por la norma, de modo que los puntos representados se sitúen a ambos lados de la misma y a la misma distancia. El punto de corte de

esta línea con la abscisa correspondiente a los 25 golpes, indica, en el eje de ordenadas, la humedad de la muestra que define el límite líquido de la misma.

La determinación del límite plástico se realiza en base a la norma UNE-103104 (AENOR, 1993a), y es un procedimiento mucho más sencillo.

Se necesita una muestra de unos 20 g de tamaño inferior a 400 μm . Se le añade agua destilada, se amasa y se divide en dos partes.

Se toma entre los dedos una parte de la muestra, se forma un cilindro y se hace rodar hasta que alcance un diámetro de 3 mm. Si no se rompe, se divide el cilindro en varios trozos, se amasan de nuevo y se repite la operación. Llegará un momento en el que el cilindro se rompa antes de llegar a los 3 mm de diámetro, momento el cual en el que se finaliza el ensayo. Se calcula la humedad de la muestra final según UNE-103103 (AENOR, 1994) y se repite el proceso con la segunda mitad de la muestra inicial.

El límite plástico es la humedad final obtenida una vez calculada la media aritmética de las dos muestras. El ensayo no será válido si uno de los resultados (que se expresa en tanto por ciento) varía en más de dos puntos respecto al otro.

5.1.1.3 Determinación de el equivalente de arena

El ensayo del equivalente de arena proporciona un índice indicativo de la proporción y características de los finos de un determinado suelo. Se ejecuta siguiendo la norma UNE-EN 933-8 (AENOR, 2012).

El concepto básico consiste en disponer la muestra de suelo en una probeta junto con una solución floculante, agitar para separar la arcilla de la arena, añadir más disolución y dejar reposar para que la arena sedimente. El equivalente de arena se obtiene como relación de la altura del sedimento respecto de la del material total.

5.1.1.4 Determinación del contenido de materia orgánica y sulfatos

El contenido de materia orgánica oxidable de un suelo se determina mediante el método del permanganato potásico definido según la norma UNE-103204 (AENOR, 1993b).

En primer lugar se deben preparar dos soluciones de permanganato potásico y de ácido oxálico siguiendo el procedimiento descrito paso a paso en la norma.

Se necesitan dos porciones de suelo de 0,25 g cada una, obtenidas después de pulverizar la muestra, secarla y enfriarla en desecador con cloruro cálcico. Todo el procedimiento se realizará

con ambas porciones, para obtener finalmente la media aritmética del resultado final de cada una.

Se lleva a ebullición el suelo con ácido sulfúrico y se añade ácido nítrico. Se le añade agua destilada hervida y una cantidad de la solución de permanganato potásico que dependerá del factor de normalidad de la misma (relación entre el oxalato y el permanganato empleados). Se vuelve a llevar a ebullición y se repite hasta que el permanganato añadido no se decolore. En este punto se añade la solución de ácido oxálico hasta que se pierda el color del permanganato y se enfría la muestra hasta 70 °C. Se vuelve a añadir permanganato potásico gota a gota hasta alcanzar de nuevo la coloración permanente y se anotan los centímetros cúbicos empleados (C).

El contenido de materia orgánica de cada porción es el producto de C por el factor de normalidad de la solución empleada, y por un coeficiente adimensional de 0,1032, todo ello dividido entre los gramos de la muestra ensayada.

El contenido de sulfatos solubles de un suelo se determina mediante el método definido en la norma UNE-103201 (AENOR, 1996).

El objetivo es disolver los sulfatos en agua y precipitarlos con solución de cloruro bórico.

La muestra para ensayo será de 10 g, obtenida a partir de un suelo que pase por tamiz 2,00 mm, y que se ha pulverizado hasta pasar por tamiz 0,40 mm y se ha secado en estufa. Los gruesos retenidos en el tamiz de 2,00 mm se deben triturar si se aprecia presencia de yeso.

Se mezcla la muestra con medio litro de agua destilada y se agita durante 45 minutos. Se extrae la mitad del líquido una vez haya clarificado. Se filtra lo restante y se lava el filtro sobre el mismo recipiente para añadirlo a lo filtrado, junto con 20 ml de ácido clorhídrico.

Se lleva a ebullición y se añade con pipeta cloruro bórico hasta que se detenga la precipitación. Se deja reposar a una temperatura inmediatamente inferior a la de ebullición.

Se vuelve a añadir cloruro bórico en gotas para comprobar que no precipita más, en cuyo caso se repetiría el proceso.

Se deja reposar y se extrae por filtrado la materia precipitada. Se coloca sobre crisol de porcelana y se calienta (horno eléctrico a 800 - 900 °C o mechero hasta el rojo). Por último se deja enfriar, se deseca y se pesa.

El resultado (% de SO_3) se obtiene al multiplicar la masa del precipitado por el coeficiente 0,34299 y dividirlo entre la masa del suelo analizado.

5.1.1.5 Ensayo de compactación

En general, todas las capas de una carretera han de compactarse hasta formar una capa resistente poco compresible, que proporcione la mayor densidad seca posible. Esta densidad seca máxima depende en gran medida de la humedad añadida a la mezcla.

La obtención de la humedad óptima que permita obtener la densidad seca máxima, para una energía de compactación de $2,632 \text{ J/cm}^3$, se lleva a cabo siguiendo las directrices de la norma UNE-EN 13286-2 (AENOR, 2011b).

Partiendo de una muestra seca de 35 kg de material que pase por el tamiz de 20 mm se practica un cuarteo hasta obtener porciones homogéneas de 5 kg cada una. En la Figura 5-1 se muestra una de esas porciones tamizada.



Figura 5-1. Porción de muestra tamizada para ensayo Proctor modificado.

Esas 5 porciones se emplean para obtener puntos de humedad comprendidos entre el 4% y 8%. A cada una de las porciones se le añade uno de los porcentajes de agua en peso establecido hasta que la mezcla quede completamente homogénea.

Se llena el molde específico, junto con el collarín necesario para la realización de este ensayo (Figura 5-2) con 5 capas iguales, compactando cada una de las capas con 60 golpes, de tal manera que tras el compactado de la última capa esta entre en el collarín superior aproximadamente 1 cm.

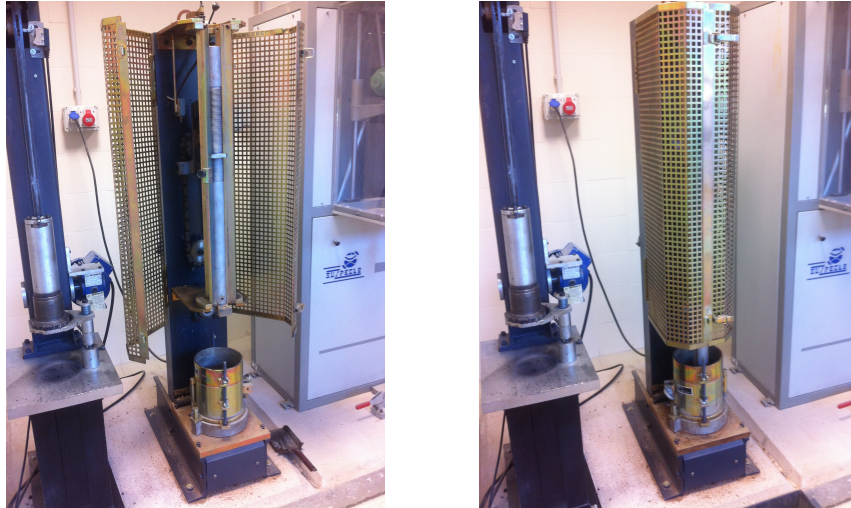


Figura 5-2. Dispositivo para la realización del ensayo Proctor modificado.

Se retira el collarín y se procede al enrase de la probeta con el borde del molde (ver Figura 5-3). Conocido el peso del molde y una vez anotado el peso de la mezcla de suelo más agua, se toma una muestra representativa de la parte central de la probeta superior a 100 g para determinar la humedad. Con objeto de mejorar la exactitud del ensayo se opta por desmenuzar completamente la probeta (ver Figura 5-3) e introducir la muestra húmeda en una estufa hasta obtener una pesada constante, permitiendo así obtener la humedad del punto estudiado y su densidad seca.



Figura 5-3. Enrase y desmenuce de probetas.

Mediante la representación gráfica de los distintos puntos se traza una curva suave que permite identificar el valor máximo de densidad seca así como la humedad óptima que permite su obtención.

5.1.2 Ensayos de caracterización

5.1.2.1 Determinación de tamaño de las probetas para la realización de ensayos

Para la consecución de los objetivos previstos en esta Tesis Doctoral será necesaria la fabricación de probetas para la realización de ensayos. Puesto que el material empleado está compuesto por árido, agua y cemento (parte de los componentes del hormigón), se seguirán las indicaciones dispuestas en la norma UNE-EN 12390-1 (AENOR, 2013) para el hormigón endurecido.

Las distintas formas de probetas que se pueden ensayar (cúbicas, cilíndricas y prismáticas) se recogen en la Figura 5-4.

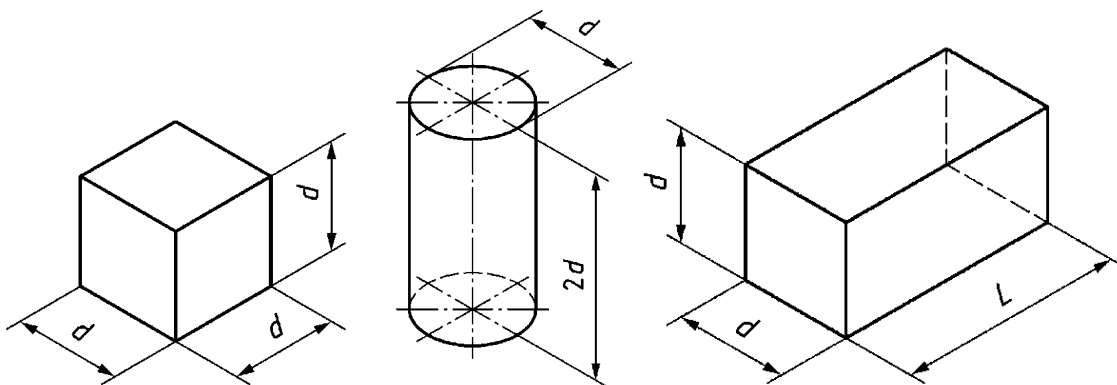


Figura 5-4. Formas de las probetas susceptibles de ensayo.

Para cada caso, la dimensión nominal "d" ha de tomarse como al menos tres veces y media el tamaño máximo del árido. Teniendo en cuenta que en el material a estudio dicho D_{max} es igual a 40 mm, se decide tomar como dimensión nominal "d" 15 cm.

En lo que respecta a la altura de las probetas cilíndricas, teniendo en cuenta que en el laboratorio sólo se dispone de moldes de 18 cm de altura se opta por obviar esta indicación puesto que la diferencia con la altura real de las probetas no tendrá incidencia en el resultado.

En el caso de las probetas prismáticas, es necesario adoptar una dimensión longitudinal para las mismas. La norma UNE-EN 12390-1 para el hormigón endurecido (AENOR, 2013) establece que esta debe considerarse como al menos tres veces y media la dimensión nominal "d". Puesto que en laboratorio se dispone de moldes prismáticos de dimensiones 15 x 15 x 60 cm, se opta por que sean estas las dimensiones finales de las probetas prismáticas.

Para garantizar una adecuada ejecución de los ensayos es necesario que las probetas presenten una correcta planicie de la cara sobre la que se aplica la carga, siendo la tolerancia de la misma de $0,0006d$ mm. En los casos en los que se supere esta tolerancia será necesario refrentar las

probetas. El refrentado podrá evitarse, en el caso de las probetas prismáticas, seleccionando como caras activas aquellas opuestas que hayan estado en contacto directo con el molde metálico empleado.

5.1.2.2 Ensayo de rotura a compresión

La norma que regula este ensayo es la UNE-EN 13286-41 (AENOR, 2003). El ensayo consiste en comprimir una probeta, mediante una prensa de rotura de probetas por compresión, registrando la evolución de la carga aplicada hasta producir la rotura. Este se realizará sobre probetas tanto cilíndricas como prismáticas.

Puesto que el material empleado es aquel que pasa por un tamiz de luz 40 mm, a tenor de lo dispuesto la norma UNE-EN 13286-41 (AENOR, 2003) se considera adecuado optar por probetas cilíndricas de 15 cm de diámetro.

Con objeto de que las probetas no pierdan humedad superficial antes de la rotura, esta deberá producirse en un periodo máximo de 3 horas desde la extracción de las probetas de la cámara húmeda. Aproximadamente una hora después de extraer las probetas de la cámara húmeda, se sitúan sobre el plato inferior de la prensa haciendo coincidir el eje de las probetas con el del plato. Se aproxima, de manera mecánica, el plato superior a la probeta y se acciona el mecanismo de carga.

En el caso de las probetas prismáticas, para asemejar su comportamiento a una probeta cúbica, se dispondrá una chapa auxiliar de 15 x 15 cm entre la cara inferior de la probeta prismática y el plato inferior y otra chapa de iguales dimensiones entre la cara superior y el plato superior. De esta manera es posible obtener una distribución de tensiones uniforme en un cubo de dimensiones 15 x 15 x 15 cm. Puesto que esta tipología de probetas se habrán ensayado previamente a flexión, se intentará situar la chapa auxiliar lo más alejada posible de la cara de fractura obtenida en el ensayo previo. De esta manera, se disminuye la posible repercusión generada por el bulbo de presiones originado en la fase de aplicación previa de carga.

La norma UNE-EN 13286-41 (AENOR, 2003) especifica que una vez que empieza a aplicarse la carga, la rotura debe producirse dentro de un periodo de tiempo comprendido entre los 30 y los 60 segundos. La norma NLT-305 (CEDEX, 1990a) consideraba una velocidad de carga comprendida en el intervalo $0,1 \pm 0,1$ MPa/s. Por tanto, puesto que dicha velocidad de carga producirá la rotura en el intervalo marcado por la norma UNE-EN 13286-41 (AENOR, 2003), se opta por emplear esta última velocidad para los ensayos de resistencia a la rotura por compresión tanto de las probetas cilíndricas como de las probetas prismáticas.

Puesto que la prensa empleada sólo admite velocidades en KN/s, es preciso realizar la conversión de la unidad de medida en función de la superficie de aplicación de la carga. Un

círculo de diámetro 15 cm en el caso de las probetas cilíndricas y un cuadrado de 15 cm en el caso de las prismáticas. La Tabla 5-1 recoge las velocidades de carga a emplear en el ensayo de rotura a compresión tanto para las probetas cilíndricas como para las prismáticas.

Tabla 5-1. Velocidad de aplicación de carga en ensayo de compresión (AENOR, 2003).

TIPO PROBETA	LONGITUD [mm]	DIÁMETRO [mm]	VELOCIDAD [MPa/s]	VELOCIDAD [N/s]
CILÍNDRICA	180	150	0,1	1767
PRISMÁTICA	150	150	0,1	2250

Para evitar el desmoronamiento de las probetas, se programa la rotura para que se detenga al registrarse una caída de la tensión del 5%.

Una vez realizado el ensayo, es posible exportar los resultados obtenidos de la aplicación de cargas mediante la prensa a una hoja de cálculo y poder así obtener el valor de la resistencia a compresión mediante la aplicación de la siguiente ecuación [5-1]:

$$R_c = \frac{F}{A_c} \quad [5-1]$$

siendo,

R_c la resistencia a compresión, en MPa.

F carga máxima de rotura, en N.

A_c área transversal de la probeta sobre la que se aplica la carga.

Las Figura 5-5 y Figura 5-6 muestran la posición de colocación de las probetas tanto cilíndricas como prismáticas en la prensa, así como su aspecto tras la rotura.



Figura 5-5. Colocación y rotura de probetas cilíndricas ensayo compresión.

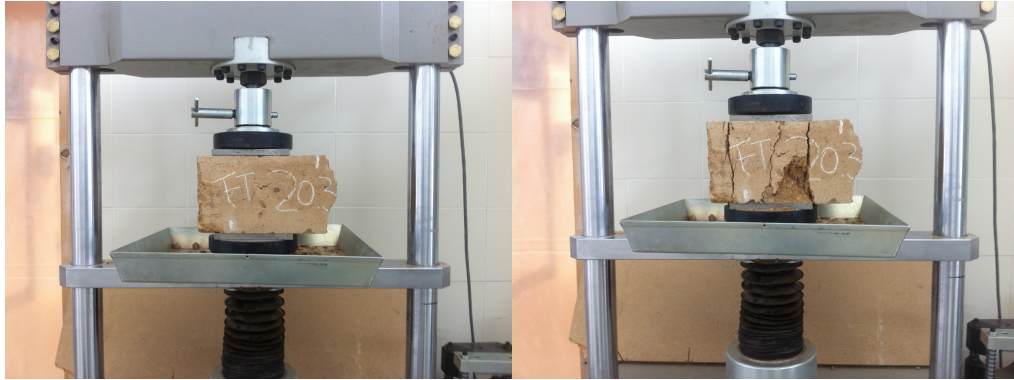


Figura 5-6. Colocación y rotura de probetas prismáticas ensayo compresión.

5.1.2.3 Ensayo de rotura a flexotracción

El ensayo consiste en determinar la resistencia a flexión presentada por una probeta prismática, mediante la aplicación de una carga en unos rodillos superiores e inferiores que la someterán a un momento flector.

El equipo empleado registra la evolución de la carga aplicada hasta la rotura que se produce en la cara inferior de la probeta como consecuencia de la tracción experimentada. El procedimiento a seguir se recoge en la norma UNE-EN 12390-5 "Ensayos de hormigón endurecido, parte 5: Resistencia a flexión de probetas" (AENOR, 2009c).

El dispositivo de aplicación de carga cuenta en su base con dos rodillos soporte (rodillos inferiores) sobre los que se apoya la probeta prismática. Dichos rodillos son de acero, presentan una sección circular de 40 mm y, teniendo en cuenta que la distancia entre los mismos ha de ser igual a tres veces la dimensión "d" (AENOR, 2009c), se encuentran separados una distancia de 45 cm.

En cuanto a la colocación de los rodillos de carga (rodillos superiores), la norma permite colocar un único rodillo en la sección central o disponer de dos rodillos centrados respecto a los rodillos inferiores y con una separación "d" entre ellos. En ambos casos, los rodillos a disponer tendrán las mismas dimensiones que los rodillos inferiores. Con objeto de que la rotura se produzca en una sección en la que se pueda considerar el momento flector constante, se opta por la realización del ensayo mediante la disposición de dos rodillos superiores. De esta manera, se garantiza que la rotura se produce por la pérdida de resistencia a tracción de la sección más débil dentro de un cubo de dimensiones 15 x 15 x 15 cm. La mayor parte de las investigaciones revisadas han utilizado una prueba de flexión de cuatro puntos (Galloway and Raithby, 1973; Koliyas and Williams, 1978; Otte, 1978; Austroads, 2008a; Arnold et al., 2011; Díaz, 2011a).

La Figura 5-7 recoge la disposición de cargas seleccionada para la realización del ensayo.

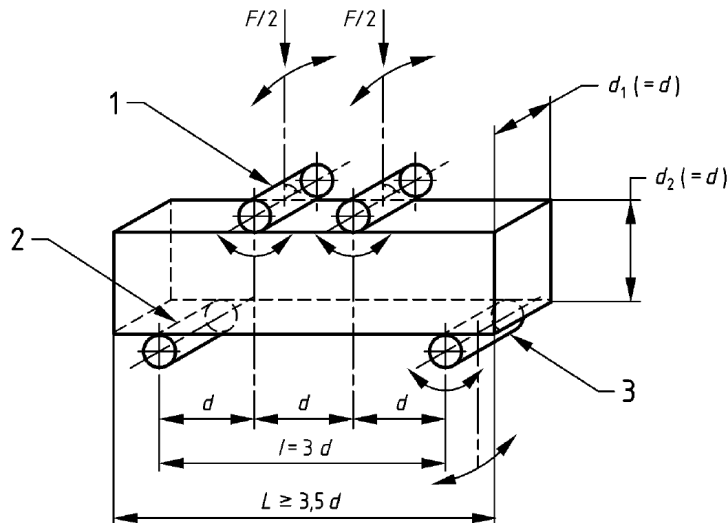


Figura 5-7. Ensayo de flexotracción mediante dos puntos de carga (AENOR, 2009c).

Para garantizar un reparto de cargas uniforme a los rodillos superiores se dispone de una placa metálica.

La velocidad de carga se establece mediante la ecuación [5-2]

$$R = \frac{s \cdot d_1 \cdot d_2^2}{l} \quad [5-2]$$

siendo,

R incremento de carga requerido, en N/s.

s incremento de tensión, en MPa/s .

d_1 y d_2 dimensiones laterales de la probeta, en mm.

l distancia entre los rodillos inferiores, en mm.

La norma UNE-EN 12390-5 (AENOR, 2009c) permite seleccionar un incremento de tensión constante dentro del rango de 0,04 - 0,06 MPa/s. Con objeto de evitar el desmoronamiento de la probeta, se opta por adoptar un incremento de tensión de 0,04 MPa/s, que garantiza la carga de la manera más lenta posible, a la vez que se programa la parada cuando se perciba una caída de tensión del 5%. Por tanto, se establece así un incremento de carga requerido de 0,3 KN/s.

Como consecuencia de la parada programada de la fase de carga, la rotura sólo es perceptible por la presencia de una fisura en la cara inferior de la probeta. Por tanto, la división de los dos semiprismas que conforman la probeta se ha de realizar de manera manual.

La Figura 5-8 muestra la colocación de la probeta para la realización del ensayo así como su aspecto tras la rotura.



Figura 5-8. Colocación y rotura de probetas ensayo flexotracción.

El valor de la resistencia a flexión se obtiene mediante la ecuación [5-3] (AENOR, 2009c):

$$f_{cf} = \frac{F_{max} \cdot l}{d_1 \cdot d_2} \quad [5-3]$$

siendo,

f_{cf} la resistencia a flexión, en MPa.

F_{max} la carga máxima de rotura, en N.

l la distancia entre los rodillos soportes, en mm.

d_1 y d_2 las dimensiones laterales de la probeta, en mm.

El valor de la resistencia a flexotracción se muestra con una aproximación de 0,1 MPa.

5.1.2.4 Ensayo de rotura a fatiga en flexotracción

El ensayo consiste en determinar la rotura en flexotracción presentada por una probeta prismática, no como consecuencia de alcanzar su valor máximo de resistencia sino como consecuencia del agotamiento sufrido tras la constante carga-descarga de la misma.

El procedimiento seguido es similar al del ensayo de rotura a flexotracción con la salvedad de que, en esta ocasión, la aplicación de carga no sigue un crecimiento lineal sino que se le hace fluctuar en torno a unos límites máximos y mínimos preestablecidos.

El equipo empleado, en este caso, está compuesto por un pórtico metálico al que se encuentra acoplado un actuador dinámico unido a un ordenador encargado de aplicar la carga. El equipo registra la evolución de la aplicación de la carga, en este caso sinusoidal, cuya amplitud queda definida por los extremos del intervalo de carga seleccionado.

La disposición de la probeta para el ensayo y los puntos de aplicación de carga son semejantes a los del ensayo de rotura a flexotracción con la salvedad de que, en este caso, para la aplicación de carga uniforme no se dispone de una placa metálica sino que se disponen dos perfiles tipo UPN-80 soldados en cajón cerrado, asegurando un apoyo plano del actuador sobre los dos rodillos superiores de aplicación de la carga. Estos perfiles, al igual que en el ensayo de rotura a flexotracción, también se encuentran separados una distancia de 15 cm y se disponen centrados respecto a los dos rodillos inferiores que también se encuentran distanciados 45 cm. Todos los rodillos dispuestos en este ensayo tienen un diámetro de 40 mm.

El ensayo no se detiene hasta que se produce la rotura tras un número "N" de ciclos de carga aplicados, generando una fisura en la cara inferior de la probeta como consecuencia de la tracción experimentada, en base al porcentaje de carga máxima aplicada.

En el apartado 2.9 Investigaciones Previas, se expone que, tras una exposición elevada de ciclos, el material no sufría agotamiento por fatiga bajo la acción de cargas por debajo del 50% del valor de la resistencia a flexotracción (Shen and Mitchell, 1966; Otte, 1978; Austroads, 2008a). Scott (1974) proporciona un margen menos conservador corroborando esta afirmación para un valor del 60% de la resistencia a la flexión, mientras que Arnold et al. (2011) aportan un valor más conservador según el cual bajo la acción de cargas por debajo de 40% de la resistencia a la flexión, no se produciría el agotamiento por fatiga.

Por otro lado, Otte (1978) sugiere que a un nivel tan bajo como el 35% de la resistencia a la flexión pueden empezar a aparecer microfisuras, valor revisado por De Beer (1992) según el cual éstas comienzan a aparecer bajo la aplicación de cargas en tono al 22% de la resistencia a la flexión.

En cada grupo de carga se ha de establecer un porcentaje mínimo de aplicación de carga. En teoría podría establecerse ese valor como el de carga nula. Sin embargo, la aplicación de una carga nula en el caso del tráfico rodado por carretera es una hipótesis muy poco usual por lo que se considera para la fatiga del firme una descarga equivalente a aproximadamente el 50% del valor máximo de carga aplicada. Por tanto, los distintos grupos de carga empleados serán:

- Grupo 1º: carga máxima - mínima = 50% - 25% de la tensión de rotura
- Grupo 2º: carga máxima - mínima = 65% - 30% de la tensión de rotura
- Grupo 3º: carga máxima - mínima = 80% - 40% de la tensión de rotura

Los grupos 1º y 2º definirían los escalones de carga que en teoría englobarían el daño bajo o medio-bajo, mientras que el 3º grupo englobaría el escalón de alto daño. Por otro lado, los límites inferiores de los grupos 1º y 2º se encontrarían muy próximos a los límites establecidos de aparición de microfisuras. Estos grupos de carga fueron los empleados por Díaz (2011a) en

su investigación y se consideran apropiados para la obtención del objetivo perseguido a razón de 7 Hz. Este valor de frecuencia se asemeja al definido por el tráfico aunando un buen rendimiento y una correcta aplicación de cargas. Estudios anteriores (Díaz, 2011a) han comprobado que para la realización del ensayo con esta frecuencia los valores de carga de entrada introducidos son coincidentes con la respuesta obtenida garantizando el buen comportamiento del ensayo.

Por tanto, es necesario conocer el valor de la resistencia a flexotracción de la probeta para, así, concretar los porcentajes extremos (máximo y mínimo) de aplicación de la carga. Puesto que de una misma amasada se obtienen dos probetas prismáticas que, en principio, presentan similar comportamiento, se ensaya a flexotracción la probeta "impar" y el resultado obtenido se aceptará como valor de resistencia a flexotracción máximo de la probeta "par" que será la que se ensaye a fatiga en flexotracción determinado el número de ciclos soportado en el grupo de carga en el que se realice el ensayo.

No obstante, es necesario ratificar previamente esta hipótesis de similar comportamiento entre probetas de la misma amasada mediante la realización de un estudio de gemelas.

La Figura 5-9 muestra el posicionamiento y rotura de las probetas en el ensayo de fatiga en flexotracción.



Figura 5-9. Colocación y rotura de probetas ensayo fatiga en flexotracción.

5.1.2.5 Ensayo de determinación del módulo elástico

El ensayo permite la determinación del módulo de elasticidad estático o secante en compresión. Para ello, la probeta se somete a una compresión uniaxial registrándose la curva tensión-deformación según normas ASTM C469 Standard test method for static modulus of elasticity and Poisson's ratio of concrete in compression (ASTM, 2014), puesto que la norma española NLT-349 (CEDEX, 1990b) se emplea para la medida del módulo dinámico.

El módulo de elasticidad se determina por la pendiente de la recta secante que une el punto de σ (en kg/cm^2) correspondiente a una deformación unitaria ϵ de 0,00005 y el punto de σ igual al 40% de la tensión de rotura (en kg/cm^2) y su deformación unitaria ϵ correspondiente.

La prensa para la realización del ensayo debe poder aplicar la carga a una velocidad constante con un error máximo del 1%.

La medición de la tensión y deformación se realiza mediante la disposición de dos anillos que se colocan centrados verticalmente en la probeta. La presencia de dos barras separadoras permiten mantener constante la separación entre estos. Ambos anillos están dotados de 3 tornillos de punta que los sujetan a la probeta evitando deslizamientos. A su vez, los anillos disponen de unos elementos diametralmente opuestos que sujetan los dos transformadores diferenciales de variación lineal (LVDT según sus siglas en inglés) encargados de registrar las deformaciones longitudinales. Éstos pueden verse en la Figura 5-10. Estado de la probeta tras la realización del ensayo de módulo elástico.



Figura 5-10. Estado de la probeta tras la realización del ensayo de módulo elástico.

5.2 Estudio de la dosificación (Diseño de la mezcla)

La relación agua-densidad-cemento es determinante en el comportamiento final del sueloceemento, por lo que el correcto diseño de la mezcla resulta fundamental.

5.2.1 Determinación del contenido de Agua

Para cada suelo, existe un único contenido de agua asociado a una densidad seca máxima de la mezcla. Un exceso de agua redundaría en una reducción de resistencia.

Para la determinación del contenido de agua óptimo, se emplean 45 kg de suelo que se seca en estufa durante 24 horas para garantizar la pérdida completa de humedad. De este material se toman 5 muestras a las que se les añaden porcentajes de agua del 4, 5, 6, 7 y 8% respectivamente. Una vez realizada la mezcla para cada porcentaje de humedad, se procede a la realización del ensayo de compactación (Proctor modificado) de acuerdo al procedimiento

indicado en la norma UNE-EN 13286-2 (AENOR, 2011b) que simula, de manera parcial, el efecto de paso de rodillos vibratorios para la compactación en campo.

Los valores resultantes, para cada una de las cinco muestras ensayadas, permiten el trazado de una curva que indica, de manera aproximada, la densidad máxima alcanzable por el material y el contenido óptimo de agua que permite su obtención.

5.2.2 Determinación de la energía de compactación para probetas cilíndricas

La normativa vigente (MFOM, 2015) exige que, en las obras, la densidad sea no menor al 98% de la densidad máxima obtenida en el ensayo Proctor modificada. Para que los resultados obtenidos en laboratorio tengan correspondencia con los valores reales obtenidos en obra esta será la densidad exigible a las probetas fabricadas en laboratorio.

Por tanto, es necesario determinar la energía y el tiempo de compactado a proporcionar para alcanzar dicho valor. Para ello, se realiza una amasada con 25 kg de material de la que se fabrican 3 probetas cilíndricas de $\varnothing 15 \times 18$ cm. Cada probeta se forma mediante la aplicación de tres tongadas o capas con tiempos de vibrado constantes por tongada y probeta. La primera probeta constituida se vibra a la frecuencia máxima que proporciona el martillo Kango (1950 rpm, en posición G) durante 15 segundos por capa, la segunda durante 17 segundos por capa y la tercera durante 20 segundos por capa. Los valores resultantes de porcentaje de densidad obtenido para cada caso, permiten establecer el tiempo de compactado para fabricación de probetas cilíndricas.

5.2.3 Determinación del contenido de cemento

El cemento empleado para la fabricación de las probetas presenta un alto contenido en adiciones, por lo que el contenido óptimo de cemento para la fabricación de probetas será aquel que garantice una resistencia a compresión a 7 días de 2,1 MPa (MFOM, 2015; JCyL, 2006).

Debido a la mayor facilidad de fabricación de las probetas cilíndricas, los ensayos para la determinación del contenido de cemento se realizan sobre probetas de dimensiones $\varnothing 15 \times 18$ cm. Se realizan tres amasadas, de 25 kg de suelo cada una, con adiciones de cemento del 3%, 4% y 5% (en masa) respectivamente, pudiendo hacer una amasada final en el intervalo que se considere oportuno. El suelo empleado para la fabricación de cada amasada se seca durante 24 horas en estufa hasta conseguir una pesada constante en base a la pérdida total de humedad. A este se le añade el porcentaje en masa correspondiente y el porcentaje de agua determinado en apartado 5.2.1 Determinación del contenido de Agua. De cada amasada se fabrican tres

probetas que se constituyen, a su vez, en tres capas. Cada capa es compactada durante el tiempo determinado en el apartado 5.2.2 Determinación de la energía de compactación para probetas cilíndricas. Una vez ejecutadas las probetas, estas se introducen en la cámara de curado durante 7 días. Transcurridas las primeras 24 horas, se procede a su desmoldado y almacenamiento en el interior de la cámara de curado hasta la realización del ensayo de compresión. Los resultados obtenidos permiten establecer el mínimo contenido de cemento que asegure una resistencia a compresión a 7 días de 2,1 MPa (MFOM, 2015; JCyL, 2006).

5.2.4 Determinación de la energía de compactación para probetas prismáticas

Como ya se ha comentado en el Capítulo 2 ESTADO DEL ARTE, la dificultad para conseguir un compactado de calidad en probetas prismáticas hace que, salvo en el caso de estudios específicos, la resistencia a flexotracción se tome como un valor constante o se estime a partir de distintos ensayos indirectos (Kersten, 1961; IECA-CEDEX, 2003; Lim and Zollinger, 2003; Ismail et al., 2014).

El dispositivo empleado para la compactación de las probetas prismáticas empleadas en esta Tesis se desarrolló específicamente en la Universidad de Burgos (Vicente et al., 2014) para el compactado de las probetas prismáticas empleadas en la Tesis Doctoral titulada "El estudio del comportamiento de los firmes reciclados *in situ* con cemento" (Díaz, 2011a).

5.2.4.1 Dispositivo empleado en la compactación

El dispositivo empleado para la fabricación de las probetas prismáticas tiene la particularidad de permitir la variación de la cantidad de carga aplicada y el tiempo de aplicación de la misma (en función de la exigencia del material a empleado) hasta ajustarlos al requerimiento normativo vigente. En este caso se debe alcanzar el 98% de la densidad máxima obtenida mediante el ensayo Proctor modificado (MFOM, 2015).

Dicho dispositivo, que puede verse en la Figura 5-11, está compuesto por un soporte básico (llamado contrapeso) al que se pueden acoplar tantas chapas metálicas como sean necesarias a fin de alcanzar la condición anteriormente citada.

El confinamiento de las probetas se realiza mediante la disposición de un molde metálico prismático de dimensiones interiores 15 x 15 x 60 cm. A este se le acopla el encofrado lateral de otro molde de similares dimensiones, a modo de collarín, para servir de guiado al contrapeso en el compactado de la última capa de material dispuesto al conformar la probeta.

La base del molde prismático se une, mediante unas mordazas metálicas, a una mesa vibrante que suministra una vibración capaz de, junto con el contrapeso, compactar la probeta prismática.

El número de chapas a disponer en el contrapeso y el tiempo que ha de estar vibrando se determinan mediante el procedimiento que se describe a continuación.

5.2.4.2 Procedimiento a seguir para la fabricación de las probetas prismáticas

Para la fabricación de las probetas prismáticas se sigue el procedimiento descrito en el documento titulado Procedimiento y dispositivo para la compactación de probetas prismáticas para la caracterización de materiales granulares tratados con conglomerantes hidráulicos para su uso en carreteras (Vicente et al., 2014) compuesto por las siguientes 7 fases que hacen referencia a los elementos enumerados en la Figura 5-11:

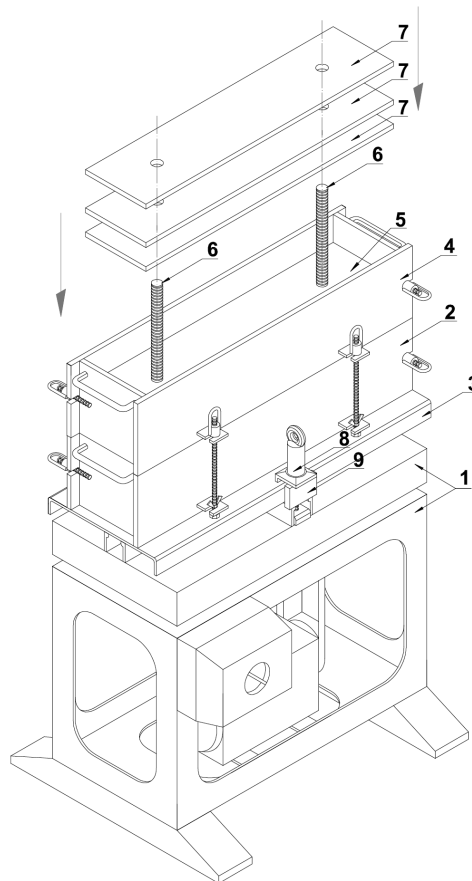


Figura 5-11. Dispositivo empleado para la fabricación de probetas prismáticas (Vicente et al., 2014).

- Fijación del conjunto: Para garantizar el vibrado de las probetas es necesario unir mediante mordazas (8) y rigidizadores (9), la base desmontable (3) del molde metálico (2), de dimensiones 15 x 15 x 60 cm, a la mesa vibrante (1). El guiado del contrapeso (5)

que acoge las chapas metálicas (7) especialmente en la última capa de vertido se realiza mediante la disposición de un collarín metálico (4).

- Preparado del molde, vertido de la primera capa de material y compactado de la misma: Para evitar la adherencia del material empleado al molde es necesario aplicar una solución desencofrante en las caras interiores del mismo. Puesto que el sueloceemento a constituir admite un tamaño máximo de árido de 4 cm, las probetas se realizan en dos o tres capas dependiendo de la necesidad de compactado del material. A continuación se vierte una primera capa de material y sobre esta se dispone el contrapeso compuesto por el soporte básico (5) y las barras corrugadas (6) que sirven de guiado a las chapas metálicas (7). Se acciona la mesa vibrante y se transmite la vibración durante 15 segundos.
- Vertido de la segunda capa y compactado de la misma: Una vez vibrada la primera capa, se extrae el contrapeso y se vierte una segunda capa sobre la primera ya compactada. Se vuelve a colocar el contrapeso sobre y se vibra esta segunda capa durante 15 segundos.
- Vertido de la tercera capa y compactado de la misma: En el caso de que el alcanzar la densidad de compactación requiera la disposición de una tercera capa de material, esta se dispondrá sobre las dos anteriores y se vibrará también durante 15 segundos.
- Extracción del contrapeso, desmontaje del collarín y acabado de la probeta: Tras el compactado de la última capa, se extrae el contrapeso, se desmonta el collarín metálico (4) y se retira el exceso de material alisando la superficie con una espátula.
- Liberación del molde de la mesa vibrante: Posteriormente se libera la base del molde (3) de las mordazas (8) y rigidizadores (9) liberando así el molde metálico (2) de la mesa vibrante (1).
- Determinación de la densidad seca de la probeta fabricada: A continuación se pesa el molde metálico (2) que contiene la mezcla húmeda compactada y se determina la densidad seca de la probeta.
- Validación de la densidad obtenida mediante la compactación y acabado: En el caso de que la densidad seca obtenida sea inferior al 98% de la máxima densidad seca obtenida mediante el ensayo Proctor modificado, la probeta obtenida se desecha y será necesario fabricar una nueva probeta, desde el paso 1, aumentando el peso del contrapeso mediante la adición de una nueva chapa, aumentando el tiempo de vibrado en 5 segundos o realizando estas dos actuaciones de manera simultanea.

Por tanto, se trata de un proceso iterativo en que se acabará determinando la configuración del número de capas necesarias para conformar la probeta además de establecer el número de chapas a disponer en el contrapeso y el tiempo que estas han de estar vibrando.

Finalmente, y una vez transcurridas 24 horas desde la fabricación de la probeta, se retira el encofrado perimetral del molde metálico dejando que la probeta descanse sobre la base metálica durante 7 días antes de retirar la base.

5.3 Estudio de sensibilidad

Fabricadas las probetas, es necesario realizar un estudio de sensibilidad que determine el comportamiento de la mezcla, en lo referente a densidad y resistencia a compresión a 7 días, frente a posibles variaciones en el contenido de humedad.

Para ello, se fabrican cuatro series de probetas con variaciones del 1% de humedad. Dos de ellas por el lado seco y las otras dos por el lado húmedo. De cada serie se elaboran tres probetas cilíndricas de dimensiones $\varnothing 15 \times 18$ cm.

Estas se ejecutan de acuerdo a los resultados obtenidos en el apartado 5.2.2 Determinación de la energía de compactación para probetas cilíndricas en lo referente al número de capas que constituyen la probeta y tiempo de vibrado de cada una de las mismas, y al apartado 5.2.3 Determinación del contenido de cemento en lo referente al contenido de cemento. Con respecto al porcentaje de humedad, se tomarán como valores de ensayo los dos valores enteros superiores y los dos valores enteros inferiores al valor resultante obtenido en el apartado 5.2.1 Determinación del contenido de Agua.

Las probetas resultantes se reservan durante 7 días en la cámara de curado, desmoldándose una vez transcurridas las primeras 24 horas. Estas se ensayan posteriormente a compresión siguiendo la prescripciones de las normas NLT-305 (CEDEX, 1990a) y UNE-EN 13286-41 (AENOR, 2003).

5.4 Estudio de gemelas

En las investigaciones previas analizadas, la resistencia a la fatiga en flexotracción de una probeta se determina a partir del valor de resistencia a flexotracción obtenido en el ensayo de una probeta con la que presenta relación.

Austroads (2008a) en su investigación fabrica probetas prismáticas de dimensiones 40 x 32 x 14,5 cm que dividen longitudinalmente mediante sierra de tal manera que una de las dos partes de la probeta se ensaya a flexotracción y la otra mitad a fatiga en flexotracción. Díaz (2011a), en su investigación fabrica dos probetas en cada amasada, ensayando una de las dos probetas a flexotracción y la otra a fatiga en flexotracción.

Con objeto de dar respuesta a uno de los objetivos de esta Tesis, se establece una hipótesis de partida según la cual las probetas que se fabrican a partir de una misma amasada presentan propiedades semejantes. Esta comprobación se realiza a partir de un "Estudio de gemelas".

Las propiedades a comparar para establecer la similitud de características son densidad de compactación, diferencia del grado de compactación con su homóloga, pérdida de peso experimentada respecto a la fabricación y valor de resistencia obtenido en el ensayo a flexotracción para cada pareja de probetas resultante.

Para este estudio, se realizan un total de diez amasadas obteniendo de cada una de ellas un total de dos probetas prismáticas de dimensiones 60 x 15 x 15 cm.

Sobre ambas probetas se realiza un ensayo de rotura a flexotracción con dos rodillos de carga (AENOR, 2009). Los semiprismas resultantes denominados "A" (el que presente menores dimensiones) y "B" (el que presente mayores dimensiones) se ensayan, a su vez, a compresión (CEDEX, 1990).

Se desecha cualquier pareja de probetas cuya diferencia entre el porcentaje de compactación obtenido, respecto a la densidad máxima según el ensayo Proctor modificado, sea superior al 5% presuponiendo que, en ese caso, el comportamiento no será semejante.

Los resultados de estos ensayos de compresión sobre las semiprobetas, junto con los resultados que inicialmente se obtengan de resistencia a flexotracción de cada probeta, permitirán establecer una primera aproximación de la relación existente entre ambas resistencias a largo plazo (90 días).

5.5 Estudio de la relación entre la resistencia a flexotracción y la resistencia a compresión

Este estudio, junto con los resultados obtenidos en el "estudio de gemelas", pretende establecer un modelo de relación entre la resistencia a flexotracción y la resistencia a compresión, comparando los resultados con los obtenidos por estudios anteriores (Arnold et al., 2011; Thompson, 1986; IECA-CEDEX, 2003; Díaz, 2011a).

Para ello se realizan un total de 45 amasadas. La primera probeta generada en cada amasada (probeta impar) se emplea para este estudio de relación de resistencias mientras que la segunda probeta generada (probeta par) se emplea para el "Estudio de la resistencia a fatiga en flexotracción".

Cada probeta impar se ensaya a flexotracción de acuerdo a lo expuesto en el apartado 5.1.2.3 Ensayo de rotura a flexotracción. Los 90 semiprismas resultantes, siendo "A" el que presente menores dimensiones y "B" el que presente mayores dimensiones para cada probeta, se ensayan a compresión de acuerdo a lo expuesto en el apartado 5.1.2.2 Ensayo de rotura a compresión.

Los resultados se representan en un gráfico de dispersión obteniendo la relación entre ambas resistencias a partir de un modelo de regresión lineal.

5.6 Estudio de la resistencia a fatiga en flexotracción

La tipología de cargas (de corta duración) a las que se ve sometido un firme durante su vida útil hacen que, irremediablemente, éste se agote como consecuencia del fenómeno de fatiga. El daño que estas cargas generan (pequeñas tensiones y deformaciones) se va acumulando, haciendo que el material pierda rigidez y favoreciendo la aparición de grietas que conllevan un agotamiento progresivo del material.

Tal y como se ha expuesto en el apartado 2.9 Investigaciones Previas, las leyes de fatiga que modelizan la respuesta reológica de los materiales tratados con cemento responden a la expresión [5-4]:

$$\frac{\sigma}{R_f} = 1 - a \cdot \log N \quad [5-4]$$

siendo,

σ la tensión introducida, en MPa.

R_f la resistencia a flexión, en MPa.

a el coeficiente de ajuste que depende del material.

N número de ciclos de carga que es capaz de soportar el material hasta su rotura.

La expresión [5-4] puede asemejarse a una recta de ecuación $A \cdot x + B \cdot y + C = 0$, a través de una transformación. Llamando "x" al logaritmo de las aplicaciones de carga resultantes e "y" a la relación entre la tensión aplicada y el valor de la resistencia a flexotracción, se obtiene que la recta que modeliza el comportamiento en fatiga de los materiales con cemento responde a la ecuación [5-5]:

$$a \cdot x + y - 1 = 0 \quad [5-5]$$

La pendiente "a" de este modelo de comportamiento se obtiene a partir del mejor ajuste estadístico sobre los resultados obtenidos en el ensayo en fatiga mediante el método de los

mínimos cuadrados. Para ello, se busca que la suma de la distancia de cada punto de la dispersión de resultados generada a la recta que modeliza el comportamiento sea mínima.

La distancia de un punto "P" cualquiera de coordenadas P_X y P_Y , a una recta "r" viene dada por la ecuación [5-6] (Merino González and Santos Aláez, 2006):

$$d(P, r) = \frac{|A \cdot P_X + B \cdot P_Y + C|}{\sqrt{(A^2 + B^2)}} \quad [5-6]$$

Para que el cálculo resulte más sencillo eliminando la raíz del denominador, habitualmente, se eleva al cuadrado la ecuación [5-6], obteniendo como función la expresión [5-7]:

$$d^2(P, r) = \frac{(A \cdot P_X + B \cdot P_Y + C)^2}{(A^2 + B^2)} \quad [5-7]$$

Esta función [5-7] tendrá un mínimo en aquel punto para el cual la primera derivada sea igual a cero y la segunda derivada sea mayor que cero.

Atendiendo a las propiedades de derivación en cuanto a sumas y cocientes (Larson et al., 2006), y teniendo en cuenta que para la ecuación [5-5] "A=a", "B=1" y "C=-1", la ecuación que va a permitir establecer la pendiente de la recta de modelización es la que se recoge en la expresión [5-8]:

$$\sum [a^2 \cdot (-P_X \cdot (P_Y - 1)) + a \cdot (P_X^2 - (P_Y - 1)^2) + P_X \cdot (P_Y - 1)] = 0 \quad [5-8]$$

siendo,

a la pendiente de la recta del modelo (variable incógnita a determinar).

P_X el valor del Log N de los ciclos soportados por las probetas a ensayo.

P_Y la relación entre la tensión aplicada y la resistencia a flexotracción de la probeta a ensayo.

Para la obtención de la expresión de modelización, se toma la segunda probeta generada (probeta par) en las 45 amasadas realizadas en el estudio de resistencia a flexotracción.

Cada probeta par se ensaya a fatiga en flexotracción con la misma disposición de cargas expuestas en el apartado 5.1.2.3 Ensayo de rotura a flexotracción. La carga aplicada, de tipo sinusoidal, oscila entre un porcentaje máximo y mínimo de tensión respecto al valor de resistencia a flexotracción obtenida para la probeta impar dividida en tres grupos:

- Grupo 1º: carga máxima - mínima = 50% - 25% de la tensión de rotura
- Grupo 2º: carga máxima - mínima = 65% - 30% de la tensión de rotura
- Grupo 3º: carga máxima - mínima = 80% - 40% de la tensión de rotura

Teniendo en cuenta que la frecuencia de aplicación de carga es muy baja para que no existan interferencias sobre la resistencia a fatiga presentada, se limitan el número de ensayos a realizar en grupos 1° y 2° puesto que el ensayo se dilata excesivamente en el tiempo. Por tanto, se realizan 4 ensayos en el grupo de carga 1°, 10 en el grupo de carga 2° y 31 en el grupo de carga 3°. De esta manera, se obtiene una nube de puntos en la dispersión resultante del ensayo suficientemente representativa como para poder modelizar el comportamiento a fatiga del suelocemento.

Cabe destacar que se le está presuponiendo a la probeta par un comportamiento semejante al presentado por la probeta impar de la misma amasada. Sin embargo, puede que en base a la heterogeneidad del material esta afirmación no sea siempre cierta. En tal caso, y en base a la relación de resistencia flexotracción-compresión obtenida en el apartado 5.5 Estudio de la relación entre la resistencia a flexotracción y la resistencia a compresión, se puede mejorar la modelización del comportamiento a partir de la estimación de la resistencia a flexotracción real de la probeta par ensayada.

Para ello, una vez agotadas las probetas a fatiga en flexotracción, estas se fragmentan en dos semiprismas. Los 90 semiprismas resultantes, siendo "A" el que presente menores dimensiones y "B" el que presente mayores dimensiones para cada probeta, se ensayan a compresión de acuerdo a lo expuesto en el apartado 5.1.2.2 Ensayo de rotura a compresión. Puesto que el resultado de resistencia a compresión puede diferir entre ambos semiprismas de una misma probeta, se toma como valor de resistencia a compresión el valor medio presentado por ambos. Éste permite obtener la estimación de la resistencia a flexotracción y, en base a esta, realizar una corrección respecto al porcentaje real σ/R_f introducido en la realización del ensayo.

Los resultados se muestran en un gráfico de dispersión representado en escala logarítmica obteniendo la relación entre el número de ciclos soportados y el grado de aplicación de carga a partir de un modelo de regresión lineal.

5.7 Estudio de la evolución de resistencias

Constatada la relación existente entre la resistencia a flexotracción (variable que determina la vida en servicio del firme) y la resistencia a compresión a largo plazo, y puesto que la normativa vigente (MFOM, 2015) exige a la capa de suelocemento una resistencia a compresión a 7 días de 2,5 MPa, se pretende estimar el valor de resistencia a flexotracción a largo plazo a partir de los valores de resistencia a compresión que se obtengan a corto plazo.

Para ello, es necesario establecer la relación existente entre la resistencia a compresión a corto plazo entre probetas cilíndricas (sobre las que se realiza el ensayo a 7 días) y probetas prismáticas (sobre las que se realizan los ensayos de flexotracción a largo plazo) para confirmar

la correspondencia inicial con independencia de la geometría. Posteriormente, es necesario establecer la relación existente respecto a la resistencia a compresión a largo plazo, entre probetas cilíndricas y prismáticas pudiendo, finalmente, correlacionar todos los resultados.

La Figura 5-12 muestra el esquema de los valores de resistencia a compresión que se pretende correlacionar en función del curado de las probetas.



Figura 5-12. Esquema del estudio de evolución de resistencias.

Por tanto, para la realización de este estudio se fabrican 10 amasadas. En cada una de estas amasadas se generan 3 probetas cilíndricas de dimensiones $\varnothing 15 \times 18$ cm que se ensayarán a compresión a 7, 28 y 90 días respectivamente y una probeta prismática de dimensiones $15 \times 15 \times 60$ cm. Con objeto de poder realizar ensayos en esta última a distintas edades de curado (7 y 90 días), la probeta se constituye inicialmente con los dos semiprismas separados evitando una posterior manipulación que pudiera generar tensiones.

Las siguientes figuras muestran el proceso de fabricación de las probetas prismáticas. Se dispone una lámina plástica en el fondo del molde prismático recubriendo una superficie superior a la mitad de la base del mismo (ver Figura 5-13), distribuyendo la primera capa de material de manera homogénea a ambos lados de la lámina plástica (ver Figura 5-14). La lámina sobrante se recoloca sobre una de las dos porciones (ver Figura 5-14) y se posiciona el soporte para aplicar la carga vibrante que compactará la capa (ver Figura 5-15). Transcurrido el tiempo de compactado, se retira el soporte vibrador y se eleva la lámina plástica para distribuir la segunda capa de material de manera homogénea a ambos lados de la misma (ver Figura 5-16).

El proceso se vuelve a repetir hasta conformar la probeta mediante tres capas perfectamente compactadas, comprobando que la densidad alcanza el 98% de la densidad Proctor.



Figura 5-13. Colocación de la lámina plástica.



Figura 5-14. Distribución del material 1ª capa.



Figura 5-15. Colocación del soporte.



Figura 5-16. Compactado 1ª capa.

En la Figura 5-17 se presentan las probetas que se generan de la misma amasada. Una vez transcurridas las primeras 24 horas en cámara húmeda, se procede al desmoldado de las mismas y su acopio hasta la fecha de realización del ensayo de compresión (AENOR, 2009b). A diferencia del desmoldado para el resto de estudios, en este caso, las probetas prismáticas se desmoldan completamente a las 24 horas pues las dimensiones de las semiprobetas permiten su acopio en vertical. La Figura 5-18 muestra el resultado una vez desmoldadas las probetas.

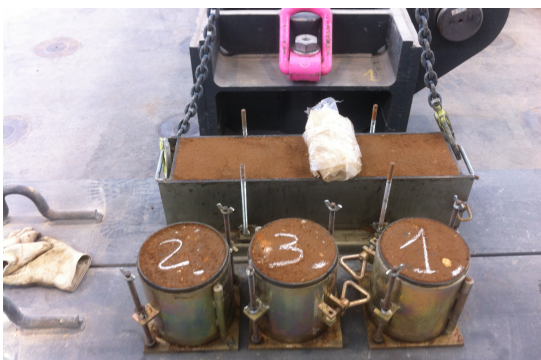


Figura 5-17. Probetas antes del desmoldado



Figura 5-18. Probetas tras el desmoldado

Para el desmoldado de las probetas prismáticas, se separa el encofrado lateral del molde dejando descansar la probeta sobre la base del mismo (ver Figura 5-19). La presencia de la lámina plástica evita la continuidad de material entre ambos extremos de la probeta por lo que es suficiente con deslizar hacia el exterior una de las dos porciones para obtener los dos semiprismas independientes. Para evitar dificultades durante el proceso de desacoplamiento, es importante mantener la lámina perfectamente tensa durante el proceso de fabricación previniendo la aparición de incrustaciones en la cara de contacto (ver Figura 5-20).



Figura 5-19. Proceso de desmoldado.



Figura 5-20. Proceso de desacoplamiento.

El ensayo a compresión de las probetas que se presentan en la Figura 5-17, permite correlacionar la resistencia a compresión a distintas edades de curado para distintas geometrías. De esta manera, se facilita la estimación del valor de resistencia a flexión a largo plazo del material, en función de los resultados obtenidos a compresión sobre probetas cilíndricas ensayadas a 7 días, permitiendo realizar medidas correctoras en caso de que el valor de vida en servicio estimado no sea el esperado.

5.8 Estudio del módulo elástico

Finalmente, para la realización de un dimensionamiento analítico que permita comprobar la diferencia entre las secciones actualmente empleadas y las secciones que se podrían adoptar a partir de los resultados de esta Tesis, es necesario adoptar un valor como módulo de elasticidad del suelo cemento empleado.

Como ya se ha expuesto en el apartado 2.9 Investigaciones Previas, el módulo de elasticidad ya ha sido estudiado con anterioridad, especialmente en el caso de suelos de Castilla y León, por lo que simplemente se realizan unos ensayos para la comprobación de su valor.

Para ello se fabricaron 3 probetas de dimensiones $\varnothing 15 \times 18$ cm, que se ensayan a muy largo plazo (3 años).

El módulo de elasticidad se obtiene mediante la ecuación [5-9] según la norma ASTM C469 (ASTM, 2014).

$$E = \frac{\sigma(\text{de } 40\% Q_{rotura}) - \sigma(\text{de } \varepsilon_{0,00005})}{\varepsilon(\text{de } 40\% Q_{rotura}) - 0,00005} \quad [5-9]$$

siendo,

$\sigma(\text{de } 40\% Q_{rotura})$	valor de tensión correspondiente al 40% de la carga máxima.
$\varepsilon(\text{de } 40\% Q_{rotura})$	valor de deformación correspondiente al 40% de la carga máxima.
$\sigma(\text{de } \varepsilon_{0,00005})$	valor de tensión correspondiente a una deformación de 0,00005

RESULTADOS Y ANÁLISIS DE DATOS

6 Resultados y análisis de los datos

Los distintos ensayos realizados al material y a las probetas obtenidas de acuerdo al capítulo 5, generan una serie de resultados a los que se les practica un análisis estadístico mediante el software STATGRAPHICS CENTURION XVI. Este análisis se realiza tanto a nivel de variable como a nivel de establecer la dependencia entre distintas variables determinando así distintos modelos de comportamiento.

Todas las variables empleadas son exclusivamente cuantitativas y continuas por lo que es posible su tratamiento matemático. Con objeto de sintetizar la información de la muestra permitiendo mejorar su conocimiento se emplean distintos tipos de medidas estadísticas para el análisis de cada variable:

- Medidas de tendencia central. Conforman los valores que proporcionan una representación del conjunto de resultados. Las medidas de tendencia central empleadas serán la media y la mediana.
- Medidas de dispersión. Puesto que las medidas de tendencia central aportan una representación de todos los valores de la muestra, estas siempre han de ir acompañadas de una medida de dispersión que establezca la representatividad de dicha medida. Las medidas de dispersión empleadas que acompañan a la media serán el rango, la varianza, la desviación típica y el error estándar. La medida de dispersión empleada que acompaña a la mediana es el rango intercuartílico.
- Medidas de simetría y apuntamiento o curtosis. Permiten realizar un análisis más completo de una distribución de una variable sin necesidad de realizar una representación gráfica.

A continuación se definen las distintas medidas enumeradas.

- Medidas de tendencia central:
 - La media es el valor promedio obtenido a partir de la suma de todos los valores presentados por la variable dividido entre el número total de resultados obtenidos.
 - La mediana es el valor presentado por la variable que, estando todos los resultados obtenidos ordenados de menor a mayor, adopta la posición central separando los resultados en dos grupos de igual número de valores.

- Medidas de dispersión:
 - El rango es el intervalo en que se engloban los resultados. Se determina a partir de la diferencia entre el mayor y el menor de los resultados observados.
 - La varianza es la media aritmética del cuadrado de las desviaciones de los resultados respecto a la media aritmética de una distribución estadística.
 - La desviación estándar es la raíz cuadrada de la varianza y proporciona una idea sobre la variabilidad de los resultados obtenidos.
 - El error estándar es la dispersión que tendría la media aritmética de una serie de resultados si se continuara obteniendo más resultados proporcionando una idea sobre la precisión de la media.
 - Rango intercuartílico es el intervalo en el que se engloban el 50% central de los resultados observados. Se determina a partir de la diferencia entre el tercer y primer cuartil.

- Medidas de simetría y apuntamiento o curtosis
 - El coeficiente de asimetría establece el grado de simetría mostrado por una distribución de una variable. Se dice que una distribución es:
 - Simétrica cuando existe el mismo número de valores a ambos lados del valor central, correspondiendo a cada par de valores equidistantes la misma frecuencia absoluta. En tal caso, el coeficiente de asimetría adquiere un valor nulo.
 - Asimétrica positiva o asimétrica por la derecha cuando el coeficiente de asimetría es positivo. En este caso, los datos se distribuyen dejando una cola alargada por la derecha presentando la media un valor superior a la mediana.
 - Asimétrica negativa o asimétrica por la izquierda cuando el coeficiente de asimetría es negativo. En tal caso, los datos se distribuyen dejando

una cola alargada por la izquierda presentando la mediana un valor superior a la media.

- El coeficiente de curtosis analiza el grado de concentración de los resultados en torno a la zona central de la distribución, por tanto, es de aplicación en distribuciones que presentan forma acampanada partiendo como referencia de la distribución normal. Se dice que una distribución es:
 - Mesocúrtica cuando presenta el mismo grado de apuntamiento que la distribución normal. Es decir, un grado de concentración medio alrededor de los valores centrales de la variable. En tal caso, el coeficiente de curtosis es nulo.
 - Leptocúrtica cuando el grado de apuntamiento es mayor que el presentado por la distribución normal. Es decir, existe un mayor grado de concentración en torno al valor central de la variable presentando colas más largas que la distribución normal. En tal caso, el coeficiente de curtosis es mayor que cero.
 - Platicúrtica cuando el grado de apuntamiento es menor que el presentado por la distribución normal. Es decir, existe un reducido grado de concentración en torno al valor central de la variable con colas más cortas que la distribución normal. En tal caso, el coeficiente de curtosis es menor que cero.

La relación existente entre variables cuantitativas se determina mediante modelos de regresión lineal simple.

Para ello, se parte de una hipótesis de partida de dependencia de las dos variables a estudio frente a una hipótesis alternativa de dependencia.

La elección de la hipótesis correcta se realiza a partir de una transformación del estadístico covarianza (S_{xy}) que se conoce por coeficiente de correlación de Pearson (r). Este coeficiente se encuentra acotado entre -1 y 1 de tal manera que si:

- $r > 0$ existe una relación lineal directa entre las variables.
- $r < 0$ existe una relación lineal indirecta entre las variables.
- $r = 0$ o bien las variables no son dependientes o su dependencia no es lineal.

Confirmada la hipótesis de dependencia, se persigue establecer el modelo que mejor describa la relación entre variables. Para ello se realizan ajustes de regresión lineal según ecuación [6-1]:

$$y = a + b \cdot x$$

[6-1]

siendo,

a el término independiente.

b el coeficiente de la regresión que geoméricamente representa la pendiente de la recta.

El cálculo de estos valores se realiza a partir del criterio de los mínimos cuadrados. Determinado el coeficiente de correlación es necesario establecer su significancia mediante el cálculo del p-valor del estadístico T de Student evidenciando el riesgo corrido al rechazar la hipótesis H_0 , según la cual el coeficiente de la regresión valga cero, frente a la hipótesis alternativa H_1 según la cual el coeficiente de la regresión sea distinto de cero. De tal manera que si $p\text{-valor} < 0,05$ se rechaza la hipótesis H_0 con un intervalo de confianza del 95%. En caso de que $p\text{-valor} > 0,05$ se mantiene la hipótesis de pendiente nula en base a la falta de pruebas. Por tanto, esta prueba de contraste indica el nivel de significación de la pendiente en el modelo y, de igual manera, la significación del término independiente.

Establecido el modelo es necesario analizar su comportamiento para lo que se estudian (Pérez López, 1998):

- Coeficiente de correlación R^2 . Mide la bondad del ajuste. Representa el porcentaje de la variabilidad de la variable dependiente que puede explicarse mediante el modelo de regresión.
- Error estándar del estimado. Representa la desviación estándar estimada de los residuos (las desviaciones en torno al modelo).
- Análisis de la varianza (ANOVA). Mediante el estadístico F de Fisher-Snedokor se descompone la variabilidad del resultado de un experimento en componentes independientes y, por tanto, permite establecer la significatividad de la relación entre variables a través de su p-valor. En el caso de las regresiones simples, el p-valor de este estadístico coincide con el p-valor del estadístico t de Student del coeficiente de la regresión.
- Error promedio (MAE). Representa el valor promedio de los residuos.
- Normalidad de los residuos. Se establecerá a partir del test de Kolmogorov-Smirnov de la bondad de ajuste que permite evaluar distintos contrastes. Cuando el menor p-valor de los contrastes analizados sea superior a 0,05 se acepta al 95% la hipótesis de normalidad de residuos.
- Aleatoriedad de residuos. Se determina a partir de la visualización del gráfico residuos estudentizados vs la variable independiente. Permite detectar problemas de linealidad de los residuos.

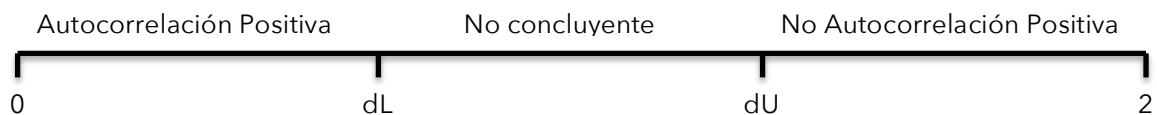
- Estadístico Durbin-Watson. Medida que evidencia la posible existencia de una correlación serial de los residuos. En caso de que estos varíen de manera aleatoria, el estadístico toma un valor próximo a 2. Un p-valor pequeño (menor a 0,05) es indicativo de un patrón no aleatorio en los residuos para un nivel de confianza del 95%. Sin embargo, valores comprendidos entre 0 y 2 podrían ser indicativos de una posible correlación serial positiva mientras que valores comprendidos entre 2 y 4 podrían indicar una posible correlación serial negativa. La siguiente tabla muestra los valores críticos del test para un nivel de confianza del 95% en función de la muestra y el número de predictores (Savin and White, 1977).

Tabla 6-1. Valores críticos del estadístico Durbin-Watson.

n	k = 1		k = 2		k = 3		k = 4		k = 5	
	dL	dU	dL	dU	dL	dU	dL	dU	dL	dU
10	0.879	1.320	0.697	1.641	0.525	2.016	0.376	2.414	0.243	2.822
15	1.077	1.361	0.946	1.543	0.814	1.750	0.685	1.977	0.562	2.220
20	1.201	1.411	1.100	1.537	0.998	1.676	0.894	1.828	0.792	1.991
25	1.288	1.454	1.206	1.550	1.123	1.654	1.038	1.767	0.953	1.886
30	1.352	1.489	1.284	1.567	1.214	1.650	1.143	1.739	1.071	1.833
40	1.442	1.544	1.391	1.600	1.338	1.659	1.285	1.721	1.230	1.786
50	1.503	1.585	1.462	1.628	1.421	1.674	1.378	1.721	1.335	1.771
60	1.549	1.616	1.514	1.652	1.480	1.689	1.444	1.727	1.408	1.767
70	1.583	1.641	1.554	1.672	1.525	1.703	1.494	1.735	1.464	1.768
80	1.611	1.662	1.586	1.688	1.560	1.715	1.534	1.743	1.507	1.772
90	1.635	1.679	1.612	1.703	1.589	1.726	1.566	1.751	1.542	1.776
100	1.654	1.694	1.634	1.715	1.613	1.736	1.592	1.758	1.571	1.780
150	1.720	1.746	1.706	1.760	1.693	1.774	1.679	1.788	1.665	1.802
200	1.758	1.778	1.748	1.789	1.738	1.799	1.728	1.810	1.718	1.820

La Figura 6-1 muestra los valores frontera del estadístico Durbin-Watson, de tal manera que:

- Cuando el estadístico DW < dL los errores están positivamente correlacionados.
- Cuando el estadístico DW > dU los errores no están positivamente correlacionados.
- Cuando $dL \leq DW \leq dU$ el test no es concluyente.

**Figura 6-1. Valores críticos del estadístico Durbin-Watson.**

6.1 Identificación del suelo

Se presentan y analizan los resultados obtenidos en la realización de ensayos de identificación para conocer las características granulométricas, plásticas y químicas del suelo objeto a estudio.

6.1.1 Ensayos previos realizados en obra

Se dispone del informe realizado por CESECO S.A. en enero de 2011 para la realización de una dosificación de sueloceemento en una muestra tomada de un suelo denominado "Préstamo P.K. 16+400" de la obra que tienen designada como "Carretera Herrera-Villadiego". Dicho informe puede verse en el Anejo B.1- Ensayos en obra.

6.1.1.1 Ensayos de identificación

Previo a la propuesta de dosificación se realizaron una serie de ensayos de identificación con objeto de conocer las características del suelo.

La Tabla 6-2 recoge los resultados del análisis granulométrico realizado a la muestra de acuerdo a la norma UNE-103101 (AENOR, 1995a) viendo su representación gráfica en la Figura 6-2.

Tabla 6-2. Análisis granulométrico realizado en obra.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO													
TAMIZ (mm)	100	80	63	50	40	25	20	10	5	2	0,40	0,08	0,063
CERNIDO (%)	100,0	100,0	100,0	97,7	89,6	77,8	73,5	64,2	56,6	49,7	33,7	16,8	15,7

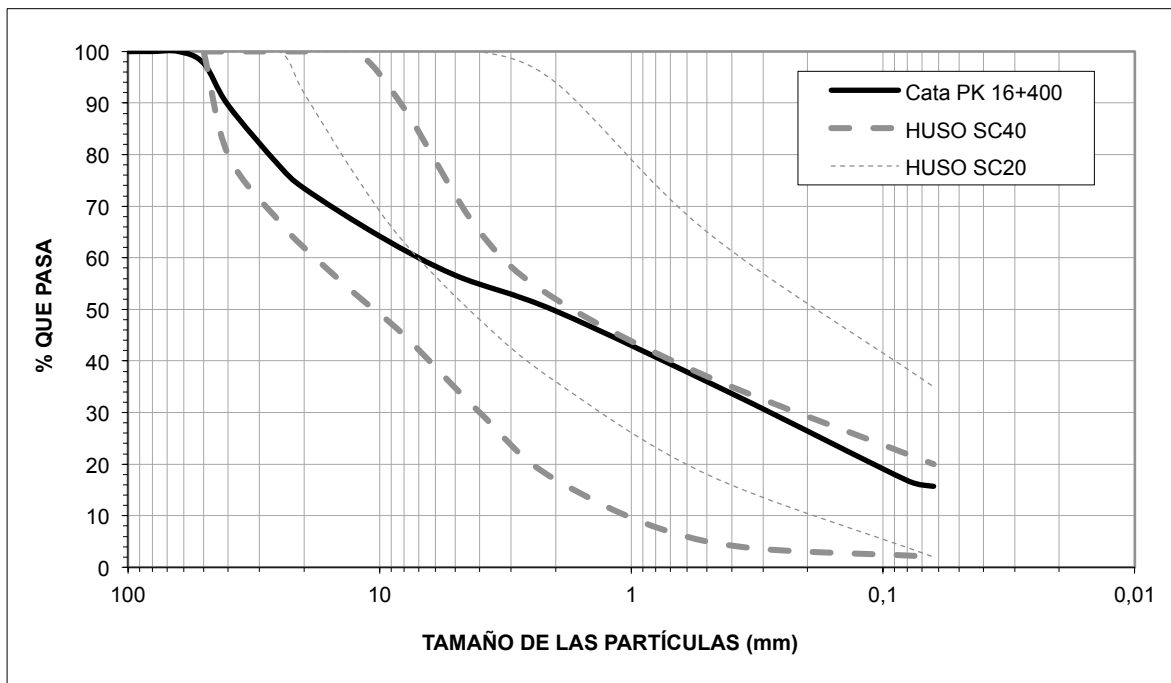


Figura 6-2. Análisis granulométrico realizado en obra.

La muestra ensayada presentaba un límite líquido de 21,3 obtenido de acuerdo a la norma UNE-103103 (AENOR, 1994), un límite plástico de 13,7 y un índice de plasticidad de 7,6 obtenidos de acuerdo a la norma UNE-103.104 (AENOR, 1993a)

En referencia a su composición química, el suelo presenta un porcentaje de materia orgánica del 0,15% obtenido mediante la norma UNE-103.204 (AENOR, 1993b) y un contenido total de azufre del 0,01% de acuerdo a la norma UNE-EN 1744-1 (AENOR, 2010).

El ensayo de compactación realizado al suelo mediante procedimiento Proctor Modificado según UNE-EN 13286-2 (AENOR, 2011b) indica que éste es capaz de alcanzar una densidad seca máxima de $2,17 \text{ g/cm}^3$ siendo la humedad óptima de 6,49%.

6.1.1.2 Propuesta de dosificación en obra

Proponen la realización de una mezcla de suelocemento al 3% en masa que presenta una densidad seca máxima de $2,20 \text{ g/cm}^3$ para una humedad del 6,58% y una resistencia a compresión a 7 días de 2,8 MPa.

El cemento empleado en esta propuesta de dosificación es un CEM II/B-M (V-L) 32,5 R.

Estos resultados se toman como punto de partida para establecer la fórmula de trabajo en laboratorio. No obstante, en base a la heterogeneidad del suelo se repiten los ensayos de identificación para comprobar que las 7 toneladas de material que se reciben en el laboratorio mantienen las características del material ensayado en obra.

6.1.2 Granulometría

A continuación se presentan en las Tabla 6-3 y Tabla 6-4 los resultados de los análisis granulométricos realizados en los laboratorios de la Escuela Politécnica Superior de la Universidad de Burgos en marzo de 2011 a dos muestras de acuerdo a la norma UNE 103.101 (AENOR, 2011b) cuya representación gráfica puede verse en la Figura 6-4. La Figura 6-3 muestra la separación por tamices de los áridos una vez realizado el ensayo granulométrico

Tabla 6-3. Análisis granulométrico realizado en laboratorio muestra 1.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO												
TAMIZ (mm)	100	80	63	50	40	25	20	10	5	2	0,40	0,08
Cernido (%)	100,0	100,0	100,0	96,92	91,76	84,39	82,96	76,30	68,34	50,50	34,38	12,86

Tabla 6-4. Análisis granulométrico realizado en laboratorio muestra 2.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO												
TAMIZ (mm)	100	80	63	50	40	25	20	10	5	2	0,40	0,08
Cernido (%)	100,0	100,0	100,0	100,00	96,72	88,60	86,46	75,05	64,58	55,33	31,90	11,72

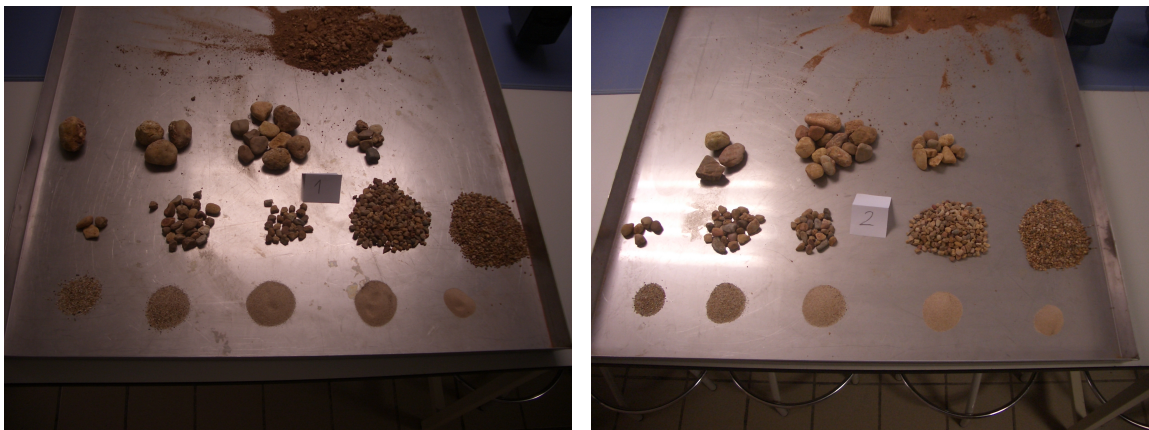


Figura 6-3. Áridos cernidos por tamiz en el ensayo granulométrico de las muestras 1 y 2.

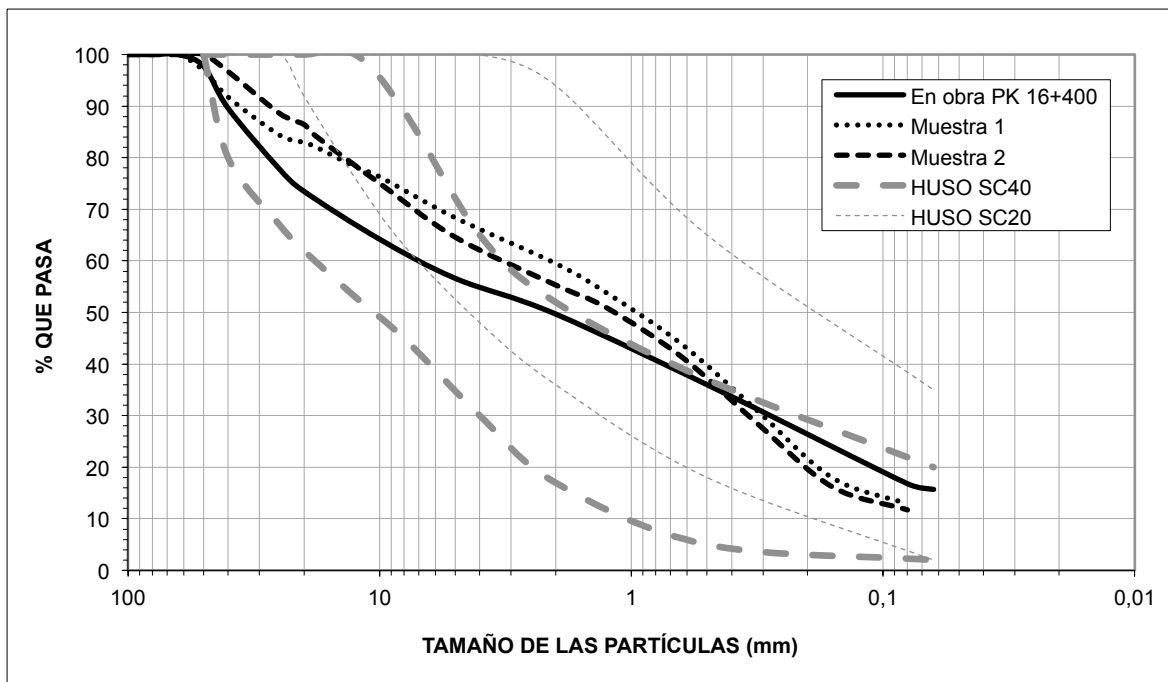


Figura 6-4. Análisis granulométrico realizado en el laboratorio para las muestras 1 y 2.

Como puede verse en la Figura 6-4, las muestras ensayadas en el laboratorio de la UBU presentarían diferencias granulométricas con la muestra ensayada en obra y, en principio, no se

ajustarían al huso granulométrico SC40 detectándose un ligero exceso de arenas gruesas (2 mm).

Este hecho podría generar problemas en la compactación por lo que sería recomendable realizar un tratamiento previo mezclando el suelo a estudio con otro suelo para corregir la granulometría (ANTER, 2010).

Sin embargo, en base a la heterogeneidad del material se decide continuar con el material sin realizar la corrección granulométrica a la espera de realizar ensayos de compactación, puesto que el exceso de arenas gruesas podría ser el resultado de un mezclado y homogeneizado deficiente en el acopio del material que hubiera podido interferir en la toma de muestras.

6.1.3 Límites de Atterberg

Las Tabla 6-5 y Tabla 6-6 recogen los resultados obtenidos para las dos muestras ensayadas en la determinación del límite líquido y límite plástico de acuerdo a las normas UNE 103.103 (AENOR, 2011b) y UNE 103.104 (AENOR, 2011b) respectivamente. La Figura 6-5 representa en escala logarítmica los resultados para la determinación del límite líquido.

Tabla 6-5. Establecimiento del límite líquido.

LÍMITE LÍQUIDO			
-	Nº golpes	28	20
-	Referencia tara	1	2
$a=((t+s+a)-(t+s))$	agua (g)	3,01	3,19
$t+s+a$	tara+suelo+agua (g)	51,93	52,32
$t+s$	tara+suelo (g)	48,92	49,13
t	tara (g)	30,52	29,82
$s=(t+s)-t$	suelo (g)	18,40	19,31
$w=a/s*100$	humedad (g)	16,36	16,52

Tabla 6-6. Establecimiento del límite plástico.

LÍMITE PLÁSTICO			
-	Referencia tara	3	4
$a=((t+s+a)-(t+s))$	agua (g)		
$t+s+a$	tara+suelo+agua (g)	38,05	40,72
$t+s$	tara+suelo (g)	37,03	39,43
t	tara (g)	31,03	32,10
$s=(t+s)-t$	suelo (g)		
$w=a/s*100$	humedad (g)		

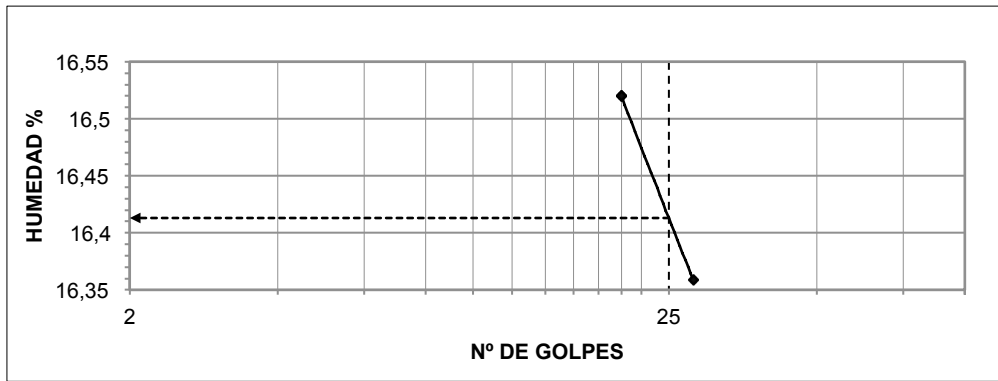


Figura 6-5. Determinación del límite líquido.

En la Figura 6-6 puede verse como el suelo ensayado resulta tener un límite líquido igual a 16,41.

La determinación del límite plástico fue imposible de llevarse a cabo puesto que no se pudo conformar un cilindro de mezcla de suelo y agua sin que este se rompiera haciendo imposible su rodado según la norma UNE 103.104 (AENOR, 2011b).

En consecuencia, y puesto que no es factible que un material presente un límite líquido distinto de cero cuando el límite plástico es igual a cero, es de suponer que lo que realmente se estaba midiendo con la cuchara de Casagrande era el entumecimiento y no el límite líquido del suelo.

Cuando una arena se encuentra parcialmente saturada, el agua de su contacto en el interior genera meniscos capilares aislados. Este agua presenta una tensión superficial que produce una fuerza de succión que da lugar a un enlace débil entre partículas. Este enlace permite que tras el paso del acanalador la arena parcialmente saturada se mantenga estable adherida a la pared de la cuchara. Cuando esta comienza a dar golpes, la hendidura se va cerrando creando una ilusión de cohesión en el material cuando en realidad se está produciendo una rotura en forma de castillos de arena de los márgenes acanalados (Fredlund et al., 2012).

Por lo tanto, se considera que el material ensayado no presenta plasticidad.

6.1.4 Equivalente de arena

Como se comentó en el apartado 2.3 Materiales y propiedades de los suelocementos, los suelos de baja plasticidad suelen requerir la realización de un ensayo complementario que permita determinar la limpieza del árido fino (áridos que pasan por el tamiz de 2 mm). Este ensayo es el equivalente de arena que se realiza según la norma UNE 933-8 (AENOR, 2012). La Tabla 6-7 recoge los resultados obtenidos de la realización del ensayo.

Tabla 6-7. Equivalente de arena (AENOR, 2012).

LÍMITE LÍQUIDO			
	h1	h2	EA
MUESTRA 1	34,2	8	23
MUESTRA 2	34,3	7,4	21

En ambos casos el equivalente de arena está por encima de 20 por lo que puede emplearse para la ejecución de capas de firme (Kraemer et al., 2004).

6.1.5 Materia orgánica y sulfatos

En los laboratorios de la Escuela Politécnica de la Universidad de Burgos no se dispone de los reactivos necesarios para realizar el ensayo de determinación de materia orgánica por el método del permanganato potásico según UNE 103204 (AENOR, 1993b).

Por tanto, se realiza su determinación mediante un método aproximado alternativo, con agua oxigenada según norma UNE-7368 "Determinación con agua oxigenada del contenido de materia orgánica en los suelos" (IRANOR, 1977).

El porcentaje de materia orgánica mediante este último método se obtiene mediante la ecuación [6-2]. La Tabla 6-8 recoge los valores obtenidos en el ensayo.

$$M. O. = \frac{(P - P')}{P} \cdot 100 \quad [6-2]$$

siendo,

M.O. Porcentaje de materia orgánica.

P Masa muestra inicial.

P' Masa muestra seca después del ensayo.

Tabla 6-8. Materia orgánica (IRANOR, 1977).

P	P'	% M.O.
20 g	19,76	1,2

La muestra ensayada presenta un contenido de materia orgánica igual al 1,2 %. El PG-3 en su artículo 513 *Materiales tratados con cemento* (MFOM, 2015) limita este contenido al 1% por lo que al encontrarse el valor obtenido tan próximo a la limitación se opta por enviar dos muestras a analizar al laboratorio de la Junta para realizar el ensayo según UNE 103204 (AENOR, 1993b). Los resultados obtenidos en este caso fueron contenidos de materia orgánica del 0,2% y 0,4% respectivamente.

Por tanto, se da por apto (en este apartado) el suelo a estudio a la espera de realizar ensayos de dosificación en los que se corrobore que la presencia de materia orgánica no es suficiente para inhibir el fraguado.

La determinación del contenido de sulfatos solubles de un suelo se realiza en los laboratorios de la Escuela Politécnica de la Universidad de Burgos según la norma UNE 103.201 (AENOR, 1996) obteniéndose un resultado del 0,0%.

6.1.6 Definición del suelo empleado

De los ensayos granulométricos y de plasticidad se han obtenido finalmente los resultados presentados en la Tabla 6-9.

Tabla 6-9. Valores para la clasificación del suelo según USCS y AASHTO.

Nº DE MUESTRA	% PASA TAMIZ 200 (0,08 mm)	% PASA TAMIZ 4 (5 mm)	W _L	I _P	C _u *	C _c *
1	12,86	68,34	0	0	60,5	1,19
2	11,72	64,58	0	0	70,7	0,71

* Coeficientes obtenidos mediante las ecuaciones [2.1] y [2.2].

Tal y como se expuso en el punto 2.3 Materiales y propiedades de los suelocementos, un suelo puede clasificarse atendiendo a la clasificación USS, AASHTO o PG-3.

6.1.6.1 Definición del suelo según la clasificación USCS

En el caso de la muestra 1, más de la mitad del material es retenido en el tamiz de 0,08 mm por lo que el suelo a estudio es un suelo compuesto por partículas gruesas. Teniendo en cuenta que más de la mitad de la fracción gruesa pasa por el tamiz de 5 mm (en concreto el 68,34%), el suelo está compuesto principalmente por arenas. Puesto que más del 12% del material pasa por el tamiz de 0,08 mm las arenas de la muestra presentan una cantidad apreciable de finos que pueden clasificarse según la carta de plasticidad de Casagrande (Figura 2-3). Finalmente, al no presentar plasticidad, y teniendo en cuenta el límite líquido, la muestra de suelo 1 puede clasificarse como:

MUESTRA 1: SM (CL)

De igual manera que en el caso de la muestra 1, la muestra 2 presenta un cernido superior al 50 % en el tamiz de 0,08 mm por lo que el suelo a estudio es un suelo compuesto también por partículas gruesas. Teniendo en cuenta que más de la mitad de la fracción gruesa pasa por el tamiz de 5 mm (en concreto el 64,58%), el suelo está compuesto principalmente por arenas. Puesto que por el tamiz de 0,08 mm pasa entre el 5 -12% del material es necesario utilizar un doble símbolo. Dado que no presenta plasticidad y que el coeficiente de curvatura no está

comprendido entre 1 y 3, el suelo puede clasificarse como SP-SM. Finalmente, teniendo en cuenta el límite líquido, la muestra de suelo 1 puede clasificarse como:

MUESTRA 1: SP-SM (CL)

Por lo que atendiendo a la clasificación USCS, finalmente el suelo puede clasificarse como:

SP-SM (CL)

6.1.6.2 Definición del suelo según la clasificación AASTHO

En el caso de la muestra 1, menos del 35% de la muestra pasa por el tamiz de 0,08 mm. Teniendo en cuenta el valor del límite líquido y la carta de plasticidad representada en la Figura 2-4, el suelo puede clasificarse como:

A-2-4 (calidad buena)

De igual manera que en el caso de la muestra 1, la muestra 2 presenta menos del 35% de la muestra que pasa por el tamiz de 0,08 mm. Por tanto, teniendo en cuenta el valor del límite líquido y la carta de plasticidad representada en la Figura 2-4, el suelo también puede clasificarse como:

A-2-4 (calidad buena)

6.1.6.3 Definición del suelo según la clasificación PG-3

A tenor de los condicionantes impuestos por el PG-3 (MFOM, 2015), el suelo podría considerarse como seleccionado (ver Tabla 6-10), pese a que el contenido de materia orgánica de una de las dos muestras resulte algo elevado. Téngase en cuenta que la muestra ensayada en obra presentaba un 0,15% de materia orgánica.

Tabla 6-10. Valores para la clasificación del suelo según PG-3.

CONDICIONANTE DEL SUELO SELECCIONADO	VALOR LÍMITE	MUESTRA 1	MUESTRA 2
Contenido en materia orgánica	< 0,2%	0,2	0,4
Contenido en sales solubles en agua, incluido el yeso	< 0,2%	0,00	0,00
Tamaño máximo de árido	≤ 100 mm	50	50
Pasa por el tamiz 0,40 UNE	< 15%	34,38	31,90
De no cumplir la condición anterior, tendrá que cumplir todas y cada una de las siguientes condiciones			
Pasa por el tamiz 2 UNE	< 80%	59,5	55,33
Pasa por el tamiz 0,40 UNE	< 75%	34,38	31,90
Pasa por el tamiz 0,080 UNE	< 25%	12,86	11,72
Límite líquido	< 30	0	0
Índice de plasticidad	< 10	N.P.	N.P.

6.2 Estudio de dosificación

Este estudio persigue establecer la formula de trabajo para la realización de probetas tanto cilíndricas como prismáticas que sirvan como base para la realización del resto de estudios.

6.2.1 Determinación del contenido de agua

Para la determinación del porcentaje de humedad de la mezcla se empieza por establecer la densidad máxima seca y la humedad óptima del suelo que va a constituir la capa tratada con cemento.

Como orden de magnitud se parte de los datos de los que se dispone de los ensayos previos realizados en obra según los cuales el suelo sin adición de cemento presenta una densidad seca máxima de $2,19 \text{ g/cm}^3$ y una humedad óptima del $6,49\%$.

Se realiza un ensayo de compactación mediante el método Proctor modificado según norma UNE-EN 13286-2 (AENOR, 1996) con cinco puntos de humedad del 4% , 5% , 6% , 7% y 8% .

La Figura 6-6 recoge la representación gráfica de los resultados obtenidos cuya ficha completa puede consultarse en el Anejo B.3.1.- Proctor Modificado Suelo.

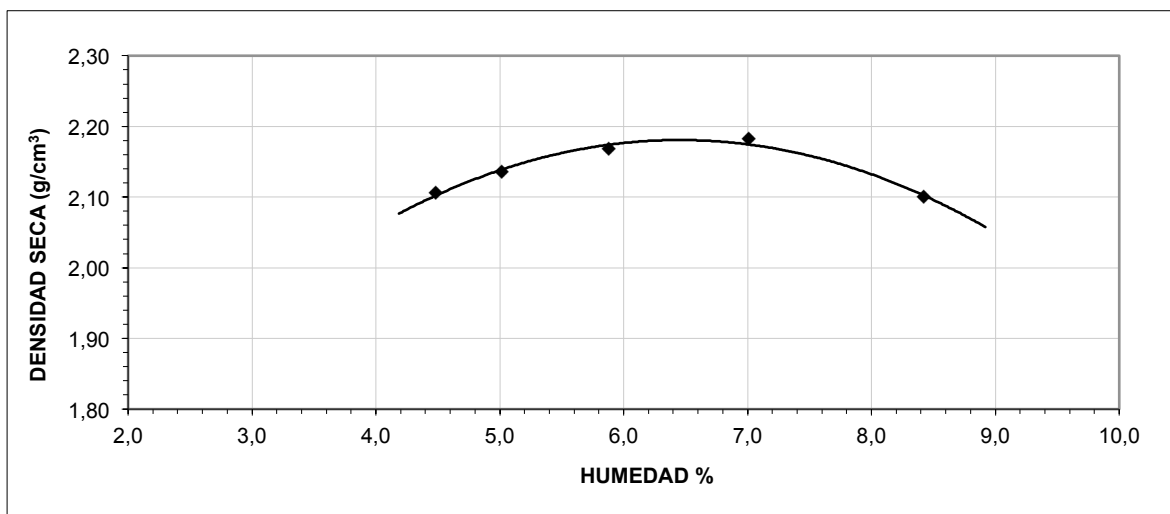


Figura 6-6. Proctor Modificado para el suelo.

Como puede verse, la densidad crece a medida que aumenta el contenido de agua hasta alcanzar un valor máximo a partir del cual esta comienza a descender. De la Figura 6-6 se deriva que el suelo a estudio presenta una densidad seca máxima de $2,18 \text{ g/cm}^3$ y una humedad óptima del $6,5\%$, valores muy próximos a los obtenidos en los ensayos previos presentando una densidad ligeramente inferior.

Por tanto, estos serán los valores con los que se comienza a realizar el estudio de dosificación.

6.2.2 Determinación del proceso de compactación para probetas cilíndricas

Para la determinación del proceso constructivo de las probetas cilíndricas a emplear en este estudio, se generan tres probetas procedentes de la misma amasada constituida con un 6,5% de agua a la que no se le aporta inicialmente cemento. Cada una de estas tres probetas se conforma mediante el vertido y compactado de tres capas.

La compactación de cada una de estas capas se lleva a cabo mediante el empleo de un martillo vibrante kango. La norma NLT-310 "Compactación con martillo vibrante de materiales granulares tratados" (AENOR, 2006) limita la frecuencia de vibración a un valor comprendido entre 1600 y 2000 rpm. Con objeto de alcanzar la mayor densidad posible, se decide compactar a la máxima frecuencia ofrecida por el equipo disponible, es decir, 1950 rpm en posición G.

Para establecer los tiempos de vibrado, se compactan las probetas mediante la aplicación de la carga por capa durante 15, 17 y 20 segundos respectivamente.

La Tabla 6-11 recoge los valores que se mantienen constantes durante el ensayo.

Tabla 6-11. Parámetros constantes en la compactación de probetas cilíndricas.

VALORES CONSTANTES CONSIDERADOS	
% de Cemento	0
% de agua	6,5
Volumen de las probetas	3180,86 cm ³
Densidad seca máxima	2,18 g/cm ³

Tabla 6-12. Resultados del ensayo de compactación de probetas cilíndricas.

PROBETA	TIEMPO DE COMPACTADO (s)	DENSIDAD SECA (g/cm ³)	% DENSIDAD PROCTOR
EC15	15	2,114	96,980
EC17	17	2,161	99,148
EC20	20	2,173	99,689

Como puede observarse en la Tabla 6-12 y en la Figura 6-7, la densidad crece a medida que se aumenta el tiempo de compactado por capa. El incremento de densidad que se produce no presenta un carácter lineal, siendo mayor el crecimiento en el paso de 15 a 17 segundos.

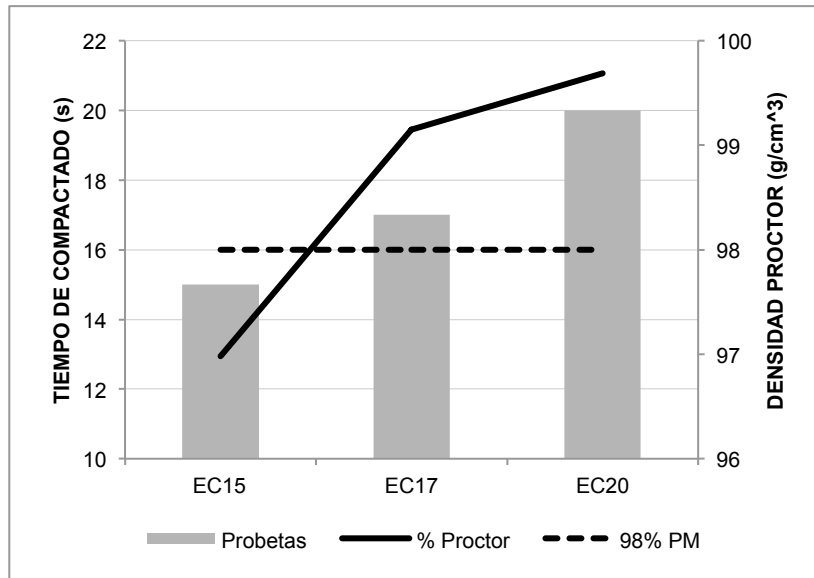


Figura 6-7. Resultados del ensayo de compactación de probetas cilíndricas.

A tenor de las exigencias de la normativa vigente (MFOM, 2015) según la cual es necesario alcanzar al menos el 98% de la densidad Proctor y, en base a la heterogeneidad del material, se opta por establecer un tiempo de vibrado de 17 segundos por capa.

6.2.3 Determinación del contenido de cemento

Establecido el procedimiento de compactado de las probetas cilíndricas, es necesario determinar la cantidad de cemento a incorporar a la mezcla para garantizar una resistencia a compresión a los 7 días de 2,1 MPa (MFOM, 2015; JCyL, 2006). Para ello, se lleva a cabo un estudio de dosificación en el cual se fabrican series de tres probetas con contenidos de cemento del 3%, 4% y 5% en masa.

6.2.3.1 Dosificación del 3% de cemento

La Tabla 6-13 recoge los valores que se mantienen constantes en la fabricación para el contenido de cemento del 3% en masa. La Tabla 6-14 muestra los resultados de resistencia a compresión obtenidos a los 7 días que pueden verse en la Figura 6-8.

Tabla 6-13. Parámetros constantes en dosificación al 3%.

VALORES CONSTANTES CONSIDERADOS	
% de Cemento	3
% de agua	6,5
Volumen de las probetas	3180,86 cm ³
Densidad seca máxima	2,18 g/cm ³

Tabla 6-14. Resultados compresión a 7 días para dosificación al 3%.

PROBETA	DENSIDAD [g/cm ³]	% DENSIDAD PROCTOR	DENSIDAD PROMEDIO [g/cm ³]	RESISTENCIA a CS a 7 días [KN]	RESISTENCIA a CS a 7 días [MPa]	RESISTENCIA PROMEDIO [MPa]
ED1.1	2,173	99,689	2,171	44,220	2,502	2,279
ED1.2	2,173	99,689		40,800	2,309	
ED1.3	2,167	99,419		35,780	2,025	

La Tabla 6-15 muestra los resultados del análisis estadístico practicado a las variables densidad y resistencia a compresión.

Tabla 6-15. Análisis estadístico de la densidad y la Rc a 7 días para dosificación al 3%.

DENSIDAD		RESISTENCIA A COMPRESIÓN	
Número	3	Número	3
Media	2,171	Media	2,27867
Mediana	2,173	Mediana	2,309
Varianza	0,000012	Varianza	0,057572
Desviación estándar	0,003464	Desviación estándar	0,239942
Error estándar	0,002	Error estándar	0,138531
Valor Mínimo	2,167	Valor Mínimo	2,025
Valor Máximo	2,173	Valor Máximo	2,502
Rango	0,006	Rango	0,477
Cuartil Inferior	2,167	Cuartil Inferior	2,025
Cuartil Superior	2,173	Cuartil Superior	2,502
Rango Intercuartílico	0,006	Rango Intercuartílico	0,477
Coficiente de Asimetría	-1,73205	Coficiente de Asimetría	-0,559795
Coficiente de Curtosis		Coficiente de Curtosis	

Para esta adición del 3% en masa de cemento, se observa una densidad seca media algo inferior a la densidad Proctor presentada por el suelo sin adición (2,18 g/cm³). La dispersión de resultados es muy pequeña a tenor de los valores de rango y desviación estándar obtenidos.

En el caso de la resistencia a compresión presentada a los 7 días, la resistencia media obtenida es suficiente de acuerdo a la normativa actualmente aplicada (MFOM, 2015) con poca variabilidad (0,24 MPa) habiendo una diferencia de resistencia entre las probetas más y menos resistentes de 0,48 MPa. Sin embargo, para esta dosificación de cemento se ha obtenido una probeta (ED1.3) que no alcanza el valor mínimo de resistencia exigido (MFOM, 2015).

En ambos casos, en base al escaso número de ensayos realizados, no tiene sentido comparar la distribución de resultados obtenida con la distribución normal por lo que los coeficientes de asimetría y curtosis obtenidos no son relevantes.

En referencia a la relación entre la densidad y la resistencia a compresión, la Tabla 6-16 recoge los resultados del análisis estadístico practicado en relación a ambas variables mientras que en la Figura 6-8 se muestra el modelo propuesto.

Tabla 6-16. Análisis estadístico densidad - resistencia a compresión 7 días con 3% de cemento.

ANÁLISIS ESTADÍSTICO	
Término independiente	137,74 (p-valor = 0,2674)
Pendiente	64,489 (p-valor = 0,2635)
Coefficiente de correlación	0,9156
R ²	0,83775
Error estándar del estimado	0,136472
Error promedio	0,0643333
Estadístico Durbin-Watson	2,5

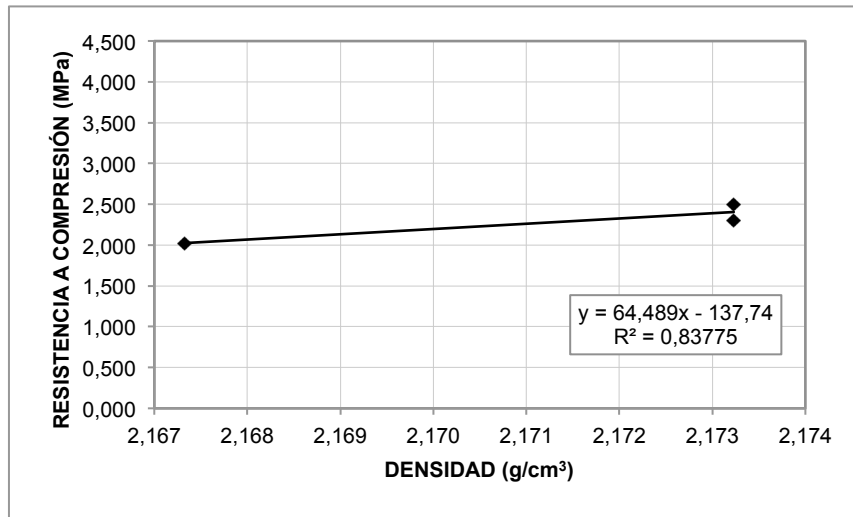


Figura 6-8. Relación densidad - resistencia a compresión a 7 días para dosificación al 3%.

En base a los pocos ensayos realizados, la Figura 6-8 parece mostrar la existencia de una relación directa entre la densidad y la resistencia a compresión a 7 días para la dosificación de cemento del 3% en masa. Sin embargo, el p-valor para la pendiente del modelo resulta ser superior a 0,05 por lo que no resulta significativa al 95 % de confianza y, por tanto, no es posible rechazar la hipótesis de que la pendiente valga cero. En consecuencia no se puede garantizar que exista relación entre ambas variables.

6.2.3.2 Dosificación del 4% de cemento

La Tabla 6-17 recoge los valores que se mantienen constantes en la fabricación para el contenido de cemento del 4% en masa. La Tabla 6-18 muestra los resultados de resistencia a compresión obtenidos a los 7 días que pueden verse en la Figura 6-9.

Tabla 6-17. Parámetros constantes en dosificación al 4%.

VALORES CONSTANTES CONSIDERADOS	
% de Cemento	4
% de agua	6,5
Volumen de las probetas	3180,86 cm ³
Densidad seca máxima	2,18 g/cm ³

Tabla 6-18. Resultados compresión a 7 días para dosificación al 4%.

PROBETA	DENSIDAD [g/cm ³]	% DENSIDAD PROCTOR	DENSIDAD PROMEDIO [g/cm ³]	RESISTENCIA a CS a 7 días [KN]	RESISTENCIA a CS a 7 días [MPa]	RESISTENCIA PROMEDIO [MPa]
ED2.1	2,232	102,398	2,230	55,220	3,125	2,820
ED2.2	2,209	101,315		53,610	3,034	
ED2.3	2,250	103,211		40,660	2,301	

La Tabla 6-19 muestra los resultados del análisis estadístico practicado a las variables densidad y resistencia a compresión.

Tabla 6-19. Análisis estadístico de la densidad y la Rc a 7 días para dosificación al 4%.

DENSIDAD		RESISTENCIA A COMPRESIÓN	
Número	3	Número	3
Media	2,23033	Media	2,82
Mediana	2,232	Mediana	3,034
Varianza	0,000422	Varianza	0,204091
Desviación estándar	0,020550	Desviación estándar	0,451764
Error estándar	0,011865	Error estándar	0,260826
Valor Mínimo	2,209	Valor Mínimo	2,301
Valor Máximo	2,25	Valor Máximo	3,125
Rango	0,041	Rango	0,824
Cuartil Inferior	2,209	Cuartil Inferior	2,301
Cuartil Superior	2,25	Cuartil Superior	3,125
Rango Inter cuartilico	0,041	Rango Inter cuartilico	0,824
Coefficiente de Asimetría	-0,36255	Coefficiente de Asimetría	-1,65332
Coefficiente de Curtosis		Coefficiente de Curtosis	

Para esta adición del 4% en masa de cemento, se observa una densidad seca media bastante superior a la densidad Proctor presentada por el suelo sin adición (2,18 g/cm³). La dispersión de resultados es muy pequeña a tenor de los valores de rango y desviación estándar obtenidos.

En el caso de la resistencia a compresión presentada a los 7 días, la resistencia media obtenida es bastante elevada presentando relativamente poca variabilidad (0,45 MPa) habiendo una diferencia de resistencia entre las probetas más y menos resistentes de 0,82 MPa.

En ambos casos, en base al escaso número de ensayos realizados, tampoco tiene sentido comparar la distribución de resultados obtenida con la distribución normal por lo que los coeficientes de asimetría y curtosis obtenidos no son relevantes.

En referencia a la relación entre la densidad y la resistencia a compresión, la Tabla 6-20 recoge los resultados del análisis estadístico practicado en relación a ambas variables mientras que en la Figura 6-9 se muestra el modelo propuesto.

Tabla 6-20. Análisis estadístico densidad - resistencia a compresión 7 días con 4% de cemento.

ANÁLISIS ESTADÍSTICO	
Término independiente	39,755 (p-valor =0,4199)
Pendiente	-16,561 (p-valor =0,4423)
Coefficiente de correlación	-0,7682
R ²	0,57816
Error estándar del estimado	0,409028
Error promedio	0,222097
Estadístico Durbin-Watson	1,38358

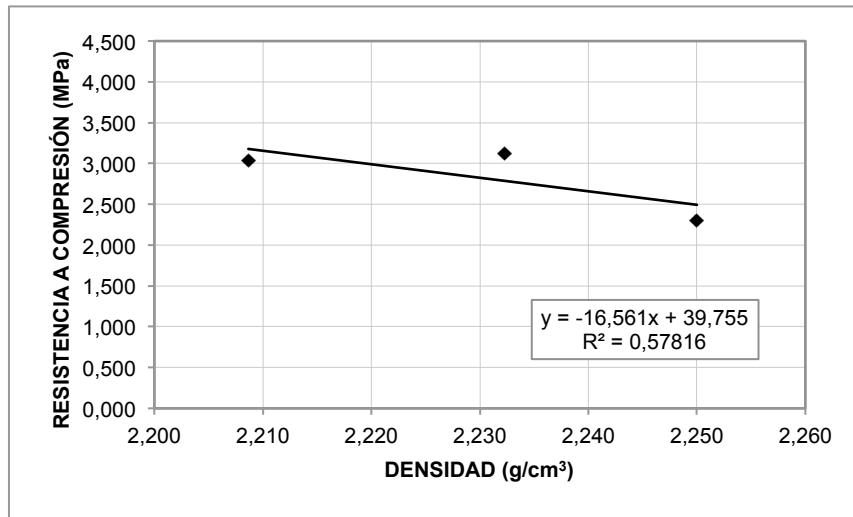


Figura 6-9. Relación densidad - resistencia a compresión a 7 días para dosificación al 4%.

De igual manera al caso anterior, la Figura 6-9 parece mostrar la existencia de una relación directa entre la densidad y la resistencia a compresión a 7 días para la dosificación de cemento del 4% en masa. Sin embargo, el p-valor para la pendiente del modelo resulta ser superior a 0,05 por lo que no resulta significativa al 95 % de confianza y, por tanto, no es posible rechazar la hipótesis de que la pendiente valga cero. En consecuencia no se puede garantizar que exista relación entre ambas variables.

6.2.3.3 Dosificación del 5% de cemento

La Tabla 6-21 recoge los valores que se mantienen constantes en la fabricación para el contenido de cemento del 5% en masa. La Tabla 6-22 muestra los resultados de resistencia a compresión obtenidos a los 7 días que pueden verse en la Figura 6-10.

Tabla 6-21. Parámetros constantes en dosificación al 5%.

VALORES CONSTANTES CONSIDERADOS	
% de Cemento	5
% de agua	6,5
Volumen de las probetas	3180,86 cm ³
Densidad seca máxima	2,18 g/cm ³

Tabla 6-22. Resultados compresión a 7 días para dosificación al 5%.

PROBETA	DENSIDAD [g/cm ³]	% DENSIDAD PROCTOR	DENSIDAD PROMEDIO [g/cm ³]	RESISTENCIA a CS a 7 días [KN]	RESISTENCIA a CS a 7 días [MPa]	RESISTENCIA PROMEDIO [MPa]
ED3.1	2,185	100,231	2,171	71,160	4,027	3,209
ED3.2	2,173	99,689		52,170	2,952	
ED3.3	2,156	98,877		46,790	2,648	

La Tabla 6-23 muestra los resultados del análisis estadístico practicado a las variables densidad y resistencia a compresión.

Tabla 6-23. Análisis estadístico de la densidad y la Rc a 7 días para dosificación al 5%.

DENSIDAD		RESISTENCIA A COMPRESIÓN	
Número	3	Número	3
Media	2,17133	Media	3,209
Mediana	2,173	Mediana	2,952
Varianza	0,000212	Varianza	0,524947
Desviación estándar	0,014571	Desviación estándar	0,724532
Error estándar	0,008412	Error estándar	0,418309
Valor Mínimo	2,156	Valor Mínimo	2,648
Valor Máximo	2,185	Valor Máximo	4,027
Rango	0,029	Rango	1,379
Cuartil Inferior	2,156	Cuartil Inferior	2,648
Cuartil Superior	2,185	Cuartil Superior	4,027
Rango Intercuartílico	0,029	Rango Intercuartílico	1,379
Coficiente de Asimetría	-0,507964	Coficiente de Asimetría	1,39537
Coficiente de Curtosis		Coficiente de Curtosis	

Para esta adición del 5% en masa de cemento, se observa una densidad seca media algo inferior a la densidad Proctor presentada por el suelo sin adición (2,18 g/cm³). La dispersión de resultados es muy pequeña a tenor de los valores de rango y desviación estándar obtenidos.

En el caso de la resistencia a compresión presentada a los 7 días, la resistencia media obtenida es muy elevada de acuerdo a la normativa actualmente aplicada (MFOM, 2015) presentando relativamente poca variabilidad (0,72 MPa) habiendo una diferencia de resistencia entre las probetas más y menos resistentes de 1,38 MPa.

En ambos casos, en base al escaso número de ensayos realizados, tampoco tiene sentido comparar la distribución de resultados obtenida con la distribución normal por lo que los coeficientes de asimetría y curtosis obtenidos no son relevantes.

En referencia a la relación entre la densidad y la resistencia a compresión, la Tabla 6-24 recoge los resultados del análisis estadístico practicado en relación a ambas variables mientras que en la Figura 6-10 se muestra el modelo propuesto.

Tabla 6-24. Análisis estadístico Densidad - Resistencia a compresión 7 días con 5% de cemento.

ANÁLISIS ESTADÍSTICO	
Término independiente	-93,138 (p-valor =0,2697)
Pendiente	44,374 (p-valor =0,2619)
Coefficiente de correlación	0,9165
R ²	0,82858
Error estándar del estimado	0,409799
Error promedio	0,221969
Estadístico Durbin-Watson	2,98038

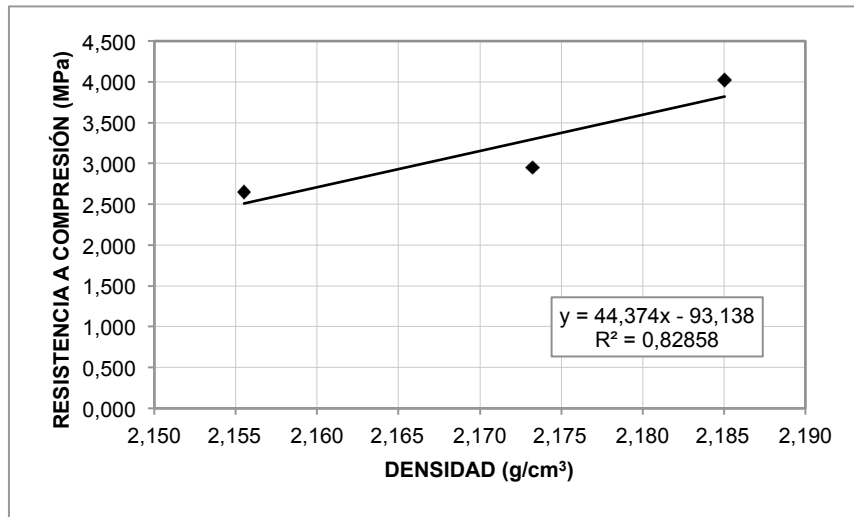


Figura 6-10. Relación densidad - Resistencia a compresión a 7 días para dosificación al 5%.

Debido a los pocos ensayos realizados, La Figura 6-10 también parece mostrar la existencia de una relación directa entre la densidad y la resistencia a compresión a 7 días para la dosificación de cemento del 5% en masa. Sin embargo, el p-valor para la pendiente del modelo resulta ser superior a 0,05 por lo que no resulta significativa al 95 % de confianza y, por tanto, no es posible rechazar la hipótesis de que la pendiente valga cero. En consecuencia, en este caso tampoco se puede garantizar que exista relación entre ambas variables.

6.2.3.4 Dosificación del 3,5% de cemento

A la vista de los resultados obtenidos para las dosificaciones del 3%, 4% y 5%, se decide repetir el ensayo con un contenido de cemento del 3,5% presuponiendo que será este contenido el que permita ajustarse de manera óptima manteniendo un margen de seguridad razonable a la limitación de la normativa de actual aplicación (MFOM, 2015; JCyL, 2006), según la cual, la resistencia a compresión que ha de alcanzarse a los 7 días es de 2,1 MPa para cementos con alto contenido en adiciones como es el CEM IV.

La Tabla 6-25 recoge los valores que se mantienen constantes en la fabricación para el contenido de cemento del 3,5% en masa. La Tabla 6-26 muestra los resultados de resistencia a compresión obtenidos a los 7 días que pueden verse en la Figura 6-11.

Tabla 6-25. Parámetros constantes en dosificación al 3,5%.

VALORES CONSTANTES CONSIDERADOS	
% de Cemento	3,5
% de agua	6,5
Volumen de las probetas	3180,86 cm ³
Densidad seca máxima	2,18 g/cm ³

Tabla 6-26. Resultados compresión a 7 días para dosificación al 3,5%.

PROBETA	DENSIDAD [g/cm ³]	% DENSIDAD PROCTOR	DENSIDAD PROMEDIO [g/cm ³]	RESISTENCIA a CS a 7 días [KN]	RESISTENCIA a CS a 7 días [MPa]	RESISTENCIA PROMEDIO [MPa]
ED4.1	2,173	99,689	100,412	46,120	2,610	2,553
ED4.2	2,185	100,231		44,110	2,496	
ED4.3	2,209	101,315		22,720	--	

La Tabla 6-27 muestra los resultados del análisis estadístico practicado a las variables densidad y resistencia a compresión.

Tabla 6-27. Análisis estadístico de la densidad y la Rc a 7 días para dosificación al 3,5%.

DENSIDAD		RESISTENCIA A COMPRESIÓN	
Número	3	Número	2
Media	2,189	Media	2,553
Mediana	2,185	Mediana	2,553
Varianza	0,000336	Varianza	0,006498
Desviación estándar	0,018330	Desviación estándar	0,080610
Error estándar	0,010583	Error estándar	0,057
Valor Mínimo	2,173	Valor Mínimo	2,496
Valor Máximo	2,209	Valor Máximo	2,61
Rango	0,036	Rango	0,114
Cuartil Inferior	2,173	Cuartil Inferior	2,496
Cuartil Superior	2,209	Cuartil Superior	2,61
Rango Inter cuartilico	0,036	Rango Inter cuartilico	0,114
Coefficiente de Asimetría	0,93522	Coefficiente de Asimetría	
Coefficiente de Curtosis		Coefficiente de Curtosis	

Para esta adición del 3,5% en masa de cemento, se observa una densidad seca media muy poco superior a la densidad Proctor presentada por el suelo sin adición (2,18 g/cm³). La dispersión de resultados es muy pequeña a tenor de los valores de rango y desviación estándar obtenidos.

En el caso de la resistencia a compresión presentada a los 7 días sólo se dispone de dos valores en lugar de los 3 obtenidos para los distintos porcentajes de cemento anteriormente ensayados. Esto es debido a que como consecuencia de un fallo eléctrico en la prensa en la que se realiza el ensayo, la velocidad de carga fue muy superior a la regulada por la norma NLT-305 (CEDEX, 1990a) por lo que esta se dañó completamente sin aportar resultado alguno. La resistencia media obtenida es un 15% superior a la mínima exigida por la normativa (MFOM, 2015) con una variabilidad de 0,08 MPa. Este hecho aporta un margen de seguridad que garantice que ninguna probeta fabricada muestre un valor de resistencia inferior al valor mínimo exigido.

En referencia a la relación entre la densidad y la resistencia a compresión, la Tabla 6-28 recoge los resultados del análisis estadístico practicado en relación a ambas variables mientras que en la Figura 6-11 se muestra el modelo propuesto.

Tabla 6-28. Análisis estadístico densidad - resistencia a compresión 7 días con 3,5% de cemento.

ANÁLISIS ESTADÍSTICO	
Término independiente	23,2535 (p-valor =0,0000)
Pendiente	-9,5 (p-valor =0,0000)
Coefficiente de correlación	-1,0000
R²	1,0000
Error estándar del estimado	0,0000
Error promedio	0,0000
Estadístico Durbin-Watson	0,472973

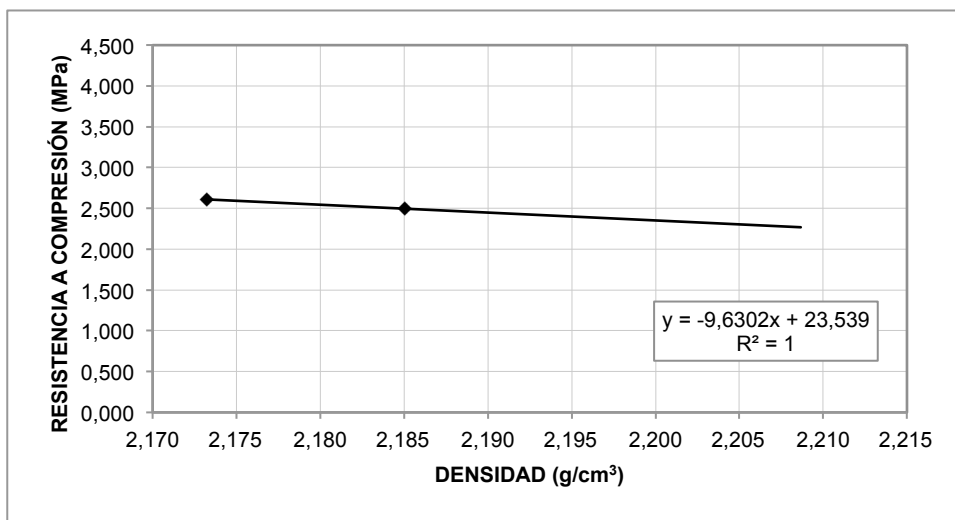


Figura 6-11. Relación densidad - resistencia a compresión a 7 días para dosificación al 3,5%.

La Figura 6-11 muestra la existencia de una relación inversa entre la densidad y la resistencia a compresión a 7 días para la dosificación de cemento del 3,5% en masa que, igualmente a los obtenido para la dosificación de cemento del 4%, no atiende a un comportamiento lógico. Esta situación es debida al reducido número de ensayos realizado

El coeficiente de correlación, el coeficiente de determinación R^2 , el error estándar del estimado, el error promedio y el estadístico de Durbin-Watson en este caso no aportan ningún tipo de información puesto que la aproximación lineal que se obtiene para dos puntos es siempre perfecta.

Por lo tanto, y puesto que el valor medio de resistencia obtenido es superior en un 15% al mínimo exigido por el artículo 513 del PG-3 (MFOM, 2015) se decide continuar esta investigación con este porcentaje de cemento.

6.2.4 Determinación de la energía de compactación para probetas prismáticas

Establecido el porcentaje de cemento demandado por la mezcla, el valor de densidad seca máxima del suelo y su humedad óptima, sólo resta determinar la energía para alcanzar la compactación de las probetas prismáticas de sección 15 x 15 x 60 cm, mediante el "Procedimiento y dispositivo para la compactación de probetas prismáticas para la caracterización de materiales granulares tratados con conglomerantes hidráulicos para su uso en carreteras" (Vicente et al., 2014).

El procedimiento, basado en un método de prueba y error, permite establecer la cantidad de carga a aplicar y su tiempo de exposición con una frecuencia de actuación de 40 Hz o 2400 rpm, a fin de alcanzar el 98 % de la densidad máxima de compactación obtenida a partir del ensayo de compactación mediante el método Proctor Modificado (MFOM, 2015).

El proceso se inicia conformando 4 probetas prismáticas sin adición de cemento con un 6,5% de humedad. La Tabla 6-29 recoge los parámetros que se mantienen constantes para todas las iteraciones necesarias durante el ensayo mientras que la Tabla 6-30 recoge los valores de número de capas con las que se conforma la probeta, tiempo de aplicación de carga en cada una de las capas, el número de chapas necesario para la aplicación de la carga vibratoria y la densidad obtenida en cada caso.

Tabla 6-29. Parámetros constantes en la compactación de probetas prismáticas.

VALORES CONSTANTES CONSIDERADOS	
Volumen de las probetas	13500 cm ³
Densidad seca máxima	2,18 g/cm ³

Tabla 6-30. Resultados de la compactación de probetas prismáticas con un 6,5% de humedad.

PROBETA	% CEM	% AGUA	N° CAPAS	TIEMPO DE CARGA [s]	N° CHAPAS	DENSIDAD SECA ds=s/v [g/cm ³]	% DENSIDAD PROCTOR	TENSIÓN ROTURA CS SEMIPRISMA "A" [MPa]	TENSIÓN ROTURA CS SEMIPRISMA "B" [MPa]	TENSIÓN ROTURA MEDIA [MPa]
1	0,0	6,5	2	15	3	1,847	84,740	--	--	--
2	0,0	6,5	2	17	3	1,852	84,931	--	--	--
3	0,0	6,5	2	20	3	1,872	85,889	--	--	--
4	0,0	6,5	2	25	3	1,853	84,995	--	--	--

De la Tabla 6-30 se desprende que el valor de densidad obtenido es muy inferior al valor demandado.

Puesto que en la probeta 4 el aumento de tiempo de aplicación no ha conseguido aumentar el grado de compactación parece no tener sentido continuar su aumento. La modificación del número de capas y el número de chapas se presentarían como alternativas variables.

Sin embargo, de experiencias anteriores se conoce que la variación de estas no van a aportar el aumento necesario de densidad. Teniendo en cuenta que la curva de compactación presentaba una zona con densidad prácticamente constante con porcentajes de humedad comprendidos entre el 6,5 y el 7% se opta por tantear la compactación con valores de humedad del 6,8%.

La Tabla 6-31 recoge los valores de número de capas con las que se conforma la probeta, tiempo de aplicación de carga en cada una de las capas, el número de chapas necesario para la aplicación de la carga vibratoria y la densidad obtenida para las iteraciones realizadas con un 6,8% de humedad.

Tabla 6-31. Resultados de la compactación de probetas prismáticas con un 6,8% de humedad.

PROBETA	% CEM	% AGUA	Nº CAPAS	TIEMPO DE CARGA [s]	Nº CHAPAS	DENSIDAD SECA $d_{s=s/v}$ [g/cm ³]	% DENSIDAD PROCTOR	TENSIÓN ROTURA CS SEMIPRISMA "A" [MPa]	TENSIÓN ROTURA CS SEMIPRISMA "B" [MPa]	TENSIÓN ROTURA MEDIA [MPa]
ECP1	0,0	6,8	2	15	3	1,892	86,809	--	--	--
ECP2	0,0	6,8	2	17	3	1,938	88,909	--	--	--
ECP3	0,0	6,8	2	20	3	1,940	88,973	--	--	--
ECP4	0,0	6,8	2	25	3	1,916	87,891	--	--	--
ECP5	0,0	6,8	2	20	3	1,937	88,845	--	--	--
ECP6	0,0	6,8	3	20	3	1,962	89,991	--	--	--
ECP7	0,0	6,8	3	20	3	1,987	91,137	--	--	--
ECP8	0,0	6,8	3	20	4	2,019	92,600	--	--	--
ECP9	3,5	6,8	3	25	4	1,992	91,391	--	--	--
ECP10	3,5	6,8	3	25	4	2,015	92,409	--	--	--

A la vista de los resultados de las probetas ECP1-ECP5, el aumento de humedad mejora la trabajabilidad de la mezcla consiguiendo valores de densidad superiores a los del supuesto anterior. Sin embargo, según los datos obtenidos en las probetas ECP4 y ECP5, el aumento del tiempo de vibrado no conlleva un aumento de densidad por lo que se ensayan pruebas en las que se varía de manera escalonada, y por este orden, el número de capas, el tiempo de aplicación de la carga y las chapas colocadas para su aplicación.

Tras la fabricación de las probetas ECP9-ECP10, a las que se les añade un 3,5% de cemento para ver como afecta este a la densidad, se decide realizar 4 probetas EP1-EP4 a las que también se les añade un 3,5% de cemento y dejarlas curar 7 días para tener un orden de magnitud de la resistencia que estas presentan con los valores de densidad que se están obteniendo hasta el momento. Previamente a la realización del ensayo de rotura a compresión (CEDEX, 1990a) las probetas son divididas en dos semiprismas para poder obtener un valor de contraste de resistencia en cada probeta.

La Tabla 6-32 recoge los resultados de densidad y resistencia obtenidos para una mezcla compuesta por un 3,5% de cemento en masa y un 6,8% de humedad.

Tabla 6-32. Resultados de R_c a 7 días en probetas prismáticas con un 6,8% de humedad.

PROBETA	% CEM	% AGUA	N° CAPAS	TIEMPO DE CARGA [s]	N° CHAPAS	DENSIDAD SECA ds=s/v [g/cm ³]	% DENSIDAD PROCTOR	TENSIÓN ROTURA CS SEMIPRISMA "A" [MPa]	TENSIÓN ROTURA CS SEMIPRISMA "B" [MPa]	TENSIÓN ROTURA MEDIA [MPa]
EP1	3,5	6,8	3	20	4	2,066	94,764	1,795	1,825	1,810
EP2	3,5	6,8	3	25	4	2,028	93,046	1,539	1,681	1,610
EP5	3,5	6,8	3	30	4	1,985	91,073	1,392	1,522	1,457
EP4	3,5	6,8	3	35	4	1,947	89,291	1,022	1,030	1,026

Como puede verse en la Tabla 6-32, las resistencias obtenidas distan mucho de la mínima impuesta por la norma (MFOM, 2015) por lo que se opta por seguir el mismo razonamiento que en el caso anterior y subir la humedad al 7%.

La Tabla 6-33 recoge los valores de número de capas con las que se conforma la probeta, tiempo de aplicación de carga en cada una de las capas, el número de chapas necesario para la aplicación de la carga vibratoria y la densidad obtenida para las iteraciones realizadas con un 7,0% de humedad.

Tabla 6-33. Resultados de la compactación de probetas prismáticas con un 7,0% de humedad.

PROBETA	% CEM	% AGUA	N° CAPAS	TIEMPO DE CARGA [s]	N° CHAPAS	DENSIDAD SECA ds=s/v [g/cm ³]	% DENSIDAD PROCTOR	TENSIÓN ROTURA CS SEMIPRISMA "A" [MPa]	TENSIÓN ROTURA CS SEMIPRISMA "B" [MPa]	TENSIÓN ROTURA MEDIA [MPa]
ECP11	0,0	7,0	3	25	4	2,057	94,379	--	--	--
ECP12	0,0	7,0	3	20	4	2,103	96,475	--	--	--
ECP13	0,0	7,0	3	25	5	2,089	95,840	--	--	--
ECP14	0,0	7,0	3	20	5	2,099	96,284	--	--	--

Como puede observarse, en este caso no se añade cemento puesto que se continúa con el proceso iterativo de calibración obteniéndose densidades cada vez más próximas a la mínima establecida, por lo que para la siguiente iteración se añade un porcentaje de cemento del 3,5% a fin de contrastar los valores de resistencia.

La Tabla 6-34 recoge los resultados obtenidos para una mezcla compuesta por un 3,5% de cemento con una humedad del 7,0% en las que se produce el ajuste final que define el número de capas, tiempo de aplicación de carga y chapas a disponer a fin de alcanzar las densidades y resistencias requeridas.

Tabla 6-34. Resultados de R_c a 7 días en probetas prismáticas con un 7,0% de humedad.

PROBETA	% CEM	% AGUA	N° CAPAS	TIEMPO DE CARGA [s]	N° CHAPAS	DENSIDAD SECA ds=s/v [g/cm ³]	% DENSIDAD PROCTOR	TENSIÓN ROTURA CS SEMIPRISMA "A" [MPa]	TENSIÓN ROTURA CS SEMIPRISMA "B" [MPa]	TENSIÓN ROTURA MEDIA [MPa]
EP5	3,5	7,0	3	20	5	2,135	97,936	2,361	2,451	2,406
EP6	3,5	7,0	3	20	5	2,139	98,126	2,733	2,655	2,694
EP7	3,5	7,0	4	20	5	2,154	98,825	2,647	2,595	2,621
EP8	3,5	7,0	4	20	5	2,172	99,650	2,721	2,782	2,752

Finalmente, se opta por conformar las probetas con 3 capas con un tiempo de aplicación de carga por capa de 20 segundos disponiendo 5 chapas en el contrapeso. De esta manera se consiguen resistencias un 15% superiores a 2,1 MPa (mínima solicitada según normativa vigente), corroborando el resultado de resistencia a compresión del apartado 6.2.3.

6.2.5 Fórmula de trabajo final

La adición de cemento a la mezcla constituye una parte de la misma y, en consecuencia, cualquier variación en el contenido del mismo va a alterar el porcentaje de agua óptimo correspondiente.

Por lo tanto, se debe estudiar la modificación en la relación entre la densidad seca y contenido de agua para el mínimo contenido de cemento que satisfaga una resistencia a compresión a 7 días de 2,1 MPa (MFOM, 2015; JCyL, 2006).

Puesto que inicialmente se determinó la densidad seca máxima y humedad óptima para un suelo sin adición de cemento es de esperar que su incorporación varíe, aunque muy ligeramente, los resultados. Por tanto, se decide volver a realizar ensayos de compactación mediante el método Proctor modificado (AENOR, 2011b) para los porcentajes de cemento del 3%, 3,5% y 4% por si finalmente hubiera que realizar alguna variación de su contenido.

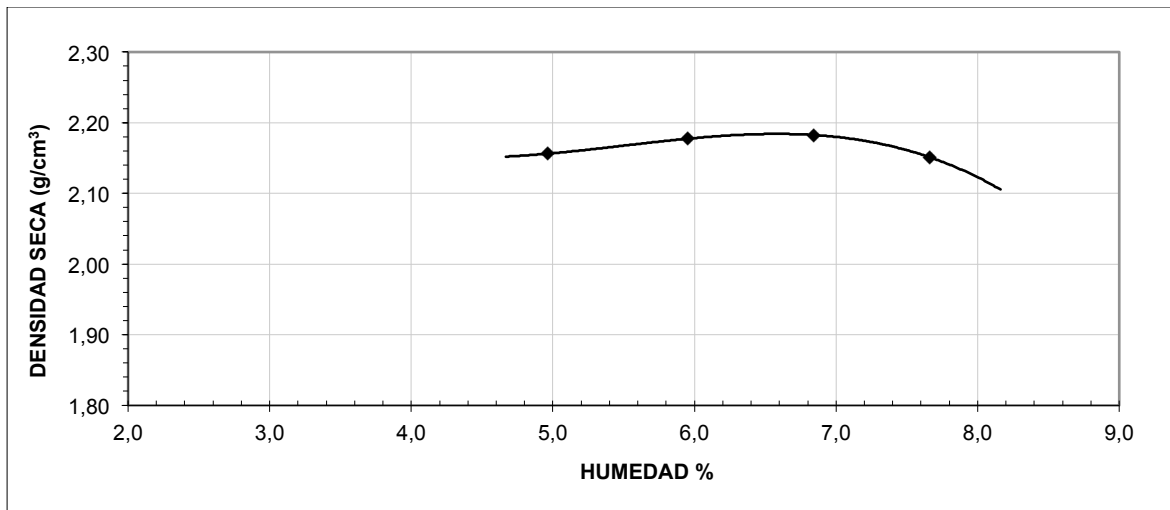


Figura 6-12. Ensayo Proctor modificado para una mezcla de suelo con un 3% de cemento.

En la Figura 6-12 puede verse como para la mezcla del suelo con un 3% de cemento se obtiene un valor de densidad seca máxima de 2,18 g/cm³ para una humedad del 6,6%.

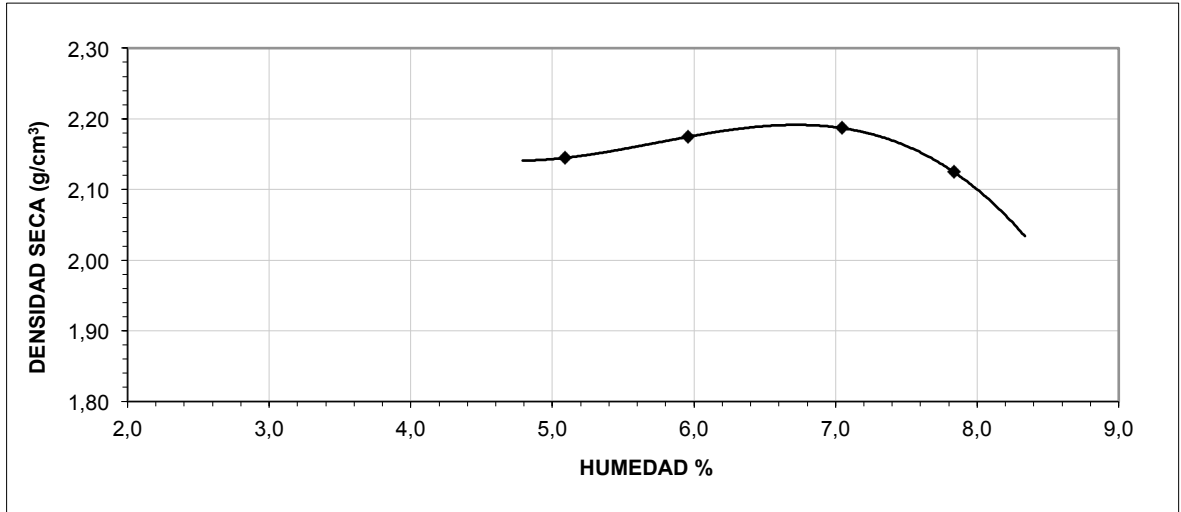


Figura 6-13. Ensayo Proctor modificado para una mezcla de suelo con un 3,5% de cemento.

En la Figura 6-13 puede verse como para la mezcla del suelo con un 3,5% de cemento se obtiene un valor de densidad seca máxima de $2,19 \text{ g/cm}^3$ para una humedad del 6,7%.

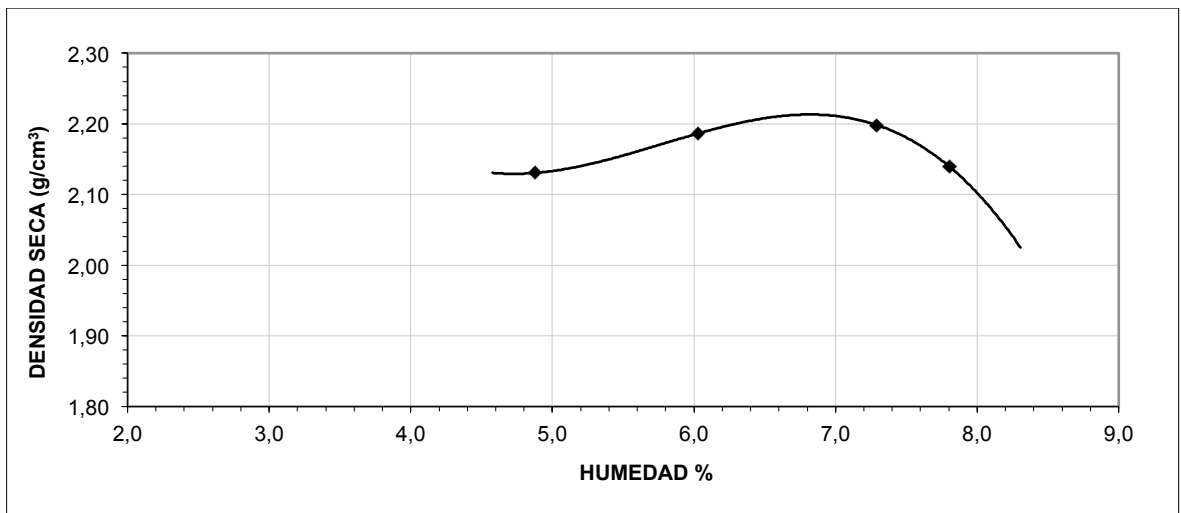


Figura 6-14. Ensayo Proctor modificado para una mezcla de suelo con un 4% de cemento.

En la Figura 6-14 puede verse como para la mezcla del suelo con un 4% de cemento se obtiene un valor de densidad seca máxima de $2,21 \text{ g/cm}^3$ para una humedad del 6,8%.

En el Anejo B.3.- Relaciones Densidad Máxima - Humedad Óptima pueden verse las fichas de ensayo con la totalidad de los resultados.

Finalmente, a continuación se muestra la fórmula de trabajo de la mezcla con la que se realiza el estudio:

- Granulometría de los áridos según los tamices que establecen los husos granulométricos del suelocemento:

Este punto sólo se facilita cuando el sueloceemento se ejecuta en planta puesto que el sistema de fabricación es más controlado. En el caso del suelo cemento *in situ* la variabilidad de los suelos que se pueden encontrar a lo largo de la traza hace que no sea posible establecer una granulometría constante.

- Porcentaje de cemento en masa respecto a los áridos secos:
El porcentaje de cemento a añadir al suelo base es del 3,5% en masa.
- Densidad máxima y humedad óptima de acuerdo al ensayo Proctor modificado:
La densidad seca máxima a alcanzar es de 2,19% y el contenido de agua a añadir es del 7%.
- Densidad mínima a alcanzar en la compactación (el 98% de la anterior):
La densidad seca mínima a alcanzar es de 2,1462 g/cm³.
- El plazo de trabajabilidad para distintas temperaturas:
No se han realizado ensayos de trabajabilidad puesto que en la elaboración de este estudio el tiempo de manipulación de las mezclas frescas en ningún caso va a superar la hora.

6.3 Estudio de sensibilidad

Como consecuencia de las diferentes demandas de humedad existentes entre probetas cilíndricas y probetas prismáticas se realiza un estudio de sensibilidad para analizar el comportamiento de la mezcla frente a la adición de distintos porcentajes de agua.

Para la realización de este estudio se decide emplear probetas cilíndricas por su mayor facilidad en el proceso de compactación pero especialmente por su mayor facilidad en la manipulación como consecuencia de su menor peso, que serán compactadas en tres capas mediante martillo vibratorio según lo expuesto en el apartado 5.2.2 Determinación de la energía de compactación para probetas cilíndricas.

La Tabla 6-35 recoge los parámetros que se mantienen constantes en la realización del estudio. Los valores de las variables de fabricación de las probetas pueden consultarse en Anejo C.2.- Estudio de sensibilidad.

La Tabla 6-36 recoge los valores de densidad y resistencia obtenidos para contenidos constantes de cemento del 3,5% y humedades que varían entre el 5 y el 8%. La Figura 6-15 representa las relaciones humedad-densidad y humedad-resistencia a compresión para los valores promedio obtenidos en este estudio.

Tabla 6-35. Parámetros constantes en el estudio de sensibilidad sobre probetas cilíndricas.

VALORES CONSTANTES CONSIDERADOS	
% de Cemento	3,5
Volumen de las probetas	3180,86 cm ³
Densidad seca máxima	2,19 g/cm ³

Tabla 6-36. Resultados de densidad y R_c para mezclas con % de humedad variable.

PROBETA	% AGUA	% DENSIDAD PROCTOR	DENSIDAD [g/cm ³]	DENSIDAD PROMEDIO [g/cm ³]	RESISTENCIA a CS a 7 días [KN]	RESISTENCIA a CS a 7 días [MPa]	RESISTENCIA PROMEDIO [MPa]
ESA1.1	5,0	98,113	2,144	2,14	41,840	2,368	2,306
ESA1.2	5,0	97,565	2,132		39,120	2,214	
ESA1.3	5,0	97,839	2,138		41,300	2,337	
ESA2.1	6,0	100,174	2,189	2,18	47,210	2,672	2,606
ESA2.2	6,0	99,088	2,165		43,160	2,442	
ESA2.3	6,0	99,902	2,183		47,770	2,703	
ESA3.1	7,0	100,582	2,198	2,19	47,460	2,686	2,672
ESA3.2	7,0	100,044	2,186		46,180	2,613	
ESA3.3	7,0	100,313	2,192		48,040	2,719	
ESA4.1	8,0	99,385	2,172	2,17	39,260	2,222	2,142
ESA4.2	8,0	98,852	2,160		36,310	2,055	
ESA4.3	8,0	99,118	2,166		37,980	2,149	

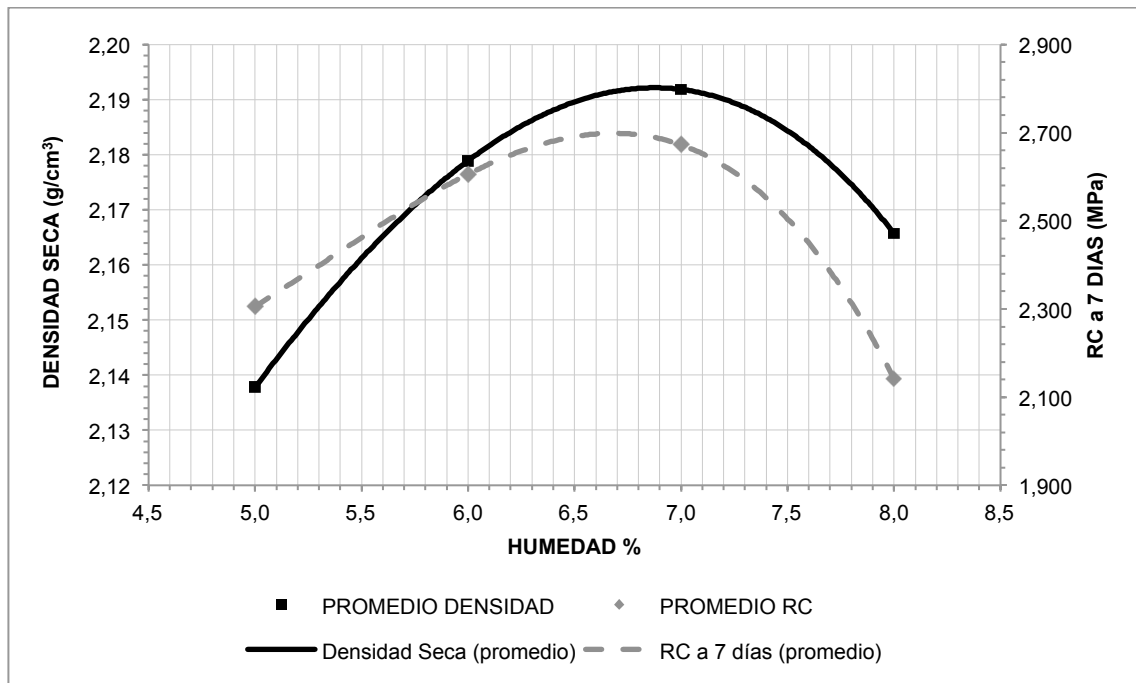


Figura 6-15. Relación densidad- R_c para distintos % de humedad.

Como puede verse en la Figura 6-15, la máxima resistencia se obtiene por la rama seca de la curva humedad - densidad, es decir, la humedad que ofrece la máxima densidad es superior a la humedad que da como resultado la máxima resistencia.

Sobrepasado el contenido de humedad óptima, parte de la pasta de cemento hidratada se escapa por la parte inferior del molde durante la compactación por vibración a la vez que las partículas deslizan unas sobre otras dando lugar a una reducción significativa en la resistencia.

Por tanto, cualquier mezcla que presente un contenido de humedad superior al óptimo precisa la adición de una mayor cantidad de cemento para mantener el nivel de resistencia deseado.

Sin embargo, en este caso a estudio la nobleza del material empleado proporciona valores prácticamente constantes de densidad y resistencia a compresión dentro del intervalo de humedad comprendido entre el 6 y el 7%. Por lo tanto, puesto que las probetas prismáticas demandan un porcentaje de humedad del 7% para lograr el grado de compactación impuesto por la normativa vigente, este estudio de sensibilidad corrobora la idoneidad de la fórmula de trabajo adoptada.

6.4 Estudio de gemelas

La metodología experimental propuesta fundamenta la caracterización del comportamiento de la vida en servicio de la capa de sueloceemento mediante la realización del ensayo de fatiga en flexotracción sobre una probeta, previo conocimiento del valor de resistencia a flexotracción presentado por otra probeta fabricada en la misma amasada.

Este estudio de gemelas permite realizar la comprobación de semejanza de comportamiento a partir de la siguiente hipótesis de partida:

“Las probetas que se fabrican a partir de una misma amasada presentan similar comportamiento”.

En total se generan 10 amasadas con lo que se dispone de 20 probetas para la realización del estudio. Tanto los ensayos de resistencia a flexotracción como los de resistencia a compresión que se realizan en este estudio se llevan a cabo a largo plazo asegurando una estabilidad en el material y, por tanto, una consistencia en los resultados.

6.4.1 Ensayos de rotura a flexotracción

La Tabla 6-37 presenta los resultados de los ensayos de resistencia a flexotracción realizados según la UNE-EN 12390-5 (AENOR, 2009c) a las 20 probetas que componen el estudio. La tabla, a su vez, muestra la edad de curado en el momento de realizar el ensayo, la pérdida de peso experimentada desde su fabricación, su densidad seca y, para cada pareja, la diferencia de densidad presentada.

Tabla 6-37. Resultados de resistencia a flexotracción a largo plazo sobre probetas prismáticas.

PROBETA	EDAD [DÍAS]	PESO SUELO SECO [kg]	PESO SUELO AGUA [kg]	PESO ANTES de ENSAYAR [kg]	% PERDIDA DE PESO	DENSIDAD SECA $d_s=s/v$ [g/cm ³]	TIEMPO de CARGA [s]	% DENSIDAD PROCTOR	CARGA de ROTURA [KN]	CARGA de ROTURA [MPa]	DIFERENCIA ENTRE DENSIDADES PROCTOR
EG1	94	28,52	30,52	29,42	3,60	2,113	20	96,477	5,08	0,677	1,1
EG2		28,21	30,18	29,16	3,38	2,089	25	95,402	5,13	0,684	
EG3	92	29,20	31,24	30,08	3,71	2,163	20	98,753	6,34	0,845	0,4
EG4		29,33	31,38	30,26	3,57	2,172	20	99,195	6,26	0,835	
EG5	92	28,84	30,86	29,66	3,89	2,136	20	97,552	5,78	0,771	0,6
EG6		29,03	31,06	30,00	3,41	2,150	20	98,184	5,74	0,765	
EG7	91	29,64	31,72	30,90	2,59	2,196	20	100,270	6,33	0,844	1,3
EG8		30,04	32,14	30,44	5,29	2,225	20	101,598	5,77	0,769	
EG9	91	29,31	31,36	30,02	4,27	2,171	20	99,132	6,59	0,879	0,7
EG10		29,10	31,14	29,72	4,56	2,156	20	98,437	6,17	0,823	
EG11	91	30,86	33,02	32,34	2,06	2,286	20	104,380	8,34	1,112	6,4
EG12		28,97	31,00	30,44	1,81	2,146	20	97,994	7,05	0,940	
EG13	91	29,78	31,86	31,26	1,88	2,206	20	100,713	6,78	0,904	2,5
EG14		29,05	31,08	30,38	2,25	2,152	20	98,247	6,15	0,820	
EG15	91	29,96	32,06	31,18	2,74	2,219	20	101,345	6,92	0,923	0,8
EG16		29,74	31,82	31,18	2,01	2,203	20	100,586	6,54	0,872	
EG17	91	29,03	31,06	30,18	2,83	2,150	20	98,184	7,28	0,971	1,1
EG18		29,36	31,42	31,00	1,34	2,175	20	99,322	6,93	0,924	
EG19	92	29,16	31,20	29,58	5,19	2,160	20	98,626	5,82	0,776	0,8
EG20		28,92	30,94	29,70	4,01	2,142	20	97,804	5,47	0,729	

Como puede observarse en la Tabla 6-37, las probetas EG1 y EG2 obtuvieron valores de densidad inferiores a los mínimos requeridos por la normativa (MFOM, 2015). Esto se debe a que a modo de control se decidió reducir en su fabricación el número de capas de 3 a 2 (ver Anejo C.3.- Estudio de gemelas).

Esta reducción de resistencia influye en el establecimiento de un valor promedio. Sin embargo, carece de importancia a la hora de comprobar la hipótesis de partida.

Por otro lado, puede observarse como las probetas EG11 y EG12 presentan una diferencia de densidad superior al 5%, límite de control establecido en el apartado 5.4 Estudio de gemelas, constatándose la falta de un mínimo de similitud de comportamiento en el caso de la resistencia a flexotracción.

La Tabla 6-38 recoge los resultados del análisis estadístico realizado a los valores de resistencia a flexotracción obtenidos.

Tabla 6-38. Análisis estadístico de la resistencia a flexotracción en estudio de gemelas.

RESISTENCIA A COMPRESIÓN	
Número	20
Media	0,84315
Mediana	0,8395
Varianza	0,0107914
Desviación estándar	0,103882
Error estándar	0,0232286
Valor Mínimo	0,677
Valor Máximo	1,112
Rango	0,435
Cuartil Inferior	0,77
Cuartil Superior	0,9135
Rango Intercuartílico	0,1435
Coefficiente de Asimetría	0,62986
Coefficiente de Curtosis	1,03126

Como puede verse en la Tabla 6-38, las probetas presentan una resistencia promedio de 0,84 MPa con una desviación estándar de 0,1 MPa. Puesto que el rango de valores obtenido es muy pequeño, no se han recogido resultados anormalmente extraños por lo que la media prácticamente coincide con la mediana.

Los coeficientes de asimetría y curtosis indican que la distribución de resultados se asemeja a una distribución normal, presentando una ligera asimetría a la derecha y un ligero apuntamiento (ver Figura 6-18).

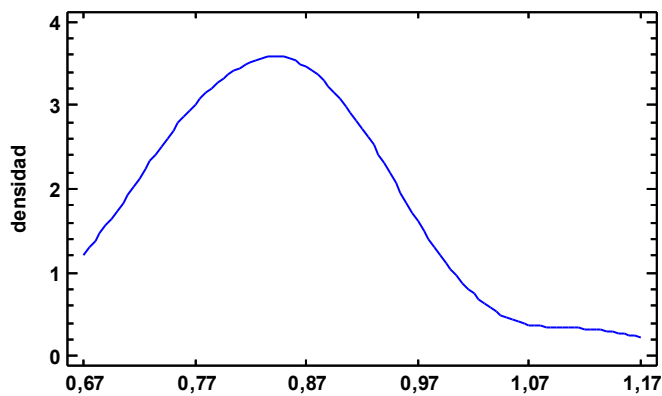


Figura 6-16. Distribución de resultados de R_f del estudio de gemelas.

La Figura 6-17 recoge una representación del diagrama Box-Plot de los resultados de resistencia a flexotracción. Es este también puede verse como la mediana es ligeramente inferior al valor promedio, presentando la distribución de resultados cierta asimetría a la derecha. También puede verse como la distribución de resultados es bastante homogénea en los tres primeros cuartiles percibiéndose una mayor dispersión en el último cuartil no encontrándose ningún valor que haya presentado un resultado atípico.

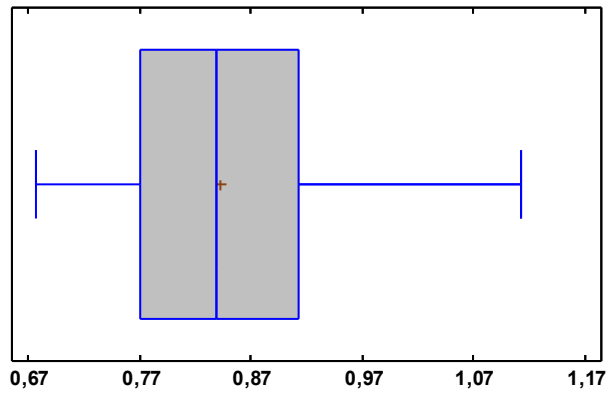


Figura 6-17. Diagrama Box-Plot de los resultados de R_f del estudio de gemelas.

En referencia a la correspondencia entre resistencias, la Figura 6-18 representa la relación entre los valores de las resistencias a flexotracción obtenidos entre probetas de la misma amasada modelizada mediante una regresión lineal simple a la que se fuerza a pasar por el origen.

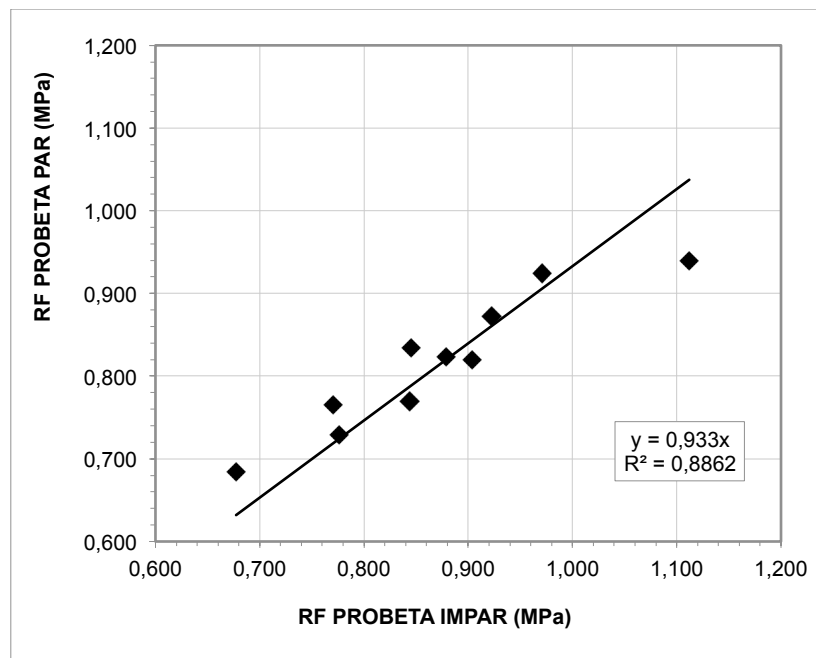


Figura 6-18. Relación de R_f entre probetas de una misma amasada.

En la Figura 6-18 se detecta una observación atípica en referencia a la variable explicativa que distorsiona el modelo. Esta coincide con los resultados de resistencia obtenidos para las probetas EG11 y EG12. Puesto que en base a los valores de densidad se las había catalogado como no semejantes, se decide no tenerlas en cuenta para el cálculo siendo la relación final la representada en la Figura 6-19.

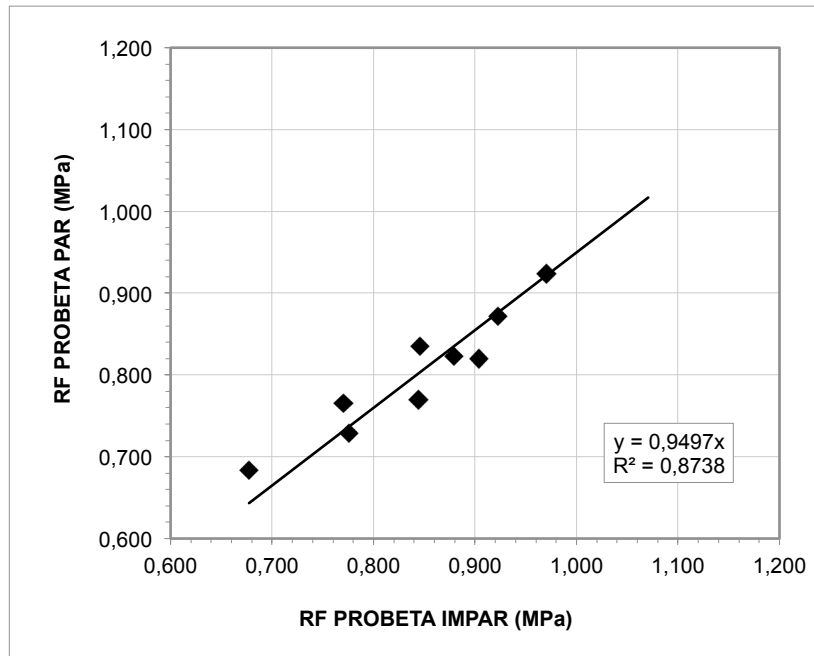


Figura 6-19. Relación de R_f entre probetas de una misma amasada (sin outliers)

La Tabla 6-39 recoge los resultados del análisis estadístico practicado en relación a la resistencia a flexotracción de las probetas de una misma amasada.

Tabla 6-39. Análisis estadístico relación R_f probeta impar - R_f probeta par.

ANÁLISIS ESTADÍSTICO	
Término independiente	0
Pendiente	0,9497 (p-valor =0,0000)
Coefficiente de correlación	0,9989
R^2	0,8739
Error estándar del estimado	0,0286
Error promedio	0,0226
Análisis de la Varianza (test F de Snedokor)	7081,30 (p-valor =0,0000)
Análisis de los Residuos	
p-valor mas pequeño de la Prueba Kolmogorov-Smirnov	0,1606
Estadístico Durbin-Watson	1,0288

La Figura 6-19 muestra la existencia de una relación directa entre las resistencias a flexotracción a largo plazo de las probetas impar y par de una misma amasada. Puesto que el p-valor de la estimación del parámetro de la pendiente es menor que 0,05, puede rechazarse con un nivel de confianza del 95% la hipótesis de pendiente nula.

El coeficiente de correlación igual a 0,9989 muestra una relación relativamente fuerte entre ambas variables de tal manera que, según el coeficiente de determinación R^2 , el modelo ajustado explicaría el 87,39% de la variabilidad de la resistencia a flexotracción.

El análisis del ANOVA realizado mediante el estadístico F de Fisher-Snedokor revela que el factor R_f de la probeta impar tiene efecto sobre la R_f de la probeta par al aceptarse la hipótesis de diferencia significativa de medias al 95% para los distintos niveles del factor (puesto que el p-valor es menor a 0,05).

El error estándar del estimado indica que la desviación estándar de los residuos es 0,0286, mientras que el error absoluto medio (MAE) que proporciona el valor promedio de los residuos es 0,0226.

Puesto que el p-valor más pequeño de la prueba de Kolmogorov-Smirnov es superior a 0,05 puede asumirse la normalidad de los residuos para un nivel de confianza del 95%. El estadístico Durbin-Watson, empleado para analizar la autocorrelación de residuos, presenta un valor próximo a 1 por lo que se encuentra en una zona de indecisión no siendo determinante para establecer su correlación. Sin embargo en la observación de residuos no se han detectado pautas.

Por tanto, las comprobaciones realizadas validan el modelo propuesto en La Figura 6-19.

6.4.2 Ensayos de rotura a compresión

La Tabla 6-40 presenta los resultados de los ensayos de resistencia a compresión realizados, según la norma UNE-EN 13286-41 (AENOR, 2003), a los semiprismas resultantes del ensayo de rotura a flexotracción. Además se recoge la edad de curado en el momento de realización del ensayo, su densidad seca y, para cada par de semiprobetas, el valor medio de resistencia a compresión.

Tabla 6-40. Resultados de resistencia a compresión a largo plazo sobre semiprismáticas.

PROBETA	EDAD [DIAS]	DENSIDAD SECA $d_s=s/v$ [g/cm ³]	TIEMPO de CARGA [s]	% DENSIDAD PROCTOR	CARGA de ROTURA SEMIPRISMA "A" [KN]	CARGA de ROTURA SEMIPRISMA "A" [MPa]	CARGA de ROTURA SEMIPRISMA "B" [KN]	CARGA de ROTURA SEMIPRISMA "B" [MPa]	CARGA de ROTURA MEDIA [MPa]
EG1	94	2,113	20	96,477	63,13	2,806	67,99	3,022	2,914
EG2		2,089	25	95,402	65,61	2,916	63,77	2,834	2,875
EG3	92	2,163	20	98,753	97,43	4,330	95,63	4,250	4,290
EG4		2,172	20	99,195	104,51	4,645	96,93	4,308	4,476
EG5	92	2,136	20	97,552	95,04	4,224	88,43	3,930	4,077
EG6		2,150	20	98,184	95,93	4,264	97,56	4,336	4,300
EG7	91	2,196	20	100,270	113,18	5,030	113,62	5,050	5,040
EG8		2,225	20	101,598	90,63	4,028	86,92	3,863	3,946
EG9	91	2,171	20	99,132	113,46	5,043	109,76	4,878	4,960
EG10		2,156	20	98,437	95,17	4,230	96,19	4,275	4,252
EG11	91	2,286	20	104,380	106,08	4,715	92,43	4,108	4,411
EG12		2,146	20	97,994	-	-	87,83	3,904	1,952
EG13	91	2,206	20	100,713	100,55	4,469	101,24	4,500	4,484
EG14		2,152	20	98,247	90,11	4,005	97,83	4,348	4,176
EG15	91	2,219	20	101,345	94,18	4,186	103,79	4,613	4,399
EG16		2,203	20	100,586	108,46	4,820	104,41	4,640	4,730
EG17	91	2,150	20	98,184	118,4	5,262	105,87	4,705	4,984
EG18		2,175	20	99,322	115,56	5,136	104,28	4,635	4,885
EG19	92	2,160	20	98,626	81,9	3,640	80,78	3,590	3,615
EG20		2,142	20	97,804	95,28	4,235	83,09	3,693	3,964

Como puede observarse en la Tabla 6-40, la reducción en la densidad experimentada por las probetas EG1 y EG2 también influye negativamente sobre la resistencia a compresión a largo plazo. De igual manera al estudio de la resistencia a flexotracción, la reducción de resistencia

incide en la obtención de su valor promedio sin perjudicar la comprobación de la hipótesis de partida.

Los resultados de las probetas EG11 y EG12, que presentaban una diferencia de densidad superior al 5%, podrán tenerse en cuenta en la determinación de la estabilidad de resultados dentro de un misma probeta pero no podrán considerarse para la comprobación de la hipótesis de partida.

La Tabla 6-41 recoge los resultados del análisis estadístico realizado a los valores de resistencia a compresión obtenidos.

Tabla 6-41. Análisis estadístico de la resistencia a compresión en estudio de gemelas.

RESISTENCIA A COMPRESIÓN	
Número	39
Media	4,24272
Mediana	4,275
Varianza	0,383038
Desviación estándar	0,618901
Error estándar	0,0991035
Valor Mínimo	2,806
Valor Máximo	5,262
Rango	2,456
Cuartil Inferior	3,93
Cuartil Superior	4,645
Rango Intercuartílico	0,715
Coefficiente de Asimetría	-0,761373
Coefficiente de Curtosis	0,398056

Las semiprobetas presentan una resistencia a compresión promedio de 4,24 MPa con una desviación estándar de 0,62 MPa. Aunque el rango de valores obtenidos es bastante amplio, la diferencia entre la media y la mediana es bastante escasa por lo que existe algún punto de valor alejado de la tendencia central.

Los coeficientes de asimetría y curtosis indican una ligera asimetría a la izquierda presentando una distribución de resultados mesocúrtica (ver Figura 6-20).

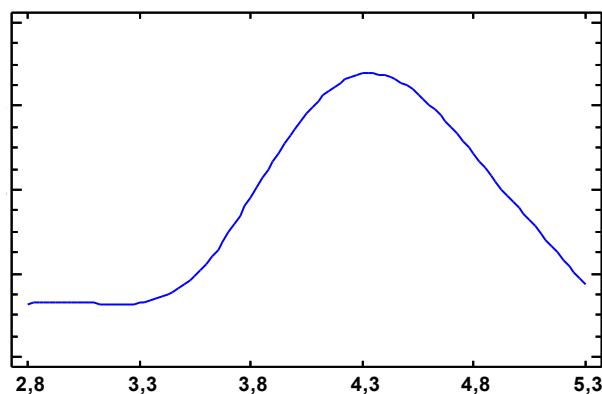


Figura 6-20. Distribución de resultados de R_c del estudio de gemelas.

La Figura 6-21 recoge una representación del diagrama Box-Plot de los resultados de resistencia a compresión, donde puede verse como la mediana es ligeramente superior al valor promedio presentando la distribución de resultados cierta asimetría a la izquierda. También puede verse como existe una concentración de resultados en la mitad central de la muestra, es decir, en los valores comprendidos entre el primer y el tercer cuartil. A su vez, también puede verse como el bigote izquierdo es superior al derecho por lo que existe mayor dispersión de resultados en el primer cuartil encontrándose, a su vez, dos puntos alejados más de 1,5 veces el rango intercuartílico. Esto es debido a los valores menos resistentes obtenidos en las probetas EG1 y EG2.

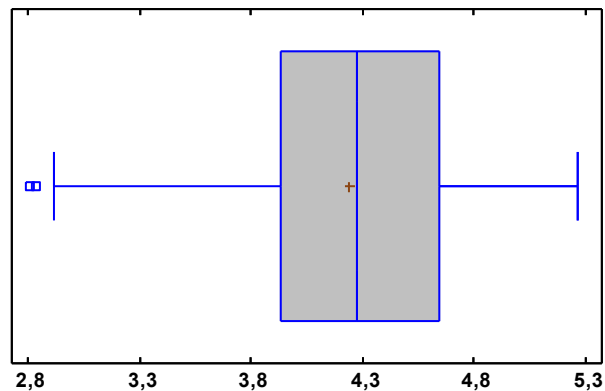


Figura 6-21. Diagrama Box-Plot de los resultados de R_c del estudio de gemelas.

En referencia a la disparidad de resultados detectados para cada probeta, la Figura 6-22 representa la relación entre los valores de las resistencias a compresión obtenidos de los semiprismas resultantes de las probetas impares. Dichos valores se modelizan mediante una regresión lineal simple a la que se fuerza a pasar por el origen, y cuyo análisis estadístico se recoge en la Tabla 6-42.

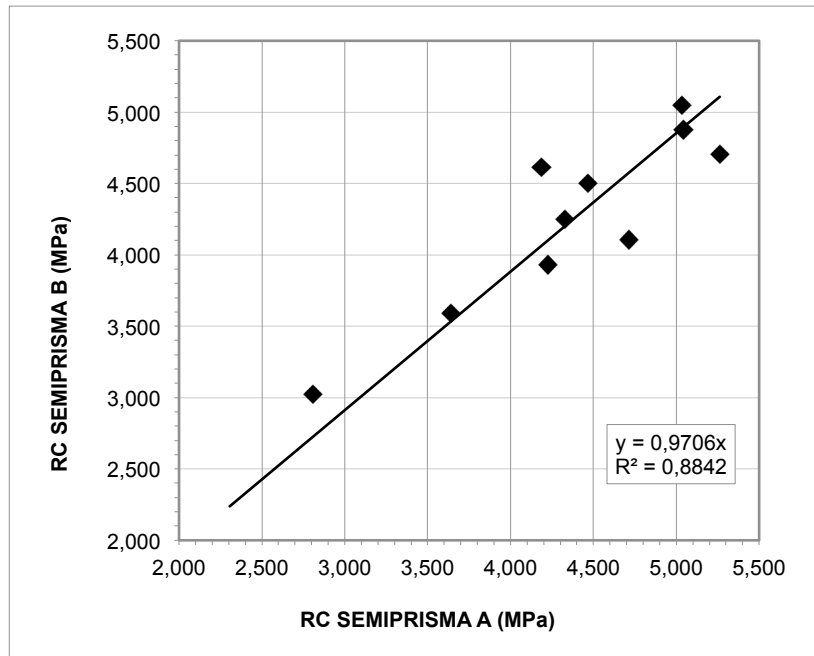


Figura 6-22. Relación de compresión entre semiprismas de probeta impar.

Tabla 6-42. Análisis estadístico relación Rc entre semiprismas de probeta impar.

ANÁLISIS ESTADÍSTICO	
Término independiente	0
Pendiente	0,9706 (P=0,000)
Coefficiente de correlación	0,9976
R ²	0,8842
Error estándar del estimado	0,3094
Error promedio	0,2340
Análisis de la Varianza (test F de Snedokor)	1926,27 (p-valor =0,0000)
Análisis de los Residuos	
p-valor mas pequeño de la Prueba Kolmogorov-Smirnov	0,1188
Estadístico Durbin-Watson	2,4690

La Figura 6-22 muestra la existencia de una relación directa entre las resistencias a compresión a largo plazo de los semiprismas resultantes de una misma probeta. Puesto que el p-valor de la estimación del parámetro de la pendiente es menor que 0,05, puede rechazarse con un nivel de confianza del 95% la hipótesis de pendiente nula, validando el modelo propuesto en la Figura 6-22. El valor de la pendiente se encuentra muy próximo a 1, por lo que los valores de resistencia obtenidos para los semiprismas son prácticamente iguales siendo ligeramente superiores los valores obtenidos en los semiprismas de menor tamaño.

El coeficiente de correlación igual a 0,9976 muestra una relación relativamente fuerte entre ambas variables. El coeficiente de determinación R² indica que el modelo ajustado explica 88,42% de la variabilidad de la resistencia a compresión de los semiprismas de mayor tamaño. El error estándar del estimado indica que la desviación estándar de los residuos es 0,3094, mientras que el error absoluto medio (MAE) que proporciona el valor promedio de los residuos es 0,2340.

El análisis del ANOVA realizado mediante el estadístico F de Fisher-Snedokor revela que el factor R_C del semiprisma A de la probeta impar tiene efecto sobre la R_C del semiprisma B de la probeta impar al aceptarse la hipótesis de diferencia significativa de medias al 95% para los distintos niveles del factor (puesto que el p-valor es menor a 0,05).

En base a que el p-valor más pequeño de la prueba de Kolmogorov-Smirnov es superior a 0,05 puede asumirse la normalidad de los residuos para un nivel de confianza del 95%. El estadístico Durbin-Watson, empleado para analizar la autocorrelación de residuos, presenta un valor próximo a 2 por lo que, según la Tabla 6-1, los residuos estarían incorrelados para un nivel de confianza del 95%. En la observación de residuos no se han detectado pautas.

Por tanto, las comprobaciones realizadas validan el modelo propuesto en la Figura 6-22.

La Figura 6-23 representa la relación entre los valores de las resistencias a compresión obtenidos de los semiprismas resultantes de las probetas pares, que también se modelizan mediante una regresión lineal simple a la que se fuerza a pasar por el origen y cuyo análisis estadístico se recoge en la Tabla 6-43.

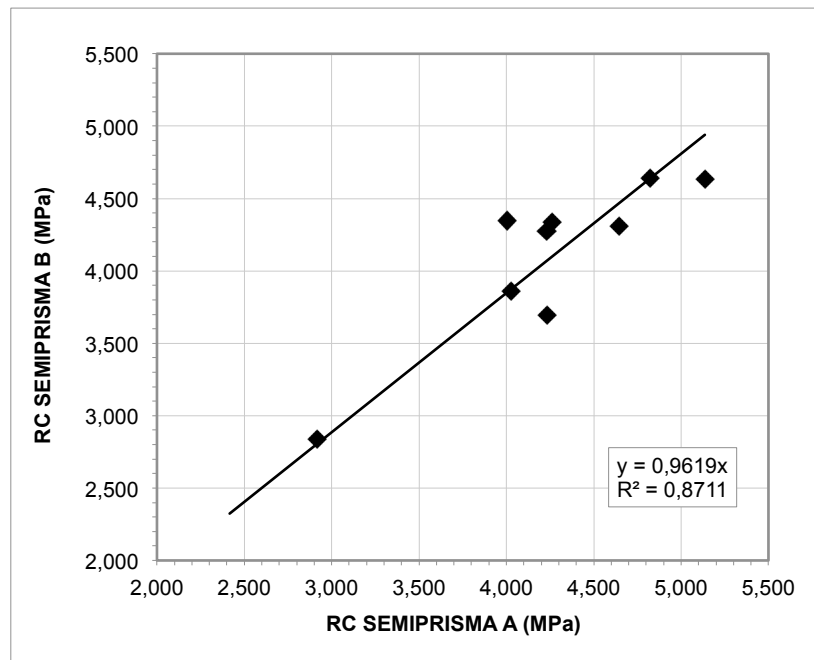


Figura 6-23. Relación de compresión entre semiprismas de probeta par.

Tabla 6-43. Análisis estadístico relación R_c entre semiprismas de probeta par.

ANÁLISIS ESTADÍSTICO	
Término independiente	0
Pendiente	0,9619 (P=0,000)
Coefficiente de correlación	0,9980
R²	0,8711
Error estándar del estimado	0,2756
Error promedio	0,2030
Análisis de la Varianza (test F de Snedokor)	2020,92 (p-valor =0,0000)
Análisis de los Residuos	
p-valor mas pequeño de la Prueba Kolmogorov-Smirnov	0,1320
Estadístico Durbin-Watson	1,1946

A la vista del p-valor del estimador de la pendiente existe una relación directa y estadísticamente significativa, con un nivel de confianza del 95%, para la resistencia a compresión a largo plazo de los semiprismas resultantes de las probetas pares. En este caso, el valor de la pendiente también se encuentra muy próximo a la unidad por lo que los valores de resistencia obtenidos para ambos semiprismas son prácticamente iguales, siendo ligeramente superiores los valores obtenidos en los semiprismas de menor tamaño.

El coeficiente de correlación igual a 0,9980 muestra una relación fuerte entre ambas variables. El coeficiente de determinación R^2 indica que el modelo ajustado explica el 87,11% de la variabilidad de la resistencia a compresión de los semiprismas de mayor tamaño con un error estándar del estimado de los residuos de 0,2756 y un error absoluto medio (MAE) de residuos de 0,2030.

El análisis del ANOVA realizado mediante el estadístico F de Fisher-Snedokor revela que el factor R_c del semiprisma A de la probeta par tiene efecto sobre la R_c del semiprisma B de la probeta par al aceptarse la hipótesis de diferencia significativa de medias al 95% para los distintos niveles del factor (puesto que el p-valor es menor a 0,05).

En base a que el p-valor mas pequeño de la prueba de Kolmogorov-Smirnov es superior a 0,05 puede asumirse la normalidad de los residuos para un nivel de confianza del 95%. El estadístico Durbin-Watson, empleado para analizar la autocorrelación de residuos, presenta un valor próximo a 1 por lo que, según la Tabla 6-1, este estadístico no sería concluyente respecto a la correlación de residuos para un nivel de confianza del 95%. Sin embargo, en la observación de residuos no se han detectado pautas.

Por tanto, las comprobaciones realizadas validan el modelo propuesto en la Figura 6-23.

Finalmente en la Figura 6-24 pueden compararse los valores de resistencia a compresión entre las probetas de una misma amasada a partir de los valores promedio obtenidos en las semiprobetas correspondientes. El análisis estadístico de la relación se recoge en la Tabla 6-44.

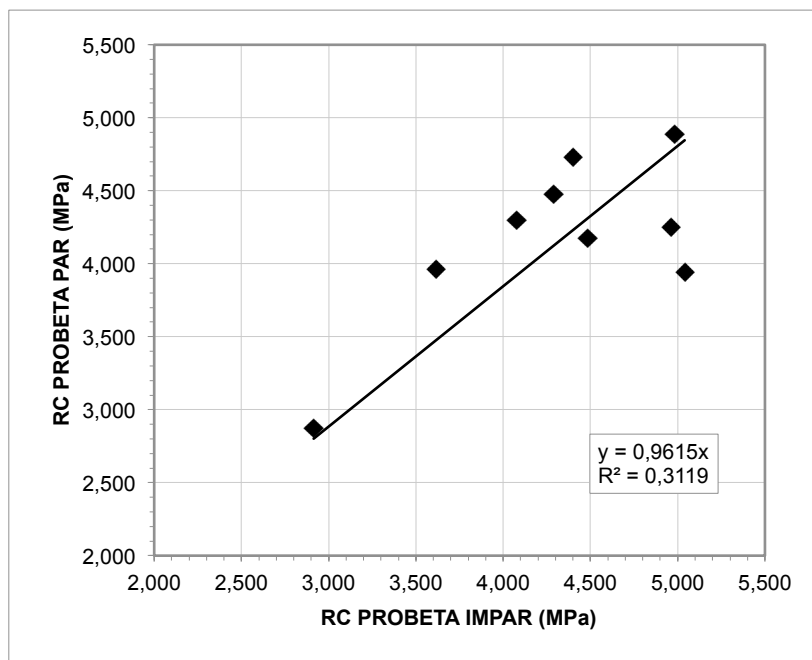


Figura 6-24. Relación de compresión entre valores medios de probetas de la misma amasada.

Tabla 6-44. Análisis estadístico relación R_c entre probetas impares y pares.

ANÁLISIS ESTADÍSTICO	
Término independiente	0
Pendiente	0,9615 (P=0,000)
Coefficiente de correlación	0,5585
R^2	0,3119
Error estándar del estimado	0,4830
Error promedio	0,3821
Análisis de la Varianza (test F de Snedokor)	677,25 (p-valor =0,0000)
Análisis de los Residuos	
p-valor mas pequeño de la Prueba Kolmogorov-Smirnov	0,1679
Estadístico Durbin-Watson	1,4657

A la vista del p-valor del estimador de la pendiente existe una relación directa y estadísticamente significativa, con un nivel de confianza del 95%, para la resistencia a compresión a largo plazo entre las probetas generadas en la misma amasada. El valor de la pendiente indica que la probeta par presenta una resistencia a compresión ligeramente inferior a la presentada por la probeta impar.

El coeficiente de correlación igual a 0,5585 muestra una relación fuerte entre ambas variables. El coeficiente de determinación R^2 indica que el modelo ajustado explica el 31,19% de la variabilidad de la resistencia a compresión de la segunda probeta generada en la amasada con un error estándar del estimado de los residuos de 0,4830 y un error absoluto medio (MAE) de residuos de 0,3821. Esto es debido a la variación de resultados obtenidos en la pareja EG7-EG8.

El análisis del ANOVA realizado mediante el estadístico F de Fisher-Snedokor revela que el factor R_c de la probeta impar tiene efecto sobre la R_c de la probeta par al aceptarse la hipótesis

de diferencia significativa de medias al 95% para los distintos niveles del factor (puesto que el p-valor es menor a 0,05).

En base a que el p-valor mas pequeño de la prueba de Kolmogorov-Smirnov es superior a 0,05 puede asumirse la normalidad de los residuos para un nivel de confianza del 95%. El estadístico Durbin-Watson, empleado para analizar la autocorrelación de residuos, presenta un valor de 1,47 por lo que, según la Tabla 6-1, este estadístico indica la no existencia de autocorrelación positiva de los residuos para un nivel de confianza del 95%. A su vez, en la observación de residuos no se han detectado pautas.

Por tanto, las comprobaciones realizadas validan el modelo propuesto en la Figura 6-24.

6.5 Estudio de la resistencia a flexotracción

Como se expone en el apartado 5.5 Estudio de la relación entre la resistencia a flexotracción y la resistencia a compresión, la primera probeta conformada en cada amasada se emplea para el establecimiento de la relación entre la resistencia a compresión y la resistencia a flexotracción, mientras que la segunda probeta se emplea para el conocimiento de su comportamiento durante la vida en servicio del firme.

Esa primera probeta denominada probeta "impar" es sometida al ensayo de rotura en flexotracción resultando tras el ensayo dos semiprobetas o semiprismas denotados como "A" el de menores dimensiones y "B" el de dimensiones mayores. Posteriormente, cada una de las semiprobetas resultantes es sometida al ensayo de rotura a compresión permitiendo relacionar el valor de resistencia obtenido con el valor de resistencia a flexotracción presentado inicialmente por la probeta.

Para la realización de este estudio, en total se generan 45 amasadas.

Finalmente, puesto que las probetas empleadas y metodología seguida en el estudio de gemelas son perfectamente trasladables a este estudio, se exportan los resultados para incorporarlos en este apartado enriqueciendo la estimación de la resistencia a flexotracción.

6.5.1 Ensayos de flexotracción

La Tabla 6-45 recoge los resultados obtenidos en el ensayo de resistencia a la rotura en flexotracción realizado a largo plazo a las 45 probetas fabricadas para este estudio. Los datos completos de fabricación de las probetas empleadas en este estudio se recogen en el Anejo C.4.- Estudio de resistencia a flexotracción.

Destacar que por un problema de vertido de agua en el interior de la cámara húmeda, las series de probetas diez a doce (ambas incluidas) se encontraban completamente húmedas antes de la realización del ensayo, y que la serie trece, pese a que también sufrió el mismo accidente que las dos series anteriores tuvo tiempo de perder parte de esa humedad extra antes de la realización del ensayo.

Destacar también que tras la rotura a flexotracción de la probeta nº 14.3, pudo comprobarse que el esqueleto mineral de esta tenía gran presencia de fino en su constitución.

Tabla 6-45. Resultados R_f a largo plazo sobre probetas prismáticas del estudio de flexotracción.

PROBETA	FECHA FABRICACIÓN	FECHA ENSAYO	EDAD [DIAS]	DENSIDAD SECA $d_s=s/v$ [g/cm ³]	% DENSIDAD PROCTOR	CARGA de ROTURA FLEXOTRACCIÓN [kN]	CARGA de ROTURA FLEXOTRACCIÓN [MPa]
FT1.1	13/07/11	13/10/11	92	2,167	98,942	6,09	0,812
FT1.3	13/07/11	13/10/11	92	2,177	99,385	7,65	1,020
FT1.5	13/07/11	25/10/11	104	2,143	97,868	6,79	0,905
FT2.1	20/07/11	25/10/11	97	2,145	97,931	6,32	0,843
FT2.3	20/07/11	14/12/11	147	2,165	98,879	6,04	0,805
FT3.1	14/09/11	12/01/12	120	2,161	98,690	6,63	0,884
FT4.1	07/11/11	22/02/12	107	2,181	99,575	7,65	1,020
FT4.3	09/11/11	23/02/12	106	2,163	98,753	5,39	0,719
FT5.1	14/11/11	29/03/12	136	2,164	98,816	7,39	0,985
FT5.3	16/11/11	30/03/12	135	2,182	99,638	7,84	1,045
FT6.1	21/11/11	02/04/12	133	2,157	98,500	6,79	0,905
FT6.3	23/11/11	03/04/12	132	2,175	99,322	7,50	1,000
FT7.1	28/11/11	04/04/12	128	2,139	97,678	6,76	0,901
FT7.3	30/11/11	19/04/12	141	2,181	99,575	6,84	0,912
FT8.1	12/12/11	24/04/12	134	2,142	97,804	4,95	0,660
FT8.3	14/12/11	07/06/12	176	2,150	98,184	7,15	0,953
FT9.1	26/04/12	25/07/12	90	2,153	98,310	7,37	0,983
FT10.1	11/12/12	13/03/13	92	2,183	99,701	4,96	0,661
FT10.3	11/12/12	13/03/13	92	2,183	99,701	4,76	0,635
FT10.5	11/12/12	13/03/13	92	2,153	98,310	4,65	0,620
FT11.1	12/12/12	14/03/13	92	2,159	98,563	5,55	0,740
FT11.3	12/12/12	14/03/13	92	2,152	98,247	5,00	0,667
FT11.5	12/12/12	14/03/13	92	2,147	98,057	5,43	0,724
FT12.1	18/12/12	14/03/13	86	2,146	97,994	4,07	0,543
FT12.3	18/12/12	18/03/13	90	2,179	99,511	3,84	0,512
FT12.5	18/12/12	18/03/13	90	2,152	98,247	3,95	0,527
FT13.1	19/12/12	18/04/13	120	2,139	97,678	5,20	0,693
FT13.3	19/12/12	18/04/13	120	2,159	98,563	5,70	0,760
FT14.1	17/01/13	29/04/13	102	2,192	100,080	5,98	0,797
FT14.3	17/01/13	29/04/13	102	2,154	98,373	3,52	0,469
FT14.5	17/01/13	22/05/13	125	2,175	99,322	5,12	0,683
FT15.1	08/04/13	10/07/13	93	2,177	99,385	6,34	0,845
FT15.3	08/04/13	23/07/13	106	2,160	98,626	6,67	0,889
FT15.5	08/04/13	05/09/13	150	2,164	98,816	6,98	0,931
FT16.1	17/06/13	10/10/13	115	2,156	98,437	5,16	0,688
FT16.3	17/06/13	23/10/13	128	2,160	98,626	6,47	0,863
FT17.1	18/06/13	28/10/13	132	2,152	98,247	6,83	0,911
FT17.3	18/06/13	29/10/13	133	2,167	98,942	6,74	0,899
FT18.1	19/06/13	31/10/13	134	2,160	98,626	5,99	0,799
FT18.3	19/06/13	18/12/13	182	2,141	97,741	5,96	0,795
FT18.5	19/06/13	28/03/14	282	2,174	99,259	5,01	0,668
FT19.1	25/06/13	01/04/14	280	2,183	99,701	6,05	0,807
FT19.3	25/06/13	01/04/14	280	2,174	99,259	7,39	0,985
FT20.1	27/06/13	01/04/14	278	2,167	98,942	6,81	0,908
FT20.3	27/06/13	01/04/14	278	2,153	98,310	6,78	0,904

La Tabla 6-46 muestra los resultados del análisis estadístico practicado a la resistencia a flexotracción para todas las probetas fabricadas mientras que la Tabla 6-47 recoge el análisis estadístico practicado sin incluir las series diez a doce, puesto que estas no pueden ser tenidas en cuenta para el establecimiento de medidas de tendencia central al presentar condiciones de ensayo diferentes. Sin embargo, estas sí que serán tenidas en cuenta en el establecimiento de la relación entre las resistencias compresión-flexotracción.

Tabla 6-46. Análisis estadístico de la R_f a largo plazo.

RESISTENCIA A FLEXOTRACCIÓN	
Número	45
Media	0,8061
Mediana	0,812
Varianza	0,0221
Desviación estándar	0,1486
Error estándar	0,02216
Valor Mínimo	0,469
Valor Máximo	1,045
Rango	0,576
Cuartil Inferior	0,688
Cuartil Superior	0,908
Rango Intercuartílico	0,22
Coficiente de Asimetría	-0,4445
Coficiente de Curtosis	-0,59273

Tabla 6-47. Análisis estadístico de la R_f a largo plazo (sin tener en cuenta las probetas no aptas).

RESISTENCIA A FLEXOTRACCIÓN	
Número	36
Media	0,8622
Mediana	0,889
Varianza	0,011743
Desviación estándar	0,108365
Error estándar	0,018317
Valor Mínimo	0,66
Valor Máximo	1,045
Rango	0,385
Cuartil Inferior	0,797
Cuartil Superior	0,931
Rango Intercuartílico	0,134
Coficiente de Asimetría	-0,318156
Coficiente de Curtosis	-0,743671

A la vista de los resultados recogidos en la Tabla 6-47, las probetas presentan una resistencia a flexotracción media de 0,86 MPa con una desviación estándar de 0,11 MPa.

La mediana de valor 0,89 MPa que presenta una dispersión de 0,13 MPa resulta ser un valor muy próximo al valor de resistencia empleado para el dimensionamiento analítico de firmes (0,9 MPa) en gran parte de las referencias analizadas (IECA-CEDEX, 2003; Junta de Andalucía, 2007; Comunidad Valenciana, 2009).

Aunque el rango de valores obtenidos es bastante amplio, la diferencia entre la media y la mediana es bastante escasa. Sin embargo, no existe ningún punto de valor alejado de la tendencia central.

Los coeficientes de asimetría y curtosis indican una asimetría a la izquierda presentando una distribución de resultados ligeramente platicúrtica (ver Figura 6-25).

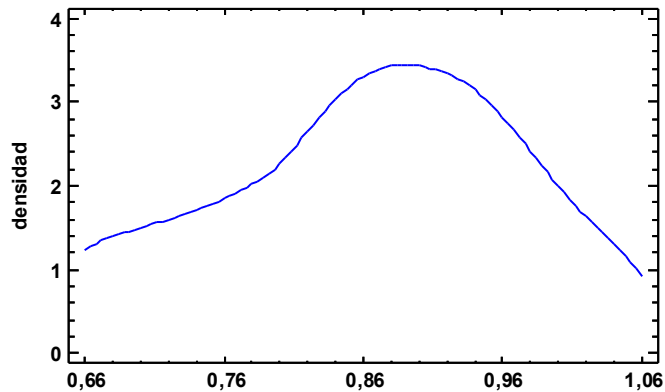


Figura 6-25. Distribución de resultados de R_f del estudio de flexotracción.

La Figura 6-26 recoge una representación del diagrama Box-Plot de los resultados de resistencia a flexotracción, donde puede verse como la mediana es superior al valor promedio presentando la distribución de resultados una asimetría a la izquierda. Asimismo, puede verse como existe una mayor concentración de resultados en la mitad central de la muestra coincidiendo, prácticamente, el rango intercuartílico con la longitud de ambos bigotes. Esto, junto con el hecho de que no se han detectado outliers, da mayor consistencia a los resultados obtenidos.

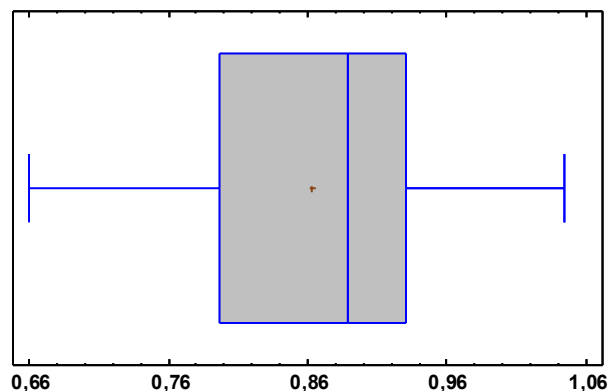


Figura 6-26. Diagrama Box-Plot de los resultados de R_f del estudio de flexotracción.

En referencia a la relación entre la edad de curado y la resistencia a flexotracción, para ver su evolución con el tiempo, la Tabla 6-48 recoge los resultados del análisis estadístico practicado a ambas variables. Mientras, en la Figura 6-27 se muestra el modelo propuesto con las probetas consideradas en la Tabla 6-47 (para la que no se tienen en cuenta las series diez a doce) al

considerar que son las únicas que por las características de humedad presentada a la hora de realizar los ensayos pueden obtener valores representativos de resistencia a flexotracción a largo plazo.

Tabla 6-48. Análisis estadístico edad de las probetas - R_f a largo plazo en estudio de flexotracción.

ANÁLISIS ESTADÍSTICO	
Término independiente	0,837709 (p-valor =0,0000)
Pendiente	9,37E-5 (p-valor =0,7987)
Coefficiente de correlación	0,04405
R²	0,00194
Error estándar del estimado	0,1270
Error promedio	0,0983
Estadístico Durbin-Watson	1,6194 (P=0,0928)

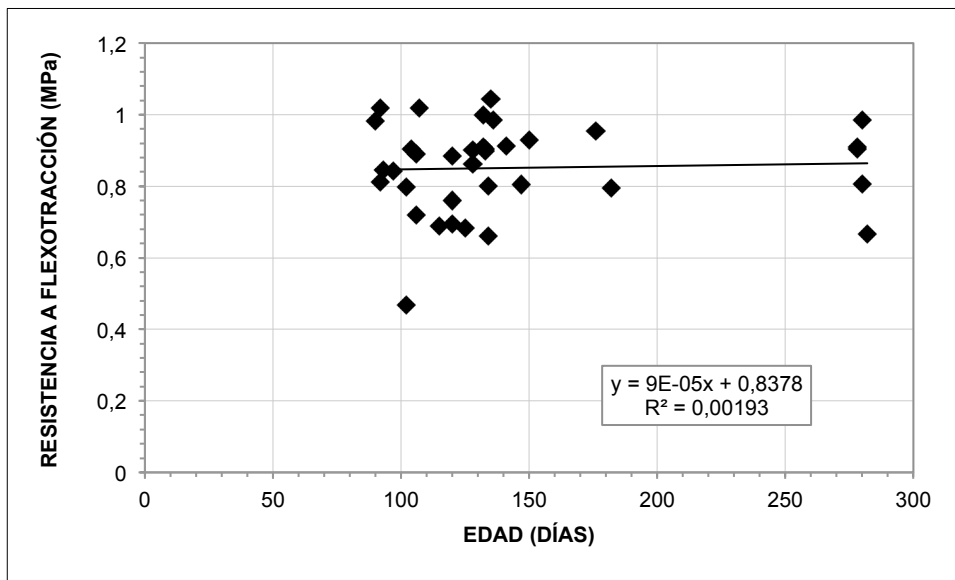


Figura 6-27. Relación edad de las probetas - R_f a largo plazo en estudio de flexotracción.

La Figura 6-27 muestra un valor de resistencia anormalmente extraño para la edad de rotura de las probetas que se corresponde con el resultado de la probeta FT14.3 que como ya se había comentado presentaba una excesiva composición de finos en su esqueleto mineral.

A la vista de los resultados de la Tabla 6-47 y la Figura 6-27, y en base al p-valor del estimador de la pendiente, no existe una relación evidente entre la edad de curado a largo y muy largo plazo y la resistencia a flexotracción al no poder descartar la hipótesis de pendiente nula, lo que puede traducirse en la presencia de un valor constante de esta una vez alcanzada la madurez de las probetas.

6.5.2 Ensayos de compresión

La Tabla 6-49 recoge los resultados obtenidos en el ensayo de resistencia a la rotura a compresión realizado a largo plazo a los 90 semiprismas resultantes del ensayo de rotura a flexotracción.

Se recuerda que las series diez a doce quedaron totalmente empañadas por un problema de humedad en la cámara de curado y que se detectó de manera visual tras la rotura a flexotracción un exceso de finos en la probeta FT14.3.

Tabla 6-49. Resultados R_c sobre probetas prismáticas del estudio de flexotracción.

PROBETA	FECHA FABRICACIÓN	FECHA ENSAYO	EDAD [DIAS]	% DENSIDAD PROCTOR	CARGA de ROTURA COMPRESIÓN PARTE A [kN]	CARGA de ROTURA COMPRESIÓN PARTE A [MPa]	CARGA de ROTURA COMPRESIÓN PARTE B [kN]	CARGA de ROTURA COMPRESIÓN PARTE B [MPa]	CARGA de ROTURA COMPRESIÓN PROMEDIO [MPa]
FT1.1	13/07/11	13/10/11	92	98,942	93,42	4,152	85,30	3,791	3,972
FT1.3	13/07/11	13/10/11	92	99,385	110,45	4,909	103,29	4,591	4,750
FT1.5	13/07/11	24/10/11	103	97,868	106,45	4,731	98,44	4,375	4,553
FT2.1	20/07/11	24/10/11	96	97,931	120,17	5,341	113,67	5,052	5,196
FT2.3	20/07/11	14/12/11	147	98,879	54,07	2,403	111,92	4,974	3,689
FT3.1	14/09/11	12/01/12	120	98,690	109,78	4,879	91,45	4,064	4,472
FT4.1	07/11/11	23/02/12	108	99,575	98,29	4,368	98,29	4,368	4,368
FT4.3	09/11/11	23/02/12	106	98,753	57,88	2,572	66,26	2,945	2,759
FT5.1	14/11/11	30/03/12	137	98,816	119,90	5,329	122,69	5,453	5,391
FT5.3	16/11/11	30/03/12	135	99,638	118,24	5,255	125,61	5,583	5,419
FT6.1	21/11/11	02/04/12	133	98,500	119,38	5,306	113,73	5,055	5,180
FT6.3	23/11/11	03/04/12	132	99,322	123,00	5,467	116,68	5,186	5,326
FT7.1	28/11/11	19/04/12	143	97,678	128,27	5,701	100,92	4,485	5,093
FT7.3	30/11/11	19/04/12	141	99,575	109,20	4,853	120,20	5,342	5,098
FT8.1	12/12/11	20/04/12	130	97,804	102,48	4,555	103,06	4,580	4,568
FT8.3	14/12/11	07/06/12	176	98,184	124,53	5,535	130,55	5,802	5,668
FT9.1	26/04/12	25/07/12	90	98,310	122,03	5,424	120,14	5,340	5,382
FT10.1	11/12/12	13/03/13	92	99,701	60,95	2,709	66,04	2,935	2,822
FT10.3	11/12/12	13/03/13	92	99,701	74,24	3,300	71,00	3,156	3,228
FT10.5	11/12/12	13/03/13	92	98,310	69,03	3,068	68,47	3,043	3,056
FT11.1	12/12/12	14/03/13	92	98,563	78,98	3,510	75,48	3,355	3,432
FT11.3	12/12/12	14/03/13	92	98,247	67,90	3,018	65,96	2,932	2,975
FT11.5	12/12/12	14/03/13	92	98,057	75,96	3,376	74,06	3,292	3,334
FT12.1	18/12/12	14/03/13	86	97,994	36,80	1,636	50,84	2,260	1,948
FT12.3	18/12/12	18/03/13	90	99,511	49,23	2,188	53,09	2,360	2,274
FT12.5	18/12/12	18/03/13	90	98,247	45,93	2,041	52,90	2,351	2,196
FT13.1	19/12/12	18/04/13	120	97,678	70,22	3,121	72,90	3,240	3,180
FT13.3	19/12/12	18/04/13	120	98,563	93,22	4,143	93,65	4,162	4,153
FT14.1	17/01/13	29/04/13	102	100,080	87,17	3,874	90,41	4,018	3,946
FT14.3	17/01/13	29/04/13	102	98,373	57,25	2,544	58,48	2,599	2,572
FT14.5	17/01/13	22/05/13	125	99,322	78,12	3,472	78,41	3,485	3,478
FT15.1	08/04/13	10/07/13	93	99,385	106,83	4,748	105,82	4,703	4,726
FT15.3	08/04/13	29/07/13	112	98,626	114,35	5,082	110,75	4,922	5,002
FT15.5	08/04/13	05/09/13	150	98,816	119,14	5,295	114,82	5,103	5,199
FT16.1	17/06/13	10/10/13	115	98,437	84,60	3,760	72,33	3,215	3,487
FT16.3	17/06/13	23/10/13	128	98,626	108,73	4,832	89,40	3,973	4,403
FT17.1	18/06/13	28/10/13	132	98,247	110,56	4,914	107,96	4,798	4,856
FT17.3	18/06/13	29/10/13	133	98,942	106,93	4,752	110,13	4,895	4,824
FT18.1	19/06/13	31/10/13	134	98,626	110,69	4,920	109,60	4,871	4,895
FT18.3	19/06/13	18/12/13	182	97,741	97,28	4,324	100,71	4,476	4,400
FT18.5	19/06/13	28/03/14	282	99,259	114,12	5,072	112,99	5,022	5,047
FT19.1	25/06/13	01/04/14	280	99,701	123,43	5,486	115,13	5,117	5,301
FT19.3	25/06/13	01/04/14	280	99,259	126,78	5,635	124,98	5,555	5,595
FT20.1	27/06/13	01/04/14	278	98,942	134,78	5,990	134,60	5,982	5,986
FT20.3	27/06/13	01/04/14	278	98,310	131,32	5,836	121,75	5,411	5,624

La Tabla 6-50 muestra los resultados del análisis estadístico practicado a la resistencia a compresión para todas las semiprobetas resultantes del ensayo de rotura a flexotracción, mientras que la Tabla 6-51 recoge el análisis estadístico practicado sin incluir las series diez a doce, puesto que estas no pueden ser tenidas en cuenta para el establecimiento de medidas de tendencia central al presentar condiciones de ensayo diferentes. Sin embargo, estas sí que serán tenidas en cuenta en el establecimiento de la relación entre las resistencias compresión-flexotracción.

Tabla 6-50. Análisis estadístico de la R_c de semiprismas rotos a flexotracción a largo plazo.

RESISTENCIA A COMPRESIÓN	
Número	90
Media	4,2849
Mediana	4,5855
Varianza	1,2136
Desviación estándar	1,1016
Error estándar	0,1161
Valor Mínimo	1,636
Valor Máximo	5,99
Rango	4,354
Cuartil Inferior	3,3
Cuartil Superior	5,117
Rango Intercuartílico	1,817
Coficiente de Asimetría	-0,5169
Coficiente de Curtosis	-0,8511

Tabla 6-51. Análisis estadístico de la R_c a largo plazo (sin tener en cuenta las probetas no aptas).

RESISTENCIA A COMPRESIÓN	
Número	72
Media	4,65435
Mediana	4,875
Varianza	0,75913
Desviación estándar	0,871281
Error estándar	0,102681
Valor Mínimo	2,403
Valor Máximo	5,99
Rango	3,587
Cuartil Inferior	4,157
Cuartil Superior	5,3175
Rango Intercuartílico	1,1605
Coficiente de Asimetría	-0,914115
Coficiente de Curtosis	0,284992

A la vista de los resultados mostrados en la Tabla 6-51, las probetas presentan una resistencia a compresión media a largo plazo de 4,65 MPa con una desviación estándar de 0,87 MPa.

La mediana de valor 4,88 MPa que presenta una dispersión de 1,16 MPa resulta ser un valor próximo aunque ligeramente superior al valor de resistencia de 4 MPa empleado en los modelos de comportamiento (IECA-CEDEX, 2003).

Aunque el rango de valores obtenidos es relativamente amplio, el rango intercuartílico que concentra el 50% de las observaciones realizadas es bastantes reducido.

Los coeficientes de asimetría y curtosis indican una asimetría a la izquierda presentando una distribución de resultados ligeramente platicúrtica (ver Figura 6-28).

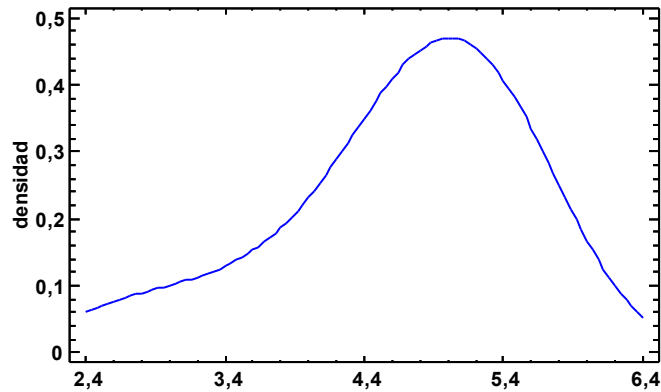


Figura 6-28. Distribución de resultados de R_c del estudio de flexotracción.

La Figura 6-29 recoge una representación del diagrama Box-Plot de los resultados de resistencia a compresión, donde puede verse como la mediana es superior al valor promedio presentando la distribución de resultados una asimetría a la izquierda. Asimismo, puede verse como existe una mayor dispersión de resultados en el primer cuartil y la presencia de una observación con valor alejado (entre 1,5 y 3 veces la longitud del rango intercuartílico a partir del P_{25}).

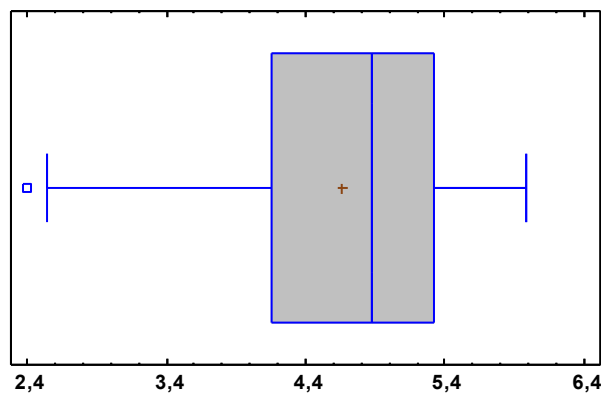


Figura 6-29. Diagrama Box-Plot de los resultados de R_c del estudio de flexotracción.

En referencia a la diferencia de resultados detectados en los valores de resistencia a compresión para cada probeta, la Figura 6-30 representa la relación de valores de las resistencias obtenidos de los semiprismas resultantes que se modelizan mediante una regresión lineal simple a la que se fuerza a pasar por el origen. En esta, puede verse como la pareja de valores obtenida en la probeta 2.3 difiere en gran medida del comportamiento del resto de semiprismas por lo que no será tenida en cuenta para la elaboración del análisis estadístico recogido en la Tabla 6-52.

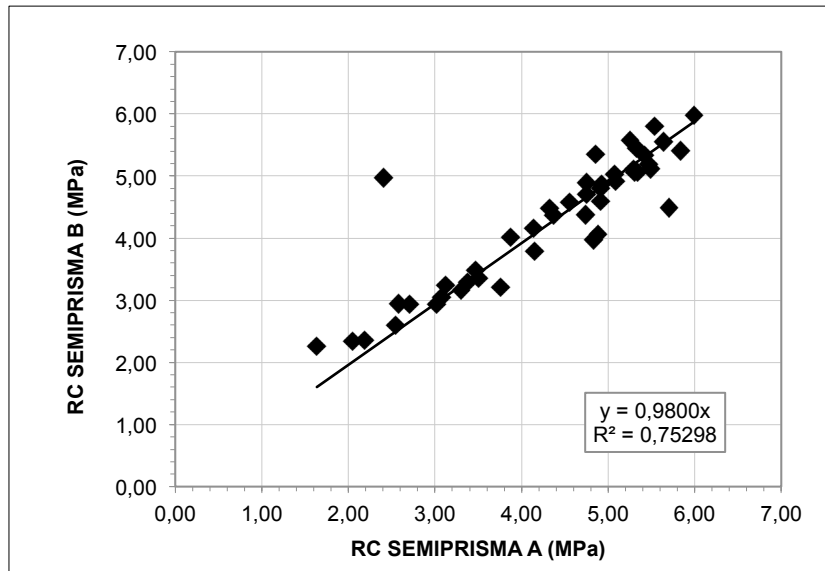


Figura 6-30. Relación R_c entre semiprismas A y B del estudio de flexotracción.

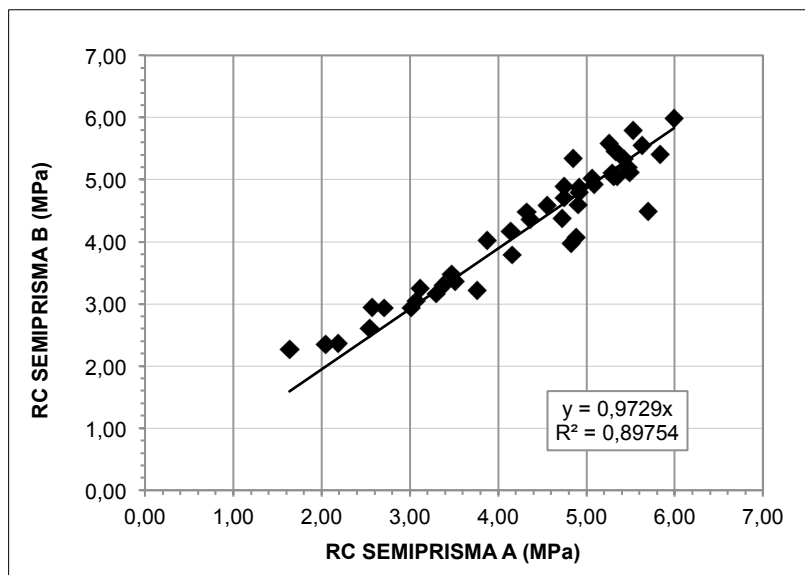


Figura 6-31. Relación R_c entre semiprismas A y B del estudio de flexotracción (sin outliers).

Tabla 6-52. Análisis estadístico relación R_c entre semiprismas en estudio de flexotracción.

ANÁLISIS ESTADÍSTICO	
Término independiente	0
Pendiente	0,9729 (p-valor =0,0000)
Coficiente de correlación	0,9971
R^2	0,9943
Error estándar del estimado	0,3343
Error promedio	0,2425
Análisis de la Varianza (test F de Snedokor)	7505,31 (p-valor =0,0000)
Análisis de los Residuos	
p-valor mas pequeño de la Prueba Kolmogorov-Smirnov	0,0763
Estadístico Durbin-Watson	1,6274

A la vista del p-valor del estimador de la pendiente existe una relación directa y estadísticamente significativa, con un nivel de confianza del 95%, de la resistencia a compresión

a largo plazo entre las semiprobetas obtenidas de una misma probeta. El valor de la pendiente indica que la semiprobeta de menor tamaño presenta una resistencia a compresión ligeramente inferior a la presentada por la semiprobeta de mayor tamaño.

El coeficiente de correlación igual a 0,9971 muestra una relación fuerte entre ambas variables. El coeficiente de determinación R^2 indica que el modelo ajustado explica el 99,43% de la variabilidad de la resistencia a compresión de la semiprobeta de mayor tamaño con un error estándar del estimado de 0,3343 y un error absoluto medio (MAE) de residuos de 0,2425.

El análisis del ANOVA realizado mediante el estadístico F de Fisher-Snedokor revela que el factor R_C del semiprisma A del estudio de flexotracción tiene efecto sobre la R_C del semiprisma B al aceptarse la hipótesis de diferencia significativa de medias al 95% para los distintos niveles del factor (puesto que el p-valor es menor a 0,05).

En base a que el p-valor más pequeño de la prueba de Kolmogorov-Smirnov es superior a 0,05 puede asumirse la normalidad de los residuos para un nivel de confianza del 95%. El estadístico Durbin-Watson, empleado para analizar la autocorrelación de residuos, presenta un valor de 1,63 por lo que, según la Tabla 6-1, este estadístico indica la no existencia de autocorrelación positiva de los residuos para un nivel de confianza del 95%. A su vez, en la observación de residuos no se han detectado pautas.

Por tanto, las comprobaciones realizadas validan el modelo propuesto en la Figura 6-31.

En referencia a la relación a la evolución con el tiempo de la resistencia a compresión, la Tabla 6-53 recoge los resultados del análisis estadístico practicado mientras que en la Figura 6-32 se muestra el modelo propuesto con las probetas consideradas en la Tabla 6-47 (para la que no se tienen en cuenta las series diez a doce) al interpretar que son las únicas que por las características de humedad presentada pueden obtener valores representativos de resistencia a compresión a largo plazo.

Tabla 6-53. Análisis estadístico edad de las probetas - R_C a largo plazo en estudio de flexotracción.

ANÁLISIS ESTADÍSTICO	
Término independiente	3,6509 (p-valor =0,0000)
Pendiente	6,912E-3 (p-valor =0,0025)
Coefficiente de correlación	0,4627
R^2	0,2141
Error estándar del estimado	0,7340
Error promedio	0,5695
Análisis de la Varianza (test F de Snedokor)	10,71 (p-valor =0,0025)
Análisis de los Residuos	
p-valor mas pequeño de la Prueba Kolmogorov-Smirnov	0,0837
Estadístico Durbin-Watson	1,7707 (p-valor =0,1217)

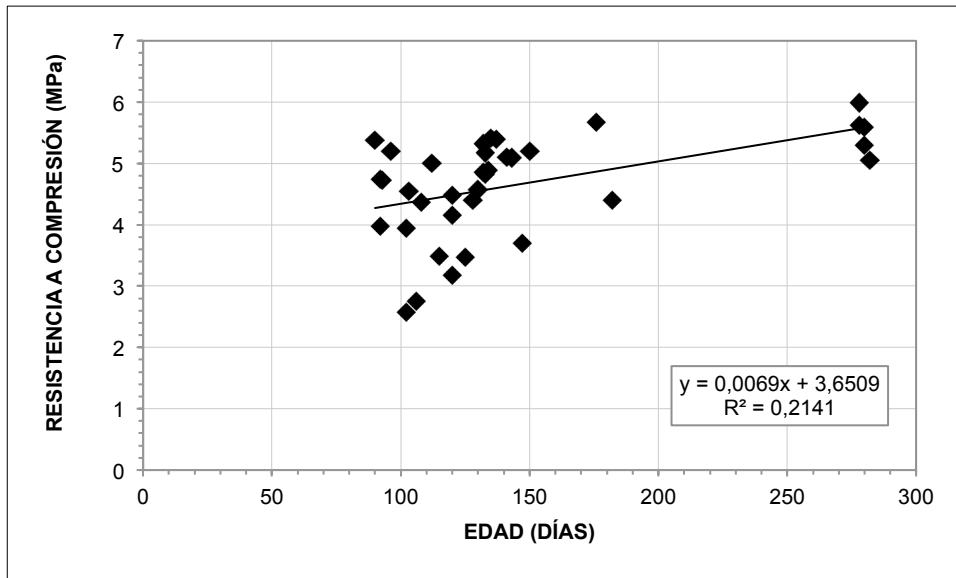


Figura 6-32. Relación edad de las probetas - R_c en estudio de flexotracción.

En base a los resultados de la Tabla 6-53 y la Figura 6-32, existe una relación directa y estadísticamente significativa, con un nivel de confianza del 95% entre la edad de las probetas y la resistencia a compresión a largo y muy largo plazo pues el p-valor del estimador de la pendiente presenta un valor inferior a 0,05. De esta manera se descarta la hipótesis de pendiente nula pese al reducido valor de la misma.

El coeficiente de correlación igual a 0,4626 muestra una relación relativamente débil entre ambas variables. El coeficiente de determinación R^2 indica que el modelo ajustado explica el 21,41% de la variabilidad existente entre la edad de las probetas y la resistencia a compresión con un error estándar del estimado de 0,7340 y un error absoluto medio (MAE) de residuos de 0,5695. La nube de puntos obtenida y el reducido valor de la pendiente presentado son indicativos del escaso incremento que se produce en la resistencia una vez alcanzada una madurez de 90 días en las probetas.

El análisis del ANOVA realizado mediante el estadístico F de Fisher-Snedokor revela que el factor edad tiene efecto sobre la R_c al aceptarse la hipótesis de diferencia significativa de medias al 95% para los distintos niveles del factor (puesto que el p-valor es menor a 0,05).

En base a que el p-valor más pequeño de la prueba de Kolmogorov-Smirnov es superior a 0,05 puede asumirse la normalidad de los residuos para un nivel de confianza del 95%. El estadístico Durbin-Watson, empleado para analizar la autocorrelación de residuos, presenta un p-valor superior a 0,05 por lo que puede asumirse a un 95% la no existencia de autocorrelación positiva. Asimismo, en la observación de residuos no se han detectado pautas.

Por tanto, las comprobaciones realizadas validan el modelo propuesto en la Figura 6-32.

Analizados los resultados de la resistencia a flexotracción y la resistencia a compresión es posible establecer la relación entre ambas.

Las Figura 6-33, Figura 6-34 y Figura 6-35 representan la relación entre la resistencia a compresión y la resistencia a flexotracción de las probetas FT1.1 - FT20.3 fabricadas específicamente para el estudio de flexotracción.

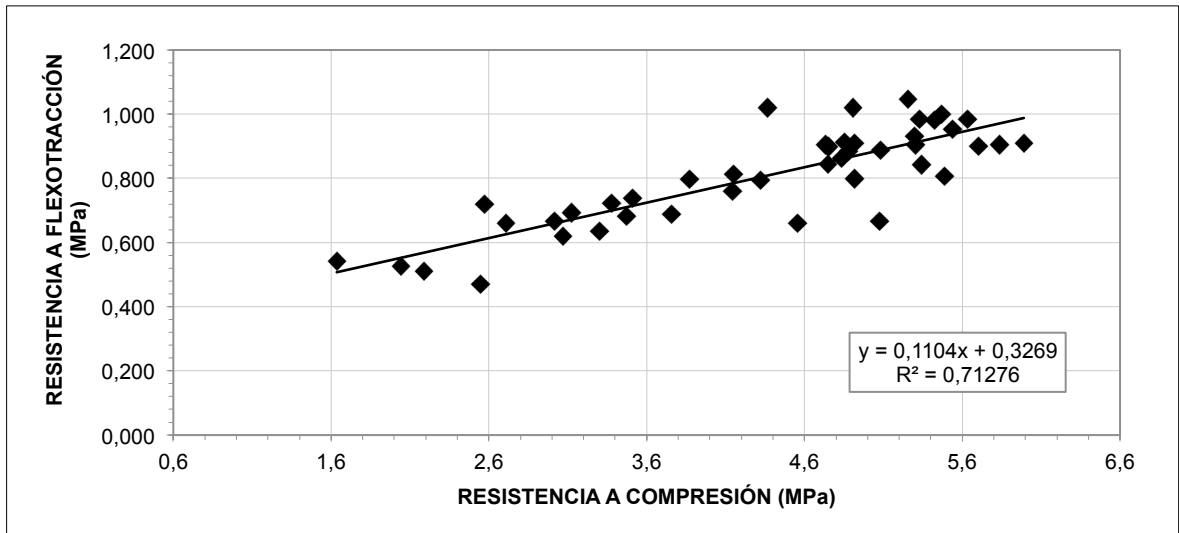


Figura 6-33. Relación $R_c - R_f$ del estudio de flexotracción (semiprismas tipo A).

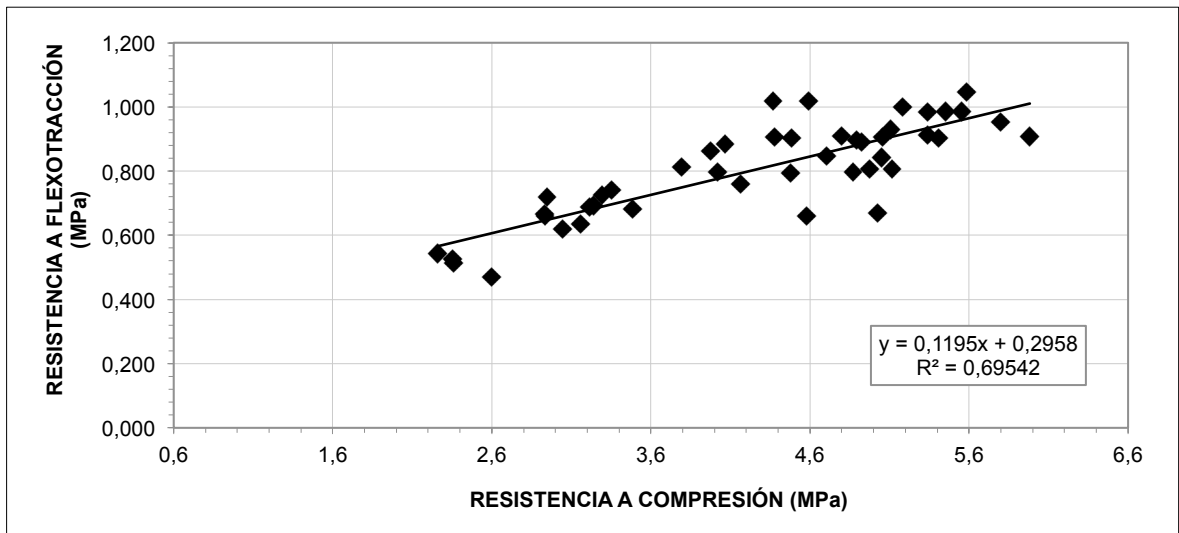


Figura 6-34. Relación $R_c - R_f$ del estudio de flexotracción (semiprismas tipo B).

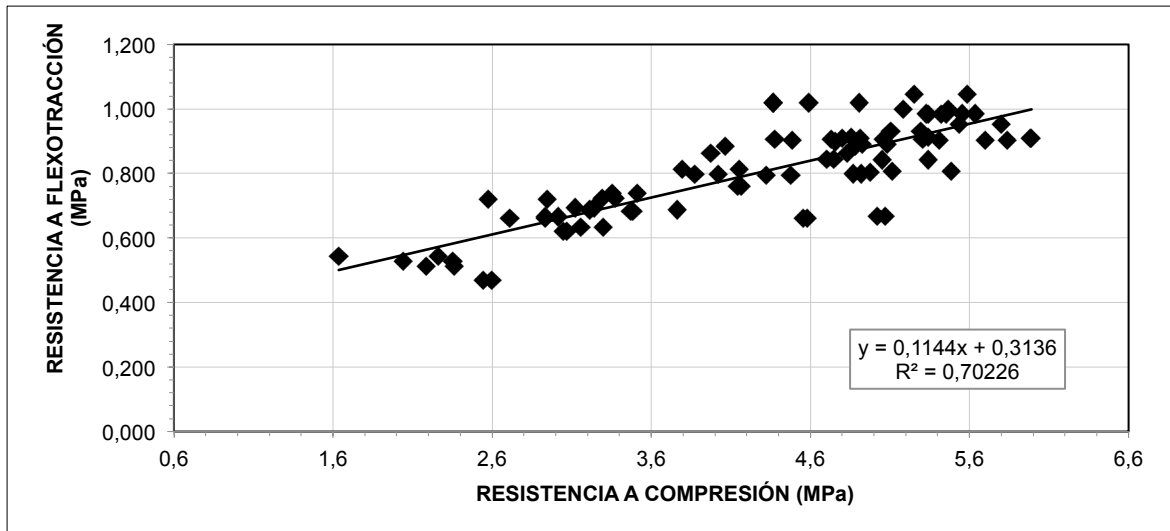


Figura 6-35. Relación $R_c - R_f$ del estudio de flexotracción (semiprismas tipo A+B).

Sin embargo, los resultados de las probetas fabricadas para el estudio de gemelas son perfectamente integrables en el enriquecimiento de esta relación (a excepción de la pareja EG11-EG12 que presentaron una diferencia de densidad Proctor superior al 5%), por lo que la Figura 6-36 representa la relación entre la resistencia a compresión de los semiprismas "A" y la resistencia a flexotracción inicial de la probeta de ambos estudios (estudio de gemelas y estudio de flexotracción). La Figura 6-37 representa la relación entre la resistencia a compresión de los semiprismas "B" y la resistencia a flexotracción inicial de la probeta para ambos estudios. Finalmente, la Figura 6-38 representa la relación entre la resistencia a compresión de ambos semiprismas y la resistencia a flexotracción de la probeta inicial. Puesto que distintos valores de resistencia a compresión pueden presentar la misma resistencia a flexotracción, el modelo que mejor caracteriza su comportamiento es el propuesto en la Figura 6-38 por lo que su análisis estadístico se recoge en la Tabla 6-54.

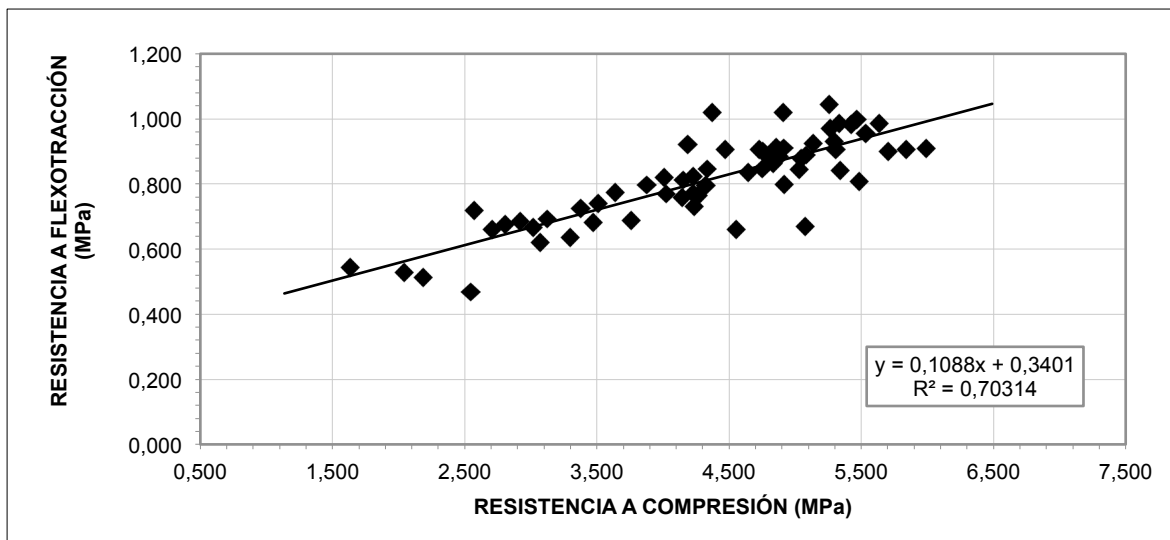


Figura 6-36. Relación $R_c - R_f$ de semiprismas tipo A del estudio de flexotracción y estudio de gemelas.

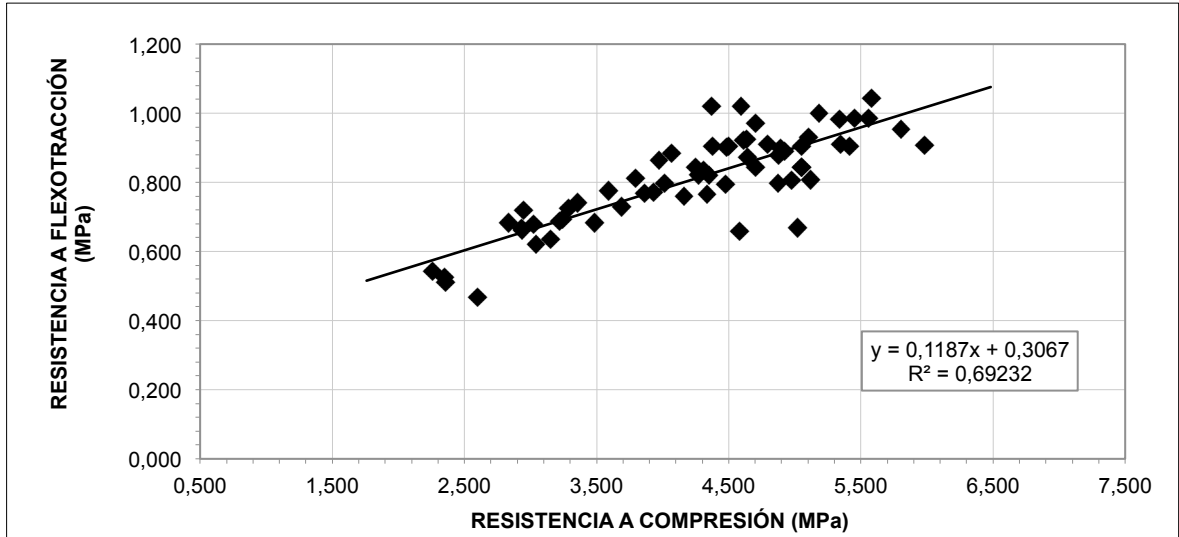


Figura 6-37. Relación $R_c - R_f$ de semiprismas tipo B del estudio de flexotracción y estudio de gemelas.

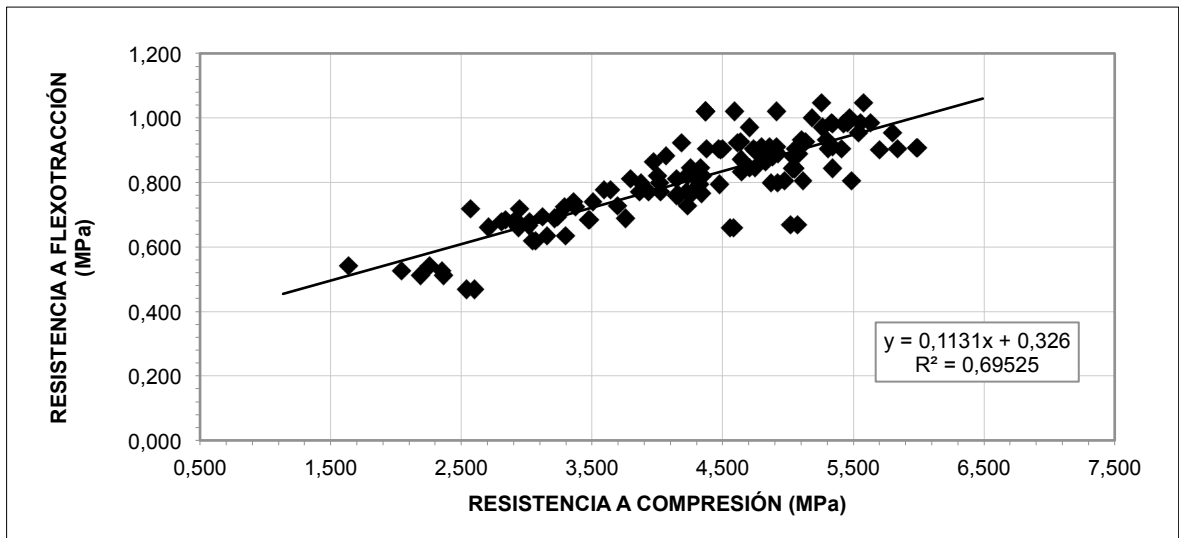


Figura 6-38. Relación $R_c - R_f$ de semiprismas tipo A+B del estudio de flexotracción y estudio de gemelas.

Tabla 6-54. Análisis estadístico $R_c - R_f$ a largo plazo.

ANÁLISIS ESTADÍSTICO	
Término independiente	0,3261 (p-valor =0,0000)
Pendiente	0,1131 (p-valor =0,0000)
Coefficiente de correlación	0,8338
R^2	0,6953
Error estándar del estimado	0,0735
Error promedio	0,0538
Análisis de la Varianza (test F de Snedokor)	280,61 (p-valor =0,0000)
Análisis de los Residuos	
p-valor mas pequeño de la Prueba Kolmogorov-Smirnov	0,0822
Estadístico Durbin-Watson	1,3736 (p-valor =0,0002)

La Figura 6-19 y el coeficiente de correlación de la Tabla 6-54 muestran la existencia de una relación moderadamente fuerte entre las resistencias a flexotracción y resistencia a compresión a largo plazo. Puesto que el p-valor para la pendiente y el término independiente es menor que

0,05, ambas presentan significación en el modelo propuesto y por tanto este responde a la ecuación [6-3].

$$R_F = 0,1131 \cdot R_C + 0,326 \quad \text{[6-3]}$$

El coeficiente de determinación R^2 indica que el modelo ajustado explica 69,53% de la variabilidad de la resistencia a flexotracción. El coeficiente de correlación igual a 0,8338 indica una relación relativamente fuerte entre ambas variables. El error estándar del estimado indica que la desviación estándar de los residuos es 0,0753, mientras que el error absoluto medio (MAE) que proporciona el valor promedio de los residuos es 0,0538.

El análisis del ANOVA realizado mediante el estadístico F de Fisher-Snedokor revela que el factor R_C tiene efecto sobre la R_f al aceptarse la hipótesis de diferencia significativa de medias al 95% para los distintos niveles del factor (puesto que el p-valor es menor a 0,05).

En base a que el p-valor más pequeño de la prueba de Kolmogorov-Smirnov es superior a 0,05 puede asumirse la normalidad de los residuos para un nivel de confianza del 95%. El estadístico Durbin-Watson, empleado para analizar la autocorrelación de residuos, presenta un p-valor inferior a 0,05. Además, según la Tabla 6-1, puede asumirse a un 95% la existencia de autocorrelación positiva. Sin embargo, en la observación de residuos no se han detectado pautas.

Por tanto, las comprobaciones realizadas validan el modelo propuesto en la ecuación [6-3].

Finalmente, la Figura 6-39 representa la relación entre la resistencia a flexotracción y el valor medio de resistencia a compresión obtenido para cada pareja de semiprismas procedentes de una misma probeta en la que tampoco se tiene en cuenta la pareja EG11-EG12 argumentando falta de homogeneidad como consecuencia de diferencia superior al 5% en la densidad Proctor. El análisis estadístico de la relación se recoge en la Tabla 6-55.

Tabla 6-55. Análisis estadístico R_C (valor medio) - R_f a largo plazo.

ANÁLISIS ESTADÍSTICO	
Término independiente	0,3098 (p-valor =0,0000)
Pendiente	0,1170 (p-valor =0,0000)
Coefficiente de correlación	0,8483
R^2	0,7197
Error estándar del estimado	0,0714
Error promedio	0,0510
Análisis de la Varianza (test F de Snedokor)	283,17 (p-valor =0,0000)
Análisis de los Residuos	
p-valor mas pequeño de la Prueba Kolmogorov-Smirnov	0,06733
Estadístico Durbin-Watson	1,3448 (p-valor =0,0030)

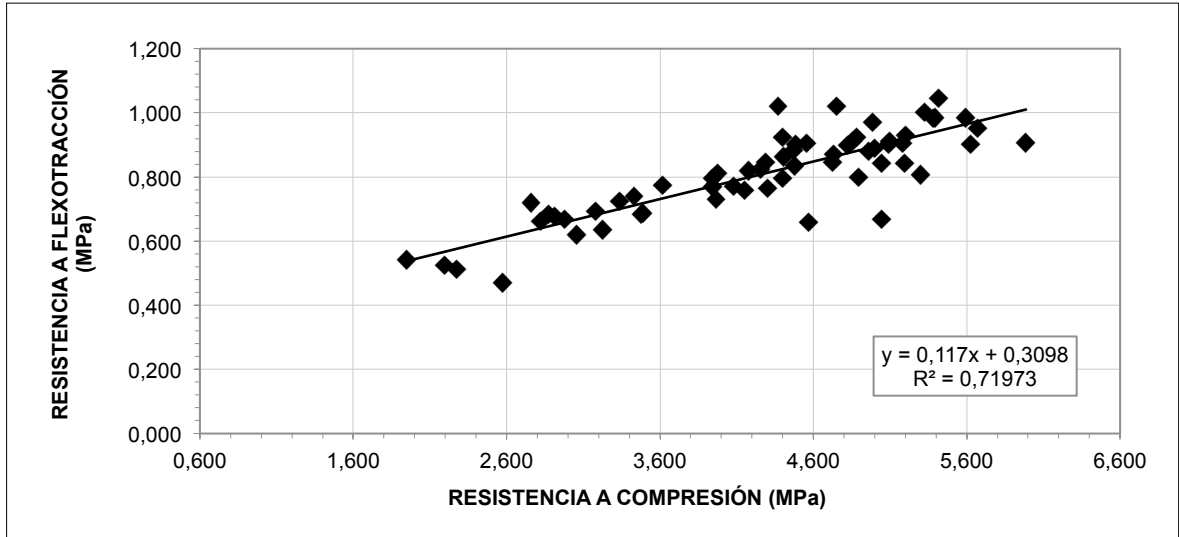


Figura 6-39. Relación R_c MEDIA - R_f de semiprismas A y B del estudio de flexotracción y estudio de gemelas.

La Figura 6-39 y el coeficiente de correlación de la Tabla 6-55 muestran la existencia de una relación moderadamente fuerte entre las resistencias a flexotracción y resistencia a compresión media a largo plazo.

Puesto que el p-valor para la pendiente y el término independiente es menor que 0,05, ambas presentan significación en el modelo propuesto y por tanto este responde a la ecuación [6-4].

$$R_f = 0,117 \cdot R_c + 0,3098 \quad [6-4]$$

El coeficiente de determinación R^2 indica que el modelo ajustado explica 71,97% de la variabilidad de la resistencia a flexotracción. El coeficiente de correlación igual a 0,8483, indica una relación fuerte entre ambas variables. El error estándar del estimado indica que la desviación estándar de los residuos es 0,0714, mientras que el error absoluto medio (MAE) que proporciona el valor promedio de los residuos es 0,0510.

El análisis del ANOVA realizado mediante el estadístico F de Fisher-Snedokor revela que el factor R_c tiene efecto sobre la R_f al aceptarse la hipótesis de diferencia significativa de medias al 95% para los distintos niveles del factor (puesto que el p-valor es menor a 0,05).

En base a que el p-valor más pequeño de la prueba de Kolmogorov-Smirnov es superior a 0,05 puede asumirse la normalidad de los residuos para un nivel de confianza del 95%. El estadístico Durbin-Watson, empleado para analizar la autocorrelación de residuos, presenta un p-valor inferior a 0,05. Además, según la Tabla 6-1, puede asumirse a un 95% la existencia de autocorrelación positiva. Sin embargo, en la observación de residuos no se han detectado pautas.

Por tanto, las comprobaciones realizadas validan el modelo propuesto en la ecuación [6-4].

6.6 Estudio de la resistencia a fatiga en flexotracción

El apartado 6.4 Estudio de gemelas ha permitido corroborar la homogeneidad de las probetas constituidas a partir de la misma amasada. No obstante, en la Figura 6-19. Relación de R_f entre probetas de una misma amasada (sin outliers), puede verse como la resistencia a flexotracción de la probeta par es sensiblemente inferior al de la probeta impar. En concreto, un 95% de su valor por lo que será este el valor que se tenga en cuenta para establecer los límites superior e inferior de los grupos de carga establecidos:

- Grupo 1º: carga máxima - mínima = 50% - 25% de la tensión de rotura
- Grupo 2º: carga máxima - mínima = 65% - 30% de la tensión de rotura
- Grupo 3º: carga máxima - mínima = 80% - 40% de la tensión de rotura

Teniendo en cuenta que la frecuencia de aplicación de carga es muy baja para que no existan interferencias sobre la resistencia a fatiga presentada, el número de ciclos que puede llegar a soportar una probeta en el grupo 1º y en algún caso en el grupo 2º, hace imposible el reparto homogéneo de probetas entre grupos. Se ha realizado un mayor número de ensayos en el grupo de carga 3º reservándose algunas probetas para la realización de ensayos en grupo 2º y minoritariamente en grupo 1º obteniéndose así una nube de puntos lo suficientemente dispersa como para permitir realizar un mejor ajuste del modelo de comportamiento.

La Tabla 6-56 recoge los valores extremos introducidos en el actuador dinámico para la aplicación sinusoidal de la carga que conlleva la rotura de las probetas por su agotamiento frente a la fatiga en flexotracción. En esta puede verse como se han realizado un total de 4 ensayos en el grupo de carga 1º, 10 en el grupo de carga 2º y 31 en el grupo de carga 3º. Los ciclos de carga soportados por cada probeta se muestran en la Tabla 6-57.

Como puede verse en la Tabla 6-56, los ensayos a largo plazo se realizaron en un rango de curado comprendido entre los 91 y los 283 días. Inicialmente estaba previsto la realización de los ensayos a la edad de 90 días. Distintas razones, como la no disposición a demanda de la prensa de fatiga hicieron imposible el cumplimiento del programa de rotura.

Sin embargo, alcanzado un curado de 90 días el valor de la resistencia a flexotracción prácticamente se mantiene constante (ver Tabla 6-47 y Figura 6-27) y el valor de la resistencia a compresión crece, aunque en muy poca medida, puesto que tiende a una estabilización (ver Tabla 6-53 y Figura 6-32). Por lo tanto, la diferencia de edad de curado de las probetas a la hora de realizar el ensayo de rotura en fatiga a flexotracción no debería de interferir en los resultados obtenidos al no parecer esta una variable significativa.

El problema de humedad ocurrido en la cámara de curado afectó también a las mismas series de probetas del estudio de fatiga pero en menor medida a la FT12.4 y FT 12.6. Se prevé que este exceso de humedad, en general, y especialmente la diferencia de humedad, en el caso de la serie doce, entre las probetas pertenecientes a la misma amasada penalice los resultados de los modelos de comportamiento en los que se tengan en cuenta valores medios. Además se recuerda que la probeta FT14.3 presentaba una resistencia a flexotracción poco usual como consecuencia de un exceso de finos en su esqueleto mineral.

Tabla 6-56. Valores de tensión introducidos en el estudio de resistencia a fatiga en flexotracción.

PROBETA	FECHA ENSAYO	EDAD [DIAS]	% DENSIDAD PROCTOR	RESISTENCIA A FLEXOTRACCIÓN DE LA GEMELA [MPa]	RESISTENCIA A FLEXOTRACCIÓN INTRODUCIDA [MPa]	CARGA TEÓRICA	TENSIÓN MÁX [MPa]	TENSIÓN MIN [MPa]
FT1.2	17/10/11	96	99,015	0,812	0,772	G3 (80-40%)	0,618	0,309
FT1.4	24/10/11	103	99,904	1,020	0,970	G3 (80-40%)	0,776	0,388
FT1.6	25/10/11	104	98,825	0,905	0,861	G3 (80-40%)	0,689	0,344
FT2.2	28/10/11	100	98,190	0,843	0,801	G2 (65-30%)	0,521	0,240
FT2.4	14/12/11	147	98,507	0,805	0,766	G2 (65-30%)	0,498	0,230
FT3.2	12/01/12	120	99,650	0,884	0,840	G1 (50-25%)	0,420	0,210
FT4.2	22/02/12	107	99,650	1,020	0,970	G3 (80-40%)	0,776	0,388
FT4.4	23/02/12	106	99,079	0,719	0,683	G3 (80-40%)	0,547	0,273
FT5.2	29/03/12	136	98,317	0,985	0,937	G3 (80-40%)	0,749	0,375
FT5.4	30/03/12	135	99,968	1,045	0,994	G3 (80-40%)	0,795	0,398
FT6.2	02/04/12	133	99,142	0,905	0,861	G3 (80-40%)	0,689	0,344
FT6.4	03/04/12	132	99,523	1,000	0,951	G3 (80-40%)	0,761	0,380
FT7.2	04/04/12	128	99,968	0,901	0,857	G2 (65-30%)	0,557	0,257
FT7.4	19/04/12	141	100,413	0,912	0,867	G3 (80-40%)	0,694	0,347
FT8.2	24/04/12	134	98,380	0,660	0,627	G2 (65-30%)	0,408	0,188
FT8.4	07/06/12	176	98,507	0,953	0,906	G3 (80-40%)	0,725	0,363
FT9.2	27/07/12	92	99,841	0,983	0,934	G2 (65-30%)	0,607	0,280
FT10.2	12/03/13	91	100,095	0,661	0,629	G3 (80-40%)	0,503	0,251
FT10.4	13/03/13	92	100,095	0,635	0,603	G3 (80-40%)	0,483	0,241
FT10.6	13/03/13	92	98,317	0,620	0,589	G3 (80-40%)	0,472	0,236
FT11.2	14/03/13	92	99,269	0,740	0,704	G3 (80-40%)	0,563	0,281
FT11.4	14/03/13	92	98,825	0,667	0,634	G3 (80-40%)	0,507	0,254
FT11.6	14/03/13	92	98,063	0,724	0,688	G3 (80-40%)	0,551	0,275
FT12.2	15/03/13	87	98,063	0,543	0,516	G3 (80-40%)	0,413	0,206
FT12.4	25/03/13	97	98,380	0,512	0,487	G3 (80-40%)	0,389	0,195
FT12.6	19/03/13	91	98,444	0,527	0,501	G3 (80-40%)	0,401	0,200
FT13.2	18/04/13	120	98,063	0,693	0,659	G3 (80-40%)	0,527	0,264
FT13.4	24/04/13	126	98,507	0,760	0,723	G2 (65-30%)	0,470	0,217
FT14.2	02/05/13	105	98,952	0,797	0,758	G3 (80-40%)	0,606	0,303
FT14.4	02/05/13	105	100,349	0,469	0,446	G3 (80-40%)	0,357	0,178
FT14.6	28/05/13	131	99,079	0,683	0,649	G2 (65-30%)	0,422	0,195
FT15.2	10/07/13	93	99,714	0,845	0,804	G2 (65-30%)	0,522	0,241
FT15.4	29/07/13	112	99,333	0,889	0,845	G1 (50-25%)	0,423	0,211
FT15.6	05/09/13	150	98,761	0,931	0,885	G1 (50-25%)	0,442	0,221
FT16.2	21/10/13	126	98,634	0,688	0,654	G3 (80-40%)	0,523	0,262
FT16.4	24/10/13	129	98,825	0,863	0,820	G3 (80-40%)	0,656	0,328
FT17.2	30/10/13	134	98,634	0,911	0,866	G3 (80-40%)	0,693	0,346
FT17.4	30/10/13	134	99,269	0,899	0,854	G3 (80-40%)	0,683	0,342
FT18.2	31/10/13	134	99,904	0,799	0,759	G2 (65-30%)	0,494	0,228
FT18.4	24/02/14	250	98,317	0,795	0,755	G1 (50-25%)	0,378	0,189
FT18.6	01/04/14	286	100,095	0,668	0,635	G3 (80-40%)	0,508	0,254
FT19.2	01/04/14	280	99,269	0,807	0,767	G3 (80-40%)	0,614	0,307
FT19.4	04/04/14	283	99,587	0,985	0,937	G3 (80-40%)	0,749	0,375
FT20.2	04/04/14	281	99,460	0,908	0,863	G3 (80-40%)	0,691	0,345
FT20.4	04/04/14	281	99,079	0,904	0,859	G2 (65-30%)	0,559	0,258

Tabla 6-57. Ciclos soportados por las probetas prismáticas en el estudio de fatiga en flexotracción.

PROBETA	FUERZA A INTRODUCIR MAX [KN]	FUERZA A INTRODUCIR MIN [KN]	FUERZA A INTRODUCIR MEDIA [KN]	CARGA INICIAL [KN]	CARGA FINAL [KN]	N° de CICLOS	TIEMPO [H]	DESPLAZAMIENTO INICIAL [mm]	DESPLAZAMIENTO FINAL [mm]
FT1.2	4,533	2,217	3,375	2,32-4,46	2,22-4,53	599.429	23,79	52,19-52,31	52,20-52,42
FT1.4	5,719	2,810	4,265	2,90-5,68	2,82-5,72	1.760	0,07	51,22-51,37	51,26-51,42
FT1.6	5,065	2,483	3,774	2,57-4,99	2,48-5,06	969.521	38,47	51,26-51,40	51,37-51,52
FT2.2	3,806	1,704	2,755	1,80-3,69	1,70-3,80	21.179.774	840,47	52,10-52,22	52,22-52,36
FT2.4	3,633	1,624	2,629	1,76-3,51	1,62-3,63	260.768	10,35	52,15-52,27	52,19-52,32
FT3.2	3,053	1,477	2,265	1,35-2,95	1,48-3,04	24.253.725	962,45	52,23-52,27	52,42-52,47
FT4.2	5,719	2,810	4,265	2,87-5,67	2,82-5,73	2.971	0,12	51,55-51,70	51,58-51,74
FT4.4	4,000	1,951	2,976	2,120-3,88	1,95-4,00	8.085.132	320,84	52,17-52,27	52,78-52,90
FT5.2	5,522	2,711	4,116	3,37-4,91	2,81-5,43	180	0,01	52,71-52,80	52,7452,88
FT5.4	5,864	2,882	4,373	2,95-5,80	2,88-5,86	2.728	0,11	52,21-52,37	52,25-52,42
FT6.2	5,065	2,483	3,774	2,67-5,21	2,59-5,29	8.891	0,35	52,65-52,79	52,70-52,86
FT6.4	5,605	2,753	4,179	2,82-5,53	2,75-5,60	209.238	8,30	52,13-52,28	52,30-52,46
FT7.2	4,078	1,829	2,954	1,90-4,00	1,83-4,07	4.815.312	191,08	51,09-51,19	51,37-51,48
FT7.4	5,103	2,502	3,803	2,59-5,04	2,50-5,10	110.990	4,40	51,48-51,62	51,42-51,57
FT8.2	2,960	1,313	2,136	1,51-3,24	1,31-2,96	21.569.845	855,95	52,00-52,10	52,10-52,23
FT8.4	5,339	2,620	3,980	2,63-5,24	2,62-5,33	19.510	0,77	51,29-51,45	51,22-51,50
FT9.2	4,455	2,003	3,229	1,95-4,40	2,00-4,45	812.523	32,24	52,51-52,64	52,68-52,83
FT10.2	3,673	1,787	2,730	1,71-3,51	1,79-3,67	500.823	19,87	39,00-39,06	42,01-42,17
FT10.4	3,521	1,711	2,616	1,96-3,54	1,78-3,67	271.689	10,78	42,49-42,61	42,56-42,71
FT10.6	3,438	1,669	2,553	1,89-3,21	1,67-3,43	7.536	0,30	43,39-43,51	43,46-43,61
FT11.2	4,122	2,012	3,067	2,60-3,43	2,25-3,88	202	0,01	44,26-44,33	44,26-44,38
FT11.4	3,704	1,802	2,753	2,09-3,41	1,80-3,70	1.123	0,04	43,00-43,11	43,07-43,23
FT11.6	4,031	1,966	2,998	2,65-3,44	2,26-3,73	753	0,03	43,63-43,69	43,62-43,74
FT12.2	2,996	1,449	2,223	1,83-2,60	1,45-3,00	2.156	0,09	43,56-43,72	43,84-43,98
FT12.4	2,822	1,361	2,091	1,67-2,53	1,36-2,82	6.004.932	238,29	42,88-42,99	43,49-43,63
FT12.6	2,905	1,403	2,154	1,72-2,59	1,40-2,90	2.474.582	98,20	41,78-41,88	42,87-43,01
FT13.2	3,856	1,878	2,867	1,93-3,64	1,88-3,84	627.463	24,90	42,55-42,67	42,67-42,81
FT13.4	3,423	1,527	2,475	1,80-3,34	1,58-3,53	1.060.252	42,07	42,54-42,57	42,52-42,70
FT14.2	4,449	2,175	3,312	2,72-3,96	2,72-3,96	42	0,00	43,73-43,81	43,73-43,81
FT14.4	2,578	1,240	1,909	1,51-2,32	1,24-2,58	5.331.828	211,58	42,33-42,42	42,70-42,82
FT14.6	3,065	1,361	2,213	1,64-2,75	1,36-3,06	1.200.418	47,64	42,38-42,51	42,81-42,96
FT15.2	3,819	1,709	2,764	1,94-3,63	1,71-3,82	10.267.749	407,45	42,58-42,63	42,67-42,77
FT15.4	3,072	1,486	2,279	1,76-2,78	1,58-3,07	22.135.759	878,40	41,81-42,36	42,53-42,69
FT15.6	3,219	1,560	2,389	1,27-2,93	1,56-3,22	19.746.633	783,60	42,11-42,49	42,82-43,05
FT16.2	3,825	1,863	2,844	1,96-3,30	1,87-3,83	48.981	1,94	42,61-42,70	42,64-42,78
FT16.4	4,822	2,361	3,592	2,48-4,74	2,36-4,82	183.004	7,26	43,41-43,55	43,44-43,61
FT17.2	5,096	2,498	3,797	2,65-4,92	2,50-5,09	3.339	0,13	43,43-43,58	43,47-43,65
FT17.4	5,027	2,464	3,746	2,22-5,18	2,47-5,03	384.564	15,26	42,62-42,97	42,88-43,35
FT18.2	3,603	1,609	2,606	1,88-3,33	1,61-3,59	24.686.048	979,61	41,96-42,09	42,54-42,72
FT18.4	2,734	1,318	2,026	1,72-2,33	1,32-2,73	18.921.671	750,86	41,32-41,39	42,98-42,83
FT18.6	3,711	1,806	2,759	2,06-3,48	1,82-3,71	72.411	2,87	66,56-66,71	66,64-66,85
FT19.2	4,502	2,202	3,352	2,44-4,30	2,20-4,50	1.049.065	41,63	67,95-68,11	68,31-68,49
FT19.4	5,522	2,711	4,116	2,81-5,43	2,71-5,54	2.799	0,11	66,87-67,04	66,96-67,15
FT20.2	5,080	2,491	3,786	2,75-4,84	2,52-5,05	13.579	0,54	67,65-67,87	67,80-68,08
FT20.4	4,091	1,835	2,963	2,05-3,90	1,85-4,08	2.484.999	98,61	66,52-66,71	66,72-66,93

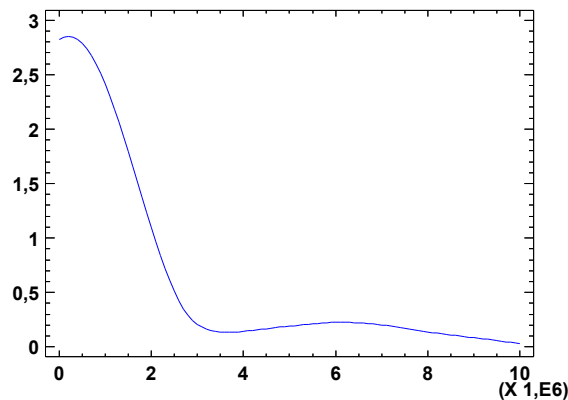
A continuación se presenta el análisis estadístico realizado discretizando por grupo de carga en base a los resultados de la Tabla 6-57.

Tabla 6-58. Análisis estadístico del número de ciclos soportado en GRUPO 3.

NÚMERO DE CICLOS	
Número	31
Media	870685
Mediana	48981
Varianza	3,86146E12
Desviación estándar	1965066
Error estándar	352935
Valor Mínimo	42
Valor Máximo	8085132
Rango	8085090
Cuartil Inferior	2728
Cuartil Superior	599429
Rango Intercuartílico	596701
Coefficiente de Asimetría	2,7775
Coefficiente de Curtosis	7,09898

A la vista de los resultados recogidos en la Tabla 6-58, y como era de esperar, la diferencia entre la media y la mediana indica la presencia de valores muy extremos (a tenor del rango de valores presentado) por lo que en este caso resulta más revelador tomar el valor de la mediana como parámetro evaluador de la tendencia central. En tal caso, la mitad de las probetas ensayadas en el grupo de carga 3 han soportado un número de ciclos de carga inferior a 48.981 presentando un recorrido intercuartílico de 596.701 ciclos.

El coeficiente de asimetría indica que la distribución de los ciclos soportados presenta una asimetría a la derecha y una curtosis leptocúrtica, es decir, que su comportamiento dista de la distribución normal como se muestra en la Figura 6-40.

**Figura 6-40. Distribución de resultados de los ciclos de carga en Grupo 3.**

La Figura 6-41 recoge una representación del diagrama Box-Plot de los resultados de los ciclos de carga soportados en el ensayo de resistencia a la fatiga en flexotracción, donde puede verse como la mediana es inferior al valor promedio presentando la distribución de resultados una asimetría a la derecha. Asimismo, puede verse como existe una mayor concentración de resultados entre el primer y el segundo cuartil y la presencia de observaciones muy alejadas con longitudes superiores a 3 veces el rango intercuartílico correspondientes principalmente a los valores de las probetas a las que se les suponía un comportamiento poco homogéneo.

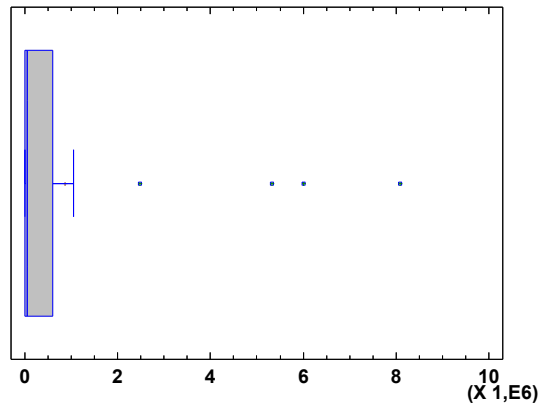


Figura 6-41. Diagrama Box-Plot de los ciclos de carga en Grupo 3.

Tabla 6-59. Análisis estadístico del número de ciclos soportado en GRUPO 2.

NÚMERO DE CICLOS	
Número	10
Media	8833768,8
Mediana	3650155,5
Varianza	9,78855E13
Desviación estándar	9893711,49
Error estándar	31286766,28
Valor Mínimo	260768
Valor Máximo	24686048
Rango	24425280
Cuartil Inferior	1,06025E6
Cuartil Superior	2,11798E7
Rango Inter cuartilico	2,01195E7
Coefficiente de Asimetría	0,796343
Coefficiente de Curtosis	-1,3514

En referencia a los ensayos realizados en el grupo de carga 2 y tal y como puede verse en la Tabla 6-59, la diferencia de valores entre la media y la mediana indica una elevada dispersión en los resultados a tenor del elevado valor del rango obtenido. Esto es debido a que el grupo 2 es precisamente un grupo de carga intermedio en el que cualquier variabilidad en el valor de resistencia a flexotracción introducido respecto a la resistencia a flexotracción realmente presentada por la probeta se traduce en un aumento considerable de la resistencia a fatiga. En este caso puede afirmarse que la mitad de las probetas ensayadas en el grupo de carga 2 han soportado un número de ciclos de carga inferior a 3.650.155 con una elevada dispersión a tenor del recorrido intercuartilico.

El coeficiente de asimetría indica que la distribución de los ciclos soportados presenta una ligera asimetría a la derecha y una curtosis platicúrtica como puede verse en la Figura 6-42.

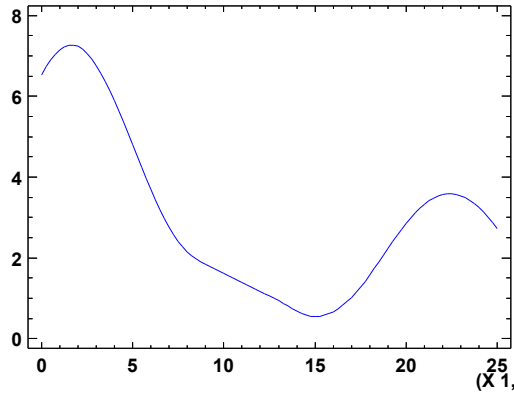


Figura 6-42. Distribución de resultados de los ciclos de carga en Grupo 2.

La Figura 6-43 recoge una representación del diagrama Box-Plot de los resultados de los ciclos de carga soportados en el ensayo de resistencia a la fatiga en flexotracción, donde puede verse la representación de la mediana y el valor promedio de los resultados. En dicho gráfico puede verse la asimetría a la derecha presentada por la distribución de resultados, el amplio rango de valores que engloba el 50% de las observaciones realizadas y la no presencia de puntos singulares como consecuencia, precisamente, del elevado valor del rango intercuartílico.

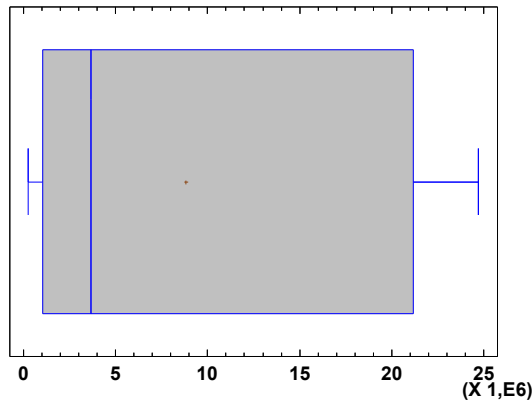


Figura 6-43. Diagrama Box-Plot de los ciclos de carga en Grupo 2.

Tabla 6-60. Análisis estadístico del número de ciclos soportado en GRUPO 1.

NÚMERO DE CICLOS	
Número	4
Media	2,12644E7
Mediana	2,09412E7
Varianza	5,82911E12
Desviación estándar	2,41435E6
Error estándar	1,20718E6
Valor Mínimo	1,89217E7
Valor Máximo	2,42537E7
Rango	5,33205E6
Cuartil Inferior	1,93342E7
Cuartil Superior	2,31947E7
Rango Intercuartílico	3,86059E6
Coefficiente de Asimetría	0,521915
Coefficiente de Curtosis	-2,13432

En referencia a los resultados del número de ciclos en Grupo 1 lo primero que se destaca es el escaso número de ensayos realizados. Por ello, pese al elevado valor de rango obtenido, la diferencia entre la media y la mediana es muy reducida, soportando en este Grupo 1 un valor promedio en torno a 21 millones de ciclos con una desviación de 2,4 millones.

El coeficiente de asimetría indica la presencia de una muy ligera asimetría a la derecha y una curtosis platicúrtica, representadas en la Figura 6-44.

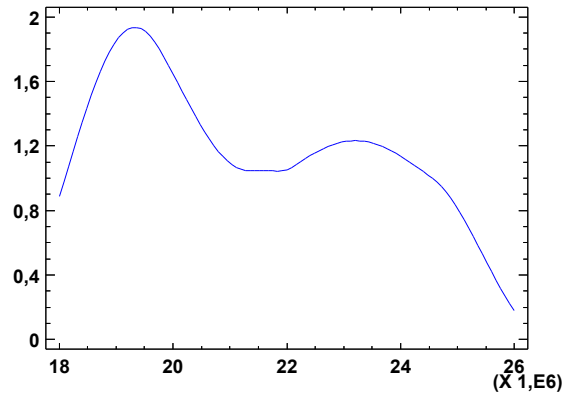


Figura 6-44. Distribución de resultados de los ciclos de carga en Grupo 1.

En la Figura 6-45 se presenta el diagrama Box-Plot correspondiente a los datos anteriores en el que puede verse como la mediana es inferior al valor promedio presentando la distribución de resultados una muy ligera asimetría a la derecha. Asimismo, puede verse como existe una mayor concentración de resultados entre el primer y el segundo cuartil. En este caso tampoco se han observado outliers como consecuencia del bajo número de observaciones realizadas y el elevado valor del rango intercuartílico.

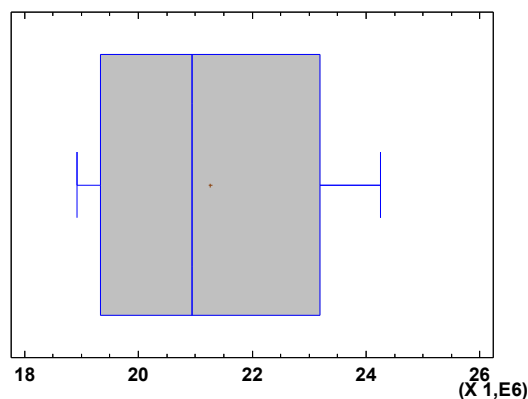


Figura 6-45. Diagrama Box-Plot de los ciclos de carga en Grupo 1.

6.6.1 Ensayos de compresión

La Tabla 6-61 recoge los resultados obtenidos en el ensayo de resistencia a la rotura a compresión realizado a largo plazo a los 90 semiprismas resultantes del ensayo de rotura a fatiga en flexotracción.

Tabla 6-61. Resultados de R_c de semiprismas del estudio de fatiga en flexotracción.

PROBETA	FECHA ENSAYO	EDAD [DIAS]	% DENSIDAD PROCTOR	CARGA DE ROTURA [KN] PARTE A	CARGA DE ROTURA [MPa] PARTE A	CARGA DE ROTURA [KN] PARTE B	CARGA DE ROTURA [MPa] PARTE B	CARGA DE ROTURA [MPa] MEDIA
FT1.2	24/10/11	103	99,015	144,86	6,438	163,69	7,275	6,857
FT1.4	24/10/11	103	99,904	122,75	5,456	126,45	5,620	5,538
FT1.6	14/12/11	154	98,825	160,84	7,148	174,68	7,764	7,456
FT2.2	14/12/11	147	98,190	131,13	5,828	124,81	5,547	5,688
FT2.4	22/12/11	155	98,507	123,56	5,492	114,6	5,093	5,292
FT3.2	23/02/12	162	99,650	155,52	6,912	126,25	5,611	6,262
FT4.2	23/02/12	108	99,650	111,94	4,975	115,62	5,139	5,057
FT4.4	21/03/12	133	99,079	148,72	6,610	133,81	5,947	6,278
FT5.2	30/03/12	137	98,317	104,78	4,657	105,20	4,676	4,666
FT5.4	02/04/12	138	99,968	119,85	5,327	134,38	5,972	5,650
FT6.2	03/04/12	134	99,142	122,49	5,444	115,32	5,125	5,285
FT6.4	04/04/12	133	99,523	137,96	6,132	139,83	6,215	6,173
FT7.2	16/04/12	140	99,968	144,94	6,442	155,59	6,915	6,678
FT7.4	20/04/12	142	100,413	128,46	5,709	140,67	6,252	5,981
FT8.2	06/06/12	177	98,380	108,93	4,841	134,21	5,965	5,403
FT8.4	07/06/12	176	98,507	146,22	6,499	154,12	6,850	6,674
FT9.2	30/07/12	95	99,841	178,46	7,932	141,47	6,288	7,110
FT10.2	13/03/13	92	100,095	75,65	3,362	69,98	3,110	3,236
FT10.4	14/03/13	93	100,095	80,24	3,566	78,47	3,488	3,527
FT10.6	14/03/13	93	98,317	62,9	2,796	59,46	2,643	2,719
FT11.2	15/03/13	93	99,269	77,72	3,454	90,68	4,030	3,742
FT11.4	15/03/13	93	98,825	69,58	3,092	61,21	2,720	2,906
FT11.6	15/03/13	93	98,063	74,69	3,320	82,69	3,675	3,497
FT12.2	16/03/13	88	98,063	45,89	2,040	52,09	2,315	2,177
FT12.4	05/04/13	108	98,380	111,73	4,966	96,3	4,280	4,623
FT12.6	05/04/13	108	98,444	82,54	3,668	79,48	3,532	3,600
FT13.2	29/03/13	100	98,063	89,03	3,957	90,99	4,044	4,000
FT13.4	29/03/13	100	98,507	98,49	4,377	107,09	4,760	4,568
FT14.2	13/05/13	116	98,952	72,12	3,205	55,68	2,475	2,840
FT14.4	14/05/13	117	100,349	98,06	4,358	90,83	4,037	4,198
FT14.6	05/07/13	169	99,079	103,26	4,589	114,75	5,100	4,845
FT15.2	26/07/13	109	99,714	110,56	4,914	111,3	4,947	4,930
FT15.4	03/09/13	148	99,333	87,83	3,904	87,83	3,904	3,904
FT15.6	07/10/13	182	98,761	122,75	5,456	119,85	5,327	5,391
FT16.2	23/10/13	128	98,634	61,77	2,745	77,81	3,458	3,102
FT16.4	28/10/13	133	98,825	110,84	4,926	114,56	5,092	5,009
FT17.2	31/10/13	135	98,634	121,85	5,416	121,85	5,416	5,416
FT17.4	31/10/13	135	99,269	119,38	5,306	117,85	5,238	5,272
FT18.2	10/12/13	174	99,904	135,81	6,036	129,11	5,738	5,887
FT18.4	28/03/14	282	98,317	120,89	5,373	148,15	6,584	5,979
FT18.6	01/04/14	286	100,095	105,8	4,702	131,03	5,824	5,263
FT19.2	04/04/14	283	99,269	148,63	6,606	148,65	6,607	6,606
FT19.4	04/04/14	283	99,587	135,68	6,030	132,86	5,905	5,968
FT20.2	04/04/14	281	99,460	136,85	6,082	108,02	4,801	5,442
FT20.4	11/04/14	288	99,079	123,12	5,472	135,5	6,022	5,747

Se recuerda que las series diez, especialmente la once, y la probeta perteneciente a la primera amasada de la serie doce sufrieron un aumento de humedad como consecuencia de un problema originado en la cámara de curado, por lo que sus resultados se podrán tener en

cuenta en la relación resistencia - número de ciclos soportados pero desvirtuarán los resultados referentes a la obtención de valores medios y al aumento de resistencia con la edad de las probetas.

La Tabla 6-62 muestra los resultados del análisis estadístico practicado a la resistencia a compresión para todas las semiprobetas resultantes tras el ensayo de rotura a fatiga en flexotracción mientras que la Tabla 6-63 recoge el análisis estadístico practicado sin incluir las probetas que presentaban un exceso de humedad, puesto que estas no pueden ser tenidas en cuenta para el establecimiento de medidas de tendencia central al presentar condiciones de ensayo diferentes.

Tabla 6-62. Análisis estadístico de la R_c de semiprismas rotos a fatiga en flexotracción.

RESISTENCIA A COMPRESIÓN	
Número	90
Media	5,03207
Mediana	5,1885
Varianza	1,7383
Desviación estándar	1,31845
Error estándar	0,138977
Valor Mínimo	2,04
Valor Máximo	7,932
Rango	5,892
Cuartil Inferior	4,03
Cuartil Superior	5,972
Rango Intercuartílico	1,942
Coefficiente de Asimetría	-0,242694
Coefficiente de Curtosis	-0,515875

Tabla 6-63. Análisis estadístico de la R_c a largo plazo (sin tener en cuenta las probetas no aptas).

RESISTENCIA A COMPRESIÓN	
Número	76
Media	5,3852
Mediana	5,43
Varianza	1,19727
Desviación estándar	1,0942
Error estándar	0,125513
Valor Mínimo	2,475
Valor Máximo	7,932
Rango	5,457
Cuartil Inferior	4,7805
Cuartil Superior	6,059
Rango Intercuartílico	1,2785
Coefficiente de Asimetría	-0,25621
Coefficiente de Curtosis	0,211112

A la vista de los resultados mostrados en la Tabla 6-63, las probetas presentan una resistencia a compresión media a largo plazo de 5,39 MPa con una desviación estándar de 1,09 MPa, mientras que la mediana de valor 5,43 MPa presenta una dispersión de 1,23 MPa.

Ambas medidas de tendencia central resultan ser ligeramente superiores a las obtenidas en el análisis estadístico de la resistencia a compresión presentada por los semiprismas resultantes

del ensayo de rotura a flexotracción. Esto es debido al curado experimentado durante la realización del ensayo de fatiga.

Así mismo, ambos valores resultan ser ligeramente superiores al valor de resistencia de 4 MPa empleado en los modelos de comportamiento (IECA-CEDEX, 2003).

Aunque el rango de valores obtenidos es relativamente amplio, el rango intercuartílico que concentra el 50% de las observaciones realizadas es bastantes reducido.

La Figura 6-46, en base a los coeficientes de asimetría y curtosis, muestra una ligerísima asimetría a la izquierda presentando una distribución de resultados prácticamente mesocúrtica.

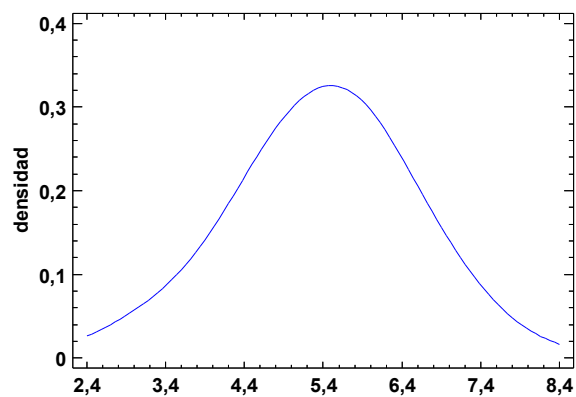


Figura 6-46. Distribución de resultados de R_c del estudio de fatiga en flexotracción.

La Figura 6-47 recoge una representación del diagrama Box-Plot de los resultados de resistencia a compresión, donde puede verse como la mediana es ligeramente superior al valor promedio presentando la distribución de resultados. Asimismo, puede verse como existe una mayor concentración de resultados en el segundo y cuarto cuartil asociado al reducido valor del rango intercuartílico y la presencia de dos observaciones con valor alejado (entre 1,5 y 3 veces la longitud del rango intercuartílico a partir del P_{25}) pertenecientes a los semiprismas FT14.2B y FT16.2A.

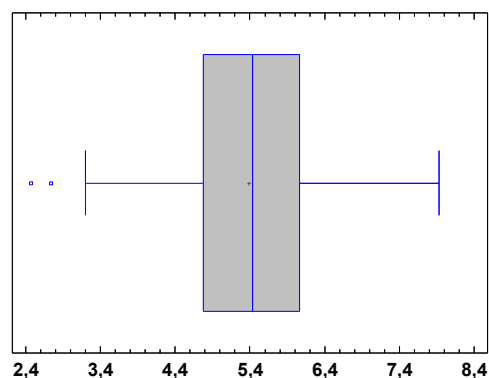


Figura 6-47. Diagrama Box-Plot de los resultados de R_c del estudio de fatiga en flexotracción.

En referencia a la diferencia de resultados detectados en los valores de resistencia a compresión para cada probeta, la Figura 6-48 representa la relación de valores de las resistencias obtenidos de los semiprismas resultantes que se modeliza mediante una regresión lineal simple a la que se fuerza a pasar por el origen. En este caso se tienen en cuenta todas las observaciones realizadas puesto que el grado de humedad es el mismo para ambos semiprismas resultantes no interfiriendo en el resultado. En esta, puede verse como la recta resultante de la modelización mediante la regresión presenta una pendiente igual a la unidad.

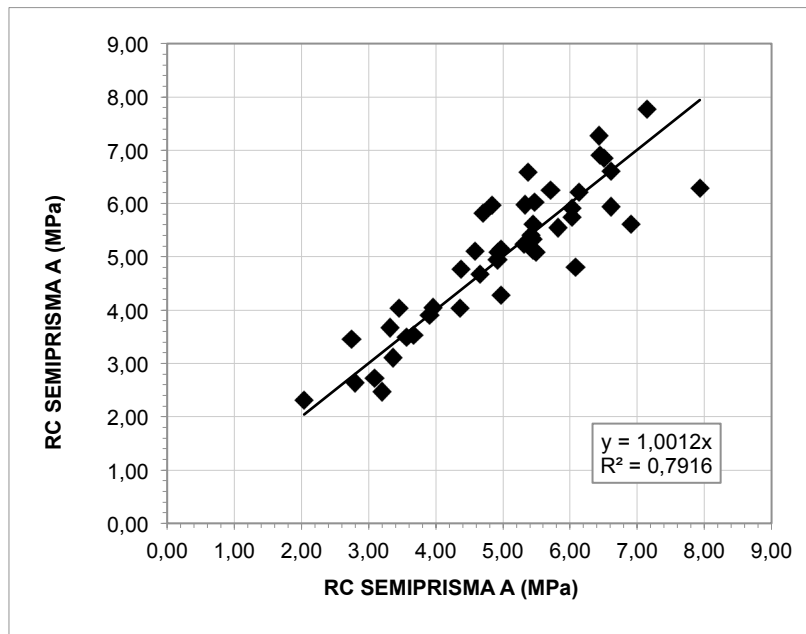


Figura 6-48. Relación resistencia compresión entre semiprismas del estudio de fatiga en flexotracción.

Tabla 6-64. Análisis estadístico relación R_c entre semiprismas en estudio de fatiga en flexotracción.

ANÁLISIS ESTADÍSTICO	
Término independiente	0
Pendiente	1,00124 (p-valor =0,0000)
Coefficiente de correlación	0,8894
R^2	0,7910
Error estándar del estimado	0,6081
Error promedio	0,4497
Análisis de la Varianza (test F de Snedokor)	3272,40 (p-valor =0,0000)
Análisis de los Residuos	
p-valor mas pequeño de la Prueba Kolmogorov-Smirnov	0,0617
Estadístico Durbin-Watson	1,79343

A la vista del p-valor del estadístico de la pendiente, puede desecharse la hipótesis de pendiente nula para un nivel de confianza del 95% y, por tanto, el valor de la pendiente igual a la unidad indica que el valor de la resistencia a compresión es independiente del tamaño de los semiprismas.

El coeficiente de determinación R^2 indica que el modelo ajustado explica 79,10% de la variabilidad de la resistencia a compresión de los resultados. El coeficiente de correlación igual a 0,8994, indica una relación fuerte entre ambas variables. El error estándar del estimado indica

que la desviación estándar de los residuos es 0,6081, mientras que el error absoluto medio (MAE) que proporciona el valor promedio de los residuos es 0,4497.

El análisis del ANOVA realizado mediante el estadístico F de Fisher-Snedokor revela que el factor R_C semiprisma A tiene efecto sobre la R_C semiprisma B al aceptarse la hipótesis de diferencia significativa de medias al 95% para los distintos niveles del factor (puesto que el p-valor es menor a 0,05).

En base a que el p-valor mas pequeño de la prueba de Kolmogorov-Smirnov es superior a 0,05 puede asumirse la normalidad de los residuos para un nivel de confianza del 95%. El estadístico Durbin-Watson, empleado para analizar la autocorrelación de residuos, presenta un valor de 1,79 por lo que, según la Tabla 6-1, puede asumirse a un 95% la no existencia de autocorrelación positiva. Además, en la observación de residuos no se han detectado pautas.

Por tanto, las comprobaciones realizadas validan el modelo propuesto en la Figura 6-48.

En referencia a la evolución de la resistencia a compresión con el paso tiempo, la Tabla 6-65 recoge los resultados del análisis estadístico practicado mientras que en la Figura 6-49 se muestra el modelo propuesto con las probetas consideradas en la Tabla 6-63 (para la que no se tienen en cuenta las probetas FT10.2 a FT12.2) al suponer que son las únicas que por las características de humedad presentada pueden obtener valores representativos de resistencia a compresión a largo plazo.

Tabla 6-65. Análisis estadístico Edad - R_C a largo plazo en estudio de fatiga en flexotracción.

ANÁLISIS ESTADÍSTICO	
Término independiente	4,6258 (p-valor =0,0000)
Pendiente	0,0048 (p-valor =0,0965)
Coefficiente de correlación	0,2736
R²	0,0749
Error estándar del estimado	1,0267
Error promedio	0,7483
Análisis de la Varianza (test F de Snedokor)	2,91 (p-valor =0,095)
Análisis de los Residuos	
p-valor mas pequeño de la Prueba Kolmogorov-Smirnov	0,0864
Estadístico Durbin-Watson	1,2346 (p-valor =0,0043)

A la vista de los resultados de la Tabla 6-65 y la Figura 6-49, y en base al p-valor del estimador de la pendiente, no existe una relación evidente entre la edad de las probetas a largo plazo y la resistencia a compresión al no poder descartar la hipótesis de pendiente nula, lo que puede traducirse en la presencia de un valor constante de esta una vez alcanzada la madurez de las probetas.

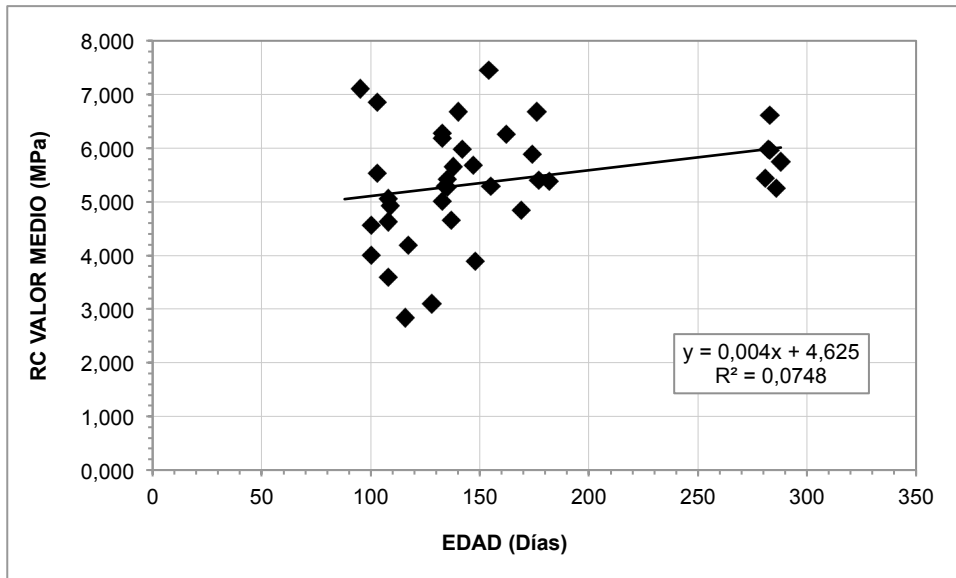


Figura 6-49. Relación edad de las probetas - Rc en estudio de fatiga en flexotracción.

6.6.2 Determinación de las leyes de fatiga

La acción cíclica de cargas de corta duración a las que se ve sometido un firme a lo largo de su vida en servicio hacen que, irremediamente, éste se agote como consecuencia del fenómeno de fatiga. La acumulación del daño a nivel tensional y de deformación que estas cargas generan supone una pérdida de rigidez que favorece la aparición de grietas dando lugar a un agotamiento progresivo del material.

En los materiales tratados con cemento, este agotamiento responde la expresión [5-4]:

$$\frac{\sigma}{R_f} = 1 - a \cdot \log N$$

siendo,

σ la tensión introducida, en MPa.

R_f la resistencia a flexión, en MPa.

a el coeficiente de ajuste que depende del material.

N número de ciclos de carga que es capaz de soportar el material hasta su rotura.

De acuerdo a la formulación [5-5] - [5-8], el coeficiente de ajuste "a" responde la expresión [5-8]:

$$\sum [a^2 \cdot (-P_x \cdot (P_y - 1)) + a \cdot (P_x^2 - (P_y - 1)^2) + P_x \cdot (P_y - 1)] = 0$$

siendo,

a la pendiente de la recta del modelo (variable incógnita a determinar).

P_x el valor del Log N de los ciclos soportados por las probetas a ensayo.

P_Y la relación entre la tensión aplicada y la resistencia a flexotracción de la probeta a ensayo.

Para la obtención de la relación entre la tensión aplicada y la resistencia a flexotracción de la probeta a ensayo se proponen los modelos que se listan a continuación:

- MODELO 1: Se toma como valor de resistencia a flexotracción el valor presentado por su gemela en el ensayo de rotura a flexotracción.
- MODELO 2: Se toma como valor de resistencia a flexotracción 0,9 MPa. Este valor es empleado usualmente en el diseño analítico de firmes semirrígidos que presentan suelocemento entre sus capas y coincide con el valor de la mediana obtenido en el apartado 6.5.1 Ensayos de flexotracción.
- MODELO 3: La resistencia a flexotracción se estima a partir del valor medio de resistencia obtenido en la rotura a compresión de los dos semiprismas que conforman una misma probeta según ecuación [6-3].
- MODELO 4: La resistencia a flexotracción se estima a partir del valor medio de resistencia obtenido en la rotura a compresión de los dos semiprismas que conforman una misma probeta según ecuación [6-4].

La Tabla 6-66 recoge los valores de resistencia a flexotracción considerados para cada probeta según el modelo empleado.

Tabla 6-66. Valores de R_f considerados en cada modelo propuesto.

PROBETA	R_{cs} PARTE A [MPa]	R_{cs} PARTE B [MPa]	R_{cs} MEDIA (A-B) [MPa]	R_f MODELO 1 [MPa]	R_f MODELO 2 [MPa]	R_f MODELO 3 [MPa]	R_f MODELO 4 [MPa]
FT1.2	6,438	7,275	6,857	0,772	0,900	1,101	1,112
FT1.4	5,456	5,620	5,538	0,970	0,900	0,952	0,958
FT1.6	7,148	7,764	7,456	0,861	0,900	1,169	1,182
FT2.2	5,828	5,547	5,688	0,801	0,900	0,969	0,975
FT2.4	5,492	5,093	5,292	0,766	0,900	0,925	0,929
FT3.2	6,912	5,611	6,262	0,840	0,900	1,034	1,042
FT4.2	4,975	5,139	5,057	0,970	0,900	0,898	0,901
FT4.4	6,610	5,947	6,278	0,683	0,900	1,036	1,044
FT5.2	4,657	4,676	4,666	0,937	0,900	0,854	0,856
FT5.4	5,327	5,972	5,650	0,994	0,900	0,965	0,971
FT6.2	5,444	5,125	5,285	0,861	0,900	0,924	0,928
FT6.4	6,132	6,215	6,173	0,951	0,900	1,024	1,032
FT7.2	6,442	6,915	6,678	0,857	0,900	1,081	1,091
FT7.4	5,709	6,252	5,981	0,867	0,900	1,002	1,010
FT8.2	4,841	5,965	5,403	0,627	0,900	0,937	0,942
FT8.4	6,499	6,850	6,674	0,906	0,900	1,081	1,091
FT9.2	7,932	6,288	7,110	0,934	0,900	1,130	1,142
FT10.2	3,362	3,110	3,236	0,629	0,900	0,692	0,688
FT10.4	3,566	3,488	3,527	0,603	0,900	0,725	0,722
FT10.6	2,796	2,643	2,719	0,589	0,900	0,634	0,628
FT11.2	3,454	4,030	3,742	0,704	0,900	0,749	0,748
FT11.4	3,092	2,720	2,906	0,634	0,900	0,655	0,650
FT11.6	3,320	3,675	3,497	0,688	0,900	0,722	0,719
FT12.2	2,040	2,315	2,177	0,516	0,900	0,572	0,565
FT12.4	4,966	4,280	4,623	0,487	0,900	0,849	0,851
FT12.6	3,668	3,532	3,600	0,501	0,900	0,733	0,731
FT13.2	3,957	4,044	4,000	0,659	0,900	0,778	0,778
FT13.4	4,377	4,760	4,568	0,723	0,900	0,843	0,844
FT14.2	3,205	2,475	2,840	0,758	0,900	0,647	0,642
FT14.4	4,358	4,037	4,198	0,446	0,900	0,801	0,801
FT14.6	4,589	5,100	4,845	0,649	0,900	0,874	0,877
FT15.2	4,914	4,947	4,930	0,804	0,900	0,884	0,887
FT15.4	3,904	3,904	3,904	0,845	0,900	0,767	0,767
FT15.6	5,456	5,327	5,391	0,885	0,900	0,936	0,941
FT16.2	2,745	3,458	3,102	0,654	0,900	0,677	0,673
FT16.4	4,926	5,092	5,009	0,820	0,900	0,893	0,896
FT17.2	5,416	5,416	5,416	0,866	0,900	0,938	0,943
FT17.4	5,306	5,238	5,272	0,854	0,900	0,922	0,927
FT18.2	6,036	5,738	5,887	0,759	0,900	0,992	0,999
FT18.4	5,373	6,584	5,979	0,755	0,900	1,002	1,009
FT18.6	4,702	5,824	5,263	0,635	0,900	0,921	0,926
FT19.2	6,606	6,607	6,606	0,767	0,900	1,073	1,083
FT19.4	6,030	5,905	5,968	0,937	0,900	1,001	1,008
FT20.2	6,082	4,801	5,442	0,863	0,900	0,941	0,946
FT20.4	5,472	6,022	5,747	0,859	0,900	0,976	0,982

La Tabla 6-67 recoge las relaciones entre la estimación de la resistencia a flexotracción mediante las ecuaciones [6-3] y [6-4] y la resistencia a flexotracción presentada por la probeta gemela.

Estas relaciones se representan en las Figura 6-50 y Figura 6-51 y su análisis estadístico se recoge en las Tabla 6-68 y Tabla 6-69. En dicho análisis no se tienen en cuenta los resultados presentados por las probetas FT12.4, FT12.6 y FT14.4 por la diferencia de humedad y diferente estructura mineral detectada entre probetas.

Tabla 6-67. Relación entre la R_f estimada según modelos 3 y 4 y R_f de la probeta gemela.

PROBETA	R_f ESTIMADA SEGÚN EC [6-3] [MPa]	R_f ESTIMADA SEGÚN EC [6-4] [MPa]	R_f GEMELA [MPa]
FT1.2	1,101	1,112	0,812
FT1.4	0,952	0,958	1,020
FT1.6	1,169	1,182	0,905
FT2.2	0,969	0,975	0,843
FT2.4	0,925	0,929	0,805
FT3.2	1,034	1,042	0,884
FT4.2	0,898	0,901	1,020
FT4.4	1,036	1,044	0,719
FT5.2	0,854	0,856	0,985
FT5.4	0,965	0,971	1,045
FT6.2	0,924	0,928	0,905
FT6.4	1,024	1,032	1,000
FT7.2	1,081	1,091	0,901
FT7.4	1,002	1,010	0,912
FT8.2	0,937	0,942	0,660
FT8.4	1,081	1,091	0,953
FT9.2	1,130	1,142	0,983
FT10.2	0,692	0,688	0,661
FT10.4	0,725	0,722	0,635
FT10.6	0,634	0,628	0,620
FT11.2	0,749	0,748	0,740
FT11.4	0,655	0,650	0,667
FT11.6	0,722	0,719	0,724
FT12.2	0,572	0,565	0,543
FT12.4	0,849	0,851	0,512
FT12.6	0,733	0,731	0,527
FT13.2	0,778	0,778	0,693
FT13.4	0,843	0,844	0,760
FT14.2	0,647	0,642	0,797
FT14.4	0,801	0,801	0,469
FT14.6	0,874	0,877	0,683
FT15.2	0,884	0,887	0,845
FT15.4	0,767	0,767	0,889
FT15.6	0,936	0,941	0,931
FT16.2	0,677	0,673	0,688
FT16.4	0,893	0,896	0,863
FT17.2	0,938	0,943	0,911
FT17.4	0,922	0,927	0,899
FT18.2	0,992	0,999	0,799
FT18.4	1,002	1,009	0,795
FT18.6	0,921	0,926	0,668
FT19.2	1,073	1,083	0,807
FT19.4	1,001	1,008	0,985
FT20.2	0,941	0,946	0,908
FT20.4	0,976	0,982	0,904

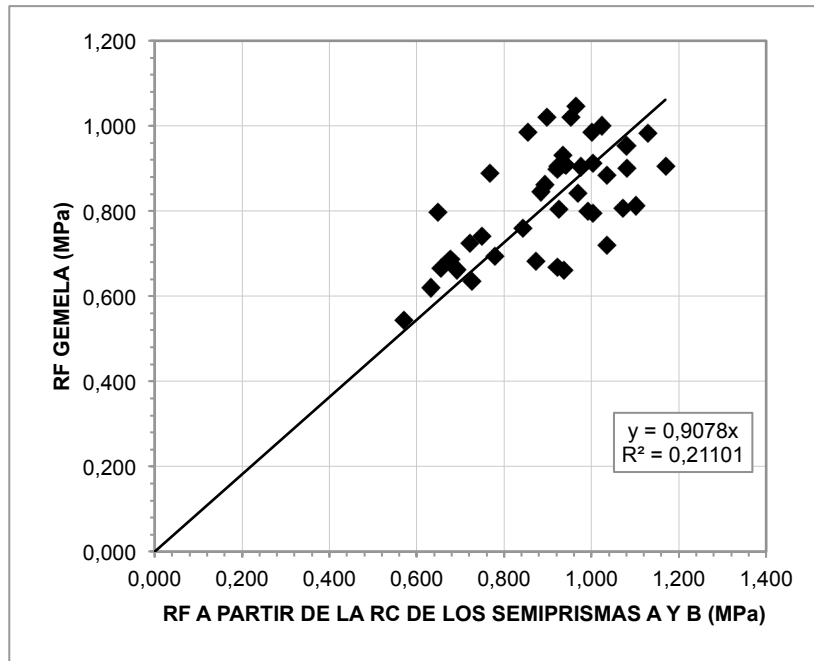


Figura 6-50. Relación estimación R_f (según ec. [6-3]) - R_f (Gemela).

Tabla 6-68. Análisis estadístico relación estimación R_f (según ec. [6-3]) - R_f (Gemela).

ANÁLISIS ESTADÍSTICO	
Término independiente	0
Pendiente	0,9078 (p-valor =0,0000)
Coefficiente de correlación	0,4593
R^2	0,2110
Error estándar del estimado	0,1138
Error promedio	0,0914
Análisis de la Varianza (test F de Snedokor)	2231,39 (p-valor =0,000)
Análisis de los Residuos	
p-valor mas pequeño de la Prueba Kolmogorov-Smirnov	0,0933
Estadístico Durbin-Watson	2,0439

A la vista de los resultados, puede verse una relación positiva entre la resistencia a flexotracción estimada a partir de los valores de compresión a largo plazo obtenidos por las semiprobetas según ecuación [6-3] y la resistencia a flexotracción presentada por la probeta gemela (la probeta impar de la misma amasada).

El p-valor del estadístico de la pendiente confirma la significatividad de ésta en el modelo para un nivel de confianza del 95%. El valor de la pendiente indica que según el modelo, la resistencia a flexotracción de la probeta par (ensayada a fatiga) sería un 90% de la resistencia a flexotracción presentada por la probeta impar (ensayada a flexotracción). Según los resultados del apartado 6.5 Estudio de la resistencia a flexotracción, a la probeta par se le había supuesto un valor igual al 95%. Puesto que la diferencia entre ambos valores es mínima se ratifica la suposición realizada.

El coeficiente de determinación R^2 indica que el modelo ajustado explica 21,10% de la variabilidad de la resistencia a flexotracción. El coeficiente de correlación igual a 0,4593 indica

una relación débil entre ambas variables. El error estándar del estimado indica que la desviación estándar de los residuos es 0,1138, mientras que el error absoluto medio (MAE) que proporciona el valor promedio de los residuos es 0,0914.

En base a que el p-valor más pequeño de la prueba de Kolmogorov-Smirnov es superior a 0,05 puede asumirse la normalidad de los residuos para un nivel de confianza del 95%. El estadístico Durbin-Watson, empleado para analizar la autocorrelación de residuos, presenta un valor de 2,04 por lo que no se registra de autocorrelación positiva. Además, en la observación de residuos no se han detectado pautas.

Por tanto, las comprobaciones realizadas validan el modelo propuesto en la Figura 6-50.

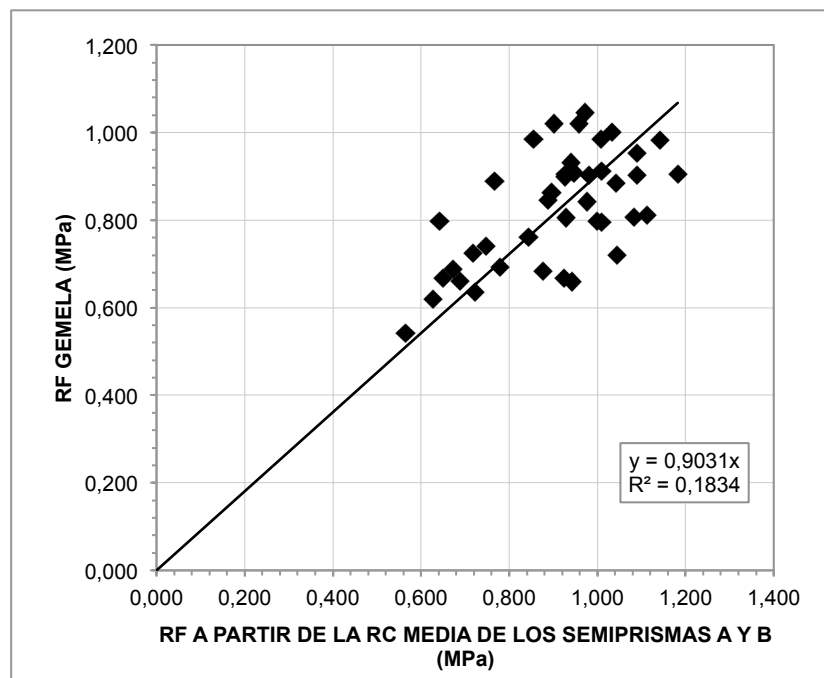


Figura 6-51. Relación R_c (según ec. [6-4]) - R_f (Gemela) en estudio de fatiga en flexotracción.

Tabla 6-69. Análisis estadístico relación R_c (según ec. [6-4]) - R_f (Gemela) en fatiga en flexotracción.

ANÁLISIS ESTADÍSTICO	
Término independiente	0
Pendiente	0,9031 (p-valor =0,0000)
Coefficiente de correlación	0,4282
R^2	0,1834
Error estándar del estimado	0,1158
Error promedio	0,0933
Análisis de la Varianza (test F de Snedokor)	2153,88 (p-valor =0,000)
Análisis de los Residuos	
p-valor mas pequeño de la Prueba Kolmogorov-Smirnov	0,1035
Estadístico Durbin-Watson	2,0229

Si por el contrario la estimación de la resistencia a flexotracción se realiza mediante la ecuación [6-4], puede verse como la pendiente del modelo sigue ajustando el valor de la resistencia a flexotracción de la probeta para un 90% del valor presentado por la probeta impar.

El p-valor del estadístico de la pendiente confirma la significatividad de ésta en el modelo para un nivel de confianza del 95%. El valor de la pendiente indica que según el modelo, la resistencia a flexotracción de la probeta par también representaría un 90% de la resistencia a flexotracción presentada por la probeta impar (su gemela).

El coeficiente de determinación R^2 indica que el modelo ajustado explica 18,34% de la variabilidad de la resistencia a flexotracción. El coeficiente de correlación igual a 0,4282 indica una relación débil entre ambas variables. El error estándar del estimado indica que la desviación estándar de los residuos es 0,1158, mientras que el error absoluto medio (MAE) que proporciona el valor promedio de los residuos es 0,0933.

En base a que el p-valor más pequeño de la prueba de Kolmogorov-Smirnov es superior a 0,05 puede asumirse la normalidad de los residuos para un nivel de confianza del 95%. El estadístico Durbin-Watson, empleado para analizar la autocorrelación de residuos, presenta un valor muy próximo a 2 por lo que no se registra autocorrelación positiva. Además, en la observación de residuos no se han detectado pautas.

Por tanto, las comprobaciones realizadas validan el modelo propuesto en la Figura 6-51.

Conocida la resistencia a flexotracción estimada en cada uno de los modelos y los valores superior e inferior de carga introducidos en el actuador dinámico para la determinación del comportamiento durante la vida en servicio del firme, se establecen los cuatro modelos que se representan y analizan a continuación.

6.6.2.1 Modelo 1

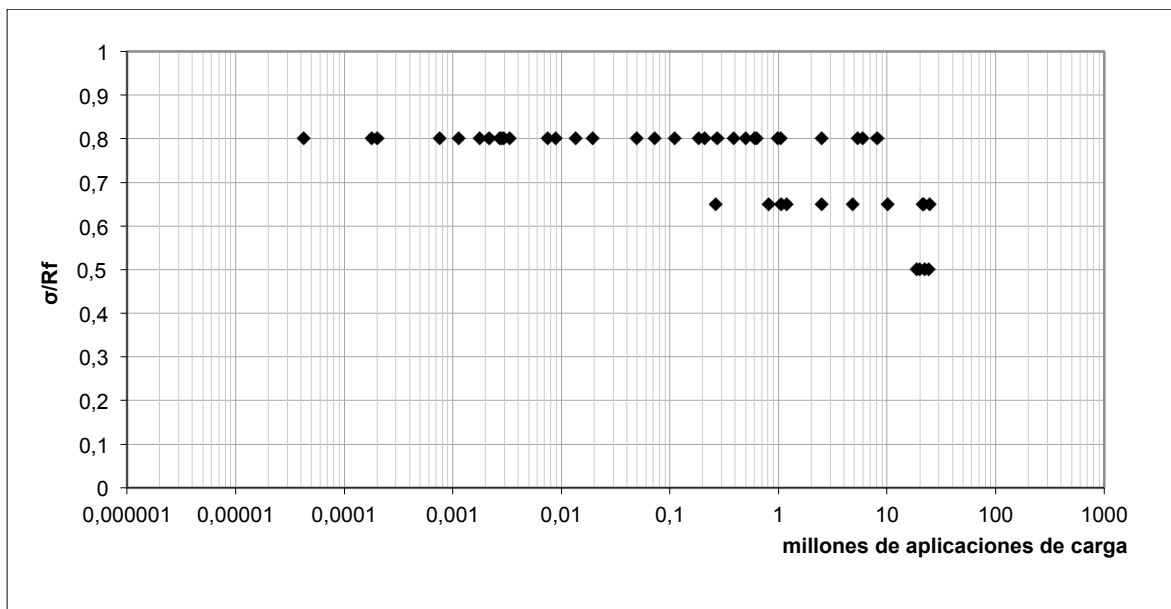


Figura 6-52. Observaciones del comportamiento a fatiga según modelo 1.

La Figura 6-52 recoge la representación gráfica de los puntos resultantes del ensayo de fatiga a flexotracción recogidos en la Tabla 6-57. El eje de abscisas representa en escala logarítmica los millones de ciclos de aplicación de carga soportados por las probetas antes de su colapso por fatiga a flexotracción. El eje de ordenadas representa la relación entre la tensión máxima considerada en el escalón de carga y la resistencia a flexotracción considerada según modelo.

Obviamente, la ley de fatiga propuesta deberá corroborar que para una tensión de rotura del 100% la probeta sólo resiste una aplicación de carga. Es decir, cuando la tensión aplicada es similar a la resistencia a flexotracción de la probeta esta se rompe nada más entrar en carga.

En base a la metodología propuesta en el apartado 5, la obtención de la pendiente "a" correspondiente a la ecuación [5-4] se determina por el método de los mínimos cuadrados mediante la expresión [5-8].

Sustituyendo P_x y P_y por sus valores correspondientes tal y como se adjunta en el anejo D.1.- Modelo 1, se llega a la ecuación [6-5]:

$$65,8225 \cdot a^2 + 1351,2404 \cdot a - 65,8225 = 0 \quad \text{[6-5]}$$

De esta ecuación se obtiene un valor de pendiente a igual a 0,048597626. Por lo tanto, la ley de fatiga obtenida para el suelocemento de acuerdo al modelo 1 se recoge en la expresión [6-6].

$$\frac{\sigma}{R_f} = 1 - 0,048597626 \cdot \log N \quad \text{[6-6]}$$

Que puede simplificarse según ecuación [6-7]:

$$\frac{\sigma}{R_f} = 1 - 0,0486 \cdot \log N \quad \text{[6-7]}$$

siendo,

σ la tensión introducida que provoca la rotura, en MPa.

R_f la resistencia a flexión del suelocemento empleado, en MPa.

N el número de ciclos de carga que soporta el material hasta su rotura.

La Figura 6-53 recoge la representación gráfica de dicha ley de fatiga cuyo análisis estadístico se refleja en la Tabla 6-70 en base a la transformación que da lugar a la recta de la ecuación [5-5].

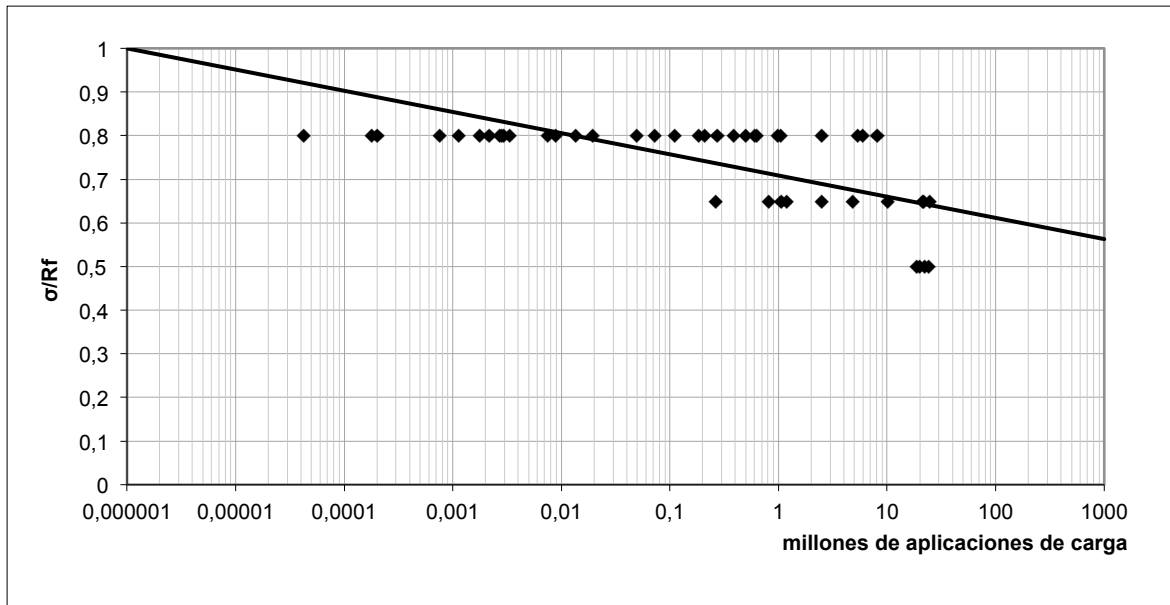


Figura 6-53. Ley de fatiga propuesta para el suelocimiento según modelo 1.

Tabla 6-70. Análisis estadístico de la ley de fatiga propuesta para el suelocimiento según modelo 1.

ANÁLISIS ESTADÍSTICO	
Término independiente	0
Pendiente	-0,0486 (p-valor =0,0000)
Coefficiente de correlación	-0,6076
R ²	0,3692
Error estándar del estimado	0,0779
Error promedio	0,0636
Análisis de la Varianza (test F de Snedokor)	527,42 (p-valor =0,000)
Análisis de los Residuos	
p-valor mas pequeño de la Prueba Kolmogorov-Smirnov	0,0710
Estadístico Durbin-Watson	1,8766

Como puede verse en la Tabla 6-70 existe una relación entre el número de aplicaciones de carga soportados por el material y la carga aplicada respecto a la resistencia a flexotracción de la probeta gemela pues el p-valor del estadístico de la pendiente confirma la significatividad de ésta en el modelo para un nivel de confianza del 95%.

El coeficiente de determinación R² indica que el modelo ajustado explica 36,92% de la variabilidad de la carga de rotura. El coeficiente de correlación igual a -0,6076, indica una relación moderada entre ambas variables. El error estándar del estimado indica que la desviación estándar de los residuos es 0,0779, mientras que el error absoluto medio (MAE) que proporciona el valor promedio de los residuos es 0,0636.

En base a que el p-valor más pequeño de la prueba de Kolmogorov-Smirnov es superior a 0,05 puede asumirse la normalidad de los residuos para un nivel de confianza del 95%. El estadístico Durbin-Watson, empleado para analizar la autocorrelación de residuos, presenta un valor de 1,87 por lo que, en base a la Tabla 6-1, se descarta la correlación positiva. Por otro lado, la observación de los residuos ha mostrado ciertas pautas de linealidad en los residuos.

Por tanto, las comprobaciones realizadas validan el modelo propuesto en la ecuación [6-7], pudiendo no ser este el modelo que mejor represente su comportamiento.

Ahora bien, como ya se ha comentado, los problemas con la humedad en la cámara de curado y diferencias en el esqueleto mineral hacen imposible relacionar los resultados de las probetas FT10.2 - FT12.2 y FT14.4. Por lo tanto, eliminando estas observaciones del cálculo se obtiene una versión corregida del modelo 1.

En este caso, y en base al cálculo recogido en el anejo D.2.- Modelo 1 (sin incluir probetas no aptas), se llega a la ecuación [6-8]:

$$60,1825 \cdot a^2 + 1237,8690 \cdot a - 60,1825 = 0 \quad \text{[6-8]}$$

De esta ecuación se obtiene un valor de pendiente a igual a 0,048503418. Por lo tanto, la ley de fatiga obtenida para el suelocemento de acuerdo al modelo 1 corregido se recoge en la expresión[6-9].

$$\frac{\sigma}{R_f} = 1 - 0,048503418 \cdot \log N \quad \text{[6-9]}$$

Que puede simplificarse según ecuación [6-10]:

$$\frac{\sigma}{R_f} = 1 - 0,0485 \cdot \log N \quad \text{[6-10]}$$

siendo,

σ la tensión introducida que provoca la rotura, en MPa.

R_f la resistencia a flexión del suelocemento empleado, en MPa.

N el número de ciclos de carga que soporta el material hasta su rotura.

La Figura 6-54 recoge la representación gráfica de dicha ley de fatiga cuyo análisis estadístico se refleja en la Tabla 6-71 en base a la transformación que da lugar a la recta de la ecuación [5-5].

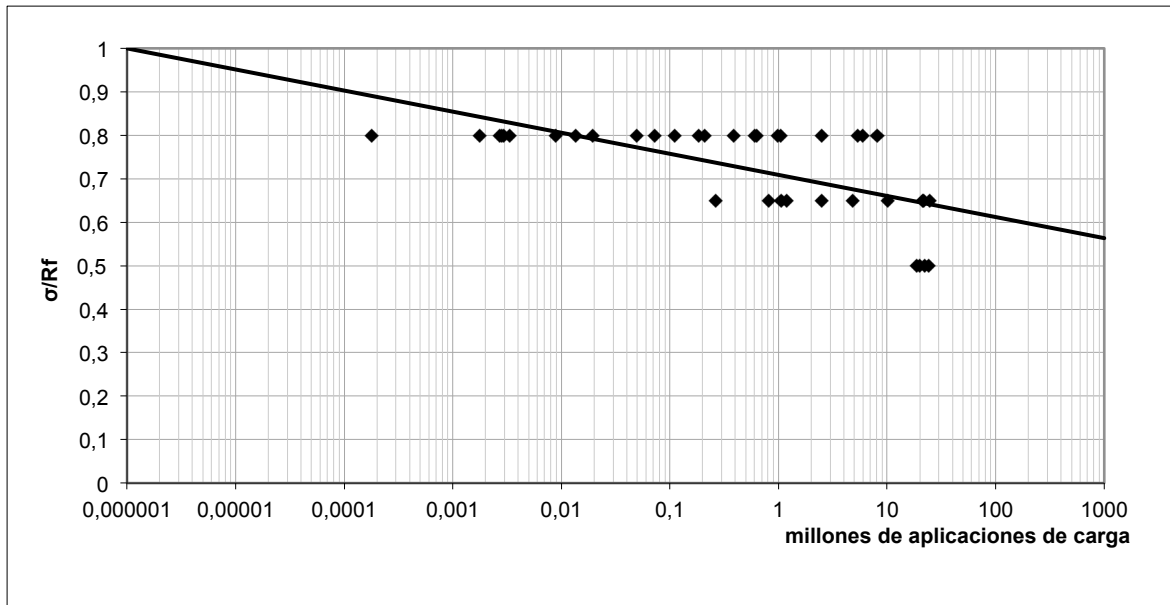


Figura 6-54. Ley de fatiga propuesta para el suelocimiento según modelo 1 corregido.

Tabla 6-71. Análisis estadístico de la ley de fatiga para el suelocimiento según modelo 1 corregido.

ANÁLISIS ESTADÍSTICO	
Término independiente	0
Pendiente	-0,0485 (p-valor =0,0000)
Coefficiente de correlación	-0,6452
R ²	0,4163
Error estándar del estimado	0,0793
Error promedio	0,0635
Análisis de la Varianza (test F de Snedokor)	463,92 (p-valor =0,000)
Análisis de los Residuos	
p-valor mas pequeño de la Prueba Kolmogorov-Smirnov	0,0622
Estadístico Durbin-Watson	1,9626

En este caso, también existe una correlación negativa entre el número de aplicaciones de carga soportados por el material y la carga aplicada respecto a la resistencia a flexotracción de la probeta gemela.

Como puede verse en la Tabla 6-71 existe una relación entre el número de aplicaciones de carga soportados por el material y la carga aplicada respecto a la resistencia a flexotracción de la probeta gemela pues el p-valor del estadístico de la pendiente confirma la significatividad de ésta en el modelo para un nivel de confianza del 95%.

El coeficiente de determinación R² mejora respecto al supuesto anterior explicando en un 41,63% la variabilidad de la carga de rotura. El coeficiente de correlación igual a -0,6452, indica una relación moderada entre ambas variables. El error estándar del estimado indica que la desviación estándar de los residuos es 0,0793, mientras que el error absoluto medio (MAE) que proporciona el valor promedio de los residuos es 0,0635.

En base a que el p-valor más pequeño de la prueba de Kolmogorov-Smirnov es superior a 0,05 puede asumirse la normalidad de los residuos para un nivel de confianza del 95%. El estadístico

Durbin-Watson, empleado para analizar la autocorrelación de residuos, presenta un valor de 1,96 por lo que, en base a la Tabla 6-1, se descarta la correlación positiva. Por otro lado, en este caso la observación de los residuos también ha mostrado ciertas pautas de linealidad en los residuos.

Por tanto, las comprobaciones realizadas validan el modelo propuesto en la ecuación [6-10], pudiendo no ser este tampoco el modelo que mejor represente su comportamiento.

6.6.2.2 Modelo 2

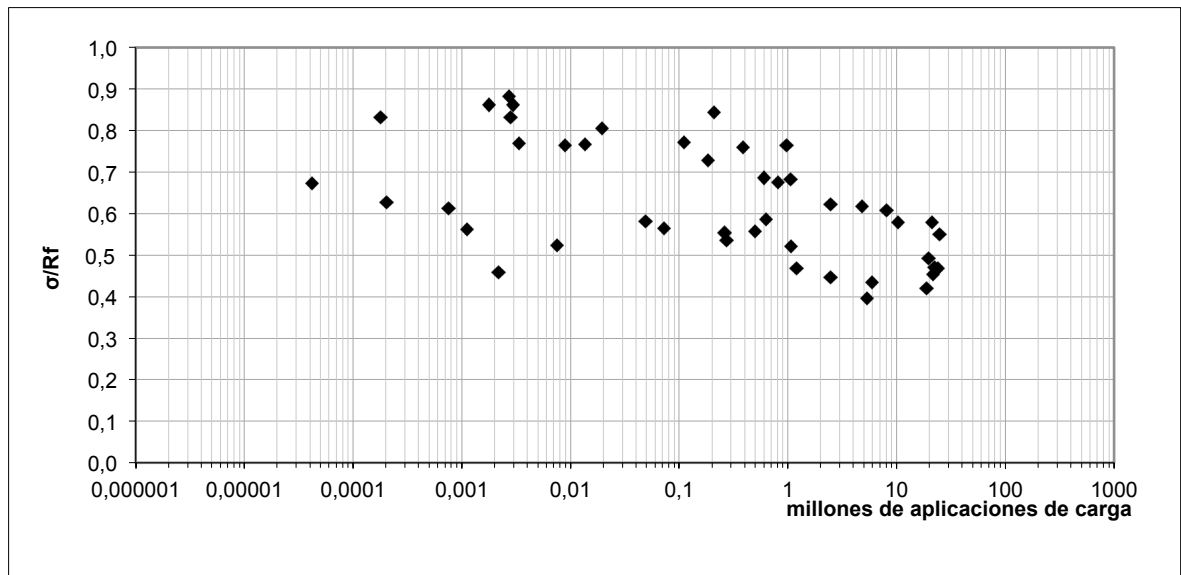


Figura 6-55. Observaciones del comportamiento a fatiga según modelo 2.

La Figura 6-57 recoge la representación gráfica de los puntos resultantes del ensayo de fatiga a flexotracción recogidos en la Tabla 6-57 para el Modelo 2 en el que la resistencia a flexotracción considerada es 0,9 MPa. Dicho valor constante coincide con el valor de resistencia considerado habitualmente en el dimensionamiento de la capa de suelocemento (IECA-CEDEX, 2003) y con el valor de la mediana obtenido en el apartado 6.5 Estudio de la resistencia a flexotracción.

De igual manera al caso anterior, la ley de fatiga propuesta también deberá corroborar que para una tensión de rotura del 100% la probeta sólo resiste una aplicación de carga.

En base a la metodología propuesta en el apartado 5, la obtención de la pendiente "a" correspondiente a la ecuación [5-4] se determina por el método de los mínimos cuadrados mediante la expresión [5-8].

Sustituyendo P_x y P_y por sus valores correspondientes tal y como se adjunta en el anejo D.3.- Modelo 2, se llega a la ecuación [6-11].

$$93,4452 \cdot a^2 + 1347,2404 \cdot a - 93,4452 = 0 \quad [6-11]$$

De esta ecuación se obtiene un valor de pendiente a igual a 0,06901118. Por lo tanto, la ley de fatiga obtenida para el sueloceemento de acuerdo al modelo 2 se recoge en la expresión [6-12].

$$\frac{\sigma}{R_f} = 1 - 0,06901118 \cdot \log N \quad [6-12]$$

Que puede simplificarse según ecuación [6-13]:

$$\frac{\sigma}{R_f} = 1 - 0,0690 \cdot \log N \quad [6-13]$$

siendo,

σ la tensión introducida que provoca la rotura, en MPa.

R_f la resistencia a flexión del sueloceemento empleado, en MPa.

N el número de ciclos de carga que soporta el material hasta su rotura.

La Figura 6-56 recoge la representación gráfica de dicha ley de fatiga cuyo análisis estadístico se refleja en la Tabla 6-72 en base a la transformación que da lugar a la recta de la ecuación [5-5].

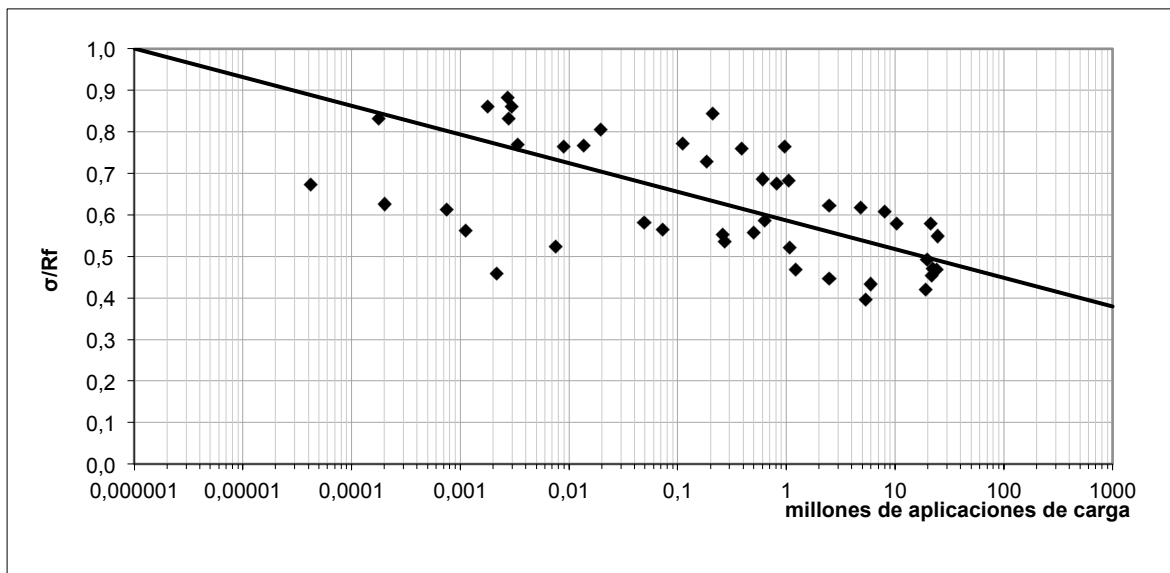


Figura 6-56. Ley de fatiga propuesta para el sueloceemento según modelo 2.

Tabla 6-72. Análisis estadístico de la ley de fatiga propuesta para el suelocemento según modelo 2.

ANÁLISIS ESTADÍSTICO	
Término independiente	0
Pendiente	-0,0690 (p-valor =0,0000)
Coefficiente de correlación	-0,4940
R²	0,2440
Error estándar del estimado	0,1215
Error promedio	0,1004
Análisis de la Varianza (test F de Snedokor)	436,38 (p-valor =0,000)
Análisis de los Residuos	
p-valor mas pequeño de la Prueba Kolmogorov-Smirnov	0,0731
Estadístico Durbin-Watson	0,7665

Como puede verse en la Tabla 6-72 existe una relación entre el número de aplicaciones de carga soportado por el material y la carga aplicada respecto a un valor de R_f de 0,9 MPa pues el p-valor del estadístico de la pendiente confirma la significatividad de ésta en el modelo para un nivel de confianza del 95%.

El coeficiente de determinación R^2 indica que el modelo ajustado explica 24,40% de la variabilidad de la carga de rotura. El coeficiente de correlación igual a -0,4940, indica una relación moderada entre ambas variables. El error estándar del estimado indica que la desviación estándar de los residuos es 0,1215, mientras que el error absoluto medio (MAE) que proporciona el valor promedio de los residuos es 0,1004.

En base a que el p-valor más pequeño de la prueba de Kolmogorov-Smirnov es superior a 0,05 puede asumirse la normalidad de los residuos para un nivel de confianza del 95%. El estadístico Durbin-Watson, empleado para analizar la autocorrelación de residuos, presenta un valor inferior a 1 por lo que, en base a la Tabla 6-1, no es posible descartar la correlación positiva. Por otro lado, en la observación de los residuos no se han detectado pautas.

Por tanto, las comprobaciones realizadas validan el modelo propuesto en la ecuación [6-13], aunque hay que tener en cuenta el reducido valor del coeficiente de determinación obtenido.

De igual manera a lo que sucede en el modelo 1, el considerar probetas que por razones ajenas presentan valores fuera de lo habitual distorsiona el resultado del modelo obtenido por lo que se realiza una corrección al modelo en la cual no se tienen en cuenta los resultados de las probetas FT10.2 - FT12.2 y FT14.4, obteniéndose una versión corregida del modelo 2.

En este caso, y en base al cálculo recogido en el anejo D.4.- Modelo 2 (sin incluir probetas no aptas) se llega a la ecuación [6-14]:

$$80,9189 \cdot a^2 + 1235,4359 \cdot a - 80,9189 = 0$$

[6-14]

De esta ecuación se obtiene un valor de pendiente a igual a 0,065219669. Por lo tanto, la ley de fatiga obtenida para el sueloceamento de acuerdo al modelo 2 corregido se recoge en la expresión [6-15].

$$\frac{\sigma}{R_f} = 1 - 0,065219669 \cdot \log N \quad [6-15]$$

Que puede simplificarse según ecuación [6-16]:

$$\frac{\sigma}{R_f} = 1 - 0,0652 \cdot \log N \quad [6-16]$$

siendo,

σ la tensión introducida que provoca la rotura, en MPa.

R_f la resistencia a flexión del sueloceamento empleado, en MPa.

N el número de ciclos de carga que soporta el material hasta su rotura.

La Figura 6-57 recoge la representación gráfica de dicha ley de fatiga cuyo análisis estadístico se refleja en la Tabla 6-73 en base a la transformación que da lugar a la recta de la ecuación [5-5].

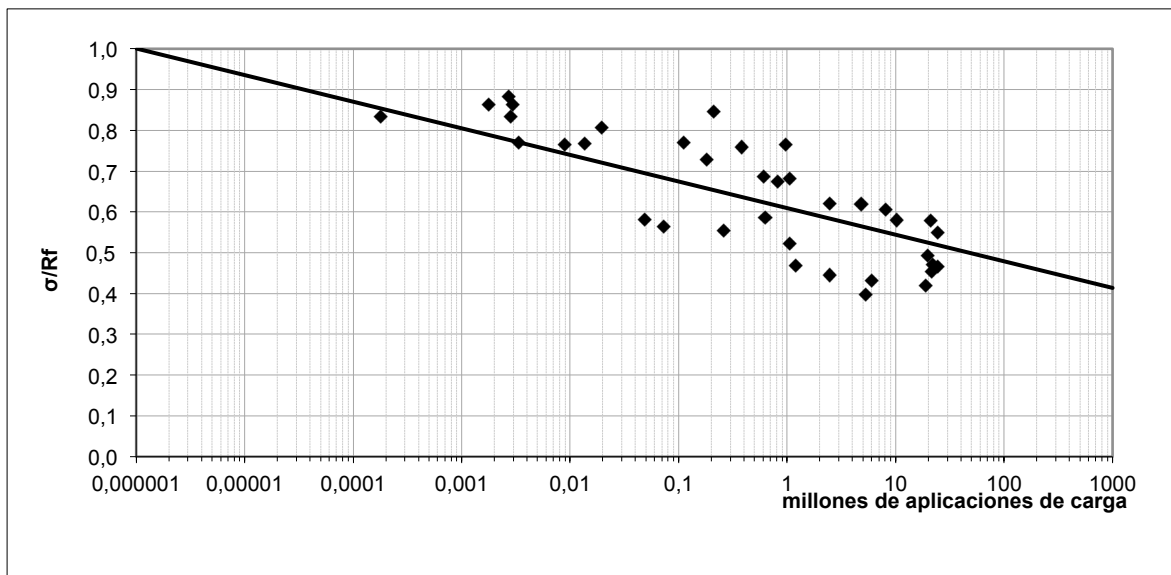


Figura 6-57. Ley de fatiga propuesta para el sueloceamento según modelo 2 corregido.

Tabla 6-73. Análisis estadístico de la ley de fatiga para el suelocemento según modelo 2 corregido.

ANÁLISIS ESTADÍSTICO	
Término independiente	0
Pendiente	-0,0652 (p-valor =0,0000)
Coefficiente de correlación	-0,7874
R²	0,6200
Error estándar del estimado	0,0916
Error promedio	0,0791
Análisis de la Varianza (test F de Snedokor)	629,07 (p-valor =0,000)
Análisis de los Residuos	
p-valor mas pequeño de la Prueba Kolmogorov-Smirnov	0,0861
Estadístico Durbin-Watson	1,3667

En este caso, también existe una correlación negativa entre el número de aplicaciones de carga soportados por el material y la carga aplicada respecto a la resistencia a flexotracción de la probeta gemela.

Como puede verse en la Tabla 6-73 existe una relación entre el número de aplicaciones de carga soportado por el material y la carga aplicada respecto a un valor constante de R_f igual al 0,9 MPa, pues el p-valor del estadístico de la pendiente confirma la significatividad de ésta en el modelo para un nivel de confianza del 95%.

El coeficiente de determinación R^2 mejora respecto al supuesto anterior explicando en un 62,00% la variabilidad de la carga de rotura. El coeficiente de correlación igual a -0,7874, indica una fuerte relación entre ambas variables. El error estándar del estimado indica que la desviación estándar de los residuos es 0,0916, mientras que el error absoluto medio (MAE) que proporciona el valor promedio de los residuos es 0,0791.

En base a que el p-valor más pequeño de la prueba de Kolmogorov-Smirnov es superior a 0,05 puede asumirse la normalidad de los residuos para un nivel de confianza del 95%. Por otro lado, el estadístico Durbin-Watson, en base a la Tabla 6-1, es indicativo de la existencia de autocorrelación de los residuos. Sin embargo, la observación de los residuos tampoco ha mostrado pautas en los residuos.

Por tanto, las comprobaciones realizadas validan el modelo propuesto en la ecuación [6-16].

6.6.2.3 Modelo 3

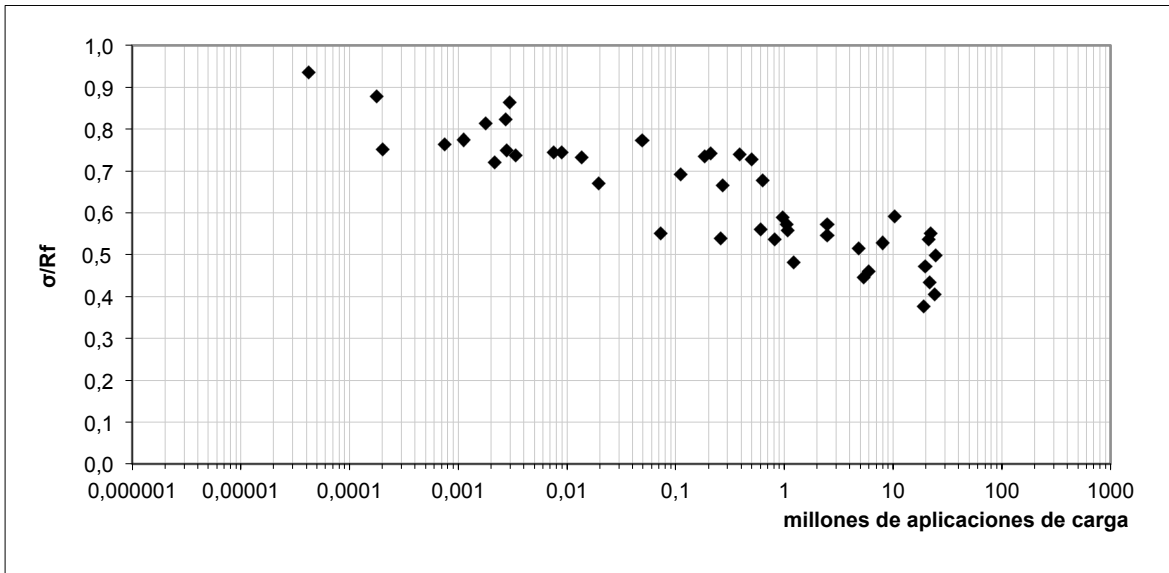


Figura 6-58. Observaciones del comportamiento a fatiga según modelo 3.

La Figura 6-58 recoge la representación gráfica de los puntos resultantes del ensayo de fatiga a flexotracción recogidos en la Tabla 6-57 para el Modelo 3 en el que la resistencia a flexotracción se estima a partir de la ecuación [6-3] obtenida en el apartado 6.5 Estudio de la resistencia a flexotracción.

De igual manera a los modelos 1 y 2, la ley de fatiga propuesta también deberá corroborar que para una tensión de rotura del 100% la probeta sólo resiste una aplicación de carga.

En base a la metodología propuesta en el apartado 5, la obtención de la pendiente “a” correspondiente a la ecuación [5-4] se determina por el método de los mínimos cuadrados mediante la expresión [5-8].

Sustituyendo P_x y P_y por sus valores correspondientes tal y como se adjunta en el anejo D.5.- Modelo 3, se llega a la ecuación [6-17]:

$$93,8172 \cdot a^2 + 1348,0169 \cdot a - 93,8172 = 0 \tag{6-17}$$

De esta ecuación se obtiene un valor de pendiente a igual a 0,06926257. Por lo tanto, la ley de fatiga obtenida para el suelocimiento de acuerdo al modelo 3 se recoge en la expresión [6-18].

$$\frac{\sigma}{R_f} = 1 - 0,06926257 \cdot \log N \tag{6-18}$$

Que puede simplificarse según ecuación [6-19]:

$$\frac{\sigma}{R_f} = 1 - 0,0693 \cdot \log N \quad [6-19]$$

siendo,

σ la tensión introducida que provoca la rotura, en MPa.

R_f la resistencia a flexión del suelocemento empleado, en MPa.

N el número de ciclos de carga que soporta el material hasta su rotura.

La Figura 6-59 recoge la representación gráfica de dicha ley de fatiga cuyo análisis estadístico se refleja en la Tabla 6-74 en base a la transformación que da lugar a la recta de la ecuación [5-5].

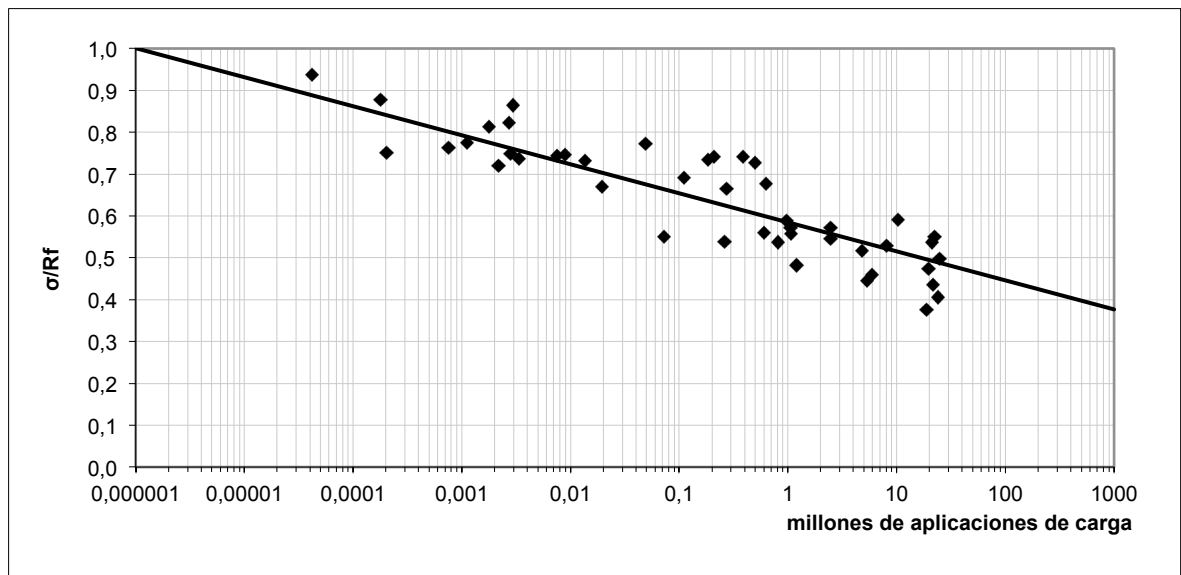


Figura 6-59. Ley de fatiga propuesta para el suelocemento según modelo 3.

Tabla 6-74. Análisis estadístico de la ley de fatiga propuesta para el suelocemento según modelo 3.

ANÁLISIS ESTADÍSTICO	
Término independiente	0
Pendiente	-0,0692 (p-valor =0,0000)
Coefficiente de correlación	-0,8792
R ²	0,7730
Error estándar del estimado	0,0660
Error promedio	0,0539
Análisis de la Varianza (test F de Snedokor)	1493,77 (p-valor =0,000)
Análisis de los Residuos	
p-valor mas pequeño de la Prueba Kolmogorov-Smirnov	0,0590
Estadístico Durbin-Watson	1,8069

En este caso, también existe una correlación negativa entre el número de aplicaciones de carga soportados por el material y la carga aplicada respecto a la estimación de la flexotracción según ecuación [6-3] pues el p-valor del estadístico de la pendiente confirma la significatividad de ésta en el modelo para un nivel de confianza del 95%.

El coeficiente de determinación R^2 mejora respecto al supuesto anterior explicando en un 77,30% la variabilidad de la carga de rotura. El coeficiente de correlación igual a $-0,8792$, indica una relación fuerte entre ambas variables. El error estándar del estimado indica que la desviación estándar de los residuos es $0,0660$, mientras que el error absoluto medio (MAE) que proporciona el valor promedio de los residuos es $0,0539$.

En base a que el p-valor más pequeño de la prueba de Kolmogorov-Smirnov es superior a $0,05$ puede asumirse la normalidad de los residuos para un nivel de confianza del 95%. El estadístico Durbin-Watson, empleado para analizar la autocorrelación de residuos, presenta un valor próximo a 2 por lo que, en base a la Tabla 6-1, es posible descartar la correlación positiva. Por otro lado, en la observación de los residuos no se han detectado pautas.

Por tanto, las comprobaciones realizadas validan el modelo propuesto en la ecuación [6-19].

Nótese que en el análisis estadístico de la ley de fatiga según modelo 3 se tienen en cuenta todos los valores de las observaciones realizadas. Esto es debido a que, en este caso, el resultado de resistencia a flexotracción de la probeta impar se emplea para la determinación de la estimación de su resistencia según la ecuación [6-3]. Por ello, aunque algunas probetas presenten diferentes porcentajes de humedad o diferencias en su esqueleto mineral, conocido el valor de resistencia a compresión de los semiprismas resultantes tras el ensayo de fatiga es posible establecer la verdadera relación σ/R_f no haciendo necesaria una corrección a posteriori del modelo.

6.6.2.4 Modelo 4

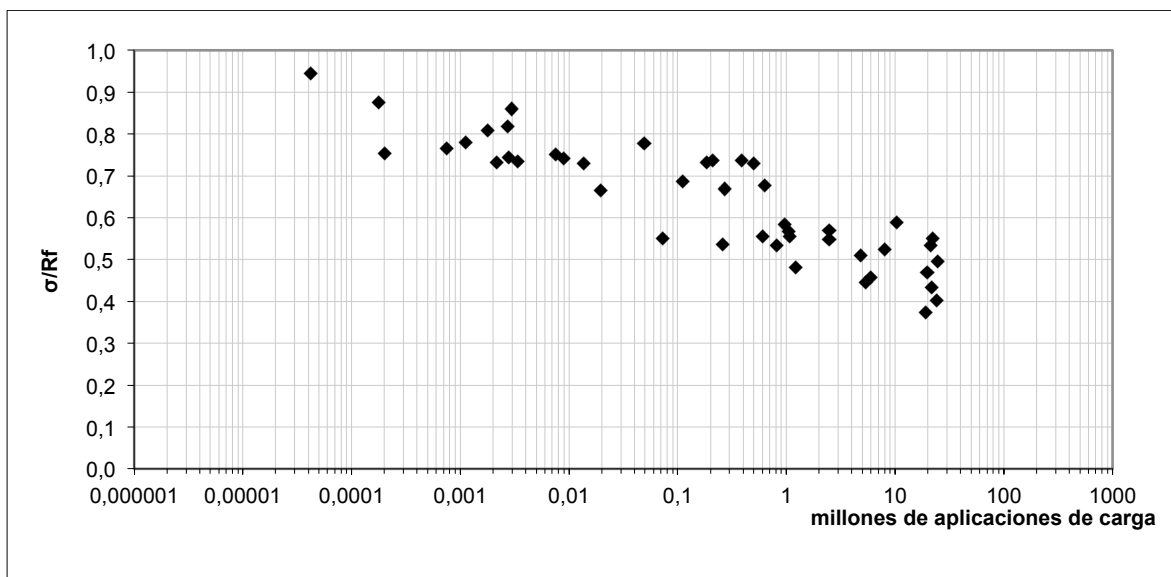


Figura 6-60. Observaciones del comportamiento a fatiga según modelo 4.

La Figura 6-60 recoge la representación gráfica de los puntos resultantes del ensayo de fatiga a flexotracción recogidos en la Tabla 6-57 para el Modelo 4 en el que la resistencia a flexotracción se estima a partir de la ecuación [6-4] obtenida en el apartado 6.5 Estudio de la resistencia a flexotracción.

De igual manera a los tres modelos anteriores, la ley de fatiga propuesta también deberá corroborar que para una tensión de rotura del 100% la probeta sólo resiste una aplicación de carga.

En base a la metodología propuesta en el apartado 5, la obtención de la pendiente "a" correspondiente a la ecuación [5-4] se determina por el método de los mínimos cuadrados mediante la expresión [5-8].

Sustituyendo P_x y P_y por sus valores correspondientes tal y como se adjunta en el anejo D.6.- Modelo 4, se llega a la ecuación [6-20]:

$$94,2718 \cdot a^2 + 1347,9527 \cdot a - 94,2718 = 0 \quad \text{[6-20]}$$

De esta ecuación se obtiene un valor de pendiente a igual a 0,069598288. Por lo tanto, la ley de fatiga obtenida para el suelocemento de acuerdo al modelo 4 se recoge en la expresión [6-21].

$$\frac{\sigma}{R_f} = 1 - 0,069598288 \cdot \log N \quad \text{[6-21]}$$

Que puede simplificarse según ecuación [6-22]:

$$\frac{\sigma}{R_f} = 1 - 0,0696 \cdot \log N \quad \text{[6-22]}$$

siendo,

σ la tensión introducida que provoca la rotura, en MPa.

R_f la resistencia a flexión del suelocemento empleado, en MPa.

N el número de ciclos de carga que soporta el material hasta su rotura.

La Figura 6-61 recoge la representación gráfica de dicha ley de fatiga cuyo análisis estadístico se refleja en la Tabla 6-75 en base a la transformación que da lugar a la recta de la ecuación [5-5].

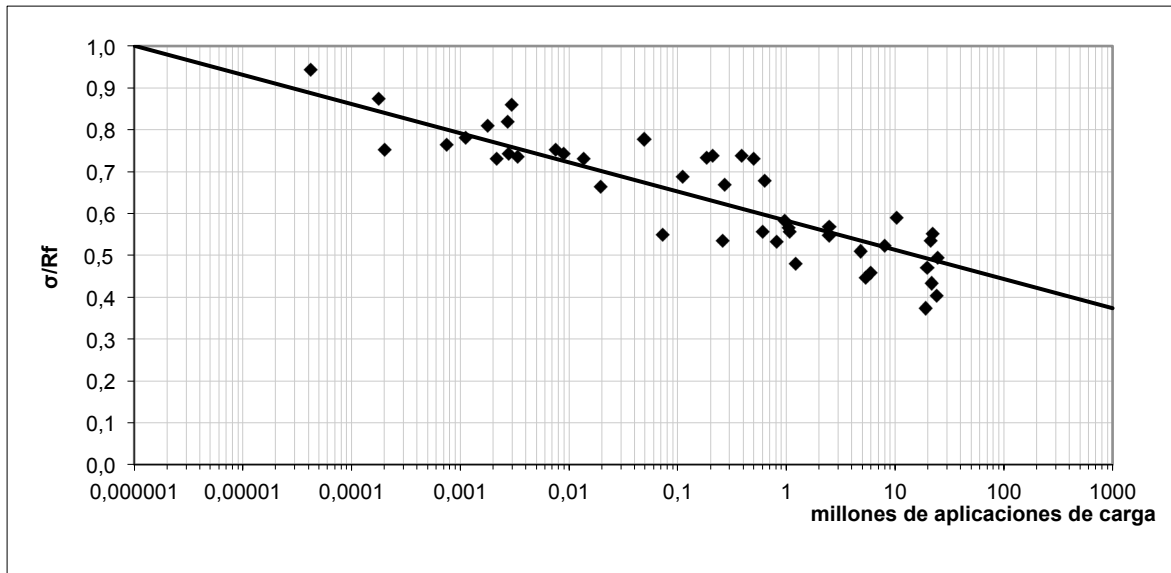


Figura 6-61. Ley de fatiga propuesta para el sueloceemento según modelo 4.

Tabla 6-75. Análisis estadístico de la ley de fatiga propuesta para el sueloceemento según modelo 4.

ANÁLISIS ESTADÍSTICO	
Término independiente	0
Pendiente	-0,0696 (p-valor =0,0000)
Coefficiente de correlación	-0,8809
R ²	0,7760
Error estándar del estimado	0,0661
Error promedio	0,0539
Análisis de la Varianza (test F de Snedokor)	1500,16 (p-valor =0,000)
Análisis de los Residuos	
p-valor mas pequeño de la Prueba Kolmogorov-Smirnov	0,0591
Estadístico Durbin-Watson	1,8424

En este caso, en base al mismo razonamiento que en el modelo 3, se tienen en cuenta todos los valores de las observaciones realizadas puesto que el resultado de resistencia a flexotracción de la probeta impar se emplea para la determinación de la estimación de su resistencia según la ecuación [6-4].

La Tabla 6-75 muestra la existencia de una relación entre el número de aplicaciones de carga soportados por el material y la carga aplicada respecto a la estimación de la resistencia a flexotracción según ecuación [6-4] pues el p-valor del estadístico de la pendiente confirma la significatividad de ésta en el modelo para un nivel de confianza del 95%.

El coeficiente de determinación R² explica en un 77,60% la variabilidad de la carga de rotura. El coeficiente de correlación igual a -0,8809, indica una relación fuerte entre ambas variables. El error estándar del estimado indica que la desviación estándar de los residuos es 0,0661, mientras que el error absoluto medio (MAE) que proporciona el valor promedio de los residuos es 0,0539.

En base a que el p-valor más pequeño de la prueba de Kolmogorov-Smirnov es superior a 0,05 puede asumirse la normalidad de los residuos para un nivel de confianza del 95%. El estadístico Durbin-Watson, empleado para analizar la autocorrelación de residuos, presenta un valor próximo a 2 por lo que, en base a la Tabla 6-1, indica que no existe autocorrelación de los residuos. Por otro lado, en la observación de los residuos no se han detectado pautas.

Por tanto, las comprobaciones realizadas validan el modelo propuesto en la ecuación [6-22].

6.6.2.5 Resumen de los valores de pendiente obtenidos para los distintos modelos

Finalmente, la Tabla 6-76 recoge los distintos valores de pendientes obtenidos para cada modelo así como sus correspondientes valores de R^2 .

Tabla 6-76. Valores de pendiente obtenidos para cada modelo analizado.

Ley de fatiga	Pendiente "a"	R^2
Modelo 1	0,0486	0,3692
Modelo 1 corregido (sin incluir probetas no aptas)	0,0485	0,4163
Modelo 2	0,0690	0,2440
Modelo 2 corregido (sin incluir probetas no aptas)	0,0652	0,6200
Modelo 3	0,0693	0,7730
Modelo 4	0,0696	0,7760

A la vista de los resultados, los modelos 1 presentan una pendiente alejada de los valores obtenidos para los modelos 2, 3 y 4. Recuérdese a su vez que los modelos 1 presentaron problemas de aleatoriedad de los residuos al detectarse pautas de linealidad en los mismos. Puesto que en el resto de modelos se cumplieron todos los condicionantes de significancia de pendiente y homogeneidad y aleatoriedad de residuos, las leyes de fatiga que presentarían un mejor ajuste serían las obtenidas mediante los modelos 3 y 4. Por tanto, en base a la escasa diferencia entre los modelos establecidos, y a fin de proporcionar un resultado que aporte un margen de seguridad, se opta por tomar como pendiente un valor que envuelva todos los resultados anteriores. Es decir, se propone finalmente un valor de pendiente de 0,070 resultando la ley de fatiga del suelocemento la recogida en la ecuación [6-23].

$$\frac{\sigma}{R_f} = 1 - 0,070 \cdot \log N \quad [6-23]$$

Un valor de pendiente más elevado implica que, a igualdad de carga aplicada, resistirá un menor número de ciclos.

6.6.3 Comparación de la ley de fatiga obtenida con otras leyes de fatiga

En la Figura 6-62 se recoge una representación gráfica de la ley de fatiga resultante en el apartado anterior, que responde a la ecuación [6-19], frente a las principales leyes de fatiga empleadas en materiales tratados con cemento como son la ley de fatiga para el sueloceemento del Ministerio de Fomento recogida en la norma 6.1-IC (MFOM, 2003b), la ley de fatiga para la gravacemento obtenida por el Instituto Eduardo Torroja (MFOM, 2003b) y la ley de fatiga obtenida recientemente para los firmes reciclados *in situ* con cemento (Díaz, 2011a).

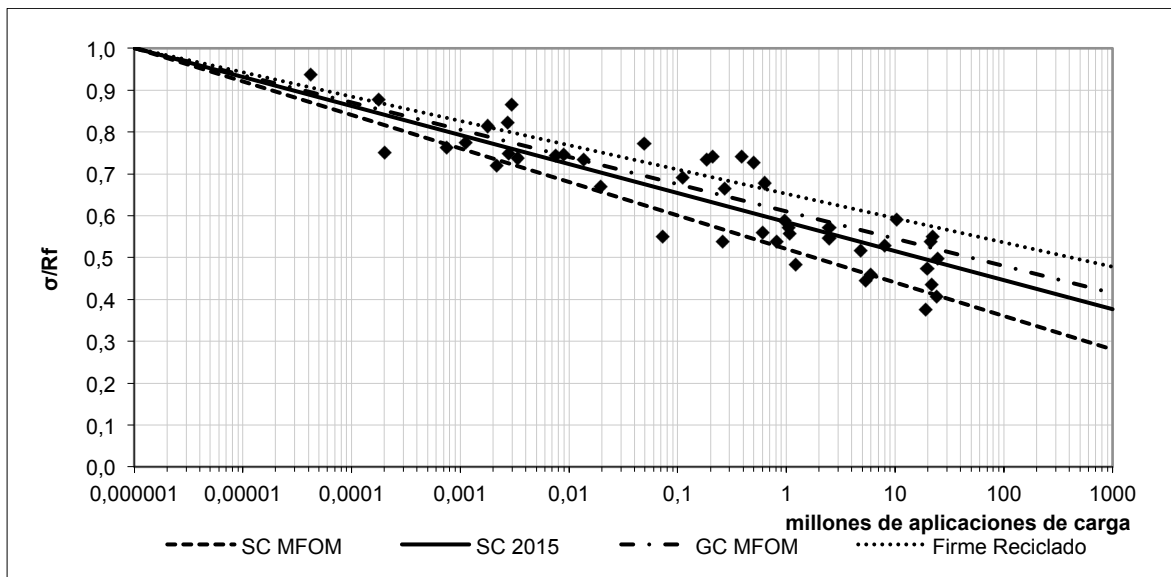


Figura 6-62. Principales leyes de fatiga españolas en comparación con la ley obtenida.

Si además se incluyen las leyes de fatiga empleadas en la normativa española, que según el apartado 2.9 Investigaciones Previas se ajustan a la ecuación [2-27] y que se recogen en la Tabla 6-77, la comparativa resultante se representa en la Figura 6-63. Para estas, la resistencia a flexotracción empleada se multiplica por un coeficiente de ajuste (γ_a) que varía en función de la normativa, el tipo de material tratado con cemento y, en ocasiones, de la tipología de tráfico.

$$\frac{\sigma}{\gamma_a \cdot R_f} = 1 - \beta \cdot \log N \quad [2-24]$$

Tabla 6-77. Leyes de fatiga empleadas en España

LEY DE FATIGA	R_f a considerar (MPa)	γ_a	Referencia bibliográfica
Suelocemento $\frac{\sigma}{\gamma_a \cdot R_f} = 1 - 0,080 \cdot \log N$	No definida	1,00	(MFOM, 2003b)
Gravacemento $\frac{\sigma}{\gamma_a \cdot R_f} = 1 - 0,065 \cdot \log N$	No definida	1,00	
Suelocemento $\frac{\sigma}{\gamma_a \cdot R_f} = 1 - 0,0875 \cdot \log N$	No definida	1,00	(MFOM, 2003a)
Suelocemento $\frac{\sigma}{\gamma_a \cdot R_f} = 1 - 0,080 \cdot \log N$	No definida	1,00	(JCyL, 2004)
Gravacemento $\frac{\sigma}{\gamma_a \cdot R_f} = 1 - 0,065 \cdot \log N$	No definida	1,00	(JCyL, 2004)
Suelocemento $\frac{\sigma}{\gamma_a \cdot R_f} = 1 - 0,080 \cdot \log N$	0,90	0,8(*)	(IECA-CEDEX, 2003)
Gravacemento $\frac{\sigma}{\gamma_a \cdot R_f} = 1 - 0,065 \cdot \log N$	1,60	0,8(*)	(IECA-CEDEX, 2003)
Suelocemento $\frac{\sigma}{\gamma_a \cdot R_f} = 1 - 0,080 \cdot \log N$	0,90	0,8(*)	(Junta de Andalucía, 2007)
Gravacemento $\frac{\sigma}{\gamma_a \cdot R_f} = 1 - 0,065 \cdot \log N$	1,60	0,8125(*)	(Junta de Andalucía, 2007)
Suelocemento $\frac{\sigma}{\gamma_a \cdot R_f} = 1 - 0,080 \cdot \log N$	0,90	0,8(*)	(Comunidad Valenciana, 2009)
Gravacemento $\frac{\sigma}{\gamma_a \cdot R_f} = 1 - 0,065 \cdot \log N$	1,60	0,8(*)	(Comunidad Valenciana, 2009)
Suelocemento $\frac{\sigma}{\gamma_a \cdot R_f} = 1 - 0,065 \cdot \log N$	0,80	0,8	(Gobierno Vasco, 2012)
Gravacemento $\frac{\sigma}{\gamma_a \cdot R_f} = 1 - 0,065 \cdot \log N$	1,6	0,8	(Gobierno Vasco, 2012)
Firme reciclado <i>in situ</i> con cemento $\frac{\sigma}{\gamma_a \cdot R_f} = 1 - 0,058 \cdot \log N$	No definida	1,0	(Díaz, 2011a)

Tanto en la Tabla 6-77 como en la Figura 6-63, el (*) indica que la ley de fatiga es aplicable para un tráfico T2 o superior.

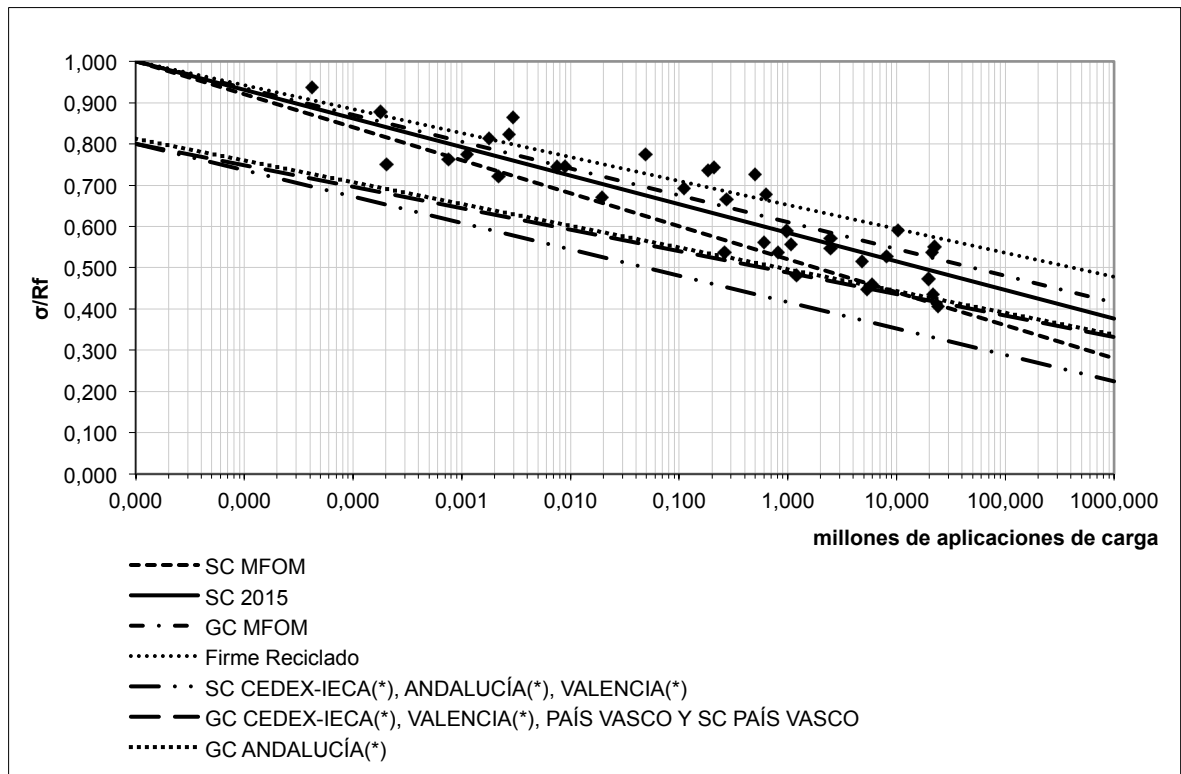


Figura 6-63. Comparación con las leyes de fatiga españolas incluyendo normativas regionales.

A la vista de los resultados, la ley de suelocemento obtenida resulta ser más próxima a la ley de fatiga de la gravacemento recogida en la norma 6.1-IC de la instrucción de carreteras (MFOM, 2003b). Por otro lado, la pendiente de la ley obtenida es sensiblemente paralela a la empleada

por el CEDEX-IECA (IECA-CEDEX, 2003), la norma andaluza (Junta de Andalucía, 2007) y la valenciana (Comunidad Valenciana, 2009) para los casos de tráfico T2 o superior, con la salvedad de que en estos casos las normativas citadas por seguridad restringen el valor máximo de carga aplicada a un 80% del valor de la resistencia a flexotracción.

6.7 Estudio de la evolución de resistencias

Tal y como se ha comentado anteriormente, la ley de fatiga del sueloceamento es función de la resistencia a flexotracción a largo plazo. Los resultados del apartado 6.5 Estudio de la resistencia a flexotracción, han permitido establecer la relación entre la resistencia a compresión y la resistencia a flexotracción a largo plazo presentada por probetas prismáticas. Puesto que uno de los condicionantes para la validación del sueloceamento es precisamente el establecimiento de su resistencia a compresión a 7 días (ensayo que se realiza sobre probetas cilíndricas), parece razonable estudiar cómo se produce su aumento de valor con el paso del tiempo para así poder realizar una estimación de la resistencia a flexotracción, y por ende una estimación de su vida útil, en base al valor de resistencia a compresión obtenido a 7 días.

A su vez, tal y como se ha comprobado en el apartado 6.4 Estudio de gemelas, las probetas que se obtienen de la misma amasada mantienen en común características resistentes. Lo mismo ocurre con semiprismas obtenidos a partir de una misma probeta.

Por lo tanto, en base a la metodología propuesta se fabrican diez series de probetas. En cada una de estas series se constituyen tres probetas cilíndricas para ser ensayadas a distintas edades de curado y dos semiprismas independientes para ser ensayados, también, a diferente edad.

Así pues se analizarán los resultados obtenidos estableciendo las relaciones de evolución de resistencias atendiendo al siguiente esquema:

- Análisis del aumento de resistencia a compresión que se produce entre los 7, 28 y 90 días en probetas cilíndricas.
- Análisis del aumento de resistencia a compresión que se produce entre los 7 y 90 días en probetas prismáticas.
- Estudio de la relación entre la resistencia a compresión de probetas cilíndricas y prismáticas a 7 días.
- Estudio de la relación entre la resistencia a compresión de probetas cilíndricas y prismáticas a 90 días.
- Establecimiento de una formulación para la estimación de la relación entre la resistencia a compresión a 7 días de probetas cilíndricas y la resistencia a compresión a 90 días de probetas prismáticas.

6.7.1 Evolución de la resistencia a compresión a 7, 28 y 90 días sobre probetas cilíndricas

La Tabla 6-78 recoge los valores de densidad y resistencia a compresión presentados por las probetas cilíndricas del estudio de evolución de resistencias, siendo la probeta 1 la primera probeta cilíndrica generada en la amasada para su ensayo a 7 días (EERCX.1), la probeta 2 la segunda probeta cilíndrica generada en la amasada para su ensayo a 28 días (EERCX.2) y la probeta 3 la tercera probeta cilíndrica generada en la amasada para su ensayo a 90 días (EERCX.3).

Tabla 6-78. Valores de R_c a 7, 28 y 90 días sobre probetas cilíndricas.

NOMBRE	DENSIDAD SECA PROBETA 1 (7 DÍAS)	R_c (MPa) PROBETA 1 (7 DÍAS)	DENSIDAD SECA PROBETA 2 (28 DÍAS)	R_c (MPa) PROBETA 2 (28 DÍAS)	DENSIDAD SECA PROBETA 3 (90 DÍAS)	R_c (MPa) PROBETA 3 (90 DÍAS)
EERC1	2,151	2,319	2,145	4,086	2,157	4,742
EERC2	2,168	2,730	2,151	4,693	2,157	5,203
EERC3	2,162	2,466	2,157	4,722	2,198	5,300
EERC4	2,157	2,826	2,162	4,938	2,192	5,473
EERC5	2,151	2,628	2,180	4,458	2,168	5,077
EERC6	2,162	2,467	2,151	4,102	2,151	5,020
EERC7	2,162	2,501	2,151	4,493	2,174	5,117
EERC8	2,180	2,897	2,192	5,250	2,180	5,612
EERC9	2,180	3,064	2,180	5,055	2,198	5,603
EERC10	2,168	2,859	2,186	4,968	2,186	5,590

6.7.1.1 Análisis de probetas cilíndricas a 7 días

La Tabla 6-79 recoge el análisis estadístico realizado a las probetas cilíndricas "1" (ensayadas a una edad 7 días) para las variables densidad y resistencia a compresión.

Tabla 6-79. Análisis estadístico de la densidad y R_c a 7 días.

DENSIDAD		RESISTENCIA A COMPRESIÓN	
Número	10	Número	10
Media	2,16423	Media	2,67556
Mediana	2,16247	Mediana	2,6789
Varianza	0,000107812	Varianza	0,0562503
Desviación estándar	0,0103832	Desviación estándar	0,237171
Error estándar	0,00328347	Error estándar	0,0750002
Valor Mínimo	2,15071	Valor Mínimo	2,31899
Valor Máximo	2,18009	Valor Máximo	3,0637
Rango	0,0293813	Rango	0,744704
Cuartil Inferior	2,15659	Cuartil Inferior	2,46726
Cuartil Superior	2,16834	Cuartil Superior	2,85885
Rango Interquartílico	0,0117525	Rango Interquartílico	0,391592
Coefficiente de Asimetría	0,338354	Coefficiente de Asimetría	0,103391
Coefficiente de Curtosis	-0,631288	Coefficiente de Curtosis	-1,05087

A la vista de los resultados mostrados en la Tabla 6-79, las probetas presentan una densidad media de $2,16 \text{ g/cm}^3$ con una desviación estándar de $0,0104 \text{ g/cm}^3$. Como puede verse, la mediana prácticamente no presenta diferencia respecto al valor promedio obtenido por lo que

sus valores representan un porcentaje de densidad del 98,63 % sobre la densidad seca máxima obtenida mediante el método Proctor modificado.

La dispersión de resultados obtenidos es muy pequeña a tenor de los valores del rango y rango intercuartílico.

Los coeficientes de asimetría y curtosis indican una ligera asimetría a la derecha presentando una distribución de resultados ligeramente platicúrtica.

La Figura 6-64 recoge una representación del diagrama Box-Plot de los resultados de densidad de las probetas cilíndricas a 7 días, donde puede verse como la mediana es ligeramente inferior al valor promedio. Asimismo, puede verse como la mayor dispersión de resultados se localiza en el cuarto cuartil no detectándose outliers u observaciones con valor alejado entre 1,5 y 3 veces la longitud del rango intercuartílico.

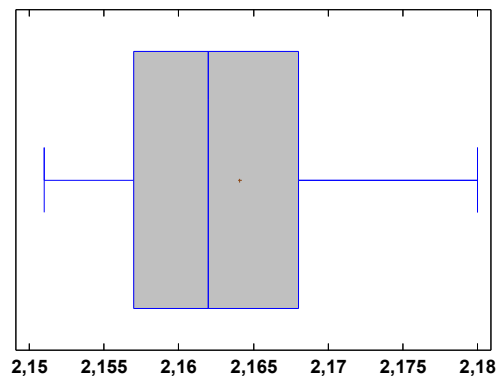


Figura 6-64. Diagrama Box-Plot de los resultados de la densidad a 7 días sobre probetas cilíndricas.

En cuanto a la resistencia a compresión, las probetas presentan un valor promedio a corto plazo de 2,68 MPa con una desviación estándar de 0,24 MPa, siendo este valor similar al presentado por la mediana cuyo rango intercuartílico es de 0,39 MPa.

Ambas medidas de tendencia central resultan ser ligeramente superiores al valor mínimo de resistencia a compresión (2,1 MPa al constituirse con un cemento con alto contenido de adiciones) incluyendo un margen de seguridad de entre un 10-20% (JCyL, 2004; IECA-CEDEX, 2003).

Los coeficientes de asimetría y curtosis indican una ligerísima asimetría a la derecha presentando una distribución de resultados prácticamente platicúrtica.

La Figura 6-65 recoge una representación del diagrama Box-Plot de los resultados de resistencia a compresión a 7 días, donde puede verse como la dispersión de resultados entre los cuatro cuartiles resulta ser bastante regular no habiéndose detectado ningún outlier.

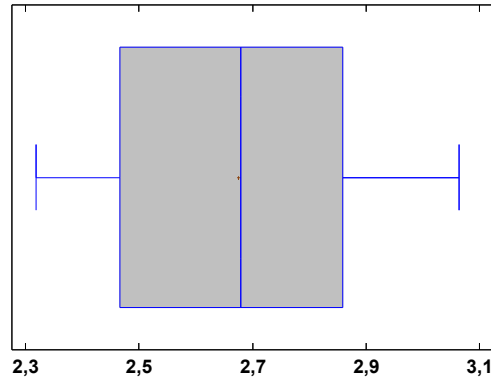


Figura 6-65. Diagrama Box-Plot de los resultados de la R_c a 7 días sobre probetas cilíndricas.

La Figura 6-66 representa la relación entre la densidad seca para las probetas cilíndricas "1" y la resistencia a compresión presentada por estas a los 7 días. Puesto que el valor mínimo de resistencia a compresión se encuentra limitado por la normativa vigente (MFOM, 2015), la modelización propuesta no contempla la hipótesis de constante nula mejorando el ajuste por regresión lineal al aproximarse más a la realidad.

En esta, puede verse como la recta resultante de la modelización explica el 52,14% de la variabilidad del modelo.

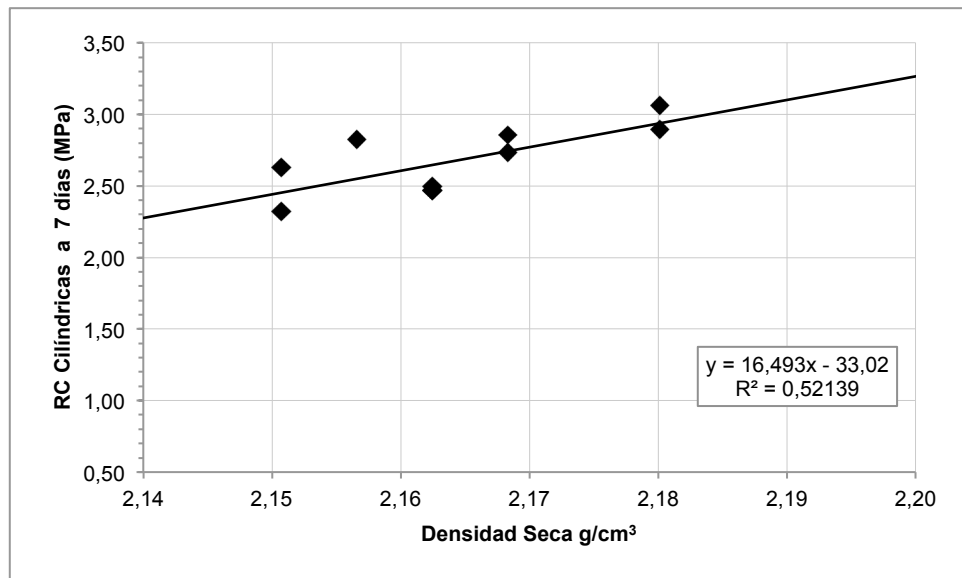


Figura 6-66. Relación de Densidad - R_c en probetas cilíndricas a 7 días.

Tabla 6-80. Análisis estadístico relación Densidad - R_c en probetas cilíndricas a 7 días.

ANÁLISIS ESTADÍSTICO	
Término independiente	-33,0198 (p-valor =0,0258)
Pendiente	16,4933 (p-valor =0,0184)
Coefficiente de correlación	0,7221
R²	0,5214
Error estándar del estimado	0,1740
Error promedio	0,1388
Análisis de la Varianza (test F de Snedokor)	8,71 (p-valor =0,0184)
Análisis de los Residuos	
p-valor mas pequeño de la Prueba Kolmogorov-Smirnov	0,1592
Estadístico Durbin-Watson	1,7654 (p-valor =0,2711)

La Tabla 6-80 recoge los resultados del análisis estadístico practicado a la regresión lineal donde puede verse la existencia de una relación significativa para un nivel de confianza del 95% entre la densidad y la R_c de las probetas cilíndricas 1 a 7 días en base al p-valor del estadístico de la pendiente. Como puede verse, la constante presenta una p-valor inferior a 0,05 por lo que se ratifica su significatividad en el modelo para un nivel de confianza del 95%.

El coeficiente de determinación R² explica en un 52,14% de la resistencia a compresión. El coeficiente de correlación igual a 0,7221, indica una relación fuerte entre ambas variables. El error estándar del estimado indica que la desviación estándar de los residuos es 0,1740, mientras que el error absoluto medio (MAE) que proporciona el valor promedio de los residuos es 0,1387.

En base a que el p-valor más pequeño de la prueba de Kolmogorov-Smirnov es superior a 0,05 puede asumirse la normalidad de los residuos para un nivel de confianza del 95%. El p-valor del estadístico Durbin-Watson, empleado para analizar la autocorrelación de residuos, indica que no existe autocorrelación de los residuos para un nivel de confianza del 95% no habiéndose detectado pautas en la observación de los residuos.

Por tanto, las comprobaciones realizadas validan el modelo propuesto en la Figura 6-66.

6.7.1.2 Análisis de probetas cilíndricas a 28 días

La Tabla 6-81 recoge el análisis estadístico realizado a las probetas cilíndricas "2" (ensayadas a una edad 28 días) para las variables densidad y resistencia a compresión.

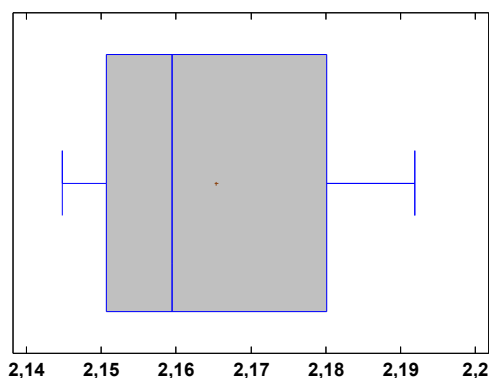
Tabla 6-81. Análisis estadístico de la densidad y R_c a 28 días.

DENSIDAD		RESISTENCIA A COMPRESIÓN	
Número	10	Número	10
Media	2,1654	Media	4,67652
Mediana	2,15953	Mediana	4,70759
Varianza	0,000301183	Varianza	0,154381
Desviación estándar	0,0173546	Desviación estándar	0,392914
Error estándar	0,00548801	Error estándar	0,12425
Valor Mínimo	2,14484	Valor Mínimo	4,08568
Valor Máximo	2,19185	Valor Máximo	5,25027
Rango	0,0470101	Rango	1,16459
Cuartil Inferior	2,15071	Cuartil Inferior	4,45804
Cuartil Superior	2,18009	Cuartil Superior	4,9679
Rango Intercuartílico	0,0293813	Rango Intercuartílico	0,509862
Coefficiente de Asimetría	0,388203	Coefficiente de Asimetría	-0,29089
Coefficiente de Curtosis	-1,72684	Coefficiente de Curtosis	-0,901595

A la vista de los resultados mostrados en la Tabla 6-81, las probetas presentan una densidad media a 28 días de $2,17 \text{ g/cm}^3$ con una desviación estándar de $0,02 \text{ g/cm}^3$. La mediana resulta ser ligeramente inferior al valor promedio presentando un rango intercuartílico de $0,03 \text{ g/cm}^3$. El grado de compactación medio alcanzado coincide con el 99% del obtenido mediante el método Proctor modificado (AENOR, 2011b) siendo ligeramente superior al presentado por las probetas "1".

Los coeficientes de asimetría y curtosis indican una ligera asimetría a la derecha presentando una distribución de resultados platocúrtica.

La Figura 6-67 recoge una representación del diagrama Box-Plot de los resultados de densidad para las probetas "2", donde puede verse como la mediana es ligeramente inferior al valor promedio presentando la distribución de resultados. Asimismo, puede verse como existe una mayor concentración de resultados en el primer y segundo cuartil para los cuales la densidad Proctor modificada se encuentra entre el 98,2% y el 98,5%.

**Figura 6-67. Diagrama Box-Plot de los resultados de la densidad a 28 días sobre probetas cilíndricas.**

En referencia a la resistencia a compresión de las probetas "2", a la vista de los resultados mostrados en la Tabla 6-81, las probetas presentan una resistencia a compresión media a 28

días de 4,68 MPa con una desviación estándar de 0,39 MPa. La mediana presenta un valor de 4,71 MPa, ligeramente superior al valor promedio, con una dispersión de 0,51 MPa.

Ambos valores resultan ser ligeramente superiores los 4 MPa, siendo este el valor mínimo de resistencia a compresión que suele adoptarse a largo plazo para el sueloceemento (IECA-CEDEX, 2003) y un 75% superiores a los obtenidos a 7 días.

Aunque el rango de valores obtenidos es relativamente amplio (en torno a un 25% del valor de la resistencia a compresión), el rango intercuartílico que concentra el 50% de los resultados es bastante reducido.

Los coeficientes de asimetría y curtosis indican una ligera asimetría a la izquierda presentando una distribución de resultados platicúrtica.

La Figura 6-68 recoge una representación del diagrama Box-Plot de los resultados de resistencia a compresión a 28 días, donde puede verse como la mediana es ligeramente superior al valor promedio presentando la distribución de resultados. Asimismo, puede verse como los datos se distribuyen de manera homogénea entre los cuatro cuartiles no habiéndose registrado observaciones con valor alejado (entre 1,5 y 3 veces la longitud del rango intercuartílico).

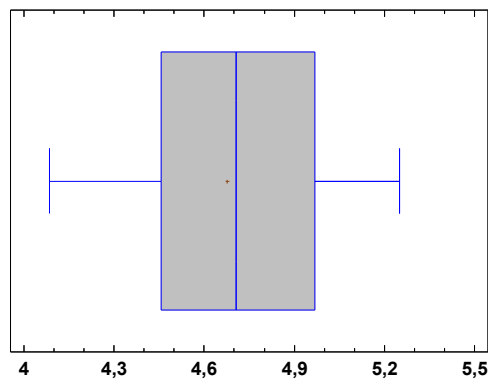


Figura 6-68. Diagrama Box-Plot de los resultados de la R_c a 28 días sobre probetas cilíndricas.

La Figura 6-69 representa la relación existente a 28 días entre la densidad y la resistencia a compresión para las probetas "2". Esta se modeliza mediante una recta, a la que no se le fuerza a pasar por el origen con el fin de mejorar el ajuste, capaz de explicar el 54,72% de las variaciones del modelo.

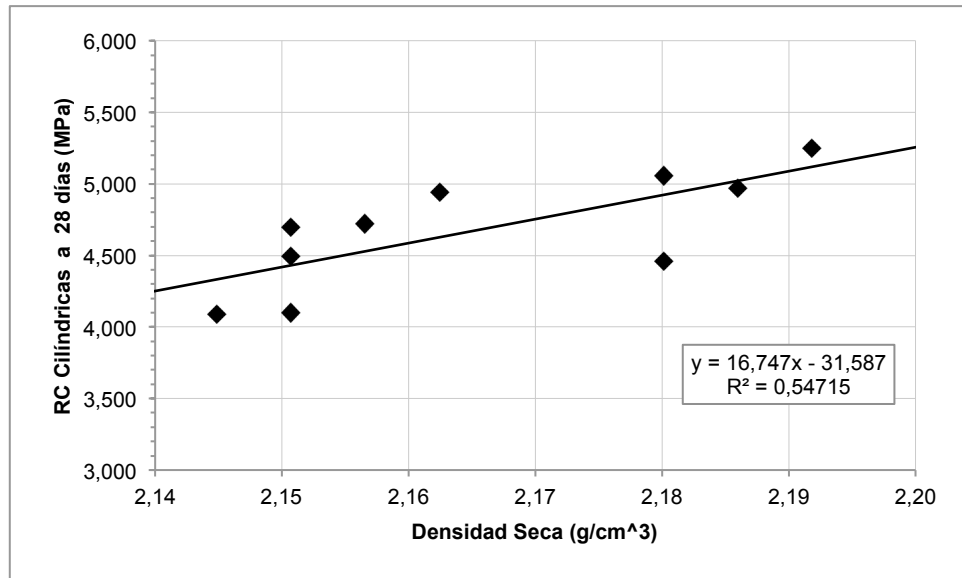


Figura 6-69. Relación de Densidad - R_c en probetas cilíndricas a 28 días.

Tabla 6-82. Análisis estadístico relación Densidad - R_c en probetas cilíndricas a 28 días.

ANÁLISIS ESTADÍSTICO	
Término independiente	-31,5875 (p-valor =0,0267)
Pendiente	16,747 (p-valor =0,0145)
Coefficiente de correlación	0,7397
R ²	0,5472
Error estándar del estimado	0,2804
Error promedio	0,2186
Análisis de la Varianza (test F de Snedokor)	9,67 (p-valor =0,0145)
Análisis de los Residuos	
p-valor mas pequeño de la Prueba Kolmogorov-Smirnov	0,1243
Estadístico Durbin-Watson	1,7323 (p-valor =0,2562)

La Tabla 6-82 recoge los resultados del análisis estadístico practicado al modelo propuesto donde puede verse la existencia de una relación significativa para un nivel de confianza del 95% entre la densidad y la R_c de las probetas cilíndricas "2" a 28 días en base al p-valor del estadístico de la pendiente. Como puede verse, el término independiente presenta una p-valor inferior a 0,05 por lo que se ratifica su significatividad en el modelo para un nivel de confianza del 95%.

El coeficiente de determinación R² explica en un 54,72% la resistencia a compresión. El coeficiente de correlación igual a 0,7397, indica una relación fuerte entre ambas variables. El error estándar del estimado indica que la desviación estándar de los residuos es 0,2804, mientras que el error absoluto medio (MAE) que proporciona el valor promedio de los residuos es 0,12186.

Puesto que el p-valor más pequeño de la prueba de Kolmogorov-Smirnov es superior a 0,05 puede asumirse la normalidad de los residuos para un nivel de confianza del 95%. El p-valor del estadístico Durbin-Watson, empleado para analizar la autocorrelación de residuos, indica que

no existe autocorrelación de los residuos para un nivel de confianza del 95% no habiéndose detectado pautas en la observación de los residuos.

Por tanto, las comprobaciones realizadas validan el modelo propuesto en la Figura 6-69.

6.7.1.3 Análisis de probetas cilíndricas a 90 días

La Tabla 6-83 recoge el análisis estadístico realizado a las probetas cilíndricas “3” (ensayadas a una edad de 90 días) para las variables densidad y resistencia a compresión.

Tabla 6-83. Análisis estadístico de la densidad y Rc a 90 días.

DENSIDAD		RESISTENCIA A COMPRESIÓN	
Número	10	Número	10
Media	2,17598	Media	5,27359
Mediana	2,17716	Mediana	5,25112
Varianza	0,000307321	Varianza	0,0866604
Desviación estándar	0,0175306	Desviación estándar	0,294381
Error estándar	0,00554366	Error estándar	0,0930916
Valor Mínimo	2,15071	Valor Mínimo	4,74154
Valor Máximo	2,19772	Valor Máximo	5,61244
Rango	0,0470101	Rango	0,870896
Cuartil Inferior	2,15659	Cuartil Inferior	5,07655
Cuartil Superior	2,19185	Cuartil Superior	5,59037
Rango Intercuartílico	0,0352576	Rango Intercuartílico	0,513823
Coefficiente de Asimetría	-0,143119	Coefficiente de Asimetría	-0,35077
Coefficiente de Curtosis	-1,53294	Coefficiente de Curtosis	-0,764768

A la vista de los resultados, las probetas presentan una densidad media a 90 días de 2,18 g/cm³ con una desviación estándar de 0,02 g/cm³. La mediana resulta ser ligeramente superior al valor promedio presentando un rango intercuartílico de 0,04 g/cm³. El grado de compactación medio alcanzado coincide con el 99,36% del obtenido mediante el método Proctor modificado (AENOR, 2011b) siendo ligeramente superior al presentado por las probetas “1” y “2”.

Los coeficientes de asimetría y curtosis indican una ligera asimetría a la izquierda presentando una distribución de resultados platicúrtica.

La Tabla 6-74 recoge una representación del diagrama Box-Plot de los resultados de densidad a 90 días de las probetas “3”, donde puede verse como la mediana es ligeramente superior al valor promedio presentando por la distribución de resultados. Asimismo, puede verse como existe una mayor dispersión de resultados en el segundo y tercer cuartil.

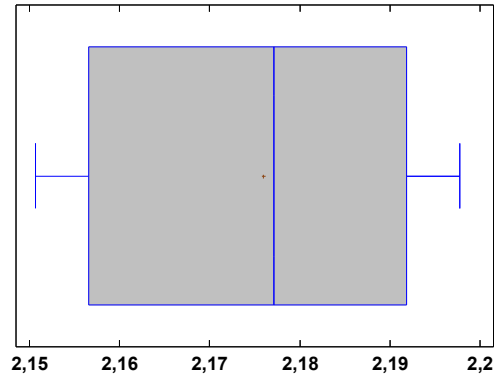


Figura 6-70. Diagrama Box-Plot de los resultados de la densidad a 90 días sobre probetas cilíndricas.

En relación a la resistencia a compresión presentada por las probetas "3" a 90 días, según la Tabla 6-83, las probetas presentan una resistencia a compresión media a largo plazo de 5,27 MPa con una desviación estándar de 0,29 MPa. La mediana muestra un valor de 5,25 MPa con una dispersión de 0,51 MPa.

Estos valores resultan ser casi el doble a los obtenidos a 7 días y un 12% superiores a los presentados a 28 días.

Los coeficientes de asimetría y curtosis indican una asimetría a la izquierda presentando una distribución de resultados platocúrtica.

La Figura 6-71 recoge una representación del diagrama Box-Plot de los resultados de resistencia a compresión a 90 días, donde puede verse como la mediana es ligeramente inferior al valor promedio presentando por la distribución de resultados. Asimismo, puede verse como el rango intercuartílico prácticamente coincide con la suma del primer y cuarto cuartil aunque se encuentra desplazado hacia este último. No se han detectado valores alejados o outliers.

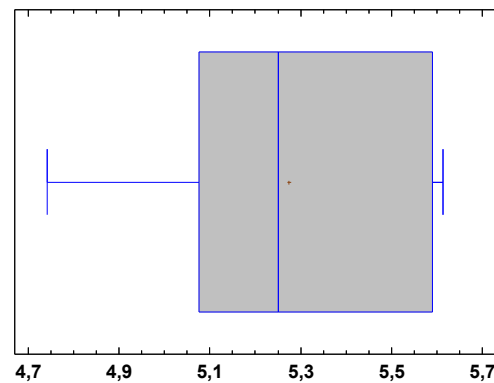


Figura 6-71. Diagrama Box-Plot de los resultados de la R_c a 90 días sobre probetas cilíndricas.

En referencia a la relación entre la densidad y la resistencia a compresión a 90 días, la Figura 6-72 representa su modelización mediante una regresión lineal simple.

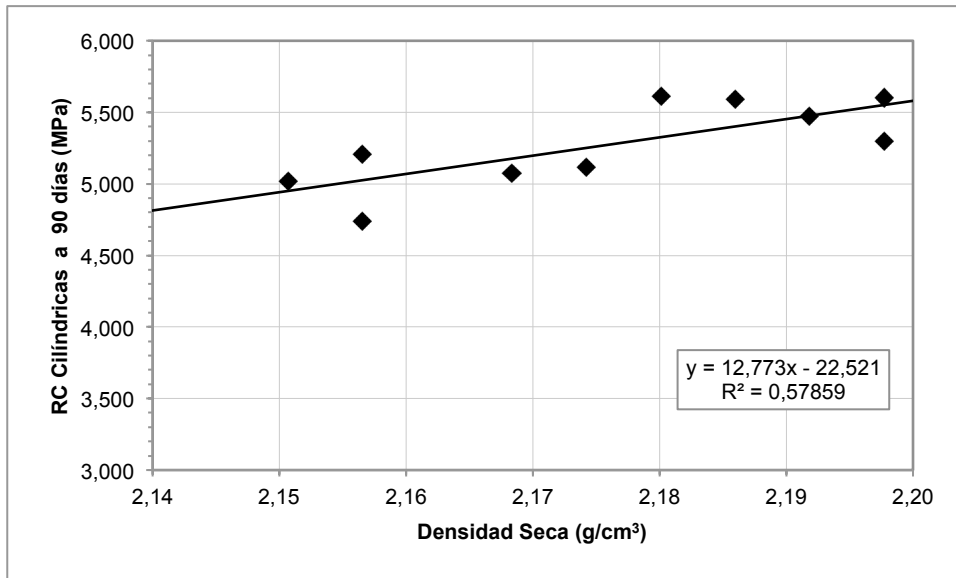


Figura 6-72. Relación de Densidad - R_c en probetas cilíndricas a 90 días.

Tabla 6-84. Análisis estadístico relación Densidad - R_c en probetas cilíndricas a 90 días.

ANÁLISIS ESTADÍSTICO	
Término independiente	-22,5205 (p-valor =0,0277)
Pendiente	12,7732 (p-valor =0,0106)
Coefficiente de correlación	0,7606
R ²	0,5786
Error estándar del estimado	0,2027
Error promedio	0,1546
Análisis de la Varianza (test F de Snedokor)	10,98 (p-valor =0,0106)
Análisis de los Residuos	
p-valor mas pequeño de la Prueba Kolmogorov-Smirnov	0,1062
Estadístico Durbin-Watson	2,3990 (p-valor =0,6910)

La Tabla 6-84 recoge los resultados del análisis estadístico practicado al modelo propuesto donde puede verse la existencia de una relación significativa para un nivel de confianza del 95% entre la densidad y la R_c de las probetas cilíndricas "3" a 90 días en base al p-valor del estadístico de la pendiente. El término independiente presenta una p-valor inferior a 0,05 por lo que se constata su significatividad en el modelo para un nivel de confianza del 95%.

El coeficiente de determinación R² explica en un 57,86% la resistencia a compresión. El coeficiente de correlación igual a 0,7606 indica una relación fuerte entre ambas variables. El error estándar del estimado indica que la desviación estándar de los residuos es 0,2027, mientras que el error absoluto medio (MAE) que proporciona el valor promedio de los residuos es 0,1546.

Puesto que el p-valor más pequeño de la prueba de Kolmogorov-Smirnov es superior a 0,05 puede asumirse la normalidad de los residuos para un nivel de confianza del 95%. El p-valor del estadístico Durbin-Watson, empleado para analizar la autocorrelación de residuos, indica que no existe autocorrelación de los residuos para un nivel de confianza del 95% no habiéndose detectado pautas en la observación de los residuos.

Por tanto, las comprobaciones realizadas validan el modelo propuesto en la Figura 6-72.

Analizadas las relaciones entre la densidad y la resistencia a compresión a distintas edades se procede a estudiar la relación entre estas últimas.

La Figura 6-73 muestra la relación entre la resistencia a compresión a 7 y 28 días.

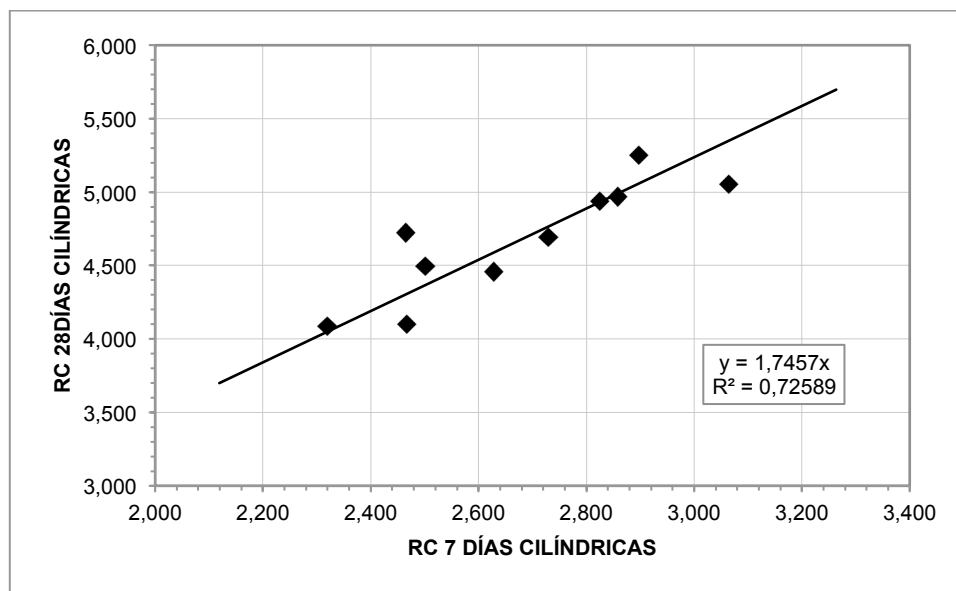


Figura 6-73. Relación de R_c entre 7 y 28 días en probetas cilíndricas.

Inicialmente se propuso una solución con término independiente distinto de cero pero el p-valor obtenido para su estadístico resultó superior a 0,05 (en concreto 0,3222) por lo que no presentaba significancia en el modelo.

Tabla 6-85. Análisis estadístico relación R_c a 7 días - R_c a 28 días en probetas cilíndricas.

ANÁLISIS ESTADÍSTICO	
Término independiente	0
Pendiente	1,7457 (p-valor =0,0000)
Coefficiente de correlación	0,8520
R^2	0,7259
Error estándar del estimado	0,2057
Error promedio	0,1506
Análisis de la Varianza (test F de Snedokor)	5191,86 (p-valor =0,0000)
Análisis de los Residuos	
p-valor mas pequeño de la Prueba Kolmogorov-Smirnov	0,0775
Estadístico Durbin-Watson	2,2920

La Tabla 6-85 recoge los resultados del análisis estadístico practicado al modelo propuesto donde puede verse la existencia de una relación significativa para un nivel de confianza del 95% entre la R_c de las probetas cilíndricas "1" y la R_c de las probetas cilíndricas "2" en base al p-valor del estadístico de la pendiente.

El coeficiente de determinación R^2 explica en un 72,59% la resistencia a compresión. El coeficiente de correlación igual a 0,8520, indica una relación fuerte entre ambas variables. El error estándar del estimado indica que la desviación estándar de los residuos es 0,2057, mientras que el error absoluto medio (MAE) que proporciona el valor promedio de los residuos es 0,1506.

Puesto que el p-valor más pequeño de la prueba de Kolmogorov-Smirnov es superior a 0,05 puede asumirse la normalidad de los residuos para un nivel de confianza del 95%. El valor del estadístico Durbin-Watson, en base a la Tabla 6-1, indica que no existe autocorrelación de los residuos negativa para un nivel de confianza del 95% no habiéndose detectado pautas en la observación de los residuos.

Por tanto, las comprobaciones realizadas validan el modelo propuesto en la Figura 6-73.

La Figura 6-74 muestra la relación entre la resistencia a compresión a 28 y 90 días para las probetas cilíndricas.

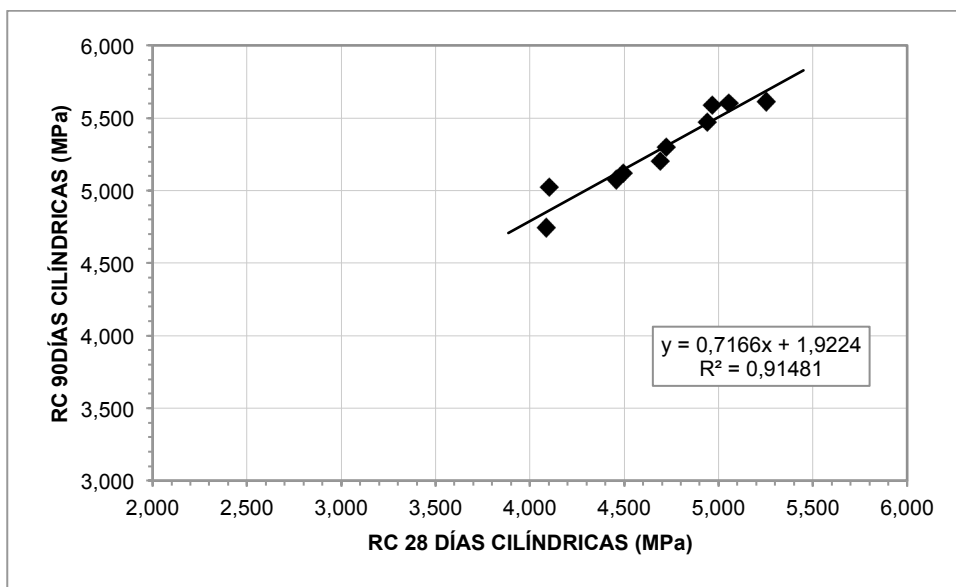


Figura 6-74. Relación de R_c entre 28 y 90 días en probetas cilíndricas.

Tabla 6-86. Análisis estadístico relación R_c a 28 días - R_c a 90 días en probetas cilíndricas.

ANÁLISIS ESTADÍSTICO	
Término independiente	1,9224 (p-valor =0,0007)
Pendiente	0,7166 (p-valor =0,0000)
Coefficiente de correlación	0,9565
R^2	0,9148
Error estándar del estimado	0,0911
Error promedio	0,0673
Análisis de la Varianza (test F de Snedokor)	85,91 (p-valor =0,0000)
Análisis de los Residuos	
p-valor mas pequeño de la Prueba Kolmogorov-Smirnov	0,1030
Estadístico Durbin-Watson	1,5733 (p-valor =0,1882)

La Tabla 6-86 recoge los resultados del análisis estadístico practicado al modelo propuesto donde puede verse la existencia de una relación significativa para un nivel de confianza del 95% entre la R_C de las probetas cilíndricas "2" y la R_C de las probetas cilíndricas "3" en base al p-valor del estadístico de la pendiente. El p-valor del estadístico del término independiente revela la significación de este en el modelo propuesto para un nivel de confianza del 95%.

El coeficiente de determinación R^2 explica en un 91,48% la resistencia a compresión. El coeficiente de correlación igual a 0,9565, indica una relación fuerte entre ambas variables. El error estándar del estimado indica que la desviación estándar de los residuos es 0,0911, mientras que el error absoluto medio (MAE) que proporciona el valor promedio de los residuos es 0,0673.

Puesto que el p-valor más pequeño de la prueba de Kolmogorov-Smirnov es superior a 0,05 puede asumirse la normalidad de los residuos para un nivel de confianza del 95%. El p-valor del estadístico Durbin-Watson indica que no existe autocorrelación de los residuos positiva para un nivel de confianza del 95% no habiéndose detectado, además, pautas en la observación de los residuos.

Por tanto, las comprobaciones realizadas validan el modelo propuesto en la Figura 6-74.

La Figura 6-75 muestra la relación entre la resistencia a compresión a 7 y 90 días para las probetas cilíndricas.

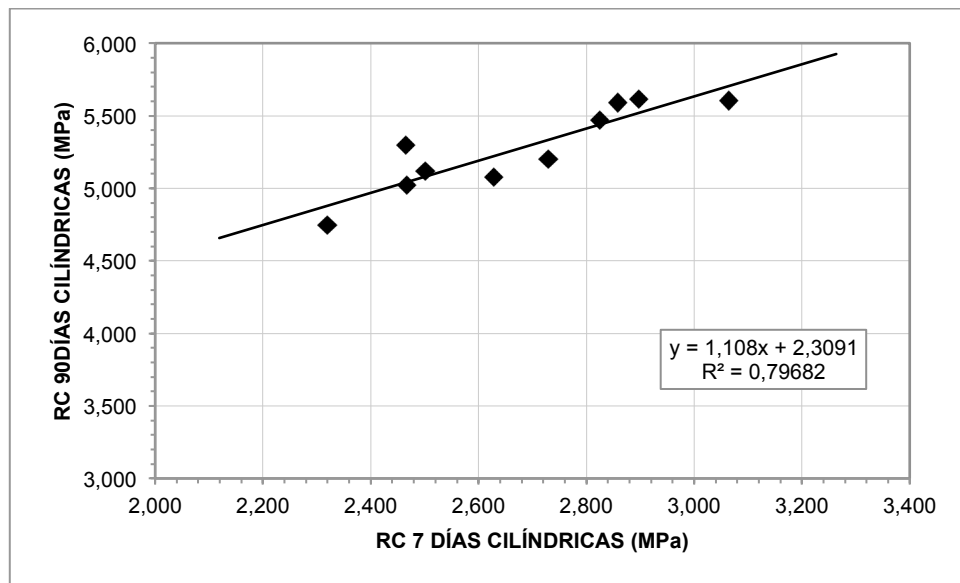


Figura 6-75. Relación de R_C entre 7 y 90 días en probetas cilíndricas.

Tabla 6-87. Análisis estadístico relación R_C a 7 días - R_C a 90 días en probetas cilíndricas.

ANÁLISIS ESTADÍSTICO	
Término independiente	2,3091 (p-valor =0,0025)
Pendiente	1,1080 (p-valor =0,0005)
Coefficiente de correlación	0,8926
R^2	0,7968
Error estándar del estimado	0,1407
Error promedio	0,1072
Análisis de la Varianza (test F de Snedokor)	31,37 (p-valor =0,0005)
Análisis de los Residuos	
p-valor mas pequeño de la Prueba Kolmogorov-Smirnov	0,1384
Estadístico Durbin-Watson	2,1429 (p-valor =0,5352)

La Tabla 6-87 recoge los resultados del análisis estadístico practicado al modelo propuesto donde puede verse la existencia de una relación significativa para un nivel de confianza del 95% entre la R_C de las probetas cilíndricas "1" y la R_C de las probetas cilíndricas "3" en base al p-valor del estadístico de la pendiente. El p-valor del estadístico del término independiente revela la significación de este en el modelo propuesto para un nivel de confianza del 95%.

El coeficiente de determinación R^2 explica en un 79,68% la resistencia a compresión. El coeficiente de correlación igual a 0,8926, indica una relación fuerte entre ambas variables. El error estándar del estimado indica que la desviación estándar de los residuos es 0,1407, mientras que el error absoluto medio (MAE) que proporciona el valor promedio de los residuos es 0,1072.

Puesto que el p-valor más pequeño de la prueba de Kolmogorov-Smirnov es superior a 0,05 puede asumirse la normalidad de los residuos para un nivel de confianza del 95%. El p-valor del estadístico Durbin-Watson indica que no existe autocorrelación de los residuos negativa para un nivel de confianza del 95% no habiéndose detectado, además, pautas en la observación de los residuos.

Por tanto, las comprobaciones realizadas validan el modelo propuesto en la Figura 6-75.

6.7.2 Evolución de la resistencia a compresión a 7 y 90 días sobre probetas prismáticas

La Tabla 6-88 recoge los valores de densidad y resistencia a compresión presentados por las probetas prismáticas del estudio de evolución de resistencias, siendo la probeta 1 uno de los dos semiprismas conformados en un molde prismático en cada amasada para su ensayo a 7 días (EERPX.1) y la probeta 2 el semiprisma restante generado para su ensayo a 90 días (EERPX.2).

Tabla 6-88. Valores de R_c a 7 y 90 días sobre probetas prismáticas.

NOMBRE	DENSIDAD SECA PROBETA 1 (7 DÍAS)	R_c (MPa) PROBETA 1 (7 DÍAS)	DENSIDAD SECA PROBETA 2 (90 DÍAS)	R_c (MPa) PROBETA 2 (90 DÍAS)
EERP1	2,151	2,199	2,157	4,703
EERP2	2,168	2,321	2,157	4,822
EERP3	2,162	2,314	2,198	4,876
EERP4	2,157	2,533	2,192	5,082
EERP5	2,151	2,269	2,168	4,922
EERP6	2,162	2,144	2,151	4,693
EERP7	2,162	2,363	2,174	5,031
EERP8	2,180	2,513	2,180	5,265
EERP9	2,180	2,740	2,198	5,252
EERP10	2,168	2,696	2,186	5,181

6.7.2.1 Análisis de probetas prismáticas a 7 días

La Tabla 6-89 recoge el análisis estadístico realizado a las semiprobetas prismáticas "1" (ensayadas a una edad 7 días) para las variables densidad y resistencia a compresión.

Tabla 6-89. Análisis estadístico de la densidad y R_c a 7 días de probetas prismáticas.

DENSIDAD		RESISTENCIA A COMPRESIÓN	
Número	10	Número	10
Media	2,15853	Media	2,4092
Mediana	2,15715	Mediana	2,34178
Varianza	0,0000822185	Varianza	0,041275
Desviación estándar	0,00906744	Desviación estándar	0,203162
Error estándar	0,00286738	Error estándar	0,0642456
Valor Mínimo	2,14746	Valor Mínimo	2,14356
Valor Máximo	2,17099	Valor Máximo	2,74
Rango	0,0235376	Rango	0,596444
Cuartil Inferior	2,15161	Cuartil Inferior	2,26889
Cuartil Superior	2,16822	Cuartil Superior	2,53333
Rango Inter cuartílico	0,0166147	Rango Inter cuartílico	0,264444
Coefficiente de Asimetría	0,293722	Coefficiente de Asimetría	0,505167
Coefficiente de Curtosis	-1,4188	Coefficiente de Curtosis	-0,931811

La Tabla 6-89 recoge el análisis estadístico realizado a las semiprobetas prismáticas "1" (ensayadas a una edad de 7 días) para las variables densidad y resistencia a compresión. Las probetas presentan una densidad media a largo plazo de $2,16 \text{ g/cm}^3$ con una desviación estándar de $0,01 \text{ g/cm}^3$. Como puede verse, la mediana prácticamente no presenta diferencia respecto al valor promedio obtenido por lo que sus valores representan un porcentaje de densidad del 98,63% sobre la densidad seca máxima obtenida mediante el método Proctor modificado (AENOR, 2011b).

La dispersión de resultados obtenidos es muy pequeña a tenor de los valores del rango y rango intercuartílico.

Los coeficientes de asimetría y curtosis indican una ligera asimetría a la derecha presentando una distribución de resultados platocúrtica.

La Figura 6-76 recoge una representación del diagrama Box-Plot de los resultados de densidad de las semiprobetas prismáticas a 7 días, donde puede verse como la mediana es ligeramente inferior al valor promedio. Asimismo, puede verse como la mayor dispersión de resultados se localiza en el segundo y tercer cuartil no detectándose outliers u observaciones con valor alejado entre 1,5 y 3 veces la longitud del rango intercuartílico.

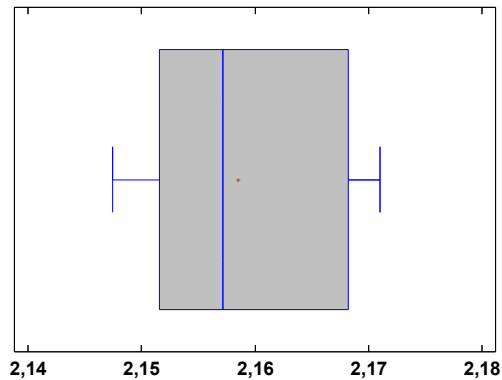


Figura 6-76. Diagrama Box-Plot de los resultados de la densidad a 7 días sobre semiprobetas prismáticas.

En cuanto a la resistencia a compresión, las probetas presentan un valor promedio a corto plazo de 2,41 MPa con una desviación estándar de 0,20 MPa. Siendo este valor superior al presentado por la mediana de 2,34 MPa cuyo rango intercuartílico es de 0,26 MPa.

Estos valores resultan ser similares al valor mínimo de resistencia a compresión (2,1 MPa al constituirse con un cemento con alto contenido de adiciones) incluyendo un margen de seguridad del 10% (JCyL, 2004; IECA-CEDEX, 2003) y un 10% inferiores al valor de resistencia a compresión presentado por las probetas cilíndricas "1" (a 7 días).

Los coeficientes de asimetría y curtosis indican una ligerísima asimetría a la derecha presentando una distribución de resultados prácticamente mesocúrtica.

La Figura 6-77 recoge una representación del diagrama Box-Plot de los resultados de resistencia a compresión a 7 días, donde puede verse como la mayor dispersión de resultados se produce en los cuartiles tercero y cuarto no habiéndose detectado ningún outlier.

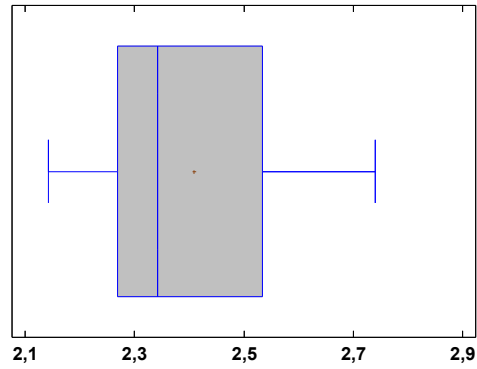


Figura 6-77. Diagrama Box-Plot de los resultados de la R_c a 7 días sobre semiprobetas prismáticas.

En referencia a la relación entre la densidad y la resistencia a compresión a 7 días, la Figura 6-78 representa su modelización mediante una regresión lineal simple.

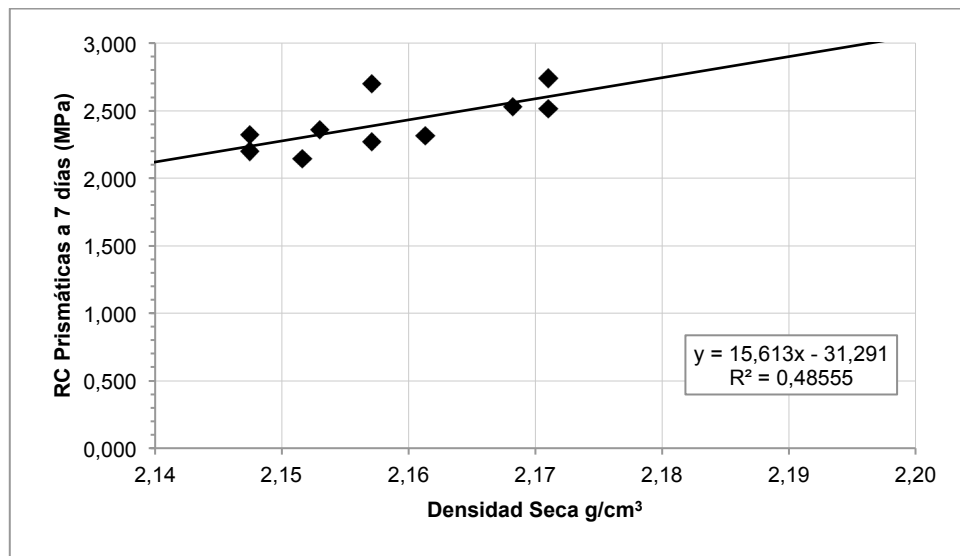


Figura 6-78. Relación de Densidad - R_c en probetas prismáticas a 7 días.

Tabla 6-90. Análisis estadístico relación Densidad - R_c en semiprobetas prismáticas a 7 días.

ANÁLISIS ESTADÍSTICO	
Término independiente	-31,291 (p-valor =0,0341)
Pendiente	15,6126 (p-valor =0,0251)
Coefficiente de correlación	0,6968
R²	0,4855
Error estándar del estimado	0,1545
Error promedio	0,1139
Análisis de la Varianza (test F de Snedokor)	7,55 (p-valor =0,0251)
Análisis de los Residuos	
p-valor mas pequeño de la Prueba Kolmogorov-Smirnov	0,1398
Estadístico Durbin-Watson	1,1731 (p-valor =0,0631)

La Tabla 6-90 recoge los resultados del análisis estadístico practicado al modelo propuesto donde puede verse la existencia de una relación significativa para un nivel de confianza del 95% entre la densidad de las semiprobetas prismáticas "1" y su R_c a 7 días en base al p-valor del estadístico de la pendiente. El p-valor del estadístico del término independiente revela la significación de este en el modelo propuesto para un nivel de confianza del 95%.

El coeficiente de determinación R^2 explica en un 48,55% la resistencia a compresión. El coeficiente de correlación igual a 0,6968 indica una relación fuerte entre ambas variables. El error estándar del estimado indica que la desviación estándar de los residuos es 0,1545, mientras que el error absoluto medio (MAE) que proporciona el valor promedio de los residuos es 0,1139.

Puesto que el p-valor más pequeño de la prueba de Kolmogorov-Smirnov es superior a 0,05 puede asumirse la normalidad de los residuos para un nivel de confianza del 95%. El p-valor del estadístico Durbin-Watson indica que no existe autocorrelación de los residuos positiva para un nivel de confianza del 95% no habiéndose detectado, además, pautas en la observación de los residuos.

Por tanto, las comprobaciones realizadas validan el modelo propuesto en la Figura 6-78.

6.7.2.2 Análisis de probetas prismáticas a 90 días

La Tabla 6-91 recoge el análisis estadístico realizado a las semiprobetas prismáticas "2" (ensayadas a una edad de 90 días) para las variables densidad y resistencia a compresión.

Tabla 6-91. Análisis estadístico de la densidad y R_c a 90 días para semiprobetas prismáticas.

DENSIDAD		RESISTENCIA A COMPRESIÓN	
Número	10	Número	10
Media	2,1585	Media	4,98289
Mediana	2,1572	Mediana	4,97667
Varianza	0,000082	Varianza	0,0451705
Desviación estándar	0,009067	Desviación estándar	0,212534
Error estándar	0,002867	Error estándar	0,067209
Valor Mínimo	2,14746	Valor Mínimo	4,69333
Valor Máximo	2,17099	Valor Máximo	5,26533
Rango	0,023537	Rango	0,572
Cuartil Inferior	2,15161	Cuartil Inferior	4,82222
Cuartil Superior	2,16822	Cuartil Superior	5,18089
Rango Intercuartílico	0,0166147	Rango Intercuartílico	0,358667
Coefficiente de Asimetría	0,293722	Coefficiente de Asimetría	-0,0126979
Coefficiente de Curtosis	-1,4188	Coefficiente de Curtosis	-1,42834

A la vista de lo resultados mostrados en la Tabla 6-91, las probetas presentan una densidad media a largo plazo de $2,16 \text{ g/cm}^3$ con una desviación estándar de $0,01 \text{ g/cm}^3$. Como puede verse, la mediana prácticamente no presenta diferencia respecto al valor promedio obtenido por lo que sus valores representan un porcentaje de densidad del 98,63% sobre la densidad seca máxima obtenida mediante el método Proctor modificado (AENOR, 2011b).

La dispersión de resultados obtenidos es muy pequeña a tenor de los valores del rango y rango intercuartílico.

Los coeficientes de asimetría y curtosis indican una ligera asimetría a la derecha presentando una distribución de resultados platicúrtica.

La Figura 6-76 recoge una representación del diagrama Box-Plot de los resultados de densidad de las semiprobetas prismáticas a 7 días, donde puede verse como la mediana es ligeramente inferior al valor promedio. Asimismo, puede verse como la mayor dispersión de resultados se localiza en el segundo y tercer cuartil no detectándose outliers u observaciones con valor alejado entre 1,5 y 3 veces la longitud del rango intercuartílico.

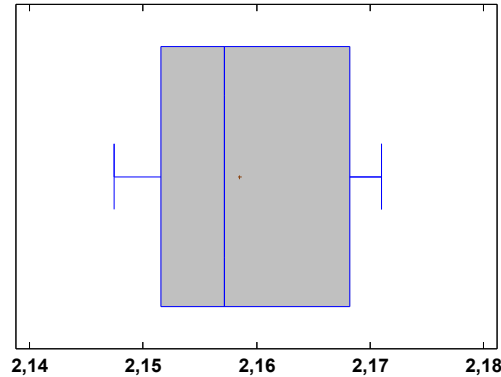


Figura 6-79. Diagrama Box-Plot de los resultados de la densidad a 7 días sobre semiprobetas prismáticas.

En cuanto a la resistencia a compresión, las probetas presentan un valor promedio a largo plazo de 4,98 MPa con una desviación estándar de 0,07 MPa, siendo este valor idéntico al presentado por la mediana cuyo rango intercuartílico es de 0,36 MPa.

Estos valores resultan ser el doble a los obtenidos a 7 días por las semiprobetas prismáticas y un 5% inferiores a los presentados por las probetas cilíndricas a la misma edad de 90 días.

Los coeficientes de asimetría y curtosis indican que la distribución de resultados resulta ser prácticamente simétrica y platicúrtica.

La Figura 6-80 recoge una representación del diagrama Box-Plot de los resultados de resistencia a compresión a 90 días de los semiprismas "2", donde puede verse como la mayor dispersión de resultados se produce en los cuartiles segundo y tercero no habiéndose detectado ningún outlier.

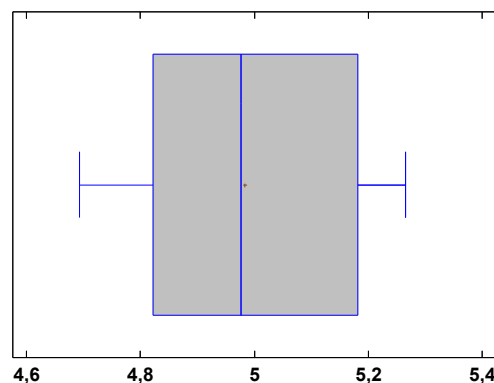


Figura 6-80. Diagrama Box-Plot de los resultados de la R_c a 90 días para las semiprobetas prismáticas.

En referencia a la relación entre la densidad y la resistencia a compresión a 90 días, la Figura 6-81 representa su modelización mediante una regresión lineal simple.

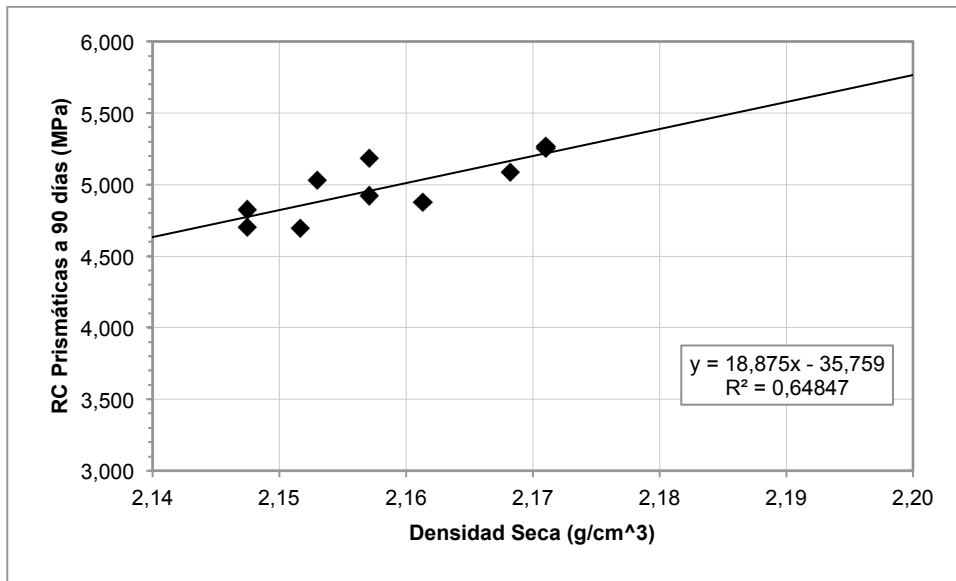


Figura 6-81. Relación de Densidad - R_c en probetas prismáticas a 90 días.

Tabla 6-92. Análisis estadístico relación Densidad - R_c en semiprobetas prismáticas a 90 días.

ANÁLISIS ESTADÍSTICO	
Término independiente	-35,7593 (p-valor =0,0098)
Pendiente	18,875 (p-valor =0,0049)
Coefficiente de correlación	0,8053
R²	0,6485
Error estándar del estimado	0,1337
Error promedio	0,2013
Análisis de la Varianza (test F de Snedokor)	14,76 (p-valor =0,0049)
Análisis de los Residuos	
p-valor mas pequeño de la Prueba Kolmogorov-Smirnov	0,1061
Estadístico Durbin-Watson	1,5759 (p-valor =0,2009)

La Tabla 6-92 recoge los resultados del análisis estadístico practicado al modelo propuesto donde puede verse la existencia de una relación significativa para un nivel de confianza del 95% entre la densidad de las semiprobetas prismáticas "2" y su R_c a 90 días en base al p-valor del estadístico de la pendiente. El p-valor del estadístico del término independiente revela la significación de este en el modelo propuesto para un nivel de confianza del 95%.

El coeficiente de determinación R² explica en un 64,85% la resistencia a compresión. El coeficiente de correlación igual a 0,8053, indica una relación fuerte entre ambas variables. El error estándar del estimado indica que la desviación estándar de los residuos es 0,1337, mientras que el error absoluto medio (MAE) que proporciona el valor promedio de los residuos es 0,2013.

Puesto que el p-valor más pequeño de la prueba de Kolmogorov-Smirnov es superior a 0,05 puede asumirse la normalidad de los residuos para un nivel de confianza del 95%. El p-valor del

estadístico Durbin-Watson indica que no existe autocorrelación de los residuos positiva para un nivel de confianza del 95% no habiéndose detectado, además, pautas en la observación de los residuos.

Por tanto, las comprobaciones realizadas validan el modelo propuesto en la Figura 6-81.

Analizadas las relaciones entre la densidad y la resistencia a compresión a la edad de 7 y 90 días, la Figura 6-82 representa la relación entre la resistencia a compresión a 7 y 90 días para las semiprobetas prismáticas.

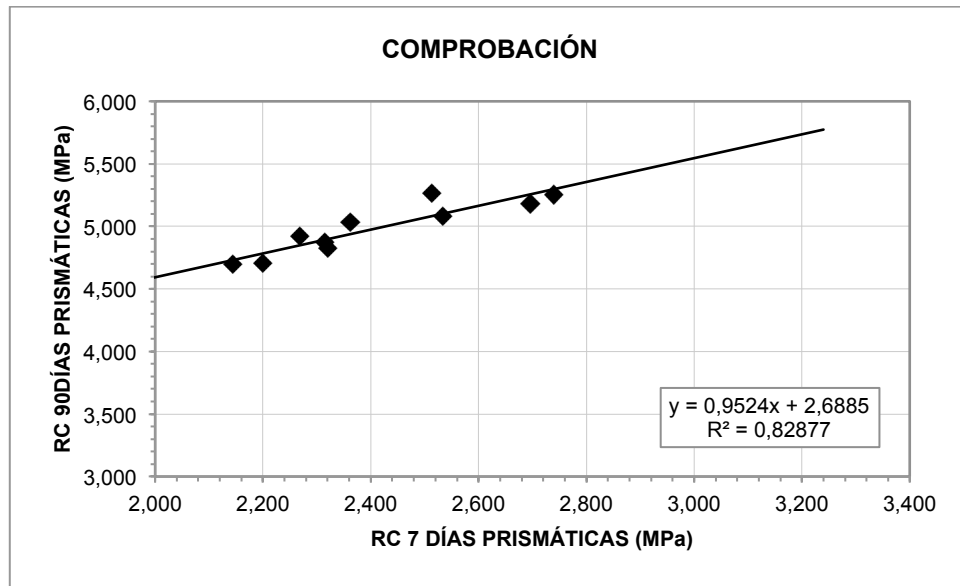


Figura 6-82. Relación de R_c entre 7 y 90 días en probetas prismáticas.

Tabla 6-93. Análisis estadístico relación R_c a 7 días - R_c a 90 días en semiprobetas prismáticas.

ANÁLISIS ESTADÍSTICO	
Término independiente	2,6885 (p-valor =0,0001)
Pendiente	0,9524 (p-valor =0,0003)
Coefficiente de correlación	0,9104
R ²	0,8288
Error estándar del estimado	0,0933
Error promedio	0,0698
Análisis de la Varianza (test F de Snedokor)	38,72 (p-valor =0, 0003)
Análisis de los Residuos	
p-valor mas pequeño de la Prueba Kolmogorov-Smirnov	0,1824
Estadístico Durbin-Watson	1,4753 (p-valor =0,1182)

La Tabla 6-93 recoge los resultados del análisis estadístico practicado al modelo propuesto donde puede verse la existencia de una relación significativa para un nivel de confianza del 95% entre la R_c a 7 días de las semiprobetas prismáticas "1" y la R_c a 90 días de las semiprobetas prismáticas "2" en base al p-valor del estadístico de la pendiente. El p-valor del estadístico del término independiente revela la significación de este en el modelo propuesto para un nivel de confianza del 95%.

El coeficiente de determinación R^2 explica en un 82,88% la resistencia a compresión. El coeficiente de correlación igual a 0,9104, indica una relación fuerte entre ambas variables. El error estándar del estimado indica que la desviación estándar de los residuos es 0,0933, mientras que el error absoluto medio (MAE) que proporciona el valor promedio de los residuos es 0,0698.

Puesto que el p-valor más pequeño de la prueba de Kolmogorov-Smirnov es superior a 0,05 puede asumirse la normalidad de los residuos para un nivel de confianza del 95%. El p-valor del estadístico Durbin-Watson indica que no existe autocorrelación de los residuos positiva para un nivel de confianza del 95% no habiéndose detectado, además, pautas en la observación de los residuos.

Por tanto, las comprobaciones realizadas validan el modelo propuesto en la Figura 6-82.

Establecidas las relaciones de resistencia a compresión entre probetas de igual geometría a distintas edades de curado se procede a establecer estas relaciones entre probetas de diferentes geometrías.

6.7.3 Relación de la resistencia a compresión entre probetas cilíndricas y probetas prismáticas a 7 días

La Figura 6-83 representa la relación entre la resistencia a compresión a 7 días de las probetas cilíndricas y la resistencia a compresión a 7 días de las semiprobetas prismáticas.

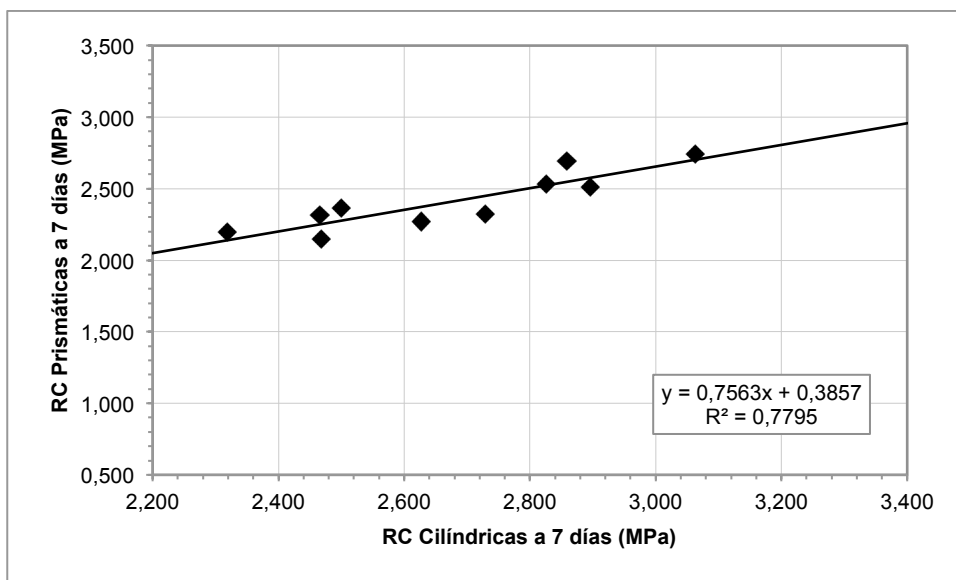


Figura 6-83. Relación de R_c entre probetas cilíndricas y prismáticas a 7 días.

Tabla 6-94. Análisis estadístico relación R_C cilíndricas - R_C prismáticas a 7 días.

ANÁLISIS ESTADÍSTICO	
Término independiente	0,3857 (p-valor =0,3420)
Pendiente	0,7563 (p-valor =0,0007)
Coefficiente de correlación	0,8829
R^2	0,7795
Error estándar del estimado	0,1012
Error promedio	0,0811
Análisis de la Varianza (test F de Snedokor)	28,28 (p-valor =0, 0007)
Análisis de los Residuos	
p-valor mas pequeño de la Prueba Kolmogorov-Smirnov	0,1519
Estadístico Durbin-Watson	2,0939 (p-valor =0,5016)

A la vista de los resultados, existe una relación significativa para un nivel de confianza del 95% entre la R_C a 7 días de las probetas cilíndricas "1" y la R_C de las semiprobetas prismáticas "1" a 7 días en base al p-valor del estadístico de la pendiente. El p-valor del estadístico del término independiente revela la significación de este en el modelo propuesto para un nivel de confianza del 95%.

El coeficiente de determinación R^2 explica en un 77,95% la resistencia a compresión. El coeficiente de correlación igual a 0,8829, indica una relación fuerte entre ambas variables. El error estándar del estimado indica que la desviación estándar de los residuos es 0,1012, mientras que el error absoluto medio (MAE) que proporciona el valor promedio de los residuos es 0,0811.

Puesto que el p-valor más pequeño de la prueba de Kolmogorov-Smirnov es superior a 0,05 puede asumirse la normalidad de los residuos para un nivel de confianza del 95%. El estadístico Durbin-Watson con un valor de 2 descarta la autocorrelación de los residuos no habiéndose detectado, además, pautas en la observación de los residuos.

Por tanto, según las comprobaciones realizadas la relación entre la resistencia a compresión a 7 días de las probetas cilíndricas y la resistencia a compresión a 7 días de las semiprobetas prismáticas puede establecerse mediante la ecuación [6-25]:

$$R_{C_{p,7}} = 0,7563 \cdot R_{C_{c,7}} + 0,3857 \quad [6-25]$$

6.7.4 Relación de la resistencia a compresión entre probetas cilíndricas y probetas prismáticas a 90 días

La Figura 6-84 representa la relación entre la resistencia a compresión a 90 días de las probetas cilíndricas y la resistencia a compresión a 90 días de las semiprobetas prismáticas.

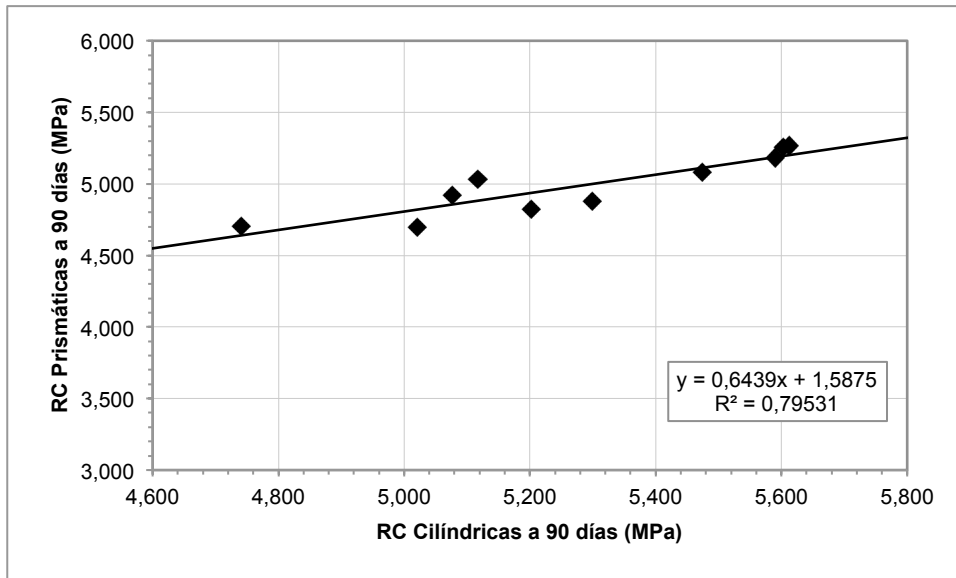


Figura 6-84. Relación de R_c entre probetas cilíndricas y prismáticas a 90 días.

Tabla 6-95. Análisis estadístico relación R_c cilíndricas - R_c prismáticas a 90 días.

ANÁLISIS ESTADÍSTICO	
Término independiente	1,5875 (p-valor =0,0315)
Pendiente	0,6439 (p-valor =0,0005)
Coefficiente de correlación	0,8918
R^2	0,7953
Error estándar del estimado	0,1020
Error promedio	0,0799
Análisis de la Varianza (test F de Snedokor)	31,08 (p-valor =0, 0005)
Análisis de los Residuos	
p-valor mas pequeño de la Prueba Kolmogorov-Smirnov	0,1843
Estadístico Durbin-Watson	2,0884 (p-valor =0,4584)

A la vista de los resultados, existe una relación significativa para un nivel de confianza del 95% entre la R_c a 90 días de las probetas cilíndricas "3" y la R_c de las semiprobetas prismáticas "2" a 90 días en base al p-valor del estadístico de la pendiente. El p-valor del estadístico del término independiente revela la significación de este en el modelo propuesto para un nivel de confianza del 95%.

El coeficiente de determinación R^2 explica en un 79,53% la resistencia a compresión. El coeficiente de correlación igual a 0,8918, indica una relación fuerte entre ambas variables. El error estándar del estimado indica que la desviación estándar de los residuos es 0,1020, mientras que el error absoluto medio (MAE) que proporciona el valor promedio de los residuos es 0,0799.

Puesto que el p-valor más pequeño de la prueba de Kolmogorov-Smirnov es superior a 0,05 puede asumirse la normalidad de los residuos para un nivel de confianza del 95%. El estadístico Durbin-Watson con un valor de 2 descarta la autocorrelación de los residuos no habiéndose detectado, además, pautas en la observación de los residuos.

Por tanto, según las comprobaciones realizadas la relación entre la resistencia a compresión a 90 días de las probetas cilíndricas y la resistencia a compresión a 90 días de las semiprobetas prismáticas puede establecerse mediante la ecuación [6-26]:

$$R_{C_{P,90}} = 0,6439 \cdot R_{C_{C,90}} + 1,5875 \quad [6-26]$$

6.7.5 Relación de la resistencia a compresión entre probetas cilíndricas a 7 días y probetas prismáticas a 90 días

La Figura 6-85 representa la relación entre la resistencia a compresión a 7 días de las probetas cilíndricas y la resistencia a compresión a 90 días de las semiprobetas prismáticas.

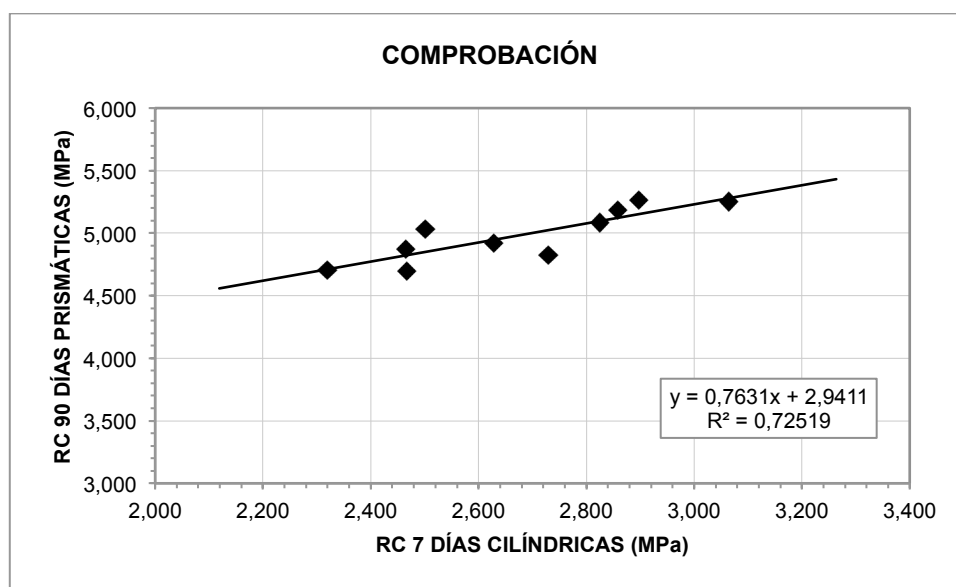


Figura 6-85. Relación de R_c entre 7 y 90 días entre probetas cilíndricas y prismáticas.

Tabla 6-96. Análisis estadístico relación R_c cilíndricas a 7 días - R_c prismáticas a 90 días.

ANÁLISIS ESTADÍSTICO	
Término independiente	2,9411 (p-valor =0,0002)
Pendiente	0,7631 (p-valor =0,0018)
Coefficiente de correlación	0,8416
R^2	0,7252
Error estándar del estimado	0,1182
Error promedio	0,0815
Análisis de la Varianza (test F de Snedokor)	21,11 (p-valor =0, 0018)
Análisis de los Residuos	
p-valor mas pequeño de la Prueba Kolmogorov-Smirnov	0,1275
Estadístico Durbin-Watson	2,2258 (p-valor =0,5915)

A la vista de los resultados, existe una relación significativa para un nivel de confianza del 95% entre la R_c a 90 días de las probetas cilíndricas "1" y la R_c de las semiprobetas prismáticas "2" a 90 días en base al p-valor del estadístico de la pendiente. El p-valor del estadístico del término

independiente revela la significación de este en el modelo propuesto para un nivel de confianza del 95%.

El coeficiente de determinación R^2 explica en un 72,52% la resistencia a compresión. El coeficiente de correlación igual a 0,8416, indica una relación fuerte entre ambas variables. El error estándar del estimado indica que la desviación estándar de los residuos es 0,1182, mientras que el error absoluto medio (MAE) que proporciona el valor promedio de los residuos es 0,0815.

Puesto que el p-valor más pequeño de la prueba de Kolmogorov-Smirnov es superior a 0,05 puede asumirse la normalidad de los residuos para un nivel de confianza del 95%. El p-valor del estadístico Durbin-Watson descarta la autocorrelación de los residuos negativa no habiéndose detectado, además, pautas en la observación de los residuos.

Por tanto, según las comprobaciones realizadas la relación entre la resistencia a compresión a 7 días de las probetas cilíndricas y la resistencia a compresión a 90 días de las semiprobetas prismáticas puede establecerse mediante la ecuación[6-27]:

$$R_{c_{p,90}} = 0,7631 \cdot R_{c_{c,7}} + 2,9411 \quad [6-27]$$

6.7.6 Comparación de la resistencia a compresión con estimaciones de estudios anteriores

Lim and Zollinger (2003) calibraron el modelo del comité ACI acerca de la influencia del tiempo de curado en la resistencia a compresión según la ecuación [6-28]:

$$R_c(t) = R_c(28) \cdot \frac{t}{2,5 + 0,9 \cdot t} \quad [6-28]$$

siendo,

$R_c(t)$ Resistencia a compresión en MPa a la edad de "t" días.

$R(28)$ Resistencia a compresión en MPa a 28 días.

En el estudio de evolución de resistencia se obtuvo un valor promedio de 4,68 MPa y uno de 5,27 MPa para los ensayos de resistencia a compresión realizados a 28 y 90 días respectivamente.

Mediante la ecuación [6-28] de Lim and Zollinger (2003), a 90 días el valor de la resistencia a compresión se estimaría en 5,04 MPa, es decir, un 4% inferior al valor promedio medido.

La Tabla 6-97 recoge los resultados de resistencia a compresión obtenido para las probetas cilíndricas ME4-ME9 a 1114 días.

Tabla 6-97. Valores de resistencia a compresión a 1114 días para probetas cilíndricas.

RESISTENCIA A COMPRESIÓN (MPa)	
ME4	5,250
ME5	4,964
ME6	5,383
ME7	5,102
ME8	5,459
ME9	5,486
PROMEDIO	5,274

Aplicando la misma ecuación [6-28] de Lim and Zollinger (2003), esta vez con un curado de 1114 días el valor de la resistencia a compresión se estimaría en 5,18 MPa, es decir, un 2% inferior al valor promedio medido.

Por otro lado, Berzosa and Gonzalo-Orden (2008) realizaron una investigación en la que analizaron la evolución en la resistencia a compresión experimentada por la capa de suelocemento en distintos firmes de la Red de Carreteras de Castilla y León. Para ello realizaron 2315 probetas de suelocemento fabricadas con cemento tipo IV y 795 probetas de suelocemento fabricadas con cemento tipo II, que rompieron a compresión según norma NLT-305 (CEDEX, 1990a) a 3, 7, 28 y 90 días obteniendo los resultados que se muestran en la Tabla 6-98.

Tabla 6-98. Incrementos de R_c a 3, 7, 28 y 90 días para probetas cilíndricas.

INCREMENTO MEDIO R_c (%) PARA SUELOCEMENTO CON CEMENTO TIPO IV	
$\Delta(R_{c3} - R_{c7})$	28,64
$\Delta(R_{c7} - R_{c28})$	39,36
$\Delta(R_{c28} - R_{c90})$	42,61
$\Delta(R_{c7} - R_{c90})$	91,29

La Tabla 6-99 recoge el resumen de los incrementos de resistencia a compresión observados en las probetas ensayadas en esta Tesis.

Tabla 6-99. Incrementos de R_c a 7, 28 y 90 días para probetas cilíndricas y prismáticas.

Edad	R_{Cc} (Mpa)	R_{Cp} (Mpa)	INCREMENTO MEDIO R_c (%) CILÍNDRICAS			INCREMENTO MEDIO R_c (%) PRISMÁTICAS
			$\Delta(R_{c7} - R_{c28})$	$\Delta(R_{c28} - R_{c90})$	$\Delta(R_{c7} - R_{c90})$	$\Delta(R_{c7} - R_{c90})$
7	2,676	2,409	74,74	12,79	97,09	106,85
28	4,676	--				
90	5,274	4,983				

A la vista de los resultados, el valor de resistencia a compresión obtenido a 28 días difiere en gran medida de los obtenidos por Berzosa and Gonzalo-Orden (2008). Sin embargo, el incremento de resistencia a compresión que se produce en las probetas cilíndricas entre corto y largo plazo es muy similar al obtenido por estos autores siendo esta la relación realmente

importante. El valor a corto plazo nos permite realizar un control racional de resultados en las obras mientras que el valor a largo plazo nos ayudará en el dimensionamiento del espesor de las capas, puesto que a partir de esta edad los valores tienden a estabilizarse con el paso del tiempo.

Se destaca que las probetas prismáticas presentan un incremento de resistencia a compresión superior entre corto y largo plazo. Esto es debido a que la resistencia inicial que presentan a 7 días es ligeramente inferior para esta configuración mejorando sus características a medida que aumenta su maduración.

6.8 Estudio del módulo elástico

Para la determinación del módulo elástico, la norma ASTM C469 "Standard test method for static modulus of elasticity and Poisson's ratio of concrete in compression" (ASTM, 2014) especifica que la esbeltez de las probetas, es decir, su relación longitud/diámetro ha de ser superior a 1,5 mientras que la norma NLT-349/90 (CEDEX, 1990b) adopta un valor igual o superior a 2. Puesto que los moldes disponibles empleados para la realización del ensayo presentan una dimensiones de $\varnothing 15 \times 18$ cm, las probetas ejecutadas presentan una esbeltez de 1,2. Así pues, esta es inferior al mínimo recomendado, por lo que es posible que no se produzca una compresión pura en la sección central de la probeta obteniéndose valores no del todo veraces.

Por lo tanto, además de obtener el módulo elástico mediante la formulación propuesta en la ASTM C469 (ASTM, 2014) se determinará la pendiente de la tangente en el tramo inicial de la curva tensión-deformación (σ - ϵ) proporcionando un mayor conocimiento del material.

Las Figura 6-86, Figura 6-87 y Figura 6-88 representan las curvas tensión-deformación (σ - ϵ) obtenidas para las probetas ME1, ME2 y ME3 respectivamente. Estas, a su vez, recogen las rectas tangentes en el tramo inicial de la curva y la recta secante según ASTM C469 (ASTM, 2014).

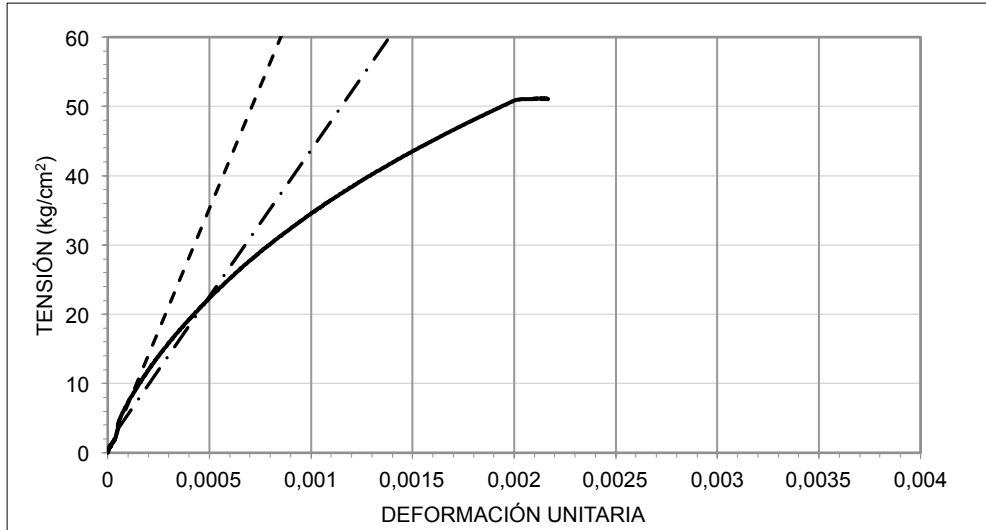


Figura 6-86. Curva tensión-deformación para la probeta ME1.

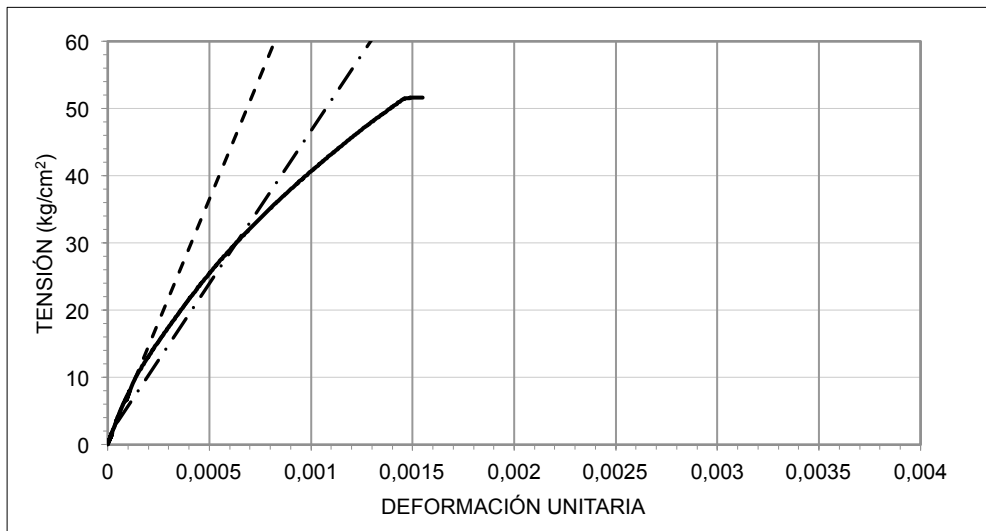


Figura 6-87. Curva tensión-deformación para la probeta ME2.

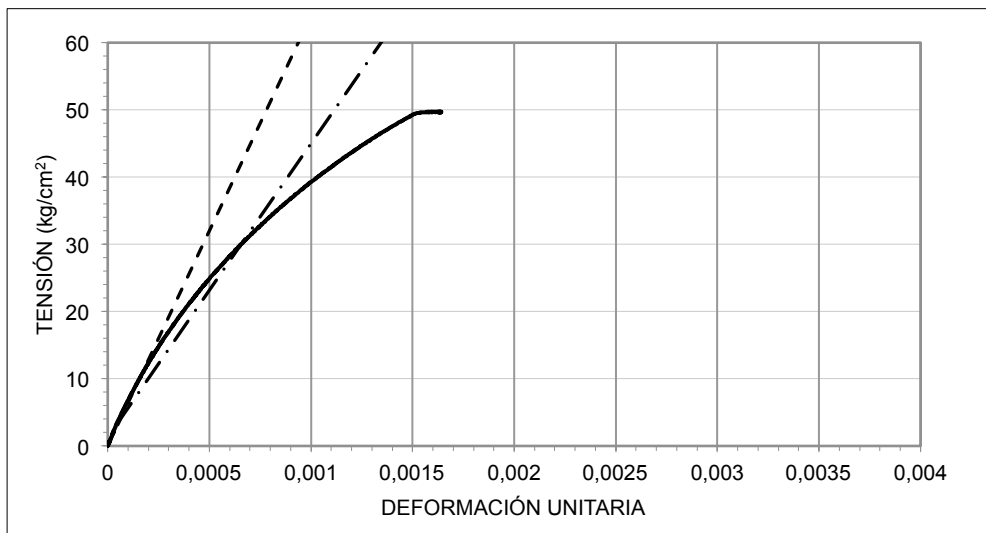


Figura 6-88. Curva tensión-deformación para la probeta ME3.

El ensayo se detiene al alcanzar los 50 - 52 kg/cm² para no dañar los LVDT.

La Tabla 6-100 recoge, para cada probeta del ensayo, los valores de σ y ϵ a tener en cuenta en la ecuación [5-9] y su módulo de elasticidad estático secante resultante, considerando una carga de rotura de 94 KN correspondiente al valor de la mediana de resistencia a compresión presentado por las probetas ME4-ME9 que se ensayaron a muy largo plazo con un grado de madurez semejante al de las probetas ME1-ME3.

Tabla 6-100. Valores para la determinación del módulo de elasticidad secante.

NOMBRE	ME1	ME2	ME3
σ (de 40% Q_{rotura}) en kg/cm ²	21,71147704	30,02651081	29,99186483
ϵ (de 40% Q_{rotura})	0,000480091	0,000633	0,000656
σ (de $\epsilon_{0,00005}$) en kg/cm ²	3,4184	3,4184	3,4184
E en MPa	4253	4564	4385

A tenor de los resultados de la Tabla 6-100, podría considerarse un modulo elástico estático medio a muy largo plazo de 4400 MPa. Considerándose un coeficiente de mayoración de 1,15 (IECA-CEDEX, 2003), puede adoptarse un valor de módulo dinámico a largo plazo de 5060 MPa. Valor que resulta ser algo bajo para las características del material empleado pero que podría ser consecuencia del reducido valor de esbeltez de las probetas empleadas.

Si en vez de determinar el módulo a partir de la recta secante éste se determina mediante una recta tangente a la curva $\sigma - \epsilon$, las probetas ME1-ME3 presentarían unos valores de módulo de elasticidad dinámico de 7940, 8230 y 7210 MPa respectivamente, resultando un valor promedio de 7800 MPa.

Tabla 6-101. Valores para la determinación del módulo de elasticidad tangente.

NOMBRE	ME1	ME2	ME3
MÓDULO ESTÁTICO (MPa)	6905	7155	6270
MÓDULO ESTÁTICO (MPa)	7940	8230	7210
VALOR MEDIO (MPa)	7800		

Teniendo en cuenta la relación entre resistencia a compresión y módulo de elasticidad dinámico proporcionado por Solís et al. (2003), según la cual $E = 1165,4 R_c$, el material presentaría un módulo de elasticidad dinámico de 6200 MPa.

Por otro lado, la Tabla 6-102 presenta los módulos de elasticidad dinámicos obtenidos para sueloceemento de la red de carreteras de Castilla y León (Solís et al., 2003).

Tabla 6-102. Módulos de elasticidad dinámicos de suelocemento de la red de carreteras de Castilla y León.

SUELO QUE CONFORMA EL SUELOCEMENTO	Nº TESTIGOS	MÓDULO DINÁMICO MEDIO (MPa)	R _c (MPa)
Arena	25	4800	3,9
Arena + gruesos	15	3200	3,5
Jabre	15	3700	4,1
Suelo seleccionado	8	7000	4,1
Zahorras	21	10300	6,1

Teniendo en cuenta que el suelo empleado se ha clasificado como un suelo seleccionado, en base a la Tabla 6-102 podría considerársele un módulo de elasticidad dinámico medio de 7000 MPa.

Finalmente, a tenor de los resultados se considera como módulo de elasticidad dinámico medio un valor de 7800 MPa, valor que se corresponde con la buena calidad del material utilizado.

**COMPROBACIÓN DE LAS
SECCIONES DE FIRME
DE LA NORMA 6.1-IC****7 COMPROBACIÓN DE LAS SECCIONES DE FIRME DE
LA NORMA 6.1-IC**

Puesto que la ley de fatiga propuesta, recogida en la ecuación [6-23], presenta una pendiente inferior a la ley de fatiga empleada hasta la fecha para esta tipología de material (MFOM, 2003b), se procede en este apartado a la comprobación de secciones del catálogo de firmes de la norma 6.1-IC (MFOM, 2003b) para contrastar su validez. Así se obtendrá una comparativa entre el tráfico equivalente de proyecto (TEP) que las secciones son capaces de soportar obtenido mediante la ley de fatiga propuesta y el TEP calculado de acuerdo a la formulación normalizada en su día en España (MFOM, 2003b).

7.1 Variables de cálculo

A continuación se presentan las variables tenidas en cuenta en el diseño analítico.

7.1.1 Tráfico

El tráfico equivalente de proyecto (TEP) se determina de acuerdo a la ecuación [2-14] (Junta de Andalucía, 2007):

$$TEP = IMD_{PA} \cdot CE \cdot 365 \cdot F \cdot \gamma_t$$

siendo,

IMD_{PA} Intensidad media diaria de vehículos pesados que circulan por el carril de proyecto en el año de apertura al tráfico.

- CE Coeficiente de equivalencia medio de los vehículos pesados en número de aplicaciones del eje equivalente de 13 t.
- F Factor de crecimiento del tráfico de vehículos pesados.
- γ_t Coeficiente de seguridad de cargas.

Este tráfico equivalente de proyecto representa el número de ejes tipo de 13 toneladas que circularán por el carril de diseño para cada categoría de tráfico pesado durante la vida útil del firme, que en el caso de los firmes semirrígidos se establece en 20 años (IECA-CEDEX, 2003; Kraemer and Albelda, 2004; Junta de Andalucía, 2007).

La disposición de esta carga tipo influye en la durabilidad de la sección, de tal manera que en este caso se considera como carga simbólica del tráfico pesado a un eje simple de 13 toneladas dispuesto con ruedas gemelas con una separación entre ruedas de 37,5 cm. Por tanto, considerando un radio de huella de contacto de 11,35 cm se considera una presión de contacto de 8 kg/cm². Tomando una carga por eje simple de 13 t se aplica, de manera inherente, un coeficiente de seguridad puesto en el caso español, el valor máximo permitido es de 11,5 t (Ministerio del Interior, 2010). Sin embargo, este valor máximo no se cumple de manera eficaz en España, pues el anejo IX del Reglamento General de vehículos (Ministerio del Interior, 2010) se permite el uso de cargas de 13 y 12,6 t en ejes de vehículos de clase I, II y III (autobuses).

Como coeficiente de equivalencia (CE), se toma un valor de 0,6 en base a estudios anteriores (Kraemer and Albelda, 2004; IECA-CEDEX, 2003). Como factor de crecimiento (F) se adopta un valor de crecimiento constante del 1,44% (España, 2010; MFOM, 2014). Finalmente, como coeficiente de mayoración de cargas (γ_t) se adoptan valores de 1,20 para categorías de tráfico pesado de T00 a T1, valores de 1,10 para categorías de tráfico pesado de T2 y T3, y valores de 1,00 para categorías de tráfico pesado T4 (Junta de Andalucía, 2007).

Aplicando estos coeficientes a la IMDp de cálculo recogida en la norma 6.1-IC (MFOM, 2003b) se obtiene el tráfico equivalente de proyecto para cada categoría y subcategoría de tráfico pesado que se recogen en la Tabla 7-1.

Tabla 7-1. Tráfico equivalente de proyecto.

CATEGORÍA DE TRÁFICO PESADO	SUBCATEGORÍA	IMDp de CÁLCULO	Nº VEHÍCULOS PESADOS	NUMERO EJES TEP
T00	T00	7.000	70.479.825	42.287.895
T0	T0	4.000	40.274.186	24.164.511
T1	T1	2.000	20.137.093	12.082.256
T2	T21	800	8.054.837	4.832.902
	T22	400	4.027.419	2.416.451
T3	T31	200	2.013.709	1.208.226
	T32	100	1.006.855	604.113
T4	T41	50	503.427	302.056
	T42	25	251.714	151.028

7.1.2 Explanada

La calidad de la explanada es fundamental en la durabilidad del conjunto firme-explanada, puesto que la menor deformación sufrida puede traducirse en una menor distribución tensional y deformación de las capas del firme que se sitúan sobre esta.

La norma 6.1-IC recoge tres categorías de explanada E1, E2, E3 ordenadas de menor a mayor calidad en función del módulo de compresibilidad en el segundo ciclo de carga (E_{v2}) definido según la norma NLT-357 "Ensayo de carga con placa" (CEDEX, 1998).

Para la comprobación del catálogo de secciones se tendrán en cuenta las siguientes consideraciones:

Caso 1.- Se considera una explanada de calidad tipo E3 perfectamente compactada compuesta por un suelo adecuado (1) que presenta un CBR ≥ 5 para el que se considera un módulo de elasticidad de 50 MPa con un coeficiente de Poisson de 0,4 (Crespo and Sánchez, 1986; IECA-CEDEX, 2003) sobre el que se disponen 30 cm de un suelo estabilizado *in situ* con cemento (S-EST3) para el que se considera un módulo de elasticidad de 2000 MPa con un coeficiente de Poisson de 0,25.

Caso 2.- Se considera una explanada de calidad tipo E2 compuesta por un suelo seleccionado (2) que presenta un CBR ≥ 10 para el que se considera un módulo de elasticidad de 100 MPa con un coeficiente de Poisson de 0,4 (Crespo and Sánchez, 1986; IECA-CEDEX, 2003). Estos valores serían los adoptados para la comprobación dimensional de las secciones en base a los adoptados en su día pues actualmente se consideran valores del índice CBR ≥ 12 y módulos ≥ 120 MPa.

Caso 3.- Se considera una explanada de calidad tipo E1 compuesta por un suelo adecuado (1) que presenta un CBR ≥ 5 para el que se considera un módulo de elasticidad de 50 MPa con un coeficiente de Poisson de 0,4 (IECA-CEDEX, 2003). En este caso, también, para la comprobación dimensional se seleccionan los valores adoptados en su día pues actualmente el valor del índice CBR es ≥ 6 y el módulo ≥ 60 MPa.

Para los casos 2 y 3, para la aplicación de los modelos de respuesta, y en base a la ausencia de una ley de fatiga para ambas explanadas en la Norma 6.1-IC (MFOM, 2003b), se emplea la ley de Brown y Pell recogida en la ecuación [2-17] (Junta de Andalucía, 2007) al considerarse la más restrictiva de las analizadas de la bibliografía (IECA-CEDEX, 2003; LCPC, 1994; JCyL, 2004; Comunidad Valenciana, 2009).

$$\varepsilon_z = 2,16 \cdot 10^{-2} \cdot N^{-0,28}$$

siendo,

ε_z La deformación vertical unitaria en compresión en la cara superior de la explanada.

N El número admisible de aplicaciones de carga.

Para el caso 1 se considera una la ley de fatiga de suelo estabilizado S-EST3 semejante a la del sueloceemento (Junta de Andalucía, 2007; JCyL, 2004) considerando una resistencia a flexotracción de 0,43 MPa. Por tanto, en base a la formulación propuesta en esta Tesis Doctoral, se aplica la siguiente ley de fatiga al S-EST3:

$$\sigma_{rS-EST3} = 0,43 \cdot (1 - 0,070 \cdot \log N)$$

siendo,

$\sigma_{rS-EST3}$ La tensión de tracción en MPa en la cara inferior de la capa de S-EST3.

N El número admisible de aplicaciones de carga.

7.1.3 Capa de Suelocemento

En base a los resultados obtenidos en el capítulo 6, se considera un sueloceemento que presenta una resistencia a flexotracción de 0,89 MPa, con un módulo de elasticidad $E=7800$ MPa, un coeficiente de Poisson de 0,25 y que presenta la siguiente ley de fatiga:

$$\sigma_r = 0,89 \cdot (1 - 0,070 \cdot \log N)$$

siendo,

σ_r La tensión de tracción en MPa en la cara inferior de la capa del sueloceemento.

N El número admisible de aplicaciones de carga.

En el caso 1, en que se sitúa la capa de sueloceemento sobre una capa de suelo estabilizado tipo S-EST3, se considera adherencia parcial. La tensión de tracción en la cara inferior de la capa del sueloceemento, en este caso de adherencia parcial, se obtendrá como media aritmética entre los resultados obtenidos considerando adherencia total entre ambas capas y los resultados obtenidos considerando que no existe adherencia entre las mismas (Junta de Andalucía, 2007; Kraemer and Albelda, 2004).

7.1.4 Capas Bituminosas

Se considera que el firme se encuentra constituido por una o varias capas de mezcla bituminosa en función de la categoría de tráfico pesado que se pretende comprobar pudiendo disponerse capa de rodadura, capa intermedia y capa base.

Así, con objeto de mejorar la seguridad en el caso de las categorías de tráfico T00 a T1 se dispone de una capa de rodadura tipo discontinuo BBTM de 3 cm de espesor (JCyL, 2004). Para

el caso de las categorías de tráfico inferiores a T1 se considera una rodadura tipo AC semidensa (S) con un tamaño máximo de árido de 22 o 16 mm en función de la IMDp.

Se dispone mezcla tipo AC 22 bin S para capas intermedias y mezcla tipo AC 32 base S para capas base.

En todos los casos se considerará un módulo de elasticidad de 4000 MPa y un coeficiente de Poisson de 0,35 para el caso de la mezcla discontinua y un módulo de elasticidad de 6000 MPa y un coeficiente de Poisson de 0,33 en el resto de los casos (IECA-CEDEX, 2003; JCyL, 2004; Junta de Andalucía, 2007; Gobierno Vasco, 2012).

Así y en base a las indicaciones de espesores de mezcla bituminosa para cada subcategoría de tráfico recogida en la norma 6.1-IC (MFOM, 2003b) y a las indicaciones de espesores de mezcla recogidos en el PG-3 (MFOM, 2015) se proponen los siguientes espesores de cálculo.

Tabla 7-2. Espesores y tipo de mezcla bituminosa considerada para explanadas E3.

TRÁFICO	ESPESOR MB	RODADURA	INTERMEDIA	BASE
T00	25	3 cm BBTM	10 cm AC22 bin S	12 cm AC32 base S
T0	20	3 cm BBTM	7 cm AC22 bin S	10 cm AC32 base S
T1	20	3 cm BBTM	7 cm AC22 bin S	10 cm AC32 base S
T2	15	6 cm AC16 surf S	9 cm AC22 bin S	--
T31	12	5 cm AC16 surf S	7 cm AC22 bin S	--
T32	10	5 cm AC16 surf S	5 cm AC22 bin S	--
T41	8	4 cm AC16 surf S	4 cm AC22 bin S	--
T42	5	5 cm AC16 surf S	--	--

Tabla 7-3. Espesores y tipo de mezcla bituminosa considerada para explanadas E2.

TRÁFICO	ESPESOR MB	RODADURA	INTERMEDIA	BASE
T1	20	3 cm BBTM	7 cm AC22 bin S	10 cm AC32 base S
T2	18	5 cm AC16 surf S	6 cm AC22 bin S	7 cm AC32 base S
T31	12	5 cm AC16 surf S	7 cm AC22 bin S	--
T32	10	5 cm AC16 surf S	5 cm AC22 bin S	--
T41	8	4 cm AC16 surf S	4 cm AC22 bin S	--
T42	5	5 cm AC16 surf S	--	--

Tabla 7-4. Espesores y tipo de mezcla bituminosa considerada para explanadas E1.

TRÁFICO	ESPESOR MB	RODADURA	INTERMEDIA	BASE
T2	18	5 cm AC16 surf S	6 cm AC22 bin S	7 cm AC32 base S
T31	15	6 cm AC22 surf S	9 cm AC22 bin S	--
T32	12	5 cm AC22 surf S	7 cm AC22 bin S	--
T41	8	4 cm AC16 surf S	4 cm AC22 bin S	--
T42	5	5 cm AC16 surf S	--	--

7.2 Comprobación de secciones

Mediante el software informático WinDepav 2.0, se establecen los parámetros críticos para cada una de las capas que constituyen el firme. En el caso de las capas bituminosas, se corresponden con las deformaciones tangenciales producidas en su fibra inferior, en el caso de las capas tratadas con cemento se corresponden con las tensiones tangenciales originadas en su fibra

inferior y en el caso de la explanada se corresponde con la deformación vertical sufrida en la fibra superior de la misma.

La Tabla 7-5 recoge los valores críticos de tensión y deformación para las distintas secciones analizadas (ver Figura 2-6). Los resultados completos derivados del análisis se recogen en el Anejo E.- Cálculos del dimensionamiento analítico.

Tabla 7-5. Valores críticos de tensión y deformación para las distintas secciones analizadas.

CATEGORÍA DE TRÁFICO PESADO	SECCIÓN NÚMERO	IMDp CÁLCULO	MEZCLA BITUMINOSA $\epsilon_r (10^{-6})$	CAPA DE SUELOCEMENTO $\sigma_r (kg/cm^2)$	CAPA DE S-EST3 $\sigma_{r-S-EST3} (kg/cm^2)$	EXPLANADA $\epsilon_z (10^{-6})$	CAPA EN LA QUE ES PREVISIBLE QUE SE PRODUZCA FALLO
EXPLANADA E3							
T00	0032	7.000	-5,74	-2,30	-6,64E-01	67,70	Explanada
T0	032	4.000	-7,15	-3,05	-8,77E-01	88,90	Explanada
T1	132	2.000	-7,29	-3,57	-1,03E+00	104,00	Explanada
T2	232	800	-8,32	-4,10	-1,17E+00	118,00	Suelocemento
T31	3132	400	-7,84	-4,22	-1,21E+00	122,00	Suelocemento
T32	3232	200	-6,09	-4,49	-1,30E+00	130,00	Suelocemento
T41	4132	100	-1,59	-5,11	-1,49E+00	149,00	Suelocemento
T42	4232	50	31,10	-5,66	-1,66E+00	166,00	Suelocemento
EXPLANADA E2							
T1	122	2.000	-7,53	-3,81	--	106,00	Suelocemento
T2	222	800	-8,17	-4,62	--	129,00	Suelocemento
T31	3122	400	-7,37	-4,19	--	117,00	Suelocemento
T32	3222	200	-5,41	-4,52	--	126,00	Suelocemento
T41	4122	100	21,30	-6,07	--	171,00	Suelocemento
T42	4222	50	45,00	-8,06	--	230,00	Suelocemento
EXPLANADA E1							
T2	212	800	-7,09	-3,89	--	116,00	Suelocemento
T31	3112	400	-7,19	-4,31	--	129,00	Suelocemento
T32	3212	200	-6,04	-4,79	--	162,00	Suelocemento
T41	4112	100	21,80	-5,61	--	190,00	Suelocemento
T42	4212	50	47,10	-8,07	--	279,00	Suelocemento

La Tabla 7-6 recoge el modelo de respuesta resultante, en número de ejes mínimos soportados, para la capa en la que es previsible que se produzca el fallo estructural como consecuencia de la aplicación de las leyes de fatiga recogidas en la norma 6.1-IC (MFOM, 2003b). En el caso particular para el que la rotura se produzca en la capa de suelocemento, dicha tabla recoge también el número de ejes mínimos soportados mediante la aplicación de la ley de fatiga obtenida en el capítulo 6.

En una investigación anterior, Kraemer and Albelda (2004) realizaron estudio del comportamiento estructural del catálogo de firmes recogidos en la norma 6.1-IC (MFOM, 2003b). En dicha investigación se concluye que la sección 0032 (correspondiente a un tráfico T00 dispuesto con explanada E3) se encontraría sobredimensionada mientras que las secciones 222 y 3232 (correspondientes a un tráfico T2 dispuesto con explanada E2 y a un tráfico T32 dispuesto con explanada E3 respectivamente) se encontrarían infradimensionadas.

En dicha investigación se desaconseja, a su vez, el empleo de los métodos analíticos para el dimensionamiento de las secciones de categoría de tráfico pesado T4 argumentando que el

agotamiento de las mismas no se produce por fenómenos de fatiga sino por la acción de sobrecargas. Esta conclusión coincide con la aportada por Díaz (2011a) en su trabajo, donde argumenta que el dimensionamiento de estas secciones suele realizarse en base a la experiencia y a la trayectoria de secciones similares construidas por la zona.

Tabla 7-6. Número de ejes soportados por las secciones comprobadas.

CATEGORÍA DE TRÁFICO PESADO	SECCIÓN NÚMERO	CAPA EN LA QUE ES PREVISIBLE QUE SE PRODUZCA FALLO	N° EXIGIDO DE EJES (TEP)	N° MÍNIMO APLICANDO NORMA 6.1-IC	DURACIÓN PREVISTA AÑOS	N° MÍNIMO APLICANDO ECUACIÓN [6-23]	DURACIÓN PREVISTA AÑOS
EXPLANADA E3							
T00	0032	Explanada	42.287.895	875.740.217	144,16	--	144,16
T0	032	Explanada	24.164.511	331.000.414	119,67	--	119,67
T1	132	Explanada	12.082.256	189.017.263	127,37	--	127,37
T2	232	Suelocemento	4.832.902	5.515.349	24,14	50.658.800	109,50
T31	3132	Suelocemento	1.208.226	3.802.386	53,10	33.118.008	167,07
T32	3232	Suelocemento	604.113	1.587.971	46,68	12.208.923	148,00
T41	4132	Suelocemento	302.056	213.824	17,33	1.234.505	67,46
T42	4232	Suelocemento	151.028	36.106	6,35	161.684	24,78
EXPLANADA E2							
T1	122	Suelocemento	12.082.256	14.088.878	24,58	147.960.048	118,24
T2	222	Suelocemento	4.832.902	1.026.209	5,17	7.412.828	30,83
T31	3122	Suelocemento	1.208.226	4.122.575	56,16	36.323.912	172,96
T32	3222	Suelocemento	604.113	1.418.030	42,94	10.727.477	140,11
T41	4122	Suelocemento	302.056	9.435	0,78	34.877	2,86
T42	4222	Suelocemento	151.028	15	0,00	22	0,00
EXPLANADA E1							
T2	212	Suelocemento	4.832.902	10.877.193	41,61	110.086.369	155,41
T31	3112	Suelocemento	1.208.226	2.796.593	42,49	23.311.823	145,16
T32	3212	Suelocemento	604.113	592.205	21,20	3.954.675	84,85
T41	4112	Suelocemento	302.056	41.763	3,74	190.941	15,67
T42	4212	Suelocemento	151.028	15	0,00	21	0,00

A la vista de los resultados, se constata el infradimensionamiento de la sección 222 (Tráfico T2 y explanada E2) obtenido por Kraemer and Albelda (2004) para la ley de fatiga recogida en la norma 6.1-IC (MFOM, 2003b). Sin embargo, la ley de fatiga propuesta en la ecuación [6-23] hace pensar que realmente ese infradimensionamiento no se está produciendo.

Por otro lado, de igual manera a Kraemer and Albelda (2004) y a Díaz (2011a), se comprueba que los métodos analíticos no serían una alternativa viable en el dimensionamiento de las secciones correspondientes a un tráfico pesado T4. A tenor de los resultados, estas serían las únicas secciones que no permitirían alcanzar el tráfico equivalente de proyecto establecido para cada categoría, presentando el resto de secciones, a priori, una vida útil muy superior al período de proyecto por lo que podría plantearse una revisión del catálogo de secciones con objeto de realizar un optimización del mismo.

7.3 Análisis de sensibilidad considerando un suelocemento de menor calidad

Con objeto de comprobar el nivel de afección de la calidad del suelocemento en la durabilidad del mismo, se realiza un análisis de sensibilidad suponiendo que el suelocemento ejecutado no presenta un módulo de elasticidad de 7800 MPa (equivalente al límite superior del material) sino un módulo de elasticidad de 6200 MPa (equivalente al límite inferior del material) bien porque cambien las características del suelo empleado, bien porque el contenido de cemento real dosificado sea inferior.

Para ello, se realiza una comprobación puntual en las secciones que habrían presentado menor durabilidad en la explanada y en la capa de suelocemento en el apartado anterior.

La Tabla 7-7 recoge los valores críticos de tensión y deformación para las secciones analizadas. Los resultados completos derivados del análisis se recogen en el Anejo E.4.- Análisis de sensibilidad a la calidad del suelocemento.

Tabla 7-7. Valores críticos de tensión y deformación para un SC de poca calidad.

CATEGORÍA DE TRÁFICO PESADO	SECCIÓN NÚMERO	MEZCLA BITUMINOSA $\epsilon_r (10^{-6})$	CAPA DE SUELOCEMENTO $\sigma_r (kg/cm^2)$	CAPA DE S-EST3 $\sigma_{r-S-EST3} (kg/cm^2)$	EXPLANADA $\epsilon_z (10^{-6})$	CAPA EN LA QUE ES PREVISIBLE QUE SE PRODUZCA FALLO	VALOR DE $\sigma_r (kg/cm^2)$ O $\epsilon_z (10^{-6})$ EXIGIDO EN CAPA DE FALLO
EXPLANADA E3							
T00	0032	-7,95	-2,02	-7,00E-01	70,60	Explanada	67,70
T0	032	-10,20	-2,68	-9,15E-01	92,20	Explanada	88,90
T1	132	-10,40	-3,13	-1,06E+00	107,00	Suelocemento	-3,57
T2	232	-12,40	-3,59	-1,21E+00	122,00	Suelocemento	-4,10
EXPLANADA E2							
T1	122	-6,19	-3,46	--	118,00	Suelocemento	-3,81
T2	222	-12,20	-4,19	--	143,00	Suelocemento	-4,62
EXPLANADA E1							
T2	212	-10,70	-3,57	--	129,00	Explanada	116,00
T32	3212	-10,60	-4,44	--	162,00	Suelocemento	-4,79

La Tabla 7-8 presenta el modelo de respuesta resultante, en número de ejes mínimos soportados, para la capa en la que es previsible que se produzca el fallo estructural como consecuencia de la aplicación de las leyes de fatiga recogidas en la norma 6.1-IC (MFOM, 2003b) y la ley de fatiga propuesta en esta Tesis Doctoral.

Tabla 7-8. Número de ejes soportados para la sensibilidad a la calidad del SC.

CATEGORÍA DE TRÁFICO PESADO	SECCIÓN NÚMERO	CAPA EN LA QUE ES PREVISIBLE QUE SE PRODUZCA FALLO	N° EXIGIDO DE EJES (TEP)	N° MÍNIMO APLICANDO NORMA 6.1-IC	DURACIÓN PREVISTA AÑOS	N° MÍNIMO APLICANDO ECUACIÓN [6-23]	DURACIÓN PREVISTA AÑOS
EXPLANADA E3							
T00	0032	Explanada	42.287.895	753.907.452	135,11	--	135,11
T0	032	Explanada	24.164.511	290.600.142	112,30	--	112,30
T1	132	Suelocemento	12.082.256	11.875.524	19,70	121.707.533	102,58
T2	232	Suelocemento	4.832.902	1.888.172	9,23	14.880.552	52,29
EXPLANADA E2							
T1	122	Suelocemento	12.082.256	3.112.114	6,22	26.341.161	40,62
T2	222	Suelocemento	4.832.902	168.149	0,87	938.042	4,74
EXPLANADA E1							
T2	212	Suelocemento	4.832.902	2.004.857	9,76	15.936.060	54,85
T32	3212	Suelocemento	604.113	61.897	2,54	299.358	11,51

A tenor de los resultados, se destaca la importancia de la ejecución con calidad de la capa de suelocemento puesto que su vida en servicio decrece considerablemente comprometiendo seriamente la durabilidad de las secciones 222 y 3212, pese a que el resultado no resulta ser tan conservador como el obtenido para la ley de fatiga propuesta por la norma 6.1-IC (MFOM, 2003b), según la cual la mayoría de las secciones analizadas presentarían serios problemas de durabilidad.

El fallo prematuro de las secciones 222 y 3212 como consecuencia de la ejecución de un suelocemento de baja calidad presumiblemente podrá finalizar en un temprano reciclado *in situ* con cemento.

7.4 Análisis de sensibilidad considerando una explanada de menor calidad

En este apartado se estudia la importancia de disponer de una explanada de buena calidad. Para ello, se realiza una comprobación puntual en las tres secciones que presentan mayor tráfico pesado dispuestas para explanada tipo E3, una sección de explanada E2 y otra de la explanada E1 (las que en la Tabla 7-8 no habrían presentado problemas de durabilidad).

Para ello se analiza, en el caso de la explanada E3, la repercusión de la realización de una deficiente estabilización con cemento de los 30 cm superiores de la explanada, considerando que en tal caso su módulo de elasticidad se reduce hasta un valor de 1200 MPa. En el caso de la explanada E2 se considera que el módulo de elasticidad se reduce hasta un valor de 50 MPa (equivalente a un suelo adecuado 1) y en el caso de la E1 una reducción hasta un valor de 30 MPa (equivalente a un suelo tolerable).

La Tabla 7-9 recoge los valores críticos de tensión y deformación para las secciones analizadas. Los resultados completos derivados del análisis se recogen en el Anejo E.5. Análisis de sensibilidad a la calidad de ejecución de la explanada.

Tabla 7-9. Valores críticos de tensión y deformación para una explanada de poca calidad.

CATEGORÍA DE TRÁFICO PESADO	SECCIÓN NÚMERO	MEZCLA BITUMINOSA $\epsilon_r (10^{-6})$	CAPA DE SUELOCIMIENTO $\sigma_r (kg/cm^2)$	CAPA DE S-EST3 $\sigma_{r,S-EST3} (kg/cm^2)$	EXPLANADA $\epsilon_z (10^{-6})$	CAPA EN LA QUE ES PREVISIBLE QUE SE PRODUZCA FALLO	VALOR DE $\sigma_r (kg/cm^2)$ O $\epsilon_z (10^{-6})$ EXIGIDO EN CAPA DE FALLO
EXPLANADA E3							
T00	0032	-5,73	-2,56	-4,58E-01	76,90	Explanada	67,70
T0	032	-7,07	-3,44	-6,18E-01	103,00	Explanada	88,90
T1	132	-7,41	-4,08	-7,33E-01	122,00	Suelocemento	-3,57
EXPLANADA E2							
T1	122	-7,14	-4,35	--	130,00	Suelocemento	-3,81
EXPLANADA E1							
T2	212	-6,63	-4,22	--	133,00	Suelocemento	-3,89

La Tabla 7-10 presenta el modelo de respuesta resultante, en número de ejes mínimos soportados, para la capa en la que es previsible que se produzca el fallo estructural como consecuencia de la aplicación de las leyes de fatiga recogidas en la norma 6.1-IC (MFOM, 2003b) y la ley de fatiga propuesta en esta Tesis Doctoral.

Tabla 7-10. Número de ejes soportados para la sensibilidad a la calidad de la explanada.

CATEGORÍA DE TRÁFICO PESADO	SECCIÓN NÚMERO	CAPA EN LA QUE ES PREVISIBLE QUE SE PRODUZCA FALLO	Nº EXIGIDO DE EJES (TEP)	Nº MÍNIMO APLICANDO NORMA 6.1-IC	DURACIÓN PREVISTA AÑOS	Nº MÍNIMO APLICANDO ECUACIÓN [6-23]	DURACIÓN PREVISTA AÑOS
EXPLANADA E3							
T00	0032	Explanada (Suelo adecuado)	42.287.895	555.572.518	117,29	--	117,29
T0	032	Explanada (Suelo adecuado)	24.164.511	195.653.488	91,13	--	91,13
T1	132	Suelocemento	12.082.256	5.979.783	10,61	55.562.696	64,71
EXPLANADA E2							
T1	122	Suelocemento	12.082.256	2.457.251	4,96	20.108.088	32,92
EXPLANADA E1							
T2	212	Suelocemento	4.832.902	3.741.396	17,24	32.511.613	86,19

Los resultados de la Tabla 7-10 evidencian la necesidad de asegurar la calidad de la explanada mediante la realización de una correcta estabilización del suelo puesto que su deficiente ejecución no sólo afecta a la durabilidad de la misma sino también a la durabilidad de la capa de suelocemento que se ve reducida.

7.5 Análisis de sensibilidad considerando un suelocemento y una explanada de menor calidad

Finalmente se realiza un análisis de sensibilidad considerando que se producen de manera simultánea la ejecución de un suelocemento de baja calidad junto con una estabilización deficiente del suelo que conforma la explanada. En tal caso, se considera que el suelocemento

presenta un módulo de elasticidad de 6200 MPa y una resistencia a flexotracción de 0,72 MPa (valor adoptado por la Instrucción de firmes de Andalucía (Junta de Andalucía, 2007)) mientras que el suelo estabilizado presenta un módulo de elasticidad de 1200 MPa, aunque se mantiene su resistencia a flexotracción de 0,43 MPa.

La Tabla 7-11 recoge los valores críticos de tensión y deformación para las secciones analizadas. Los resultados completos derivados del análisis se recogen en el Anejo E.6.- Análisis de sensibilidad a la calidad del suelocemento y a la calidad de ejecución de la explanada.

Tabla 7-11. Valores críticos de tensión y deformación para un SC y una explanada de poca calidad.

CATEGORÍA DE TRÁFICO PESADO	SECCIÓN NÚMERO	MEZCLA BITUMINOSA $\varepsilon_r (10^{-6})$	CAPA DE SUELOCIMENTO $\sigma_r (kg/cm^2)$	CAPA DE S-EST3 $\sigma_{r,S-EST3} (kg/cm^2)$	EXPLANADA $\varepsilon_z (10^{-6})$	CAPA EN LA QUE ES PREVISIBLE QUE SE PRODUZCA FALLO	VALOR DE $\sigma_r (kg/cm^2)$ O $\varepsilon_z (10^{-6})$ EXIGIDO EN CAPA DE FALLO
EXPLANADA E3							
T00	0032	-8,06	-2,27	-4,89E-01	81,10	Explanada	67,70
T0	032	-10,20	-3,06	-6,54E-01	108,00	Explanada	88,90
T1	132	-10,70	-3,60	-7,70E-01	126,00	Suelocemento	-3,57
EXPLANADA E2							
T1	122	-10,70	-3,98	--	144,00	suelocemento	-3,81
EXPLANADA E1							
T2	212	-10,30	-3,90	--	149,00	suelocemento	-3,89

La Tabla 7-12 presenta el modelo de respuesta resultante, en número de ejes mínimos soportados, para la capa en la que es previsible que se produzca el fallo estructural como consecuencia de la aplicación de las leyes de fatiga recogidas en la norma 6.1-IC (MFOM, 2003b) y la ley de fatiga propuesta en esta Tesis Doctoral.

Tabla 7-12. Número de ejes soportados para la sensibilidad a la calidad del SC y de la explanada.

CATEGORÍA DE TRÁFICO PESADO	SECCIÓN NÚMERO	CAPA EN LA QUE ES PREVISIBLE QUE SE PRODUZCA FALLO	Nº EXIGIDO DE EJES (TEP)	Nº MÍNIMO APLICANDO NORMA 6.1-IC	DURACIÓN PREVISTA AÑOS	Nº MÍNIMO APLICANDO ECUACIÓN [6-23]	DURACIÓN PREVISTA AÑOS
EXPLANADA E3							
T00	0032	Explanada (Suelo adecuado)	42.287.895	459.473.370	106,69	--	106,69
T0	032	Explanada (Suelo adecuado)	24.164.511	165.182.590	82,71	--	82,71
T1	132	Suelocemento	12.082.256	1.778.279	3,33	13.894.955	22,56
EXPLANADA E2							
T1	122	Suelocemento	12.082.256	389.294	0,81	2.448.437	4,94
EXPLANADA E1							
T2	212	Suelocemento	4.832.902	536.002	2,75	3.528.735	16,37

De los resultados de la Tabla 7-12 se desprende que una sección como la 132 (correspondiente a la categoría de tráfico T1) que inicialmente tras una buena ejecución se encontraba sobredimensionada soportando la aplicación de 189.017.263 ejes, resulta soportar un número de ejes muy próximo al nº de ejes exigido por el tráfico equivalente de proyecto cuando la ejecución, tanto de la propia capa de suelocemento como de la explanada, resulta ser

ineficiente. A su vez, secciones como la 122 y 212 que inicialmente también resultaban estar sobredimensionadas, soportarían la aplicación de número de ejes inferior al mínimo exigido.

Finalmente, del dimensionamiento analítico y de los análisis de sensibilidad realizados se desprende la importancia de asegurar una buena adherencia entre todas las capas puesto que una mejor adherencia entre el sueloceemento y el suelo estabilizado con cemento o entre la mezcla bituminosa y el sueloceemento se traduce en un mejor comportamiento a fatiga de la sección y, por lo tanto, una mayor vida en servicio del paquete de firmes.

Por otro lado, la explanada es una unidad de obra a la que tradicionalmente se le suele dar menor importancia, en base a la menor exigencia de sus prescripciones (su resistencia a compresión se limita a 1,5 MPa en el mejor de los casos (MFOM, 2015)). Sin embargo, de los cálculos realizados se desprende su importancia en la reducción de las tensiones soportadas por la capa de sueloceemento.

Cabe destacar también, que cualquier daño en la parte inferior del firme deriva en la sustitución de todo el paquete de firme resultando una solución excesivamente costosa.

CONCLUSIONES Y LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN

8 CONCLUSIONES Y LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN

PRIMERA. Este trabajo nace con la intención de avanzar en la caracterización del suelocemento proporcionando un nuevo criterio que refleje el comportamiento a fatiga del material, unificando los actualmente aplicados, y aportando una herramienta que permita la estimación de la vida en servicio de un firme en base a la calidad que presenta el suelocemento a una edad de siete días. De esta manera, y anticipándose a la colocación del resto de capas que constituyen el firme, pueden acometerse correcciones (como la variación de los espesores de mezcla bituminosa que constituyen el pavimento) adaptando el número de ejes tipo soportados al número mínimo para el que se diseña esa sección.

SEGUNDA. Los resultados obtenidos en los ensayos de identificación se corresponden con un material compuesto por un suelo seleccionado al que se le añade un 3,5% de cemento y un 7% de humedad y cuyo grado de compactación ronda el 98% del obtenido mediante el método Proctor modificado. El material de partida resulta ser de buena calidad puesto que permite alcanzar resistencias a flexotracción a largo plazo de 0,9 MPa, resistencias a compresión a largo plazo superiores a los 4 MPa y un módulo de rigidez de 7800 MPa. Cualquier extrapolación a otro suelo requeriría al menos de una comprobación previa.

TERCERA. La dosificación propuesta y el grado de compactación permiten alcanzar, a corto plazo, una resistencia a compresión superior a la mínima prescrita en España para cementos con alto contenido en adiciones (CEM-IV) por el Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes (PG-3) (MFOM, 2015) manteniendo un margen de seguridad del 10-20% (JCyL, 2004; IECA-CEDEX, 2003) para absorber la diferencia entre la precisión del

laboratorio y los resultados en las obras. Con este margen se pueden garantizar, en un amplio porcentaje de los casos, valores adecuados de resistencia a compresión a largo plazo (Berzosa and Gonzalo-Orden, 2008) y, en consecuencia, un sueloceemento de buena calidad.

CUARTA. El material presenta distinta sensibilidad a la variación del contenido de humedad de la mezcla dependiendo de si esta se produce en la denominada zona seca (humedad inferior a la óptima) o en la denominada zona húmeda. Para variaciones de humedad de hasta el 1% por debajo la humedad óptima (determinada en el 7%) se ha observado que la nobleza del material proporciona valores prácticamente constantes en cuanto a la densidad de compactación y la resistencia a compresión (zona seca), mientras que en la zona húmeda (humedad superior a la óptima) es preciso realizar una mayor adición de cemento para mantener la calidad. Para una humedad del 6% se produce una caída de densidad del 0,6% y una disminución del 2,5% en el valor de la resistencia a compresión del sueloceemento mientras que, en el caso de la humedad del 8% se registran caídas del 1,2% para la densidad y del 19,9% en la resistencia a compresión.

QUINTA. Pese a ser un material heterogéneo, cuyas características finales dependen de la granulometría del suelo, y del grado de compactación proporcionado, se ha comprobado que, bajo las mismas condiciones, su comportamiento responde a un elevado grado de homogeneidad. Las probetas que se fabrican en la misma amasada presentan valores de resistencia semejantes (tanto a compresión como a flexotracción) siempre y cuando la diferencia en el grado de compactación no supere el 5%. A su vez, semiprismas obtenidos de la misma probeta también presentan resistencias semejantes. Esta conclusión resulta de especial interés pues permite realizar ensayos con distintas probetas obtenidas a partir de una misma amasada correlacionando sus resultados. Por ejemplo, es posible realizar con cierta precisión, sendos ensayos de resistencia a la rotura a flexotracción a una probeta de una amasada y de fatiga a otra probeta obtenida de la misma amasada, o bien realizar el mismo ensayo sobre distintas probetas de la misma amasada pero a edades diferentes.

SEXTA. Se ratifica el valor de resistencia a flexotracción de 0,9 MPa a largo plazo para este material en base a los resultados obtenidos. Debido a la dispersión de resultados, se optó por tomar la mediana como medida de tendencia central presentando un valor de 0,89 MPa con un rango intercuartílico de 0,13 MPa tras la observación de un total de 36 ensayos, obteniéndose, a su vez, que alcanzada una maduración de 90 días su valor prácticamente se mantiene constante a lo largo del tiempo. En referencia a la resistencia a compresión, esta presentó mayor dispersión de resultados. Tras la realización de 72 ensayos se obtuvo un valor de mediana de 4,88 MPa con un rango intercuartílico de 1,16 MPa. Este valor, aun estando dentro de un orden de magnitud, ha resultado ser algo superior al valor que de manera general suele presuponerse de 4 MPa (IECA-CEDEX, 2003). En base a los resultados obtenidos, se ha

establecido la ley que regularía la relación entre ambas resistencias y que respondería a la siguiente ecuación:

$$R_f = 0,1131 \cdot R_C + 0,326 \quad R^2 = 0,70$$

siendo,

R_f la resistencia a flexotracción estimada en MPa.

R_C la resistencia a compresión observada en MPa.

SÉPTIMA. De manera general, se considera que el ensayo que mejor representa el comportamiento de un firme bajo la acción de las cargas de tráfico es el de resistencia a flexotracción. Puesto que el suelocemento es una de las capas constituyentes de un firme multicapa está expuesto a sufrir fenómenos de fatiga tras el paso continuado de vehículos. Para el análisis de su comportamiento se han planteado distintos modelos a partir de los resultados obtenidos en los 45 ensayos de fatiga a flexotracción sobre probetas prismáticas, obteniéndose, finalmente, una ley de fatiga que responde a la siguiente ecuación:

$$\frac{\sigma}{R_f} = 1 - 0,070 \cdot \log N \quad R^2 = 0,77$$

siendo,

N el número de repeticiones de carga soportadas al producirse la rotura por fatiga.

σ la tensión por tracción horizontal producida por la carga.

R_f la resistencia a tracción horizontal que produce la rotura.

La pendiente observada resulta ser inferior a la adoptada actualmente por el Ministerio de Fomento y algunas comunidades autónomas que consideran un valor de 0,8 lo que puede reflejarse en un mejor comportamiento al que se le supone. Sin embargo, cualquier disminución en el espesor de la capa de suelocemento supone un incremento de la relación entre la tensión σ y la resistencia a flexotracción R_f que se traduce en una disminución de la vida útil del firme.

OCTAVA. Se ha analizado el aumento de resistencia a compresión con la edad tanto de las probetas cilíndricas como de las semiprobetas prismáticas. Las probetas cilíndricas presentan una resistencia media a compresión a 7 días de 2,68 MPa con una desviación estándar de 0,24 MPa, siendo este valor ligeramente superior al valor mínimo de resistencia a compresión (2,1 MPa al constituirse con un cemento con alto contenido de adiciones) incluyendo un margen de seguridad de entre un 10-20% (JCyL, 2004; IECA-CEDEX, 2003).

A la edad de 90 días, las probetas cilíndricas presentan una resistencia a compresión media a largo plazo de 5,27 MPa con una desviación estándar de 0,29 MPa. Estos valores resultan ser casi el doble a los obtenidos a 7 días y un 12% superiores a los presentados a 28 días.

Por otro lado, las semiprobetas prismáticas presentan un valor promedio a largo plazo de 4,98 MPa con una desviación estándar de 0,07 MPa. Estos valores resultan ser el doble a los obtenidos a 7 días por las semiprobetas prismáticas y un 5% inferiores a los presentados por las probetas cilíndricas a la misma edad de 90 días.

La modelización de las relaciones entre estas resistencias ha dado lugar a las siguientes ecuaciones:

$$R_{C,90} = 1,108 \cdot R_{C,7} + 2,3091 \quad R^2 = 0,80$$

$$R_{P,90} = 0,7631 \cdot R_{C,7} + 2,9411 \quad R^2 = 0,73$$

siendo,

$R_{C,90}$ la resistencia a compresión a largo plazo en probetas cilíndricas en MPa.

$R_{C,7}$ la resistencia a compresión a corto plazo en probetas cilíndricas en MPa.

$R_{P,90}$ la resistencia a compresión a largo plazo en semiprobetas prismáticas en MPa.

Por tanto, la estimación de la resistencia a flexotracción de las probetas prismáticas, mediante la resistencia a compresión a corto plazo de las probetas cilíndricas, puede establecerse a partir de la siguiente ecuación:

$$R_f = 0,0863 \cdot R_{C,7} + 0,6586$$

siendo,

R_f la resistencia a tracción horizontal que produce la rotura.

$R_{C,7}$ la resistencia a compresión a corto plazo en probetas cilíndricas en MPa.

En consecuencia, la ley de fatiga del suelocemento que regiría su comportamiento durante la vida en servicio del firme en términos de resistencia a compresión a corto plazo vendría dada por:

$$\frac{\sigma}{0,0863 \cdot R_{C,7} + 0,6586} = 1 - 0,070 \cdot \log N$$

siendo,

N el número de repeticiones de carga soportadas al producirse la rotura por fatiga.

σ la tensión por tracción horizontal producida por la carga en MPa.

$R_{C,7}$ la resistencia a compresión a corto plazo en probetas cilíndricas en MPa.

NOVENA. La comprobación realizada de las secciones incluidas en la norma 6.1-IC, en base al modelo de respuesta determinado en esta Tesis Doctoral, reflejaría un sobredimensionamiento de la mayor parte de secciones analizadas, a excepción de las secciones de menor categoría de tráfico pesado (T4) pues el colapso de estas no se produciría por fenómenos de fatiga sino por la acción de sobrecargas. Analizando la sensibilidad de estas secciones a la ejecución realizando los cálculos con un suelocemento de menor calidad (suponiéndole una resistencia a flexotracción de 0,72 MPa y un módulo de rigidez de 6200 MPa), la sensibilidad a una deficiente estabilización de la explanada en el caso de explanada E3 (constituida en su coronación por un suelo estabilizado S-EST3 cuyo módulo de rigidez no supere los 1200 MPa) y la sensibilidad de estas secciones a la acción conjunta de ambas situaciones, se comprueba que, con el modelo de respuesta obtenido, las secciones analizadas dejan de estar sobredimensionadas (a excepción de la sección T00) para resistir con menor holgura el número mínimo de ejes estipulado en la instrucción.

DÉCIMA. Resulta muy importante garantizar la adherencia entre las capas que constituyen el firme pues, si esta no falla, se consigue un mejor comportamiento a fatiga de la sección y, por lo tanto, una mayor vida en servicio. A su vez, se debe prestar especial atención a la ejecución de la explanada ya que la calidad de esta capa de apoyo es determinante en la reducción de tensiones soportadas por la capa de suelocemento y cualquier daño sufrido en la parte inferior del firme deriva, a largo plazo, en problemas de conservación que se traducen en la sustitución de todo el paquete resultando una solución excesivamente costosa.

A la vista de las conclusiones obtenidas se proponen las siguientes líneas de investigación futura:

- Comprobar si la densidad y la edad de curado presentan relevancia en el establecimiento de las relaciones entre las resistencias a compresión (sobre todo a corto plazo para su control en obra) y a flexotracción (especialmente a largo plazo por definir el comportamiento de la capa de suelocemento) R_C-R_f y en la ley de comportamiento durante la vida en servicio a partir de la búsqueda de modelos de regresión múltiple en los que se incluyan estas nuevas variables.
- Contrastar las propuestas presentadas con otros suelos de calidades diferentes al empleado, y sobre todo de granulometría más gruesa, a fin de comprobar si el comportamiento se ajusta a lo previsto. En el supuesto de que presentaran un comportamiento diferente, podrían realizarse distintos estudios que aportaran soluciones en base a la calidad del material de partida.
- Extender la metodología al estudio de la gravacemento para alcanzar los mismos objetivos perseguidos en esta Tesis Doctoral para distintas calidades de áridos.

- Realizar un estudio de sensibilidad en ambos casos estableciendo el grado de influencia de la dotación de cemento en la variabilidad de los resultados.

BIBLIOGRAFÍA

AASHTO (2008) *Standard Practice for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes. M-145-91*. American Association of State Highway and Transportation Officials, USA.

ACI (1997) *State-of-the-Art Report on soil cement (ACI 230.1R-90)*. American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich.

AENOR (1993a) Normas UNE-EN y normas UNE de ensayos de carreteras. UNE 103104: Determinación del límite plástico de un suelo. Asociación Española de Normalización y Certificación, Madrid.

AENOR (1993b) Normas UNE-EN y normas UNE de ensayos de carreteras. UNE 103204: Determinación del contenido de materia orgánica oxidable de un suelo por el método del permanganato potásico. Asociación Española de Normalización y Certificación, Madrid.

AENOR (1994) Normas UNE-EN y normas UNE de ensayos de carreteras. UNE 103103: Determinación del límite líquido de un suelo por el método del aparato de Casagrande. Asociación Española de Normalización y Certificación, Madrid.

AENOR (1995a) Normas UNE-EN y normas UNE de ensayos de carreteras. UNE 103101: Análisis granulométrico de suelos por tamizado. Asociación Española de Normalización y Certificación, Madrid.

AENOR (1995b) Geotecnia, ensayos de campo y de laboratorio. UNE 103502: Método de ensayo para determinar en laboratorio el índice C.B.R. de un suelo.

AENOR (1996) Normas UNE-EN y normas UNE de ensayos de carreteras. UNE 103201: Determinación cuantitativa del contenido en sulfatos solubles de un suelo., Asociación Española de Normalización y Certificación, Madrid.

AENOR (1997) Tamices y tamizado de ensayos. UNE 7050-2. Parte 2: Telas metálicas, chapas perforadas y láminas electroformadas. Medidas nominales de las aberturas.

AENOR (2001) Ensayos de hormigón endurecido. UNE-EN 12390-4. Parte 4: Resistencia a compresión. Características de las máquinas de ensayo. Asociación Española de Normalización y Certificación, Madrid.

AENOR (2003) Mezclas de áridos sin ligante y con conglomerante hidráulico. UNE-EN 13286-41. Parte 41: Método de ensayo para la determinación de la resistencia a la compresión de las mezclas de áridos con conglomerante hidráulico., Asociación Española de Normalización y Certificación, Madrid.

AENOR (2004) Mezclas de áridos sin ligante y con conglomerante hidráulico. UNE-EN 13286-45. Parte 45: Método de ensayo para la determinación del plazo de trabajabilidad. Asociación Española de Normalización y Certificación, Madrid.

AENOR (2005) Métodos de ensayo de cementos. UNE-EN 196-3. Parte 3: Determinación del tiempo de fraguado y de la estabilidad de volumen. Asociación Española de Normalización y Certificación, Madrid.

AENOR (2006) Mezclas de áridos sin ligante y con conglomerante hidráulico. UNE-EN 13286-51. Parte 51: Método de elaboración de probetas de mezclas con conglomerante hidráulico utilizando martillo vibratorio de compactación. Asociación Española de Normalización y Certificación, Madrid.

AENOR (2008) Ensayos para determinar las propiedades térmicas y de alteración de los áridos. Norma UNE-EN 1367-1. Parte 1: Determinación de la resistencia a ciclos de hielo y deshielo. Asociación Española de Normalización y Certificación, Madrid.

AENOR (2009a) Ensayos de hormigón endurecido. UNE-EN 12390-2. Parte 2: Fabricación y curado de probetas para ensayos de resistencia. Asociación Española de Normalización y Certificación, Madrid.

AENOR (2009b) Ensayos de hormigón endurecido. UNE-EN 12390-3. Parte 3: Determinación de la resistencia a compresión de probetas. Asociación Española de Normalización y Certificación, Madrid.

AENOR (2009c) Ensayos de hormigón endurecido. UNE-EN 12390-5. Parte 5: Resistencia a flexión de probetas. Asociación Española de Normalización y Certificación, Madrid.

AENOR (2010) Ensayos para determinar las propiedades químicas de los áridos. UNE-EN 1744-1. Parte 1: Análisis químico. Asociación Española de Normalización y Certificación, Madrid.

AENOR (2011a) Cementos. UNE-EN 197-1. Parte 1: Composición, especificaciones y criterios de conformidad de los cementos comunes. Asociación Española de Normalización y Certificación, Madrid.

AENOR (2011b) Mezclas de áridos sin ligante y con conglomerante hidráulico. UNE-EN 13286-2. Parte 2: Métodos de ensayo para la determinación en laboratorio de la densidad de referencia y el contenido en agua. Compactación Proctor. Asociación Española de Normalización y Certificación, Madrid.

AENOR (2012) Normas UNE-EN y normas UNE de ensayos de carreteras. UNE-EN 933-8: Parte 8: Ensayo para determinar las propiedades geométricas de los áridos: Parte 8, Evaluación de los finos. Ensayo del equivalente de arena. Asociación Española de Normalización y Certificación, Madrid.

AENOR (2013) Ensayos de hormigón endurecido. UNE-EN 12390-1: Parte 1: Forma, medidas y otras características. Asociación Española de Normalización y Certificación, Madrid.

AFNOR (2006) NF P98-170: Chaussées en béton de ciment - Exécution et contrôle. Association française de Normalisation, Paris.

ANTER (2010) *Guía de soluciones para obras de estabilización de suelos, ejecución de suelocemento in situ y reciclado de firmes*. Asociación Nacional Técnica de Estabilizado de Suelos y Reciclado de Firmes, Madrid.

ARNOLD, G., MORTEL, C. & WESTHUIZEN, G. (2011) *Development of tensile fatigue criteria for bound materials*. Report 463. NZ Transport Agency, Wellington, N.Z.

ASTM (2011) *D2487: Standard practice for classification of soils for engineering purposes (unified soil classification system)*. American Society for Testing and Materials International, West Conshohocken, Pa.

ASTM (2014) *C469/C469M: Standard test method for static modulus of elasticity and Poisson's ratio of concrete in compression*. American Society for Testing and Materials International, West Conshohocken, Pa.

ATTERBERG, A. (1911) Über die physikalische Bodenuntersuchung und über die Plastizität der Tone. Internationale Mitteilungen für Bodenkunde, Berlin, Vol. 1, pp. 10-43.

AUSTROADS (1992) *Pavement design: A guide to the structural design of road pavements*. Sydney.

AUSTROADS (2004) *Pavement design: A guide to the structural design of road pavements*. Sydney.

AUSTROADS (2008a) The development and evaluation of protocols for the laboratory characterisation of cemented materials. Austroads technical report AP-T101/08. Sydney.

AUSTROADS (2008b) Fatigue performance of cemented materials under accelerated loading: influence of vertical loading on the performance of unbound and cemented materials. Austroads technical report AP-T102/08. Sydney.

BERZOSA, J. & GONZALO-ORDEN, H. (2008) Análisis comparativo de las resistencias de suelocementos fabricados con cementos de alto y bajo contenido de aditivos. In *Proceedings of VIII Congreso Nacional de Firmes*. Asociación Española de la Carretera (AEC), Valladolid, pp. 529-540.

BOWLES, J. E. (1980) *Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil*. McGraw-Hill Latinoamericana, Bogotá, Madrid [etc.].

BROWN, S. F. (1979) Design of pavements with lean-concrete bases. *Transportation Research Record*, no. 725, pp. 51-58.

BURMISTER, D. M. (1945) The General Theory of Stresses and Displacements in Layered Systems. I. *Journal of Applied Physics*, vol. 16, no. 2, pp. 89-94.

CEDEX (1990a) Norma NLT-305/90. Resistencia a compresión simple de materiales tratados con conglomerantes hidráulicos. CEDEX. Dirección General de Carreteras, Ministerio de Fomento, Madrid.

CEDEX (1990b) Norma NLT-349/90. Medida de módulos dinámicos de materiales para carreteras. CEDEX. Dirección General de Carreteras, Ministerio de Fomento, Madrid.

CEDEX (1996) Norma NLT-302/96. Humedad-sequedad de probetas de suelo-cemento. CEDEX. Dirección General de Carreteras, Ministerio de Fomento, Madrid.

CEDEX (1998) Norma NLT 357/98. *Ensayo de carga con placa*. CEDEX. Dirección General de Carreteras, Ministerio de Fomento, Madrid.

CODUTO, D. P. (1999) *Geotechnical engineering : principles and practices*. Prentice-Hall, Upper Saddle River (New Jersey).

COLLINS, H. J. & HART, C. A. (1936) *Principles of Road Engineering*. Edward Arnold Publishers, Ltd., London.

COMUNIDAD VALENCIANA (2009) *Norma de secciones de firme de la Comunitat Valenciana*. Consejería de Obras Públicas y Transporte. Dirección general de Obras Públicas, Valencia.

CRESPO, R. & SÁNCHEZ, C. (1986) Justificación tensional de las secciones estructurales propuestas en el catálogo de firmes de autovías (tráficos T0 y T1). Convenio de colaboración DGT-CEDEX para la revisión de las Normas 6.1-IC, 6.2-IC y 6.3-IC. CEDEX.

DE BEER, M. (1992) Developments in the failure criteria of the South African mechanistic design procedure for asphalt pavements. In *Proceedings of 7th International Conference on Asphalt Pavements*. Pavement Engineering Technology, Division of Roads and Transport Technology, Nottingham. Vol. 3, pp. 54-76.

DÍAZ, J. (2011a) El estudio de comportamiento de los firmes reciclados in situ con cemento. PhD Thesis, Universidad de Burgos (España).

DÍAZ, J. (2011b) Prescripciones para realizar un suelocemento in situ con garantías de calidad. *Carreteras: Revista técnica de la Asociación Española de la Carretera*, vol. 179, pp. 14-26.

DÍAZ, J. (2015) Sobre las capas con materiales tratados con cemento, la normativa y algunas interpretaciones erróneas. *Revista Técnica CEMENTO HORMIGÓN*, vol. 966, no. ENERO-FEBRERO, pp. 34-43.

DONALD, L. & BASHAM, J. W. (1994) *Soil Stabilization for Pavements. The Unified Facilities Criteria*. United States Army Corps of Engineers.

ESPAÑA (2009) Resolución de 22 de octubre de 2009 por la que se fijan los precios públicos que han de regir las prestaciones de servicios. BOE número 282, pp. 99207-99224.

- ESPAÑA (2010) Orden FOM/3317/2010, de 17 de diciembre, por la que se aprueba la Instrucción sobre las medidas específicas para la mejora de la eficiencia en la ejecución de las obras públicas de infraestructuras ferroviarias, carreteras y aeropuertos del Ministerio de Fomento. BOE número 311, pp. 106244-106256.
- FREDLUND, D. G., RAHARDJO, H. & FREDLUND, M. D. (2012) *Unsaturated soil mechanics in engineering practice*. John Wiley & Sons, Hoboken, N.J.
- FREEME, C. R., MAREE, J. H. & VILJOEN, A. W. (1982) *Mechanistic design of asphalt pavements and verification using the Heavy Vehicle Simulator*. National Institute for Transport and Road Research, Pretoria.
- GALLOWAY, J. W. & RAITHBY, K. D. (1973) Effects of rate of loading on flexural strength and fatigue performance of concrete. Laboratory Report 547. Transport and Road Research Laboratory (TRRL), UK.
- GELONCH, A. & LÓPEZ-BACHILLER, M. (2008) Suelo cemento in situ frente a suelocemento en planta. In *Proceedings of VIII Congreso Nacional de Firmes*. Asociación Española de la Carretera (AEC), Valladolid, pp. 171-192.
- GOBIERNO VASCO (2012) *Norma para el dimensionamiento de firmes de la red de carreteras del País Vasco*. Departamento de Vivienda, Obras Públicas y Transportes. Servicio Central de Publicaciones del Gobierno Vasco, Vitoria-Gasteiz.
- GUTHRIE, W. & ROGERS, M. A. (2010) Variability in Construction of Cement-Treated Base Layers. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, vol. 2186, pp. 78-89.
- HAMEY, L. A. & HAMEY, J. A. (1990) *Los ingenieros romanos*. Akal, Madrid.
- HOGENTOGLER, C. C. & TERZAGHI, C. I. (1929) Interrelationship of road, load and subgrade. *Public roads, Washington*, vol. 3, pp. 37-64.
- IECA (2015) Suelocemento in situ. Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones, <http://www.ieca.es>.
- IECA-CEDEX (2003) *Manual de firmes con capas tratadas con cemento*. 2ª edición, Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), Madrid.
- IRANOR (1977) UNE 7-368: Determinación con agua oxigenada del contenido de materia orgánica en los suelos. Instituto Nacional de Racionalización y Normalización, Madrid.
- ISMAIL, A., BAGHINI, M. S., KARIM, M. R., SHOKRI, F., AL-MANSOB, R. A., FIROOZI, A. A. & FIROOZI, A. A. (2014) Laboratory Investigation on the Strength Characteristics of Cement-Treated Base. *AMM Applied Mechanics and Materials*, vol. 507, pp. 353-360.
- JAMESON, G. W., SHARP, K. G. & YEO, E. (1992) *Cement-treated crushed rock pavement fatigue under accelerated loading : the Mulgrave (Victoria) ALF trial, 1989/1991*. Australian Road Research Board, Vermont South, Vic.

JCYL (1996) Recomendaciones de proyecto y construcción de firmes y pavimentos. Dirección General de Carreteras e Infraestructuras. Consejería de Fomento, Junta de Castilla y León, Valladolid.

JCYL (2004) Recomendaciones de proyecto y construcción de firmes y pavimentos. Dirección General de Carreteras e Infraestructuras. Consejería de Fomento, Junta de Castilla y León, Valladolid.

JCYL (2006) Instrucción CE-2/2006 sobre prescripciones para el empleo de sueloceemento in situ. Dirección General de Carreteras e Infraestructuras. Consejería de Fomento, Junta de Castilla y León, Valladolid.

JOFRÉ, C. (2005) Innovaciones en materiales tratados con cemento y firmes de hormigón. *Carreteras: Revista técnica de la Asociación Española de la Carretera (AEC)*, vol. 138, pp. 6-19.

JOFRÉ, C. & DÍAZ, J. (2005) Soilcement subbases: mix in place vs. mix in plant. In *Proceedings of 2º Simposio Internacional de Estabilización de Explanadas y Reciclado de Firmes, TREMTI*, Paris.

JUNTA DE ANDALUCÍA (2007) *Instrucción para el diseño de Firmes de la red de carreteras de Andalucía (ICAFIR)*. Consejería de Obras Públicas y Transporte, Sevilla.

JUSTO ALPAÑÉS, J. L. & JIMÉNEZ SALAS, J. A. (1975) *Geotecnia y cimientos. Vol. 1, Propiedades de los suelos y de las rocas*. 2ª edición, Rueda, Madrid.

KERSTEN, M. S. (1961) *Soil stabilization with portland cement*. National Academy of Sciences-National Research Council, Washington.

KNAPPETT, J. & CRAIG, R. F. (2012) *Craig's soil mechanics*. 8th edition, Spon Press, New York.

KOLIAS, S. & WILLIAMS, R. I. T. (1978) *Cement-bound road materials : strength and elastic properties measured in the laboratory*. Report SR 344. Transport and Road Research Laboratory, Crowthorne, UK.

KRAEMER, C. & ALBELDA, R. (2004) Evaluación Técnico-Económica de las secciones de firme de la norma 6.1 IC. In *Proceedings of VIII Congreso Nacional de Firmes, Normalización e Innovación*. Junta de Castilla y León y Asociación Española de la Carretera (AEC), León, pp. 67-98.

KRAEMER, C., PARDILLO, J. M., ROCCI, S., ROMANA, M. G., SÁNCHEZ, B. & DEL VAL, M. A. (2004) *Ingeniería de carreteras. Volumen II*. McGraw-Hill/Interamericana de España, Madrid.

LARSON, R. E., HOSTETLER, R. P. & EDWARDS, B. H. (2006) *Cálculo: con geometría analítica*. 8ª edición, McGraw-Hill, Madrid.

LCPC (1994) *Conception et dimensionnement des structures de chaussée. Guide technique*. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées-SETRA, Paris.

LCPC (1997) *French design manual for pavement structures. Guide technique*. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris.

LIM, S. & ZOLLINGER, D. G. (2003) Estimation of the compressive strength and modulus of elasticity of cement-treated aggregate base materials. *Transportation research record.*, no. 1837, pp. 30-38.

- MAMLOUK, M. S. & ZANIEWSKI, J. P. (2009) *Materiales para ingeniería civil*. 2* edition, Pearson Prentice Hall, Madrid.
- MEHTA, K. & MONTEIRO, P. J. M. (1993) *Concrete structure, properties, and materials*. 2* edition, Prentice-Hall, New Jersey.
- MERINO GONZÁLEZ, L. M. & SANTOS ALÁEZ, E. (2006) *Álgebra lineal con métodos elementales*. Thomson-Paraninfo, Madrid.
- MFOM (2003a) Rehabilitación de firmes: Instrucción de carreteras. Norma 6.3 IC. Dirección General de Carreteras. Ministerio de Fomento, Madrid.
- MFOM (2003b) Secciones de firme: Instrucción de carreteras. Norma 6.1 IC. Dirección General de Carreteras. Ministerio de Fomento, Madrid.
- MFOM (2008) RC-08: Instrucción para la recepción de cementos: con comentarios de los miembros de la Comisión Permanente del Cemento. Ministerio de Fomento, Madrid.
- MFOM (2014) Nota en Servicio 5/2014. Prescripciones y recomendaciones técnicas para la realización de estudios de tráfico de los Estudios Informativos, Anteproyectos y Proyectos de carreteras. Dirección General de Carreteras. Ministerio de Fomento, Madrid.
- MFOM (2015) Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carretera y Puentes (PG-3). Ministerio De Fomento, Madrid.
- MINISTERIO DEL INTERIOR (2010) Reglamento general de vehículos. Anexo IX, masas y dimensiones. Real Decreto 2822/1998 de 23 de diciembre con correcciones en Orden PRE/3298/2004 de 13 de octubre y Orden PRE/52/2010 de 21 de enero.
- MOLENAAR, A. A. A. (1998) *Road Materials-Part II: Soil stabilization*. Lecture Notes CT 4850, Delft University of Technology, Netherlands.
- MOLENAAR, A. A. A. (2005) *Road Materials Part I: Cohesive and non-cohesive soils and unbound granular materials for bases and sub-bases in roads*. Lecture notes CT 4850, Delft University of Technology, Netherlands.
- MOPU (1975) Firmes flexibles: Instrucción de carreteras. Norma 6.1 IC. Dirección General de Carreteras. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, Madrid.
- NAASRA (1987) *Pavement design: A guide to the structural design of road pavements*. National Association of Australian State Road Authorities, Milson's Point, N.S.W.
- NEVILLE, A. M. (2011) *Properties of concrete*. 5th. edition, Pearson Education Limited, Harlow, UK.
- OTTE, E. (1978) A structural design procedure for cement-treated layers in pavements. PhD Thesis, Faculty of Engineering, University of Pretoria, South Africa.
- PCA (1992) *Soil-cement laboratory handbook*. Portland Cement Association, Skokie, Illinois.

PEDRAZO, F. & RUIZ-ROSO, A. (2006) Recientes experiencias en la ejecución de estabilizaciones y sueloceemento en Extremadura. *Carreteras: Revista técnica de la Asociación Española de la Carretera*, vol. 144, pp. 45-57.

PÉREZ LÓPEZ, C. S. (1998) *Métodos estadísticos con Statgraphics para Windows: técnicas básicas*. RA-MA, Madrid.

QUINTANILLA RODRÍGUEZ, C. A. (2007) *El estado del arte del suelo cemento en estructuras de pavimento*. FICEM - Federación Internacional del Cemento, Panamá.

RITTER, L. J. & PAQUETTE, R. J. (1967) *Highway engineering*. 3rd edition, Ronald Press Company, New York.

ROGUE, R. H. & LERCH, W. (1934) Hydration of Portland Cement Compounds. *Ind. Eng. Chem. Industrial & Engineering Chemistry*, vol. 26, no. 8, pp. 837-847.

SANTHANAM, M., COHEN, M. D. & OLEK, J. (2002) Mechanism of sulfate attack: A fresh look - Part 1: Summary of experimental results. *Cement and concrete research.*, vol. 32, no. 6, pp. 915.

SAVIN, N. E. & WHITE, K. J. (1977) The Durbin-Watson Test for Serial Correlation with Extreme Sample Sizes or Many Regressors. *Econometrica*, vol. 45, no. 8, pp. 1989-1996.

SCOTT, J. L. M. (1974) *Flexural stress-strain characteristics of Saskatchewan soil cements. Technical Report 23*. Department of Highways and Transportation, Sask, Canada.

SHEN, C. K. & MITCHELL, J. K. (1966) Behaviour of soil-cement in repeated compression and flexure. *Highway Research Board record*, vol. 128, pp. 68-100.

SOLÍS, L. A., RUIZ, A. & DÍAZ, J. (2003) Auscultación de firmes construidos con sueloceemento. *Carreteras: Revista técnica de la Asociación Española de la Carretera*, vol. 130, pp. 86-98.

STEINOUR, H. H. (1953) *The reactions and thermochemistry of cement hydration at ordinary temperature*. Portland Cement Association, Chicago.

TAYLOR, H. F. W. (1997) *Cement chemistry*. 2nd edition, Thomas Telford, London.

THOMPSON, M. R. (1986) *Mechanistic design concepts for stabilized base pavements*. Department of Transportation Federal Highway Administration, University of Illinois, United States.

TINO, R. (2007) Vías, carreteras y otras calzadas: Breve historia de las mismas. *Cimbra: Revista del Colegio de Ingenieros Técnicos de Obras Públicas*, vol. 376, pp. 16-25.

U.S. ARMY EWES (1953) *The unified soil classification system. Technical Memorandum No. 3-357*. U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.

U.S. GOVERNMENT (1949) *Concrete manual*. US Bureau of Reclamation, Washington.

VICENTE, M. A., GONZÁLEZ, D. C., GONZALO-ORDEN, H. & LINARES, A. (2014) *Procedimiento y dispositivo para la compactación de probetas prismáticas para la caracterización de materiales granulares tratados con conglomerantes hidráulicos para su uso en carreteras*. Patent No. P201100179

- WEST, A. R. (1984) *Solid state chemistry and its applications*. John Wiley & Sons, Chichester (UK).
- WHITE, G. & GNANENDRAN, C. (2002) The characterisation of cementitious in-situ stabilised pavement materials: the past, the present and the future. *Road and Transport Research*, vol. 11, no. 4, pp. 56-69.
- WILLIAMS, R. I. T. (1986) *Cement-treated pavements : materials, design and construction*. Elsevier Applied Science Publishers, London.
- XUAN, D. X., HOUBEN, L. J. M., MOLENAAR, A. A. A. & SHUI, Z. H. (2012) Mechanical properties of cement-treated aggregate material - A review. *Materials & Design*, vol. 33, pp. 496-502.
- YEO, R., VUONG, B. & ALDERSON, A. (2002) *Contract Report - Towards National test methods for stiffness and fatigue characterisation of stabilised materials*. Report RC 2028-002.
- ZORÍO, V. (1987) Breve historia de las carreteras. *Revista de Obras Públicas*, vol. 3254, pp. 23-38.

A

ANEJOS

Anejos

A.- CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES Y EQUIPOS EMPLEADOS

A.1.- CEMENTO

A.2.- AGUA

B.- FICHAS DE LOS ENSAYOS DE IDENTIFICACIÓN

B.1- ENSAYOS EN OBRA

B.2.- ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

B.3.- RELACIONES DENSIDAD MÁXIMA - HUMEDAD ÓPTIMA

C.- FICHAS DE FABRICACIÓN DE PROBETAS

C.1.- ESTUDIO DE DOSIFICACIÓN

C.2.- ESTUDIO DE SENSIBILIDAD

C.3.- ESTUDIO DE GEMELAS

C.4.- ESTUDIO DE RESISTENCIA A FLEXOTRACCIÓN

C.5.- ESTUDIO DE RESISTENCIA A FATIGA EN FLEXOTRACCIÓN

C.6.- ESTUDIO DE EVOLUCIÓN DE RESISTENCIAS

C.7.- ESTUDIO DEL MÓDULO ELÁSTICO

D.- CÁLCULOS DE LOS MODELOS DE FATIGA

D.1.- MODELO 1

D.2.- MODELO 1 (SIN INCLUIR PROBETAS NO APTAS)

D.3.- MODELO 2

D.4.- MODELO 2 (SIN INCLUIR PROBETAS NO APTAS)

D.5.- MODELO 3

D.6.- MODELO 4

E.- CÁLCULOS DEL DIMENSIONAMIENTO ANALÍTICO

E.1.- EXPLANADA E3

E.2.- EXPLANADA E2

E.3.- EXPLANADA E1

E.4.- ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD A LA CALIDAD DEL SUELOCEMENTO

E.5.- ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD A LA CALIDAD DE EJECUCIÓN DE LA EXPLANADA

E.6.- ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD A LA CALIDAD DEL SUELOCEMENTO Y A LA CALIDAD DE EJECUCIÓN DE LA EXPLANADA

A.- Características de los materiales empleados

A.1.- Cemento



Fábrica Hontoria. Palencia

EN 197-1 **CEM IV/B (V) 32,5 N**



CEMENTOS
PORTLAND
VALDERRIVAS



▼
Cemento puzolánico tipo **CEM IV** con adición de ceniza volante (**V**) de resistencia media **32,5 MPa** a 28 días con resistencia inicial normal **N**.

Cemento recomendable para hormigones armados o en masa, especialmente en ambientes moderadamente agresivos, obras hidráulicas y en hormigones con áridos reactivos. Muy utilizado también en carreteras, para estabilización de suelos, suelo-cemento y filler de aportación.

Su moderado calor de hidratación lo hace aconsejable en hormigones de gran volumen.

Muy utilizado en obra pública para estabilizado de suelos y suelo-cemento.



GRUPO
CEMENTOS
PORTLAND
VALDERRIVAS



Fábrica Hontoria. Palencia

EN 197-1 CEM IV/B (V) 32,5 N

CARACTERÍSTICAS

	Características del cemento	Norma	Habitual
Componentes*	Clinker (%)	45-64	56
	Caliza (L) (%)	-	3
	Puzolana (P) (%)	-	-
	Cenizas volantes (V) (%)	36-55	41
	Escoria siderúrgica (S) (%)	-	-
	Regulador de fraguado, "yeso" (%)	-	4
Químicas	Trióxido de azufre (SO ₂) (%)	3,5 máx.	2,5
	Cloruros (Cl) (%)	0,10 máx.	0,01
	Pérdida por calcinación (%)	-	-
	Residuo insoluble (%)	-	-
Físicas	Superficie específica Blaine (cm ² /g)	-	4.400
	Expansión Le Chatelier (mm)	10 máx.	0
	Tiempo de inicio de fraguado (minutos)	75 mín.	230
	Tiempo final de fraguado (minutos)	-	285
Mecánicas	Compresión a 1 día (MPa)	-	8
	Compresión a 2 días (MPa)	-	16
	Compresión a 7 días (MPa)	16 mín.	25
	Compresión a 28 días (MPa)	32,5-52,5	40
Adicionales	Puzolanidad	Satisfacer el ensayo a 8 ó 15 días	8 días

* Referidos al núcleo del cemento, excluido el regulador de fraguado.



La empresa se reserva el derecho de modificar, sin previo aviso, alguno de los datos si existiera error tipográfico.

Impreso en papel ecológico

PROPIEDADES

Se trata de un cemento Puzolánico con baja concentración de clinker, lo que le confiere ciertas propiedades:

- ▶ Menor vulnerabilidad química ante sospecha de áridos reactivos.
- ▶ Mayor trabajabilidad a edades tempranas.

UTILIZACIÓN

Recomendado para la elaboración de:

- ▶ Hormigón armado y en masa, en obras de grandes volúmenes.
- ▶ Morteros plásticos de recubrimiento, agarre y juntas.
- ▶ Estabilización de suelos, bases de carreteras y cimentaciones en masa.
- ▶ Hormigón seco compactado con rodillo.
- ▶ Hormigón en masa con áridos reactivos.


Precauciones para la puesta en obra:

Cuidar la dosificación, el amasado y el curado, especialmente en climas secos a elevadas temperaturas, con el fin de evitar la desecación rápida causante de la retracción.

N-620, Km 82,5,
34200 Venta de Baños
Palencia
Tel. 979 78 60 00
Fax 979 78 60 10



A.2.- Agua



AGUAS DE BURGOS

ANALISIS DE AGUA 28-abr-06

<u>PARAMETRO</u>	<u>VALOR</u>
OLOR	0
SABOR	0
COLOR	0
pH	8,86
TURBIDEZ	0,17
CONDUCTIVIDAD	47,7
AMONIO	0,01
HIERRO	0,06
MANGANESO	0,00
ALUMINIO	0,06
COLORO LIBRE	0,39
COLORO TOTAL	0,45
CALCIO	4,68
CO ₃ ⁼	0,6
CO ₃ H ⁻	13,42
TEMPERATURA	7,8
Cl ⁻	1,77
SO ₄ ⁼	6,5
BACTERIAS COLIFORMES	0
CLOSTRIDIUM PERFRINGENS	0
ENTEROCOCOS INTESTINALES	0

Tel: 947 257 111 Fax: 947 257 119 aguasdeburgos@aycoburgos.es www.aycoburgos.es Avda. del Cal, 12. 09005 Burgos

B.- Fichas de los ensayos de identificación

B.1- Ensayos en obra



ESTUDIOS Y CONTROL DE OBRAS

Resultados referidos exclusivamente al material sometido a ensayo. Este informe solo podrá ser reproducido íntegramente y con la autorización de CESECO, S. A. Laboratorio Acreditado por la Junta de Castilla y León. Áreas: EHA, YSG, GTL, STC, AFC, AFH, ACC, ACH, APC, APH, AMC.

TRABAJO

P-733/10

DEL 24-01-11

ESTUDIO

ESTUDIO DE DOSIFICACION DE SUELO CEMENTO.
ENSAYOS DE IDENTIFICACION DEL SUELO.
PRESTAMO P.K. 16+400.

OBRA

CL-627. HERRERA – VILLADIEGO.

PETICIONARIO

U.T.E. HERRERA-VILALDIEGO.



1. ANTECEDENTES

A solicitud de “U.T.E. HERRERA – VILLADIEGO”, con fecha 15 de diciembre de 2010, personal de CESECO, S.A. procede a la toma de una muestra de suelo perteneciente al “PRESTAMO P.K. 16+400”, de la obra designada como “CARRETERA HERRERA-VILLADIEGO. (Burgos)”. El objeto del presente estudio es realizar una dosificación de suelo cemento (SC). Para realizar la dosificación se emplea la mezcla íntima del suelo anteriormente mencionado, con cemento tipo CEM II/B-M (V-L) 32,5 R facilitado por el peticionario.

2. METODO DE ENSAYO

El método empleado consiste en efectuar los ensayos de “Densidad máxima y humedad óptima de compactación mediante martillo vibrante (NLT-311)” de cada una de las mezclas de suelo-cemento adoptadas. En este caso, se ensayaron los porcentajes de 2.5, 3.5 y 4.5 % en peso de cemento con respecto a suelo seco.

Posteriormente se procede al trazado de las gráficas que relacionan el porcentaje de cemento con la humedad óptima del ensayo de compactación, con la densidad seca máxima y con la resistencia a los siete días de edad. Una vez obtenidas las gráficas se interpolan todos los datos necesarios para la obtención de los parámetros de dosificación.





3. RESULTADOS

Ensayo Proctor (sistema de compactación: Martillo vibrante):

1) SC 2,5 (Ver hoja adjunta)

Los resultados de densidad seca máxima y humedad óptima se obtienen de los siguientes datos:

% Humedad	Densidad seca (g/cm ³)
5,26	2,143
6,34	2,192
7,27	2,172
8,25	2,135

La función de ajuste utilizada, es una función polinómica de grado 3 de la cual se deduce el punto de densidad seca máxima y humedad óptima.

$$y = 0,0083x^3 - 0,1896x^2 + 1,406x - 1,2132$$

$$\text{Densidad seca máxima (g/cm}^3\text{)} = 2,19$$

$$\% \text{ Humedad óptima} = 6,37$$





2) SC 3,5 % (Ver hoja adjunta)

Los resultados de densidad seca máxima y humedad óptima se obtienen de los siguientes datos:

% Humedad	Densidad seca (g/cm ³)
5,79	2,127
6,33	2,185
7,87	2,159
9,14	2,120

La función de ajuste utilizada, es una función polinómica de grado 3 de la cual se deduce el punto de densidad seca máxima y humedad óptima.

$$y = 0,0164 x^3 - 0,387 x^2 + 2,9929 x - 5,4063$$

$$\text{Densidad seca máxima (g/cm}^3\text{)} = 2,20$$

$$\% \text{ Humedad óptima} = 6,81$$





3) SC 4.5 % (Ver hoja adjunta)

Los resultados de densidad seca máxima y humedad óptima se obtienen de los siguientes datos:

% Humedad	Densidad seca (g/cm ³)
6,06	2,126
7,18	2,206
8,20	2,172
8,73	2,142

La función de ajuste utilizada, es una función polinómica de grado 3 de la cual se deduce el punto de densidad seca máxima y humedad óptima.

$$y = 0,0127 x^3 - 0,3215 x^2 + 2,6528 x - 4,9724$$

$$\text{Densidad seca máxima (g/cm}^3\text{)} = 2,21$$

$$\% \text{ Humedad óptima} = 7,20$$





Ensayos de rotura a compresión a siete días de edad:

1) SC 2,5 % (Ver hoja adjunta)

Los resultados de las resistencias a compresión obtenidas de las probetas de cada uno de los puntos del ensayo Proctor son:

Densidad seca (g/cm ³)	% Humedad	Resistencia (N/mm ²)
5,26	2,143	2,45
6,34	2,192	2,80
7,27	2,172	1,49
8,25	2,135	1,09

La función de ajuste utilizada en la gráfica humedad (x)/resistencia (y), es una función polinómica de grado 3, de la cual se extrae el dato de la resistencia a compresión en el punto de densidad máxima y humedad óptima (6,37 % de humedad) de la mezcla.

$$y = 0,4635 x^3 - 9,608 x^2 + 64,867 x - 140,37$$

Resistencia a siete días en el punto óptimo = 2,77 N/mm²





2) SC 3,5 % (Ver hoja adjunta)

Los resultados de las resistencias a compresión obtenidas de las probetas de cada uno de los puntos del ensayo Proctor son:

Densidad seca (g/cm ³)	% Humedad	Resistencia (N/mm ²)
5,79	2,127	2,44
6,33	2,185	3,12
7,87	2,159	1,80
9,14	2,120	1,34

La función de ajuste utilizada en la gráfica humedad (x)/resistencia (y), es una función polinómica de grado 3, de la cual se extrae el dato de la resistencia a compresión en el punto de densidad máxima y humedad óptima (6,81 % de humedad) de la mezcla.

$$y = 0,3563 x^3 - 8,1401 x^2 + 60,637 x - 144,92$$

Resistencia a siete días en el punto óptimo = 3,04 N/mm²





3) SC 4,5 % (Ver hoja adjunta)

Los resultados de las resistencias a compresión obtenidas de las probetas de cada uno de los puntos del ensayo Proctor son:

Densidad seca (g/cm ³)	% Humedad	Resistencia (N/mm ²)
6,06	2,126	2,72
7,18	2,206	3,93
8,20	2,172	2,38
8,73	2,142	1,72

La función de ajuste utilizada en la gráfica humedad (x)/resistencia (y), es una función polinómica de grado 3, de la cual se extrae el dato de la resistencia a compresión en el punto de densidad máxima y humedad óptima (7,20 % de humedad) de la mezcla.

$$y = 0,5213 x^3 - 12,392 x^2 + 96,448 x - 242,69$$

Resistencia a siete días en el punto óptimo = 3,91 N/mm²

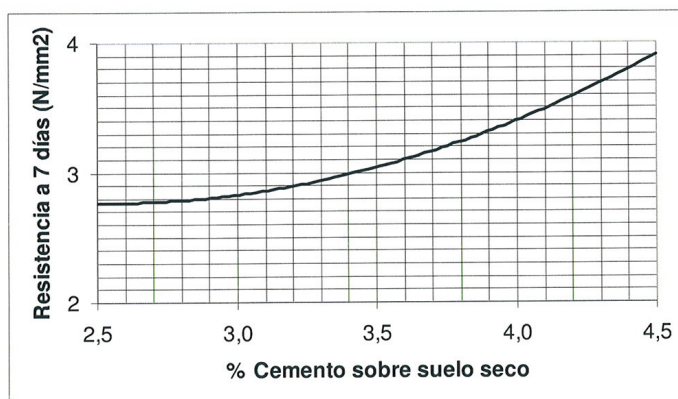




5. CONCLUSIONES

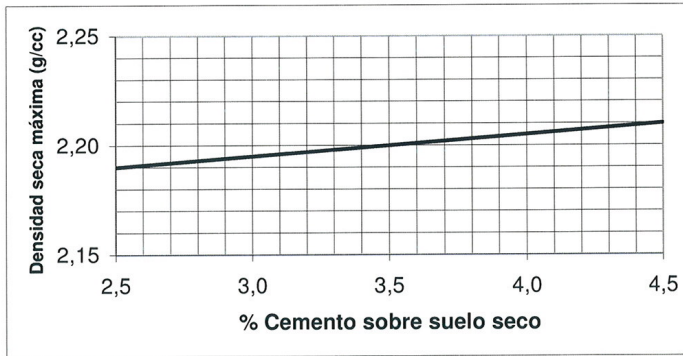
La dosificación se formula en base a correlaciones entre los distintos datos de densidades máximas, humedades óptimas y resistencia a compresión a siete días, frente al contenido de cemento.

Correlación % Cemento (x) / Resistencia a siete días (y)

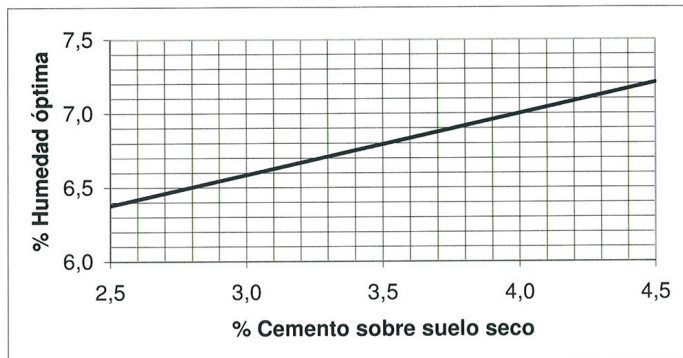




Correlación % Cemento (x) / Densidad seca máxima (y)



Correlación % Cemento (x) / % Humedad óptima (y)





Para un contenido de cemento del 3%, el valor de resistencia alcanzado se estima en 2,8 N/mm². Dicha resistencia es aproximadamente un 15 % mayor de la mínima exigida en la tabla **513.5 RESISTENCIA A COMPRESION A SIETE DIAS (7d)** de la ORDEN FOM/891/2004 para un contenido mínimo de cemento del 3%. El margen del 15 % a mayores se considera suficiente para no rozar los límites en la puesta en obra

Dosificación:

- % Cemento sobre suelo seco: 3,0
- Densidad seca máxima (g/cm³): 2,20
- % de humedad óptima: 6,58
- Resistencia a compresión a siete días (N/mm²): 2,8

Valladolid 24 de enero de 2.011

Vº Dº

Fdo.: José Luis Pérez-San Millán
Ldo. en C. Químicas
Jefe de Laboratorio

D.T.





ESTUDIOS Y CONTROL DE OBRAS

Resultados referidos exclusivamente al material sometido a ensayo. Este informe solo podrá ser reproducido íntegramente y con la autorización de CESECO, S. A. Laboratorio Acreditado por la Junta de Castilla y León
Áreas: EHA, VSG, G.L., GTC, AFC, AFH, ACC, ACH, APC, APH, AMC.

ANEXOS

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE COMPACTACION.

C/ Turquesa, Nº 18 • (Pol. San Cristóbal) • Telf. 983 30 22 77 • Fax 983 30 25 77 • 47012 VALLADOLID
calidad@ceseco.com



ESTUDIOS Y CONTROL DE OBRAS

INFORME DE RESULTADO DE ENSAYO

ENSAYO	COMPACTACION SISTEMA MARTILLO VIBRANTE	NLT 311
--------	--	---------

TRABAJO N°: P-733/10

SOLICITANTE: UTE HERRERA - VILLADIEGO

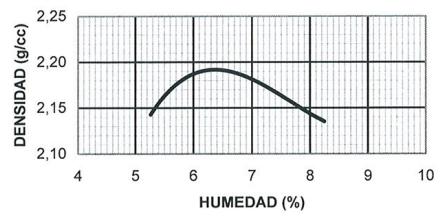
TIPO DE MATERIAL: SUELO CEMENTO.(2,5% de cemento sobre suelo seco)

LOCALIZACION: CL-267. HERRERA-VILLADIEGO.PRESTAMO P.K. 16+400.

TOMA DE MUESTRA: Fecha: 15-12-10 Muestreo en obra Facilitada por peticionario

D E N S I D A D							
Punto número	1	2	3	4			
Agua añadida (%)	1	2	3	4			
t+s+a	16801	17646	16502	17205			
t	9448	10071	8929	9693			
s+a	7353	7575	7573	7512			
$s=(s+a)*100/(100+%h)$	6985	7123	7059	6940			
$Ds=s/v$	2,143	2,192	2,172	2,135			

H U M E D A D							
Referencia tara							
t+s+a	3509	3336	3146	3244			
t+s	3383	3197	2996	3072			
t	989	1004	934	986			
$s=(t+s)-t$	2394	2193	2062	2086			
$a=(t+s+a)-(t+s)$	126	139	150	172			
$%h=a*100/s$	5,26	6,34	7,27	8,25			



RESULTADO	
Dens. seca máx. (g/cm ³)	2,19
Humedad óptima (%)	6,37

Vol. molde (c.c.)=	Nº Golpes/Capa=
Peso maza (kg)=	Número de capas=
Altura caída (mm.)=	Tamaño máx. material (mm.)=

OBSERVACIONES	EL JEFE DE AREA	Fecha de informe: Vº Bº EL DIRECTOR TECNICO
	Fdo.: José Luis Pérez-San Millán	Fdo.: Ignacio López Giménez.

Página:

Resultados referidos exclusivamente al material sometido a ensayo. Este informe solo podrá ser reproducido íntegramente y con la autorización de CESECO, S. A. Laboratorio Acreditado por la Junta de Castilla y León. Áreas: EHA, VSG, GTL, GTC, AFC, AFH, ACC, ACH, APC, APH, AMC.



ESTUDIOS Y CONTROL DE OBRAS

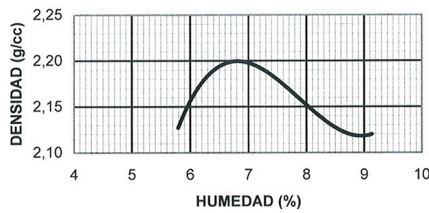
INFORME DE RESULTADO DE ENSAYO

ENSAYO	COMPACTACION SISTEMA MARTILLO VIBRANTE	NLT 311
--------	--	---------

TRABAJO Nº: P-733/10
 SOLICITANTE: UTE HERRERA - VILLADIEGO
 TIPO DE MATERIAL: SUELO CEMENTO.(3,5% de cemento sobre suelo seco)
 LOCALIZACION: CL-267. HERRERA-VILLADIEGO.PRESTAMO P.K. 16+400.
 TOMA DE MUESTRA: Fecha: 15-12-10 Muestreo en obra Facilitada por peticionario

D E N S I D A D							
Punto número	1	2	3	4			
Agua añadida (%)	1	2	3	4			
t+s+a	17057	16507	16078	16816			
t	9744	8932	8485	9273			
s+a	7313	7575	7593	7543			
s=(s+a)*100/(100+%h)	6913	7124	7039	6912			
Ds=s/v	2,127	2,185	2,159	2,120			

H U M E D A D							
Referencia tara							
t+s+a	3390	3616	3552	4452			
t+s	3256	3464	3369	4158			
t	942	1061	1045	940			
s=(t+s)-t	2314	2403	2324	3218			
a=(t+s+a)-(t+s)	134	152	183	294			
%h=a*100/s	5,79	6,33	7,87	9,14			



RESULTADO	
Dens. seca máx. (g/cm ³)	2,20
Humedad óptima (%)	6,81

Vol. molde (c.c.)=	Nº Golpes/Capa=
Peso maza (kg)=	Número de capas=
Altura caída (mm.)=	Tamaño máx. material (mm.)=

OBSERVACIONES	EL JEFE DE AREA	Fecha de informe: Vº Bº EL DIRECTOR TECNICO
	Fdo.: José Luis Pérez-San Millán	Fdo.: Ignacio López Giménez.

Página:

Resultados referidos exclusivamente al material sometido a ensayo. Este informe solo podrá ser reproducido íntegramente y con la autorización de CESECO, S. A. Laboratorio Acreditado por la Junta de Castilla y León. Áreas: EHA, VSG, G.L, G.T, AFC, AFH, ACC, ACH, AFC, APH, AMC.



ESTUDIOS Y CONTROL DE OBRAS

INFORME DE RESULTADO DE ENSAYO

ENSAYO	COMPACTACION SISTEMA MARTILLO VIBRANTE	NLT 311
--------	--	---------

TRABAJO N°: P-733/10

SOLICITANTE: UTE HERRERA - VILLADIEGO

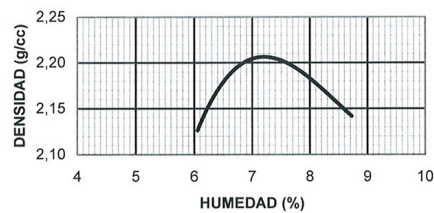
TIPO DE MATERIAL: SUELO CEMENTO.(4,5% de cemento sobre suelo seco)

LOCALIZACION: CL-267. HERRERA-VILLADIEGO.PRESTAMO P.K. 16+400.

TOMA DE MUESTRA: Fecha: 15-12-10 Muestreo en obra Facilitada por peticionario

D E N S I D A D							
Punto número	1	2	3	4			
Agua añadida (%)	1	2	3	4			
t+s+a	16741	17242	17386	16286			
t	9390	9556	9747	8718			
s+a	7351	7686	7639	7568			
$s=(s+a)*100/(100+h)$	6931	7171	7060	6961			
$Ds=s/v$	2,126	2,206	2,172	2,142			

H U M E D A D							
Referencia tara							
t+s+a	4071	3622	4158	3831			
t+s	3892	3441	3915	3604			
t	936	921	951	1003			
$s=(t+s)-t$	2956	2520	2964	2601			
$a=(t+s+a)-(t+s)$	179	181	243	227			
$\%h=a*100/s$	6,06	7,18	8,20	8,73			



RESULTADO	
Dens. seca máx. (g/cm ³)	2,21
Humedad óptima (%)	7,20

Vol. molde (c.c.)=	Nº Golpes/Capa=
Peso maza (kg)=	Número de capas=
Altura caída (mm.)=	Tamaño máx. material (mm.)=

OBSERVACIONES	Fecha de informe:	
	EL JEFE DE AREA	Vº Bº EL DIRECTOR TECNICO
	Fdo.: José Luis Pérez-San Millán	Fdo.: Ignacio López Giménez.

Página:

Resultados referidos exclusivamente al material sometido a ensayo. Este informe solo podrá ser reproducido íntegramente y con la autorización de CESECO, S. A. Laboratorio Acreditado por la Junta de Castilla y León. Áreas: EHA, VSG, GTL, GTC, AFC, AFH, ACC, ACH, APC, APH, AWC.

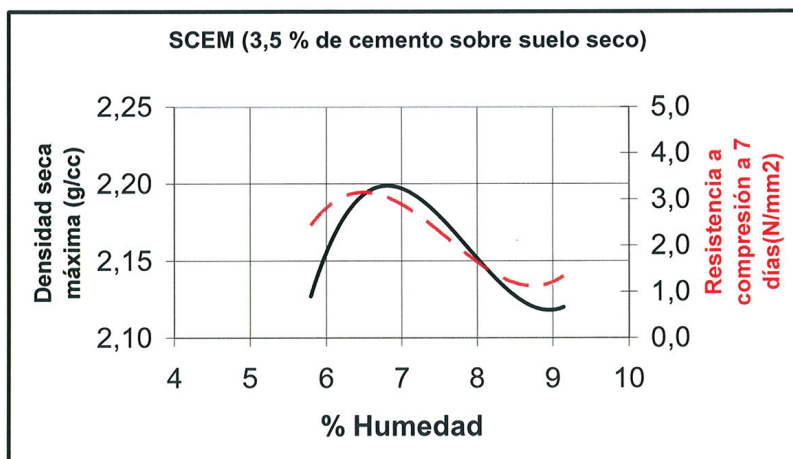
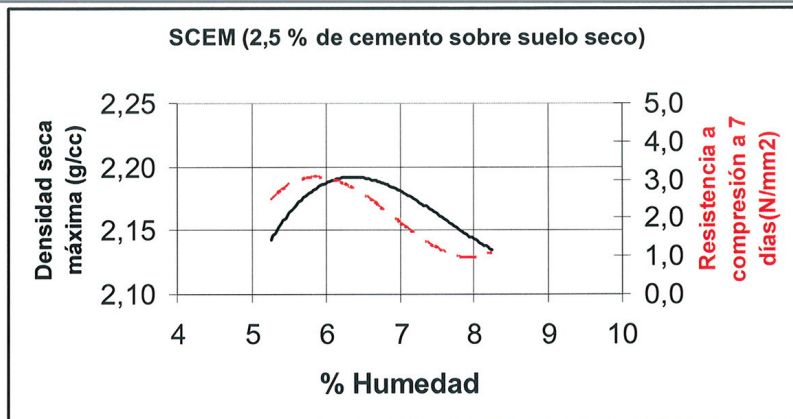


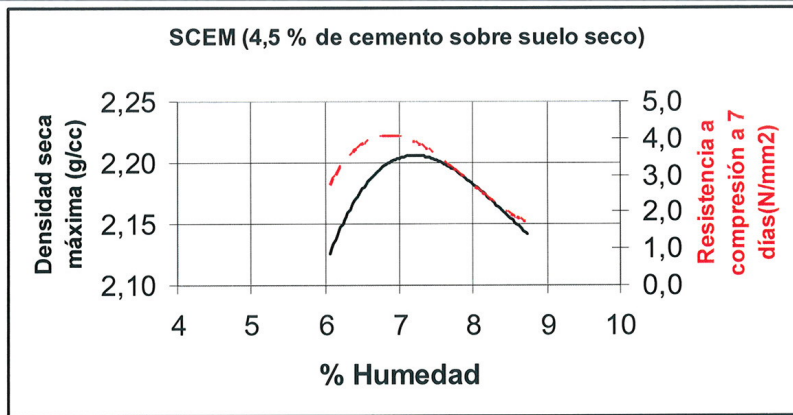
ESTUDIOS Y CONTROL DE OBRAS

**REPRESENTACION CONJUNTA DE DENSIDADES Y
RESISTENCIAS, OBTENIDAS EN CADA PROBETA.**

Resultados referidos exclusivamente al material sometido a ensayo. Este informe solo podrá ser reproducido íntegramente y con la autorización de CESECO, S. A. Laboratorio Acreditado por la Junta de Castilla y León
Áreas: EHA, VSG, GTL, GTC, AFC, AFH, ACC, ACH, APC, APH, AMC.

C/ Turquesa, Nº 18 • (Pol. San Cristóbal) • Telf. 983 30 22 77 • Fax 983 30 25 77 • 47012 VALLADOLID
calidad@ceseco.com







ESTUDIOS Y CONTROL DE OBRAS

Resultados referidos exclusivamente al material sometido a ensayo. Este informe solo podrá ser reproducido íntegramente y con la autorización de CESECO, S. A. Laboratorio Acreditado por la Junta de Castilla y León
Áreas: EHA, VSG, GTL, GTC, AFC, AFH, ACC, ACH, AFC, APH, AWC.

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE IDENTIFICACION.

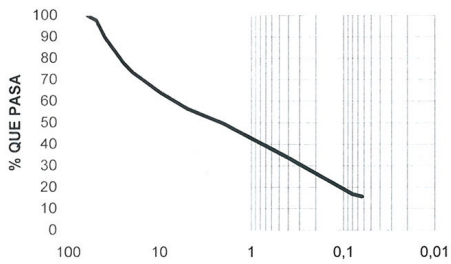
C/ Turquesa, Nº 18 • (Pol. San Cristóbal) • Telf. 983 30 22 77 • Fax 983 30 25 77 • 47012 VALLADOLID
calidad@ceseco.com



ESTUDIOS Y CONTROL DE OBRAS

I N F O R M E D E S U E L O S

TRABAJO Nº	P-733/10	Muestreo en obra <input checked="" type="checkbox"/>
TOMA DE MUESTRA	15/12/2010	Facilitada por el peticionario <input type="checkbox"/>
SOLICITANTE	UTE COPASA-TEBYCOM	
OBRA O ESTUDIO	CARRETERA CL-627. HERRERA DE PISUERGA - VILLADIEGO.	
LOCALIZACIÓN	ACOPIO EN SOTRESGUDO. SCEM PRESTAMO Nº 2.	
TIPO DE MUESTRA	SUELO	Fecha de informe: 31/01/2011

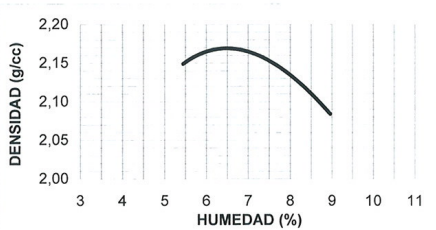


LÍMITES DE ATTERBERG; UNE 103.103; 103.104	
Límite líquido; UNE 103.103	21,3
Límite plástico; UNE 103.104	13,7
Índice de plasticidad	7,6
SALES SOLUBLES (%); NLT-114	
CONTENIDO EN YESO (%); NLT-115	
COMP.TOTAL AZUFRE (%); UNE-EN 1744-1	0,01
SULFATOS SOL. ACIDO(%); UNE-EN 1744-1	0,00
MATERIA ORGÁNICA (%); UNE 103.204	0,15
COLAPSO PARA 2 kg/cm2 (%); NLT-254	
HINCHAMIENTO LIBRE (%); UNE 103.601	
CARBONATOS (% CO ₃ Ca); UNE 103.200	

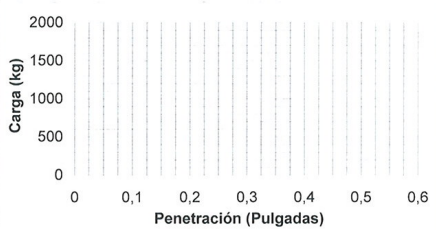
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO UNE 103.101

Tamiz (mm.)	100	80	63	50	40	25	20	10	5	2	0,40	0,08	0,063
Cernido (%)			100,0	97,7	89,6	77,8	73,5	64,2	56,6	49,7	33,7	16,8	15,7

PROCTOR MODIFICADO; UNE 103.501	
Densidad. Seca Máx. (g/cc)	2,17
Hum. Óptima (%)	6,49



C.B.R. DE LABORATORIO; UNE 103.502	
Índice C.B.R.	
Compactación (%)	
Densidad (g/cc)	
Humedad (%)	
Hinchamiento (%)	
Absorción (%)	



CLASIFICACION DEL MATERIAL	
CASAGRANDE	
AASHTO	
INDICE DE GRUPO	
PG-3	
TIPO EXPLANADA	

OBSERVACIONES	EL JEFE DE AREA	Vº Bº EL DIRECTOR TECNICO
	Fdo.: José Luis Pérez San-Millán	Fdo.: Ignacio López Giménez

Resultados referidos exclusivamente al material sometido a ensayo. Este informe solo podrá ser reproducido íntegramente y con la autorización de CESECO, S. A. Laboratorio Acreditado por la Junta de Castilla y León. Áreas: EHA, VSG, G.L., GTC, AFC, AFH, ACC, ACH, AFC, APH, AMC.

B.2.- Análisis granulométrico

Universidad de Burgos, EPS
Área de Ingeniería del Terreno
Laboratorio de Geotecnia

DETALLE DE
ENSAYOS DE LABORATORIO

Hoja Nº: 1

Peticionario:	
Obra:	
Descripción del material:	
Procedencia:	MUESTRA1
Localización en obra:	
Fecha de la toma:	Profundidad:

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO

UNE 103 101:1995

A	Muestra total seca al aire (g)	6586
B	Masa total retenida sobre el tamiz de 20 mm, lavada y seca (g)	1119
C	Porción que pasa por el tamiz de 20 mm, ensayada y seca al aire (g)	2572
D	Muestra retenida entre 20 mm y 2 mm, lavada y seca (g)	725
$E = D \times f_1$	Muestra total entre 20 mm y 2 mm, lavada y seca (g)	1541
$F = B + E$	Muestra total retenida en el tamiz de 2 mm, lavada y seca (g)	2660
G	Muestra que pasa tamiz de 2 mm ensayada secada al aire (g)	105,28
$H = G \times f$	Muestra que pasa tamiz de 2 mm ensayada y seca (g)	104,80
$J = (A-F) \times f$	Muestra total que pasa por el tamiz de 2 mm seca (g)	3908,10
$K = F + J$	Muestra total seca (g)	6568,15

Humedad higroscópica (fracción inferior a 2 mm)		
$W = (a/s) \times 100$	Humedad higroscópica	0,46
	Referencia tara	A12
$a = (t+s+a) - (t+s)$	Agua (g)	0,11
t+s+a	tara+suelo+agua (g)	89,30
t+s	tara + suelo (g)	89,19
t	tara (g)	65,11
$s = (t+s) - t$	suelo (g)	24,08
$f = 100/(100+w)$	Factor de corrección	0,9955

Factores de corrección	
$f_1 = (A - B) / C$	2,1256
$f_2 = J / H$	37,2906

Tamices UNE designación y abertura (mm)	Retenido tamices parcial (g)	Retenido tamices totales (g)	Pasa en muestra total		OBSERVACIONES
			(g)	%	
I	II	III	IV	V	
100		0	6568,15	100,00	
80		0	6568,15	100,00	
63		0	6568,15	100,00	
50	202	202	6366,15	96,92	
40	339	339	6027,15	91,76	
25	484	484	5543,15	84,39	
20	94	94	5449,15	82,96	
18	26	55	5393,88	82,12	
12,5	120	255	5138,81	78,24	
10	60	128	5011,28	76,30	
5	246	523	4488,38	68,34	
2	273	580	3908,10	59,50	
1,25	10,13	377,75	3530,35	53,75	
0,63	17,47	651,47	2878,88	43,83	
0,315	22,80	850,23	2028,65	30,89	
0,16	22,63	843,89	1184,77	18,04	
0,08	9,12	340,09	844,68	12,86	

Fdo: Roberto Díez
Técnico de Laboratorio

Laboratorio de Geotecnia, EPS
C/ Villadiego s/n
09001 Burgos
Teléfono: 947 25 94 83

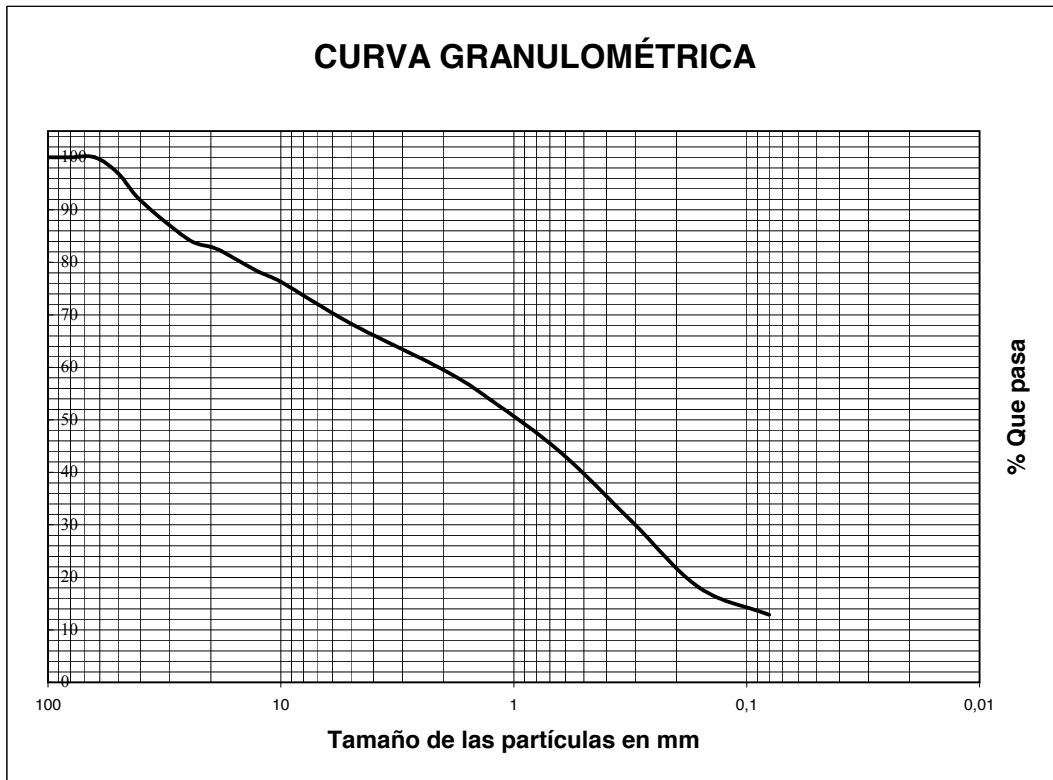
Universidad de Burgos, EPS
Área de Ingeniería del Terreno
Laboratorio de Geotecnia

DETALLE DE
ENSAYOS DE LABORATORIO

Hoja N°: 2

Peticionario:	_____
Obra:	_____
Descripción del material:	_____
Procedencia:	MUESTRA1
Localización en obra:	_____
Fecha de la toma:	_____ Profundidad: _____

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO
UNE 103 101:1995



Fdo: Roberto Díez
Técnico de Laboratorio

Laboratorio de Geotecnia, EPS
C/ Villadiego s/n
09001 Burgos
Teléfono: 947 25 94 83

Universidad de Burgos, EPS
 Área de Ingeniería del Terreno
 Laboratorio de Geotecnia

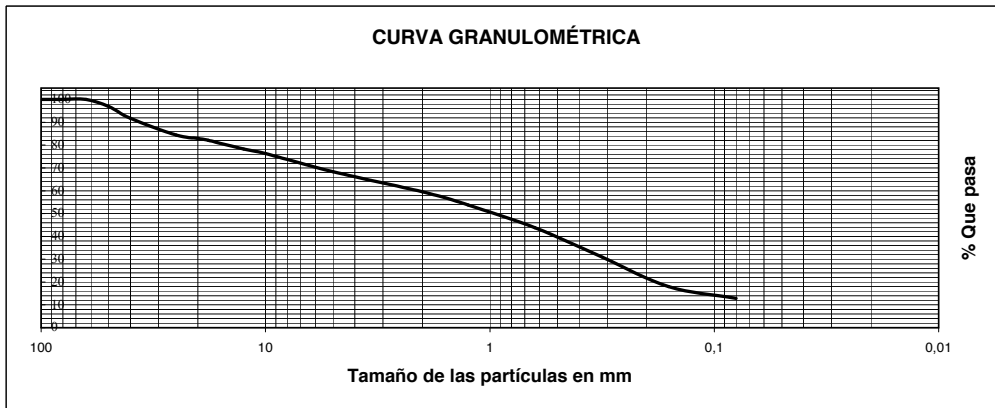
INFORME DE RESULTADOS
 ENSAYOS DE LABORATORIO
 SUELOS

Hoja N°:1
 Referencia N°: Análisis granulométrico 1.xls

Peticionario:	
Obra:	
Descripción del material:	
Procedencia:	MUESTRA1
Localización en obra:	
Fecha de la toma:	Profundidad: _____

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO
 UNE 103 101:1995

Tamiz UNE (mm)	100	80	63	50	40	25	20	18	12,5	10	5	2	1,25	0,63	0,315	0,16	0,08
% Pasa	100,00	100,00	100,00	96,92	91,76	84,39	82,96	82,12	78,24	76,30	68,34	59,50	53,75	43,83	30,89	18,04	12,86



LÍMITES DE ATTERBERG
 UNE 103 103:1995 y 103 104:1995

LÍMITE LÍQUIDO (LL)	No pedido
LÍMITE PLÁSTICO (LP)	No pedido
ÍNDICE DE PLASTICIDAD (IP)	No pedido

HUMEDAD
 UNE 103 300:1993

% W	No pedido
------------	-----------

DENSIDADES
 UNE 103 301:1994

ρ (g/cm³)	No pedido
ρ_d (g/cm³)	No pedido

CONTENIDO EN SULFATOS
 UNE 103 201:1996

% SO₃	No pedido
-------------------------	-----------

Fdo: Roberto Díez
 Técnico de Laboratorio

Laboratorio de Geotecnia, EPS
 C/ Villadiego s/n
 09001 Burgos
 Teléfono 947 25 94 83

Universidad de Burgos, EPS
 Área de Ingeniería del Terreno
 Laboratorio de Geotecnia

DETALLE DE
 ENSAYOS DE LABORATORIO

Hoja N°: 1

Peticionario:
Obra:
Descripción del material:
Procedencia: MUESTRA2
Localización en obra:
Fecha de la toma: Profundidad:

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO

UNE 103 101:1995

A	Muestra total seca al aire (g)	7492
B	Masa total retenida sobre el tamiz de 20 mm, lavada y seca (g)	1012
C	Porción que pasa por el tamiz de 20 mm, ensayada y seca al aire (g)	1846
D	Muestra retenida entre 20 m y 2 mm, lavada y seca (g)	663
E = D x f ₁	Muestra total entre 20 mm y 2 mm, lavada y seca (g)	2327
F = B + E	Muestra total retenida en el tamiz de 2 mm, lavada y seca (g)	3339
G	Muestra que pasa tamiz de 2 mm ensayada secada al aire (g)	103,07
H = G x f	Muestra que pasa tamiz de 2 mm ensayada y seca (g)	102,68
J = (A-F) x f	Muestra total que pasa por el tamiz de 2 mm seca (g)	4136,92
K = F + J	Muestra total seca (g)	7476,25

Humedad higroscópica (fracción inferior a 2 mm)		
W = (a/s) x 100	Humedad higroscópica	0,38
	Referencia tara	B8
a = (t+s+a) - (t+s)	Agua (g)	0,11
t+s+a	tara+suelo+agua (g)	97,70
t+s	tara + suelo (g)	97,59
t	tara (g)	68,70
s = (t+s) - t	suelo (g)	28,89
f = 100/(100+w)	Factor de corrección	0,9962

Factores de corrección	
f ₁ = (A - B) / C	3,5103
f ₂ = J / H	40,2899

Tamices UNE designación y abertura (mm)	Retenido tamices parcial (g)	Retenido tamices totales (g)	Pasa en muestra total		OBSERVACIONES
			(g)	%	
I	II	III	IV	V	
100		0	7476,25	100,00	
80		0	7476,25	100,00	
63		0	7476,25	100,00	
50		0	7476,25	100,00	
40	245	245	7231,25	96,72	
25	607	607	6624,25	88,60	
20	160	160	6464,25	86,46	
18	47	165	6299,26	84,26	
12,5	123	432	5867,50	78,48	
10	73	256	5611,25	75,05	
5	223	783	4828,45	64,58	
2	197	692	4136,92	55,33	
1,25	8,28	333,60	3803,32	50,87	
0,63	17,65	711,12	3092,21	41,36	
0,315	24,04	968,57	2123,64	28,41	
0,16	22,53	907,73	1215,91	16,26	
0,08	8,43	339,64	876,27	11,72	

Fdo: Roberto Díez
 Técnico de Laboratorio

Laboratorio de Geotecnia, EPS
 C/ Villadiego s/n
 09001 Burgos
 Teléfono: 947 25 94 83

Universidad de Burgos, EPS
 Área de Ingeniería del Terreno
 Laboratorio de Geotecnia

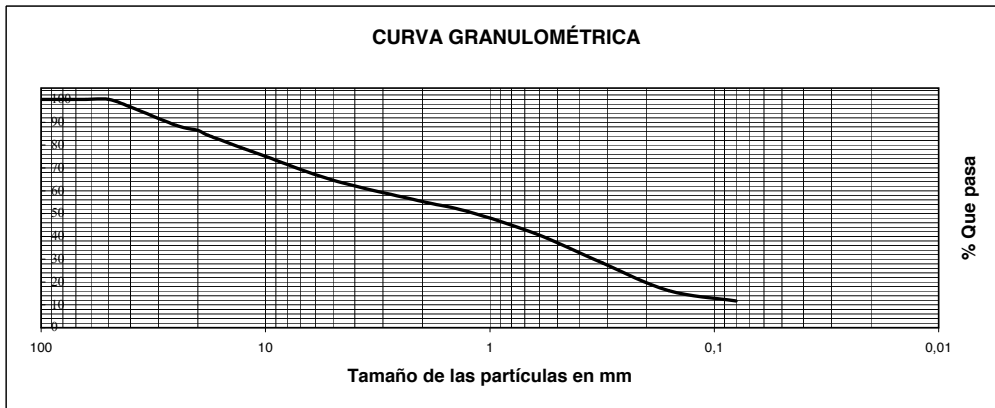
INFORME DE RESULTADOS
 ENSAYOS DE LABORATORIO
 SUELOS

Hoja N°:1
 Referencia N°: Análisis granulométrico 2.xls

Peticionario:	
Obra:	
Descripción del material:	
Procedencia:	MUESTRA2
Localización en obra:	
Fecha de la toma:	Profundidad: _____

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO
 UNE 103 101:1995

Tamiz UNE (mm)	100	80	63	50	40	25	20	18	12,5	10	5	2	1,25	0,63	0,315	0,16	0,08
% Pasa	100,00	100,00	100,00	100,00	96,72	88,60	86,46	84,26	78,48	75,05	64,58	55,33	50,87	41,36	28,41	16,26	11,72



LÍMITES DE ATTERBERG
 UNE 103 103:1995 y 103 104:1995

LÍMITE LÍQUIDO (LL)	No pedido
LÍMITE PLÁSTICO (LP)	No pedido
ÍNDICE DE PLASTICIDAD (IP)	No pedido

HUMEDAD
 UNE 103 300:1993

% W	No pedido
------------	-----------

DENSIDADES
 UNE 103 301:1994

ρ (g/cm³)	No pedido
ρ_d (g/cm³)	No pedido

CONTENIDO EN SULFATOS
 UNE 103 201:1996

% SO₃	No pedido
-------------------------	-----------

Fdo: Roberto Díez
 Técnico de Laboratorio

Laboratorio de Geotecnia, EPS
 C/ Villadiego s/n
 09001 Burgos
 Teléfono 947 25 94 83

B.3.- Relaciones Densidad Máxima - Humedad Óptima

B.3.1.- Proctor Modificado Suelo

Molde N°:		N° de Capas:	5	Material Utilizado:	
Maza (kg):	4535	N° de golpes por Capa:	60	% de Material no utilizado:	
Volumen:	2320	Altura de caída (mm):	457	Operador:	

ENSAYO PROCTOR MODIFICADO

UNE 103,501:1994

DENSIDAD SECA

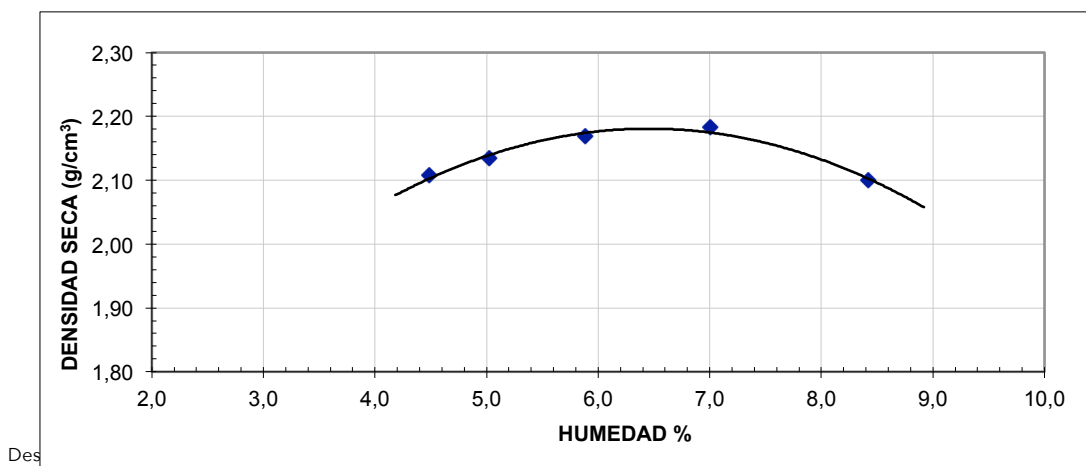
-	Punto n°	1	2	3	4	5
-	% Agua añadida	4	5	6	7	8
t+s+a	Molde+suelo+agua (g)	10627	10724	10847	10943	10802
t	Molde (g)	5520	5522	5522	5524	5520
s+a=(t+s+a)-t	Suelo+agua (g)	5107	5202	5325	5419	5282
s=((s+a)100/(100+w))	Suelo (g)	4888	4953	5029	5064	4872
Pd=s/V	Densidad seca (g/cm ³)	2,11	2,14	2,17	2,18	2,10

HUMEDAD

-	Referencia tara	1	2	3	4	5
t+s+a	tara+suelo+agua (g)	6809,0	7395,0	7433,0	7544,0	7266,0
t+s	tara+suelo (g)	6590,0	7129,0	7122,0	7166,0	6844,0
t	tara (g)	1706,0	1830,0	1832,0	1771,0	1832,0
s=(t+s)-t	suelo (g)	4884,0	5299,0	5290,0	5395,0	5012,0
a=((t+s+a)-(t+s))	agua (g)	219,0	266,0	311,0	378,0	422,0
w=a/s*100	humedad (g)	4,48	5,02	5,88	7,01	8,42

Densidad seca máxima 2,18

Humedad óptima 6,5



B.3.2.- Proctor Modificado Suelo + 3% de cemento

Molde N°:		N° de Capas:	5	Material Utilizado:	
Maza (kg):	4535	N° de golpes por Capa:	60	% de Material no utilizado:	
Volumen:	2320	Altura de caída (mm):	457	Operador:	

ENSAYO PROCTOR MODIFICADO

UNE 103,501:1994

DENSIDAD SECA

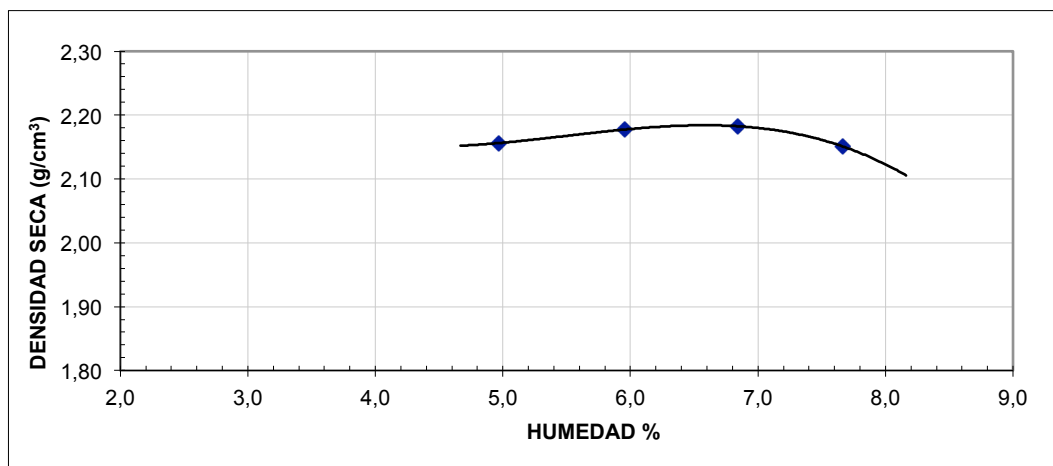
-	Punto n°	1	2	3	4
-	% Agua añadida	5	6	7	8
t+s+a	Molde+suelo+agua (g)	11049	11263	11321	11289
t	Molde (g)	5798	5911	5911	5916
s+a=(t+s+a)-t	Suelo+agua (g)	5251	5352	5410	5373
s=((s+a)100/(100+w))	Suelo (g)	5002	5051	5064	4991
Pd=s/V	Densidad seca (g/cm ³)	2,16	2,18	2,18	2,15

HUMEDAD

-	Referencia tara	1	2	3	4
t+s+a	tara+suelo+agua (g)	7092,0	6421,0	6034,0	6145,0
t+s	tara+suelo (g)	6843,0	6119,0	5708,0	5775,0
t	tara (g)	1831,0	1044,0	943,0	946,0
s=(t+s)-t	suelo (g)	5012,0	5075,0	4765,0	4829,0
a=((t+s+a)-(t+s))	agua (g)	249,0	302,0	326,0	370,0
w=a/s*100	humedad (g)	4,97	5,95	6,84	7,66

Densidad seca máxima 2,18

Humedad óptima 6,6



Descripción del suelo y observaciones:

B.3.3.- Proctor Modificado Suelo + 3,5% de cemento

Molde N°:		N° de Capas:	5	Material Utilizado:	
Maza (kg):	4535	N° de golpes por Capa:	60	% de Material no utilizado:	
Volumen:	2320	Altura de caída (mm):	457	Operador:	

ENSAYO PROCTOR MODIFICADO
UNE 103,501:1994

DENSIDAD SECA

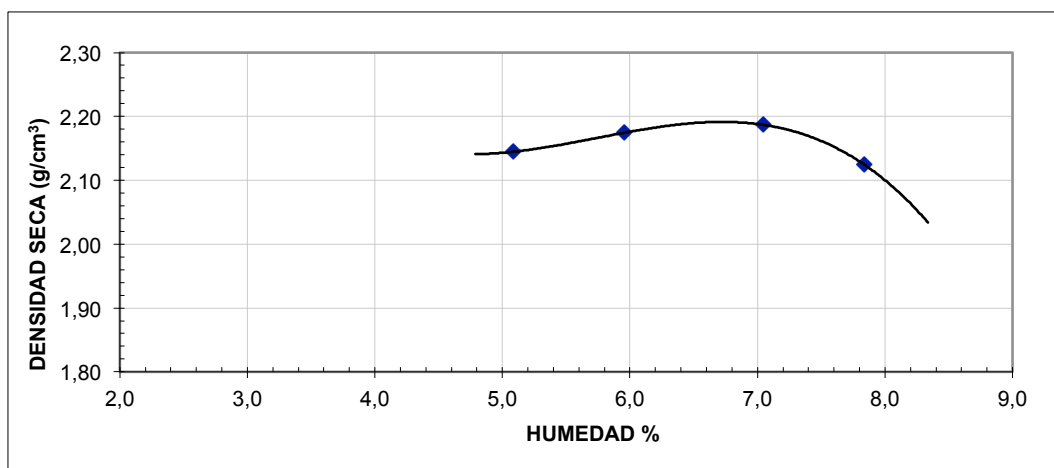
-	Punto n°	1	2	3	4	
-	% Agua añadida	5	6	7	8	
t+s+a	Molde+suelo+agua (g)	11144	11257	11341	11232	
t	Molde (g)	5915	5912	5910	5917	
s+a=(t+s+a)-t	Suelo+agua (g)	5229	5345	5431	5315	
$s=((s+a)100/(100+w))$	Suelo (g)	4976	5045	5074	4929	
$Pd=s/V$	Densidad seca (g/cm ³)	2,14	2,17	2,19	2,12	

HUMEDAD

-	Referencia tara	1	2	3	4	
t+s+a	tara+suelo+agua (g)	5766,0	5262,0	5228,0	6974,0	
t+s	tara+suelo (g)	5533,0	5020,0	4952,0	6589,0	
t	tara (g)	954,0	956,0	1035,0	1677,0	
$s=(t+s)-t$	suelo (g)	4579,0	4064,0	3917,0	4912,0	
$a=((t+s+a)-(t+s))$	agua (g)	233,0	242,0	276,0	385,0	
$w=a/s*100$	humedad (g)	5,09	5,95	7,05	7,84	

Densidad seca máxima 2,19

Humedad óptima 6,7



Descripción del suelo y observaciones:

B.3.4.- Proctor Modificado Suelo + 4% de cemento

Molde N°:		N° de Capas:	5	Material Utilizado:	
Maza (kg):	4535	N° de golpes por Capa:	60	% de Material no utilizado:	
Volumen:	2320	Altura de caída (mm):	457	Operador:	

ENSAYO PROCTOR MODIFICADO

UNE 103,501:1994

DENSIDAD SECA

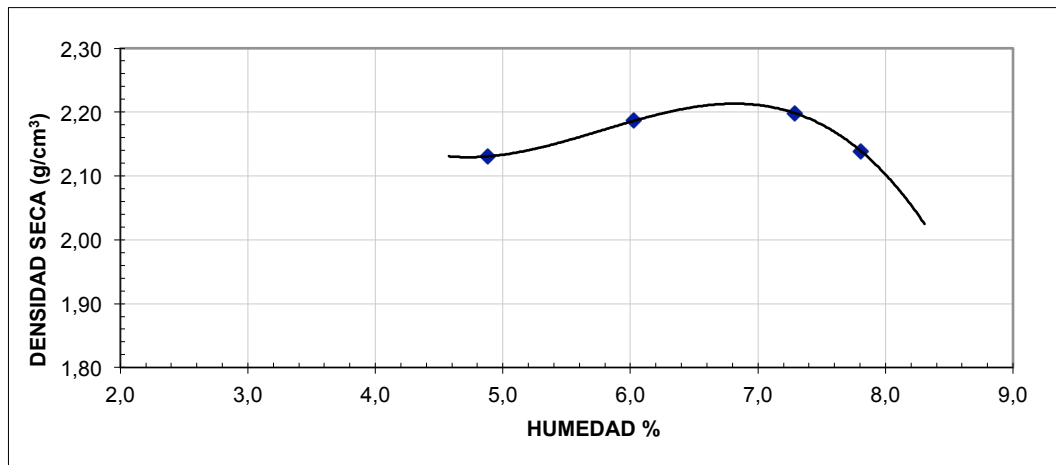
-	Punto n°	1	2	3	4
-	% Agua añadida	5	6	7	8
t+s+a	Molde+suelo+agua (g)	11102	11293	11385	11263
t	Molde (g)	5918	5915	5913	5913
s+a=(t+s+a)-t	Suelo+agua (g)	5184	5378	5472	5350
s=((s+a)100/(100+w))	Suelo (g)	4943	5072	5100	4963
Pd=s/V	Densidad seca (g/cm ³)	2,13	2,19	2,20	2,14

HUMEDAD

-	Referencia tara	1	2	3	4
t+s+a	tara+suelo+agua (g)	7101,0	7195,0	7213,0	7009,0
t+s	tara+suelo (g)	6852,0	6886,0	6842,0	6625,0
t	tara (g)	1747,0	1760,0	1753,0	1706,0
s=(t+s)-t	suelo (g)	5105,0	5126,0	5089,0	4919,0
a=((t+s+a)-(t+s))	agua (g)	249,0	309,0	371,0	384,0
w=a/s*100	humedad (g)	4,88	6,03	7,29	7,81

Densidad seca máxima 2,21

Humedad óptima 6,8



Descripción del suelo y observaciones:

C.- Fichas de fabricación de probetas

C.1.- Estudio de dosificación

C.1.1.- Determinación de la energía de compactación para probetas cilíndricas

VALORES CONSTANTES CONSIDERADOS	
% de Cemento	0
% de Agua	6,5
Volumen de las probetas	3180,86 cm ³
Densidad seca máxima	2,18 g/cm ³

PROBETA	MOLDE	FECHA	Nº CAPAS	TIEMPO DE COMPACTADO (s)	PESO MOLDE (kg)	MOLDE + MEZCLA HÚMEDA (kg)	PESO MEZCLA + AGUA (kg)	PESO MEZCLA s=(s+a)100/100 +w (kg)	DENSIDAD SECA ds=s/v (g/cm ³)	% DENSIDAD PROCTOR
EC15	1	16/05/11	3	15	7,54	14,70	7,16	6,725	2,114	96,980
EC17	2	16/05/11	3	17	7,46	14,78	7,32	6,875	2,161	99,148
EC20	3	16/05/11	3	20	7,52	14,88	7,36	6,913	2,173	99,689

C.1.2.- Dosificación con un 3% de cemento en masa

VALORES CONSTANTES CONSIDERADOS	
% de Cemento	3
% de Agua	6,5
Tiempo de compactado	17 s
Volumen de las probetas	3180,86 cm ³
Densidad seca máxima	2,18 g/cm ³

PROBETA	MOLDE	FECHA	Nº CAPAS	PESO MOLDE (kg)	MOLDE + MEZCLA HÚMEDA (kg)	PESO MEZCLA + AGUA (kg)	PESO MEZCLA s=(s+a)100/100+w (kg)	DENSIDAD SECA ds=s/v (g/cm ³)	% DENSIDAD PROCTOR
ED1.1	1	16/05/11	3	7,52	14,88	7,360	6,913	2,173	99,689
ED1.2	2	16/05/11	3	7,42	14,78	7,360	6,913	2,173	99,689
ED1.3	3	16/05/11	3	7,52	14,86	7,340	6,894	2,167	99,419

C.1.3.- Dosificación con un 4% de cemento en masa

VALORES CONSTANTES CONSIDERADOS	
% de Cemento	4
% de Agua	6,5
Tiempo de compactado	17 s
Volumen de las probetas	3180,86 cm ³
Densidad seca máxima	2,18 g/cm ³

PROBETA	MOLDE	FECHA	Nº CAPAS	PESO MOLDE (kg)	MOLDE + MEZCLA HÚMEDA (kg)	PESO MEZCLA + AGUA (kg)	PESO MEZCLA s=(s+a)100/100+w (kg)	DENSIDAD SECA ds=s/v (g/cm ³)	% DENSIDAD PROCTOR
ED2.1	4	16/05/11	3	7,56	15,12	7,560	7,101	2,232	102,398
ED2.2	5	16/05/11	3	7,36	14,84	7,480	7,025	2,209	101,315
ED2.3	6	16/05/11	3	7,26	14,88	7,620	7,157	2,250	103,211

C.1.4.- Dosificación con un 5% de cemento en masa

VALORES CONSTANTES CONSIDERADOS	
% de Cemento	5
% de Agua	6,5
Tiempo de compactado	17 s
Volumen de las probetas	3180,86 cm ³
Densidad seca máxima	2,18 g/cm ³

PROBETA	MOLDE	FECHA	N° CAPAS	PESO MOLDE (kg)	MOLDE + MEZCLA HÚMEDA (kg)	PESO MEZCLA + AGUA (kg)	PESO MEZCLA s=(s+a)100/100+w (kg)	DENSIDAD SECA ds=s/v (g/cm ³)	% DENSIDAD PROCTOR
ED3.1	7	16/05/11	3	7,54	14,94	7,400	6,950	2,185	100,231
ED3.2	8	16/05/11	3	7,52	14,88	7,360	6,913	2,173	99,689
ED3.3	9	16/05/11	3	7,46	14,76	7,300	6,856	2,156	98,877

C.1.5.- Dosificación con un 3,5% de cemento en masa

VALORES CONSTANTES CONSIDERADOS	
% de Cemento	3,5
% de Agua	6,5
Tiempo de compactado	17 s
Volumen de las probetas	3180,86 cm ³
Densidad seca máxima	2,18 g/cm ³

PROBETA	MOLDE	FECHA	N° CAPAS	PESO MOLDE (kg)	MOLDE + MEZCLA HÚMEDA (kg)	PESO MEZCLA + AGUA (kg)	PESO MEZCLA s=(s+a)100/100+w (kg)	DENSIDAD SECA ds=s/v (g/cm ³)	% DENSIDAD PROCTOR
ED4.1	1	24/05/11	3	7,54	14,90	7,360	6,913	2,173	99,689
ED4.2	2	24/05/11	3	7,58	14,98	7,400	6,950	2,185	100,231
ED4.3	3	24/05/11	3	7,48	14,96	7,480	7,025	2,209	101,315

C.1.6.- Determinación de la energía de compactación para probetas prismáticas

PROBETA	FECHA	% CEM	% AGUA	N° CAPAS	PESO MOLDE (kg)	MOLDE + MEZCLA HÚMEDA (kg)	PESO MEZCLA + AGUA (kg)	PESO MEZCLA s=(s+a)100/100+w (kg)	DENSIDAD SECA ds=s/v (g/cm ³)	TIEMPO DE CARGA (s)	N° CHAPAS	% DENSIDAD PROCTOR
1	17/06/11	0,0	6,5	2	22,86	49,42	26,56	24,939	1,847	15	3	84,740
2	17/06/11	0,0	6,5	2	22,74	49,36	26,62	24,995	1,852	17	3	84,931
3	17/06/11	0,0	6,5	2	22,64	49,56	26,92	25,277	1,872	20	3	85,889
4	17/06/11	0,0	6,5	2	22,70	49,34	26,64	25,014	1,853	25	3	84,995

PROBETA	FECHA	% CEM	% AGUA	N° CAPAS	PESO MOLDE (kg)	MOLDE + MEZCLA HÚMEDA (kg)	PESO MEZCLA + AGUA (kg)	PESO MEZCLA s=(s+a)100/100+w (kg)	DENSIDAD SECA ds=s/v (g/cm ³)	TIEMPO DE CARGA (s)	N° CHAPAS	% DENSIDAD PROCTOR
ECP1	20/06/11	0,0	6,8	2	22,86	50,14	27,28	25,548	1,892	15	3	86,809
ECP2	20/06/11	0,0	6,8	2	22,74	50,68	27,94	26,166	1,938	17	3	88,909
ECP3	20/06/11	0,0	6,8	2	22,64	50,60	27,96	26,185	1,940	20	3	88,973
ECP4	20/06/11	0,0	6,8	2	22,70	50,32	27,62	25,866	1,916	25	3	87,891
ECP5	22/06/11	0,0	6,8	2	22,64	50,56	27,92	26,147	1,937	20	3	88,845
ECP6	22/06/11	0,0	6,8	3	22,70	50,98	28,28	26,484	1,962	20	3	89,991
ECP7	22/06/11	0,0	6,8	3	22,64	51,28	28,64	26,822	1,987	20	3	91,137
ECP8	22/06/11	0,0	6,8	3	22,70	51,80	29,10	27,252	2,019	20	4	92,600
ECP9	23/06/11	3,5	6,8	3	22,64	51,36	28,72	26,896	1,992	25	4	91,391
ECP10	23/06/11	3,5	6,8	3	22,70	51,74	29,04	27,196	2,015	25	4	92,409

PROBETA	FECHA	% CEM	% AGUA	N° CAPAS	PESO MOLDE (kg)	MOLDE + MEZCLA HÚMEDA (kg)	PESO MEZCLA + AGUA (kg)	PESO MEZCLA s=(s+a)100/100+w (kg)	DENSIDAD SECA ds=s/v (g/cm ³)	TIEMPO DE CARGA (s)	N° CHAPAS	% DENSIDAD PROCTOR
EP1	23/06/11	3,5	6,8	3	22,64	52,42	29,78	27,889	2,066	20	4	94,764
EP2	23/06/11	3,5	6,8	3	22,70	51,94	29,24	27,383	2,028	25	4	93,046
EP5	23/06/11	3,5	6,8	3	22,50	51,12	28,62	26,803	1,985	30	4	91,073
EP4	23/06/11	3,5	6,8	3	22,74	50,80	28,06	26,278	1,947	35	4	89,291

PROBETA	FECHA	% CEM	% AGUA	N° CAPAS	PESO MOLDE (kg)	MOLDE + MEZCLA HÚMEDA (kg)	PESO MEZCLA + AGUA (kg)	PESO MEZCLA s=(s+a)100/100+w (kg)	DENSIDAD SECA ds=s/v (g/cm ³)	TIEMPO DE CARGA (s)	N° CHAPAS	% DENSIDAD PROCTOR
ECP11	24/06/11	0,0	7,0	3	22,72	52,44	29,72	27,776	2,057	25	4	94,379
ECP12	24/06/11	0,0	7,0	3	22,58	52,96	30,38	28,393	2,103	20	4	96,475
ECP13	24/06/11	0,0	7,0	3	22,64	52,82	30,18	28,206	2,089	25	5	95,840
ECP14	24/06/11	0,0	7,0	3	22,7	53,02	30,32	28,336	2,099	20	5	96,284

PROBETA	FECHA	% CEM	% AGUA	N° CAPAS	PESO MOLDE (kg)	MOLDE + MEZCLA HÚMEDA (kg)	PESO MEZCLA + AGUA (kg)	PESO MEZCLA s=(s+a)100/100+w (kg)	DENSIDAD SECA ds=s/v (g/cm ³)	TIEMPO DE CARGA (s)	N° CHAPAS	% DENSIDAD PROCTOR
EP5	27/06/11	3,5	7,0	3	22,60	53,44	30,84	28,822	2,135	20	5	97,936
EP6	27/06/11	3,5	7,0	3	22,74	53,64	30,90	28,879	2,139	20	5	98,126
EP7	27/06/11	3,5	7,0	4	22,64	53,76	31,12	29,084	2,154	20	5	98,825
EP8	27/06/11	3,5	7,0	4	22,76	54,14	31,38	29,327	2,172	20	5	99,650

C.2.- Estudio de sensibilidad

VALORES CONSTANTES CONSIDERADOS	
% de Cemento	3,5
Tiempo de compactado	17 s
Volumen de las probetas	3180,86 cm ³
Densidad seca máxima	2,19 g/cm ³

PROBETA	MOLDE	FECHA	% AGUA	N° CAPAS	PESO MOLDE (kg)	MOLDE + MEZCLA HÚMEDA (kg)	PESO MEZCLA + AGUA (kg)	PESO MEZCLA s=(s+a)100/100+w (kg)	DENSIDAD SECA ds=s/v (g/cm ³)	% DENSIDAD PROCTOR
ESA1.1	4	28/06/11	5,00	3	7,42	14,58	7,160	6,819	2,144	98,113
ESA1.2	5	28/06/11	5,00	3	7,54	14,66	7,120	6,781	2,132	97,565
ESA1.3	6	28/06/11	5,00	3	7,42	14,56	7,140	6,800	2,138	97,839
ESA2.1	4	28/06/11	6,00	3	7,42	14,80	7,380	6,962	2,189	100,174
ESA2.2	5	28/06/11	6,00	3	7,54	14,84	7,300	6,887	2,165	99,088
ESA2.3	6	28/06/11	6,00	3	7,42	14,78	7,360	6,943	2,183	99,902
ESA3.1	1	28/06/11	7,00	3	7,28	14,76	7,480	6,991	2,198	100,582
ESA3.2	2	28/06/11	7,00	3	7,48	14,92	7,440	6,953	2,186	100,044
ESA3.3	3	28/06/11	7,00	3	7,56	15,02	7,460	6,972	2,192	100,313
ESA4.1	4	28/06/11	8,00	3	7,42	14,88	7,460	6,907	2,172	99,385
ESA4.2	5	28/06/11	8,00	3	7,54	14,96	7,420	6,870	2,160	98,852
ESA4.3	6	28/06/11	8,00	3	7,42	14,86	7,440	6,889	2,166	99,118

C.3.- Estudio de gemelas

VALORES CONSTANTES CONSIDERADOS	
% de Cemento	3,5
% de Agua	7
Volumen de las probetas	13500 cm ³
Densidad seca máxima	2,19 g/cm ³

PROBETA	MOLDE	FECHA	N° CAPAS	PESO MOLDE (kg)	MOLDE + MEZCLA HÚMEDA (kg)	PESO MEZCLA + AGUA (kg)	PESO MEZCLA $s=(s+a)100/100+w$ (kg)	DENSIDAD SECA $d_s=s/v$ (g/cm ³)	TIEMPO DE CARGA (s)	% DENSIDAD PROCTOR
EG1	8	04/07/11	2	22,80	53,32	30,52	28,523	2,113	20	96,477
EG2	6	04/07/11	2	22,74	52,92	30,18	28,206	2,089	25	95,402
EG3	1	06/07/11	2	22,74	53,98	31,24	29,196	2,163	20	98,753
EG4	9	06/07/11	3	22,60	53,98	31,38	29,327	2,172	20	99,195
EG5	18	06/07/11	3	22,74	53,60	30,86	28,841	2,136	20	97,552
EG6	2	06/07/11	3	22,62	53,68	31,06	29,028	2,150	20	98,184
EG7	16	11/07/11	3	22,70	54,42	31,72	29,645	2,196	20	100,270
EG8	12	11/07/11	3	22,72	54,86	32,14	30,037	2,225	20	101,598
EG9	19	11/07/11	3	22,76	54,12	31,36	29,308	2,171	20	99,132
EG10	17	11/07/11	3	22,66	53,80	31,14	29,103	2,156	20	98,437
EG11	2	12/07/11	3	22,72	55,74	33,02	30,860	2,286	20	104,380
EG12	9	12/07/11	3	22,62	53,62	31,00	28,972	2,146	20	97,994
EG13	18	12/07/11	3	22,66	54,52	31,86	29,776	2,206	20	100,713
EG14	1	12/07/11	3	22,74	53,82	31,08	29,047	2,152	20	98,247
EG15	3	12/07/11	3	22,80	54,86	32,06	29,963	2,219	20	101,345
EG16	15	12/07/11	3	22,7	54,52	31,82	29,738	2,203	20	100,586
EG17	6	12/07/11	3	22,82	53,88	31,06	29,028	2,150	20	98,184
EG18	8	12/07/11	3	22,72	54,14	31,42	29,364	2,175	20	99,322
EG19	3	13/07/11	3	22,60	53,80	31,20	29,159	2,160	20	98,626
EG20	18	13/07/11	3	22,72	53,66	30,94	28,916	2,142	20	97,804

C.4.- Estudio de resistencia a flexotracción

VALORES CONSTANTES CONSIDERADOS	
% de Cemento	3,5
% de Agua	7
Volumen de las probetas	13500 cm ³
Densidad seca máxima	2,19 g/cm ³
N° de capas	3
Tiempo de aplicación de la carga por capa	20 s

PROBETA	MOLDE	FECHA	PESO MOLDE (kg)	MOLDE + MEZCLA HÚMEDA (kg)	PESO MEZCLA + AGUA (kg)	PESO MEZCLA s=(s+a)100/100+w (kg)	DENSIDAD SECA ds=s/v (g/cm ³)	% DENSIDAD PROCTOR
FT1.1	3	13/07/11	22,80	54,10	31,30	29,252	2,167	98,942
FT1.3	2	13/07/11	22,72	54,16	31,44	29,383	2,177	99,385
FT1.5	1	13/07/11	22,76	53,72	30,96	28,935	2,143	97,868
FT2.1	9	20/07/11	22,68	53,66	30,98	28,953	2,145	97,931
FT2.3	16	20/07/11	22,80	54,08	31,28	29,234	2,165	98,879
FT3.1	1	14/09/11	22,66	53,88	31,22	29,178	2,161	98,690
FT4.1	1	07/11/11	22,66	54,16	31,50	29,439	2,181	99,575
FT4.3	16	09/11/11	22,72	53,96	31,24	29,196	2,163	98,753
FT5.1	15	14/11/11	22,70	53,96	31,26	29,215	2,164	98,816
FT5.3	3	16/11/11	22,88	54,40	31,52	29,458	2,182	99,638
FT6.1	18	21/11/11	22,74	53,90	31,16	29,121	2,157	98,500
FT6.3	31	23/11/11	22,74	54,16	31,42	29,364	2,175	99,322
FT7.1	3	28/11/11	22,86	53,76	30,90	28,879	2,139	97,678
FT7.3	15	30/11/11	22,78	54,28	31,50	29,439	2,181	99,575
FT8.1	17	12/12/11	22,68	53,62	30,94	28,916	2,142	97,804
FT8.3	18	14/12/11	22,74	53,80	31,06	29,028	2,150	98,184
FT9.1	17	26/04/12	22,68	53,78	31,10	29,065	2,153	98,310
FT10.1	2	11/12/12	22,72	54,26	31,54	29,477	2,183	99,701
FT10.3	18	11/12/12	22,66	54,20	31,54	29,477	2,183	99,701
FT10.5	15	11/12/12	22,72	53,82	31,10	29,065	2,153	98,310
FT11.1	3	12/12/12	22,86	54,04	31,18	29,140	2,159	98,563
FT11.3	31	12/12/12	22,68	53,76	31,08	29,047	2,152	98,247
FT11.5	13	12/12/12	22,70	53,72	31,02	28,991	2,147	98,057
FT12.1	1	18/12/12	22,68	53,68	31,00	28,972	2,146	97,994
FT12.3	2	18/12/12	22,66	54,14	31,48	29,421	2,179	99,511
FT12.5	18	18/12/12	22,72	53,80	31,08	29,047	2,152	98,247
FT13.1	16	19/12/12	22,74	53,64	30,90	28,879	2,139	97,678
FT13.3	13	19/12/12	22,64	53,82	31,18	29,140	2,159	98,563
FT14.1	2	17/01/13	22,72	54,38	31,66	29,589	2,192	100,080
FT14.3	4	17/01/13	22,74	53,86	31,12	29,084	2,154	98,373
FT14.5	17	17/01/13	22,66	54,08	31,42	29,364	2,175	99,322
FT15.1	1	08/04/13	22,72	54,16	31,44	29,383	2,177	99,385
FT15.3	3	08/04/13	22,74	53,94	31,20	29,159	2,160	98,626
FT15.5	17	08/04/13	22,64	53,90	31,26	29,215	2,164	98,816
FT16.1	32	17/06/13	22,68	53,82	31,14	29,103	2,156	98,437
FT16.3	13	17/06/13	22,68	53,88	31,20	29,159	2,160	98,626
FT17.1	6	18/06/13	22,74	53,82	31,08	29,047	2,152	98,247
FT17.3	19	18/06/13	22,84	54,14	31,30	29,252	2,167	98,942
FT18.1	1	19/06/13	22,74	53,94	31,20	29,159	2,160	98,626
FT18.3	3	19/06/13	22,76	53,68	30,92	28,897	2,141	97,741
FT18.5	17	19/06/13	22,60	54,00	31,40	29,346	2,174	99,259
FT19.1	19	25/06/13	22,86	54,40	31,54	29,477	2,183	99,701
FT19.3	16	25/06/13	22,72	54,12	31,40	29,346	2,174	99,259
FT20.1	18	27/06/13	22,68	53,98	31,30	29,252	2,167	98,942
FT20.3	1	27/06/13	22,76	53,86	31,10	29,065	2,153	98,310

C.5.- Estudio de resistencia a fatiga en flexotracción

VALORES CONSTANTES CONSIDERADOS	
% de Cemento	3,5
% de Agua	7
Volumen de las probetas	13500 cm ³
Densidad seca máxima	2,19 g/cm ³
N° de capas	3
Tiempo de aplicación de la carga por capa	20 s

PROBETA	MOLDE	FECHA	PESO MOLDE (kg)	MOLDE + MEZCLA HÚMEDA (kg)	PESO MEZCLA + AGUA (kg)	PESO MEZCLA s=(s+a)100/100+w (kg)	DENSIDAD SECA ds=s/v (g/cm ³)	% DENSIDAD PROCTOR
FT1.2	18	13/07/11	22,66	53,84	31,18	29,140	2,159	98,563
FT1.4	9	13/07/11	22,62	54,08	31,46	29,402	2,178	99,448
FT1.6	15	13/07/11	22,78	53,90	31,12	29,084	2,154	98,373
FT2.2	19	20/07/11	22,76	53,68	30,92	28,897	2,141	97,741
FT2.4	12	20/07/11	22,66	53,68	31,02	28,991	2,147	98,057
FT3.2	15	14/09/11	22,68	54,06	31,38	29,327	2,172	99,195
FT4.2	3	07/11/11	22,88	54,26	31,38	29,327	2,172	99,195
FT4.4	18	09/11/11	22,7	53,90	31,20	29,159	2,160	98,626
FT5.2	31	14/11/11	22,74	53,70	30,96	28,935	2,143	97,868
FT5.4	17	16/11/11	22,66	54,14	31,48	29,421	2,179	99,511
FT6.2	16	21/11/11	22,78	54,00	31,22	29,178	2,161	98,690
FT6.4	9	23/11/11	22,6	53,94	31,34	29,290	2,170	99,069
FT7.2	18	28/11/11	22,64	54,12	31,48	29,421	2,179	99,511
FT7.4	17	30/11/11	22,68	54,30	31,62	29,551	2,189	99,954
FT8.2	15	12/12/11	22,78	53,76	30,98	28,953	2,145	97,931
FT8.4	3	14/12/11	22,8	53,82	31,02	28,991	2,147	98,057
FT9.2	15	26/04/12	22,8	54,24	31,44	29,383	2,177	99,385
FT10.2	1	11/12/12	22,74	54,26	31,52	29,458	2,182	99,638
FT10.4	19	11/12/12	22,76	54,28	31,52	29,458	2,182	99,638
FT10.6	9	11/12/12	22,62	53,58	30,96	28,935	2,143	97,868
FT11.2	17	12/12/12	22,56	53,82	31,26	29,215	2,164	98,816
FT11.4	16	12/12/12	22,72	53,84	31,12	29,084	2,154	98,373
FT11.6	6	12/12/12	22,82	53,70	30,88	28,860	2,138	97,615
FT12.2	15	18/12/12	22,66	53,54	30,88	28,860	2,138	97,615
FT12.4	19	18/12/12	22,84	53,82	30,98	28,953	2,145	97,931
FT12.6	9	18/12/12	22,64	53,64	31,00	28,972	2,146	97,994
FT13.2	31	19/12/12	22,74	53,62	30,88	28,860	2,138	97,615
FT13.4	32	19/12/12	22,68	53,70	31,02	28,991	2,147	98,057
FT14.2	5	17/01/13	22,80	53,96	31,16	29,121	2,157	98,500
FT14.4	3	17/01/13	22,80	54,40	31,60	29,533	2,188	99,891
FT14.6	6	17/01/13	22,74	53,94	31,20	29,159	2,160	98,626
FT15.2	2	08/04/13	22,64	54,04	31,40	29,346	2,174	99,259
FT15.4	13	08/04/13	22,68	53,96	31,28	29,234	2,165	98,879
FT15.6	16	08/04/13	22,74	53,84	31,10	29,065	2,153	98,310
FT16.2	16	17/06/13	22,78	53,84	31,06	29,028	2,150	98,184
FT16.4	19	17/06/13	22,76	53,88	31,12	29,084	2,154	98,373
FT17.2	9	18/06/13	22,62	53,68	31,06	29,028	2,150	98,184
FT17.4	32	18/06/13	22,70	53,96	31,26	29,215	2,164	98,816
FT18.2	2	19/06/13	22,66	54,12	31,46	29,402	2,178	99,448
FT18.4	15	19/06/13	22,78	53,74	30,96	28,935	2,143	97,868
FT18.6	18	19/06/13	22,68	54,20	31,52	29,458	2,182	99,638
FT19.2	4	25/06/13	22,80	54,06	31,26	29,215	2,164	98,816
FT19.4	32	25/06/13	22,70	54,06	31,36	29,308	2,171	99,132
FT20.2	9	27/06/13	22,72	54,04	31,32	29,271	2,168	99,006
FT20.4	2	27/06/13	22,72	53,92	31,20	29,159	2,160	98,626

C.6.- Estudio de evolución de resistencias

C.6.1.- Probetas prismáticas

VALORES CONSTANTES CONSIDERADOS	
% de Cemento	3,5
% de Agua	7
Volumen de las probetas	13500 cm ³
Densidad seca máxima	2,19 g/cm ³
N° de capas	3
Tiempo de aplicación de la carga por capa	20 s

PROBETA	MOLDE	FECHA	PESO MOLDE (kg)	MOLDE + MEZCLA HÚMEDA (kg)	PESO MEZCLA + AGUA (kg)	PESO MEZCLA $s=(s+a)100/100+w$ (kg)	DENSIDAD SECA $d_s=s/v$ (g/cm ³)	% DENSIDAD PROCTOR
EERP1	2	24/10/13	22,72	53,74	31,02	28,991	2,147	98,282
EERP2	19	24/10/13	22,80	53,82	31,02	28,991	2,147	98,282
EERP3	4	28/10/13	22,82	54,04	31,22	29,178	2,161	98,915
EERP4	1	28/10/13	22,66	53,98	31,32	29,271	2,168	99,232
EERP5	3	30/10/13	22,80	53,96	31,16	29,121	2,157	98,725
EERP6	13	30/10/13	22,74	53,82	31,08	29,047	2,152	98,472
EERP7	18	18/11/14	22,68	53,78	31,10	29,065	2,153	98,535
EERP8	5	18/11/14	22,82	54,18	31,36	29,308	2,171	99,359
EERP9	2	10/12/14	22,72	54,08	31,36	29,308	2,171	99,359
EERP10	1	10/12/14	22,66	53,82	31,16	29,121	2,157	98,725

C.6.2.- Probetas cilíndricas

VALORES CONSTANTES CONSIDERADOS	
% de Cemento	3,5
% de Agua	7
Volumen de las probetas	3180,86 cm ³
Densidad seca máxima	2,19 g/cm ³
N° de capas	3
Tiempo de aplicación de la carga por capa	17 s

PROBETA	MOLDE	FECHA	PESO MOLDE (kg)	MOLDE + MEZCLA HÚMEDA (kg)	PESO MEZCLA + AGUA (kg)	PESO MEZCLA $s=(s+a)100/100+w$ (kg)	DENSIDAD SECA $d_s=s/v$ (g/cm ³)	% DENSIDAD PROCTOR
EERC1.1	1	24/10/13	7,28	14,60	7,320	6,841	2,151	98,431
EERC1.2	2	24/10/13	7,50	14,80	7,300	6,822	2,145	98,162
EERC1.3	3	24/10/13	7,56	14,90	7,340	6,860	2,157	98,700
EERC2.1	4	24/10/13	7,42	14,80	7,380	6,897	2,168	99,238
EERC2.2	5	24/10/13	7,54	14,86	7,320	6,841	2,151	98,431
EERC2.3	6	24/10/13	7,42	14,76	7,340	6,860	2,157	98,700
EERC3.1	1	28/10/13	7,28	14,64	7,360	6,879	2,162	98,969
EERC3.2	2	28/10/13	7,50	14,84	7,340	6,860	2,157	98,700
EERC3.3	3	28/10/13	7,56	15,04	7,480	6,991	2,198	100,582
EERC4.1	4	28/10/13	7,42	14,76	7,340	6,860	2,157	98,700
EERC4.2	5	28/10/13	7,54	14,90	7,360	6,879	2,162	98,969
EERC4.3	6	28/10/13	7,42	14,88	7,460	6,972	2,192	100,313
EERC5.1	1	30/10/13	7,28	14,60	7,320	6,841	2,151	98,431
EERC5.2	2	30/10/13	7,50	14,92	7,420	6,935	2,180	99,775
EERC5.3	3	30/10/13	7,56	14,94	7,380	6,897	2,168	99,238
EERC6.1	4	30/10/13	7,42	14,78	7,360	6,879	2,162	98,969
EERC6.2	5	30/10/13	7,54	14,86	7,320	6,841	2,151	98,431
EERC6.3	6	30/10/13	7,42	14,74	7,320	6,841	2,151	98,431
EERC7.1	1	18/11/14	7,28	14,64	7,360	6,879	2,162	98,969
EERC7.2	2	18/11/14	7,50	14,82	7,320	6,841	2,151	98,431
EERC7.3	3	18/11/14	7,56	14,96	7,400	6,916	2,174	99,507
EERC8.1	4	18/11/14	7,42	14,84	7,420	6,935	2,180	99,775
EERC8.2	5	18/11/14	7,54	15,00	7,460	6,972	2,192	100,313
EERC8.3	6	18/11/14	7,42	14,84	7,420	6,935	2,180	99,775
EERC9.1	1	10/12/14	7,28	14,70	7,420	6,935	2,180	99,775
EERC9.2	2	10/12/14	7,50	14,92	7,420	6,935	2,180	99,775
EERC9.3	3	10/12/14	7,56	15,04	7,480	6,991	2,198	100,582
EERC10.1	4	10/12/14	7,42	14,80	7,380	6,897	2,168	99,238
EERC10.2	5	10/12/14	7,54	14,98	7,440	6,953	2,186	100,044
EERC10.3	6	10/12/14	7,42	14,86	7,440	6,953	2,186	100,044

C.7.- Estudio del módulo elástico

VALORES CONSTANTES CONSIDERADOS	
% de Cemento	3,5
% de Agua	7
Volumen de las probetas	3180,86 cm ³
Densidad seca máxima	2,19 g/cm ³
N° de capas	3
Tiempo de aplicación de la carga por capa	17 s

PROBETA	MOLDE	FECHA	PESO MOLDE (kg)	MOLDE + MEZCLA HÚMEDA (kg)	PESO MEZCLA + AGUA (kg)	PESO MEZCLA $s=(s+a)100/100+w$ (kg)	DENSIDAD SECA $d_s=s/v$ (g/cm ³)	% DENSIDAD PROCTOR
ME1	7	25/04/12	7,28	7,40	14,74	6,860	2,157	98,474
ME2	8	25/04/12	7,50	7,52	14,94	6,935	2,180	99,548
ME3	9	25/04/12	7,56	7,54	14,94	6,916	2,174	99,279
ME4	2	25/04/12	7,42	7,34	14,72	6,897	2,168	99,011
ME5	1	25/04/12	7,54	7,44	14,76	6,841	2,151	98,206
ME6	5	25/04/12	7,42	7,42	14,84	6,935	2,180	99,548
ME7	3	25/04/12	7,28	7,56	14,92	6,879	2,162	98,743
ME8	4	25/04/12	7,50	7,42	14,92	7,009	2,204	100,621
ME9	6	25/04/12	7,56	7,56	15,05	7,000	2,201	100,487

* Puesto que las probetas ME1-ME3 corroboraron el valor empleado en estudios anteriores, las probetas ME4-ME9 finalmente se emplearon para la determinación del valor de resistencia a compresión a muy largo plazo (3 años).

D.- Cálculos de los modelos de fatiga

D.1.- Modelo 1

PROBETA	N° CICLOS	GRUPO	R _f CONSIDERADA (MPa)	y=σ/R _f (Py)	x=logN (Px)	a2	a	INTERCEP	Y=1-a(1)*log(N)	2° derivada con a(1)	2° derivada con a(2)	
FT1.2	599.429	G3 (80-40%)	0,772	0,8	5,778	1,1555	33,3423	-1,1555	0,719215664	33,2242483	-0,000333103	
FT1.4	1.760	G3 (80-40%)	0,970	0,8	3,246	0,6491	10,4934	-0,6491	0,842275791	10,51128441	2,47268E-05	
FT1.6	969.521	G3 (80-40%)	0,861	0,8	5,987	1,1973	35,7989	-1,1973	0,709067534	35,66380375	-0,000377345	
FT2.2	21.179.774	G2 (65-30%)	0,801	0,65	7,326	2,5641	53,5466	-2,5641	0,643977619	53,92205482	-0,001224953	
FT2.4	260.768	G2 (65-30%)	0,766	0,65	5,416	1,8957	29,2133	-1,8957	0,736782902	29,51446203	-0,00044391	
FT3.2	24.253.725	G1 (50-25%)	0,840	0,5	7,385	3,6924	54,2850	-3,6924	0,641117302	55,55015457	-0,002336891	
FT4.2	2.971	G3 (80-40%)	0,970	0,8	3,473	0,6946	12,0211	-0,6946	0,831225177	12,0321328	6,08497E-06	
FT4.4	8.085.132	G3 (80-40%)	0,683	0,8	6,908	1,3815	47,6761	-1,3815	0,664302808	47,45519611	-0,000599294	
FT5.2	180	G3 (80-40%)	0,937	0,8	2,255	0,4511	5,0463	-0,4511	0,890399111	5,081705204	7,48713E-05	
FT5.4	2.728	G3 (80-40%)	0,994	0,8	3,436	0,6872	11,7650	-0,6872	0,833026122	11,77729523	9,30463E-06	
FT6.2	8.891	G3 (80-40%)	0,861	0,8	3,949	0,7898	15,5542	-0,7898	0,808090377	15,54752455	-4,15621E-05	
FT6.4	209.238	G3 (80-40%)	0,951	0,8	5,321	1,0641	28,2692	-1,0641	0,741429502	28,18544078	-0,000244094	
FT7.2	4.815.312	G2 (65-30%)	0,857	0,65	6,683	2,3389	44,5350	-2,3389	0,67524032	44,88720076	-0,000925523	
FT7.4	110.990	G3 (80-40%)	0,867	0,8	5,045	1,0091	25,4149	-1,0091	0,754811184	25,34967347	-0,000195666	
FT8.2	21.569.845	G2 (65-30%)	0,627	0,65	7,334	2,5668	53,6628	-2,5668	0,643592448	54,03851808	-0,001228872	
FT8.4	19.510	G3 (80-40%)	0,906	0,8	4,290	0,8581	18,3663	-0,8581	0,791503684	18,34403295	-8,2904E-05	
FT9.2	812.523	G2 (65-30%)	0,934	0,65	5,910	2,0684	34,8037	-2,0684	0,712796019	35,12557114	-0,000614616	
FT10.2	500.823	G3 (80-40%)	0,629	0,8	5,700	1,1399	32,4464	-1,1399	0,723008878	32,33454289	-0,000317142	
FT10.4	271.689	G3 (80-40%)	0,603	0,8	5,434	1,0868	29,4891	-1,0868	0,735917001	29,39726782	-0,000265179	
FT10.6	7.536	G3 (80-40%)	0,589	0,8	3,877	0,7754	14,9922	-0,7754	0,811580159	14,98851168	-3,36276E-05	
FT11.2	202	G3 (80-40%)	0,704	0,8	2,305	0,4611	5,2746	-0,4611	0,887965397	5,309691146	7,35473E-05	
FT11.4	1.123	G3 (80-40%)	0,634	0,8	3,050	0,6101	9,2648	-0,6101	0,851758787	9,28778613	3,86018E-05	
FT11.6	753	G3 (80-40%)	0,688	0,8	2,877	0,5754	8,2359	-0,5754	0,860194595	8,262746097	4,92971E-05	
FT12.2	2.156	G3 (80-40%)	0,516	0,8	3,334	0,6667	11,0732	-0,6667	0,837992586	11,08861556	1,78172E-05	
FT12.4	6.004.932	G3 (80-40%)	0,487	0,8	6,779	1,3557	45,9082	-1,3557	0,670580602	45,70031611	-0,000565535	
FT12.6	2.474.582	G3 (80-40%)	0,501	0,8	6,394	1,2787	40,8369	-1,2787	0,689290991	40,66599987	-0,000470013	
FT13.2	627.463	G3 (80-40%)	0,659	0,8	5,798	1,1595	33,5720	-1,1595	0,718250983	33,45243957	-0,000337212	
FT13.4	1.060.252	G2 (65-30%)	0,723	0,65	6,025	2,1089	36,1831	-2,1089	0,707179425	36,50967245	-0,000657726	
FT14.2	42	G3 (80-40%)	0,758	0,8	1,623	0,3246	2,5949	-0,3246	0,921113939	2,631094908	8,04837E-05	
FT14.4	5.331.828	G3 (80-40%)	0,446	0,8	6,727	1,3454	45,2109	-1,3454	0,673089792	45,00814293	-0,000552282	
FT14.6	1.200.418	G2 (65-30%)	0,649	0,65	6,079	2,1278	36,8358	-2,1278	0,704558875	37,16457559	-0,000678248	
FT15.2	10.267.749	G2 (65-30%)	0,804	0,65	7,011	2,4540	49,0383	-2,4540	0,659258951	49,40260767	-0,001073979	
FT15.4	22.135.759	G1 (50-25%)	0,845	0,5	7,345	3,6725	53,7004	-3,6725	0,643045852	54,95589066	-0,002302823	
FT15.6	19.746.633	G1 (50-25%)	0,885	0,5	7,295	3,6477	52,9742	-3,6477	0,64545636	54,21758921	-0,002260567	
FT16.2	48.981	G3 (80-40%)	0,654	0,8	4,690	0,9380	21,9564	-0,9380	0,772075792	21,91279952	-0,000138954	
FT16.4	183.004	G3 (80-40%)	0,820	0,8	5,262	1,0525	27,6535	-1,0525	0,744256911	27,57376672	-0,000233537	
FT17.2	3.339	G3 (80-40%)	0,866	0,8	3,524	0,7047	12,3759	-0,7047	0,828760609	12,38528038	1,56433E-06	
FT17.4	384.564	G3 (80-40%)	0,854	0,8	5,585	1,1170	31,1519	-1,1170	0,728583786	31,04882562	-0,000294254	
FT18.2	24.686.048	G2 (65-30%)	0,759	0,65	7,392	2,5874	54,5258	-2,5874	0,640744406	54,90356556	-0,001258026	
FT18.4	18.921.671	G1 (50-25%)	0,755	0,5	7,277	3,6385	52,7041	-3,6385	0,646357047	53,94299814	-0,002244872	
FT18.6	72.411	G3 (80-40%)	0,635	0,8	4,860	0,9720	23,5777	-0,9720	0,763825038	23,52411282	-0,000165246	
FT19.2	1.049.065	G3 (80-40%)	0,767	0,8	6,021	1,2042	36,2101	-1,2042	0,707403299	36,07211538	-0,000384814	
FT19.4	2.799	G3 (80-40%)	0,937	0,8	3,447	0,6894	11,8418	-0,6894	0,832483844	11,85374272	8,34261E-06	
FT20.2	13.579	G3 (80-40%)	0,863	0,8	4,133	0,8266	17,0406	-0,8266	0,799152439	17,0258057	-6,30946E-05	
FT20.4	2.484.999	G2 (65-30%)	0,859	0,65	6,395	2,2384	40,7777	-2,2384	0,689202331	41,11896966	-0,000803718	
SUMATORIO						65,8225	1351,2404	-65,8225	--		1357,94	-0,02
						a(1)=	0,048598			MÍNIMO	MÁXIMO	
						a(2)=	-20,5771					

D.2.- Modelo 1 (sin incluir probetas no aptas)

PROBETA	N° CICLOS	GRUPO	R _f CONSIDERADA (MPA)	y=σ/R _f (Py)	x=logN (Px)	a2	a	INTERCEP	Y=1-a(1)*log(N)	2° derivada con a(1)	2° derivada con a(2)
FT1.2	599.429	G3 (80-40%)	0,772	0,8	5,778	1,1555	33,3423	-1,1555	0,719759969	33,2253856	-0,000330106
FT1.4	1.760	G3 (80-40%)	0,970	0,8	3,246	0,6491	10,4934	-0,6491	0,842581541	10,51153759	2,49227E-05
FT1.6	969.521	G3 (80-40%)	0,861	0,8	5,987	1,1973	35,7989	-1,1973	0,709631511	35,66504075	-0,000374013
FT2.2	21.179.774	G2 (65-30%)	0,801	0,65	7,326	2,5641	53,5466	-2,5641	0,644667774	53,92279892	-0,001216141
FT2.4	260.768	G2 (65-30%)	0,766	0,65	5,416	1,8957	29,2133	-1,8957	0,737293152	29,51468475	-0,000440397
FT3.2	24.253.725	G1 (50-25%)	0,840	0,5	7,385	3,6924	54,2850	-3,6924	0,641813002	55,54921409	-0,002321613
FT4.2	2.971	G3 (80-40%)	0,970	0,8	3,473	0,6946	12,0211	-0,6946	0,83155235	12,03244084	6,43774E-06
FT4.4	8.085.132	G3 (80-40%)	0,683	0,8	6,908	1,3815	47,6761	-1,3815	0,664953562	47,45692164	-0,000594299
FT5.2	180	G3 (80-40%)	0,937	0,8	2,255	0,4511	5,0463	-0,4511	0,890611574	5,08177593	7,46022E-05
FT5.4	2.728	G3 (80-40%)	0,994	0,8	3,436	0,6872	11,7650	-0,6872	0,833349803	11,777594	9,63057E-06
FT6.2	8.891	G3 (80-40%)	0,861	0,8	3,949	0,7898	15,5542	-0,7898	0,808462397	15,54796311	-4,08205E-05
FT6.4	209.238	G3 (80-40%)	0,951	0,8	5,321	1,0641	28,2692	-1,0641	0,741930745	28,18637408	-0,000241774
FT7.2	4.815.312	G2 (65-30%)	0,857	0,65	6,683	2,3389	44,5350	-2,3389	0,675869872	44,88774358	-0,000918732
FT7.4	110.990	G3 (80-40%)	0,867	0,8	5,045	1,0091	25,4149	-1,0091	0,755286487	25,35049332	-0,000193718
FT8.2	21.569.845	G2 (65-30%)	0,627	0,65	7,334	2,5668	53,6628	-2,5668	0,64428335	54,03926482	-0,001220034
FT8.4	19.510	G3 (80-40%)	0,906	0,8	4,290	0,8581	18,3663	-0,8581	0,791907857	18,34457815	-8,18332E-05
FT9.2	812.523	G2 (65-30%)	0,934	0,65	5,910	2,0684	34,8037	-2,0684	0,713352769	35,12590662	-0,000609936
FT10.2	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
FT10.4	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
FT10.6	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
FT11.2	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
FT11.4	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
FT11.6	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
FT12.2	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
FT12.4	6.004.932	G3 (80-40%)	0,487	0,8	6,779	1,3557	45,9082	-1,3557	0,671219186	45,70196834	-0,000560791
FT12.6	2.474.582	G3 (80-40%)	0,501	0,8	6,394	1,2787	40,8369	-1,2787	0,689893305	40,66744181	-0,000465985
FT13.2	627.463	G3 (80-40%)	0,659	0,8	5,798	1,1595	33,5720	-1,1595	0,718797158	33,45358618	-0,000334184
FT13.4	1.060.252	G2 (65-30%)	0,723	0,65	6,025	2,1089	36,1831	-2,1089	0,707747062	36,51003654	-0,000652753
FT14.2	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
FT14.4	5.331.828	G3 (80-40%)	0,446	0,8	6,727	1,3454	45,2109	-1,3454	0,673723513	45,0097663	-0,000547637
FT14.6	1.200.418	G2 (65-30%)	0,649	0,65	6,079	2,1278	36,8358	-2,1278	0,705131593	37,16495332	-0,000673135
FT15.2	10.267.749	G2 (65-30%)	0,804	0,65	7,011	2,4540	49,0383	-2,4540	0,659919483	49,40325013	-0,001066186
FT15.4	22.135.759	G1 (50-25%)	0,845	0,5	7,345	3,6725	53,7004	-3,6725	0,643737813	54,95495289	-0,002287761
FT15.6	19.746.633	G1 (50-25%)	0,885	0,5	7,295	3,6477	52,9742	-3,6477	0,646143649	54,21665486	-0,002245773
FT16.2	48.981	G3 (80-40%)	0,654	0,8	4,690	0,9380	21,9564	-0,9380	0,772517627	21,91348349	-0,000137444
FT16.4	183.004	G3 (80-40%)	0,820	0,8	5,262	1,0525	27,6535	-1,0525	0,744752673	27,57467546	-0,000231297
FT17.2	3.339	G3 (80-40%)	0,866	0,8	3,524	0,7047	12,3759	-0,7047	0,829092559	12,38560131	1,95462E-06
FT17.4	384.564	G3 (80-40%)	0,854	0,8	5,585	1,1170	31,1519	-1,1170	0,72910993	31,0498745	-0,000291552
FT18.2	24.686.048	G2 (65-30%)	0,759	0,65	7,392	2,5874	54,5258	-2,5874	0,641440829	54,90433197	-0,001248991
FT18.4	18.921.671	G1 (50-25%)	0,755	0,5	7,277	3,6385	52,7041	-3,6385	0,64704259	53,94206507	-0,002230177
FT18.6	72.411	G3 (80-40%)	0,635	0,8	4,860	0,9720	23,5777	-0,9720	0,764282867	23,52486026	-0,000163532
FT19.2	1.049.065	G3 (80-40%)	0,767	0,8	6,021	1,2042	36,2101	-1,2042	0,707970503	36,07336913	-0,000381427
FT19.4	2.799	G3 (80-40%)	0,937	0,8	3,447	0,6894	11,8418	-0,6894	0,832808576	11,85404426	8,67657E-06
FT20.2	13.579	G3 (80-40%)	0,863	0,8	4,133	0,8266	17,0406	-0,8266	0,799541785	17,02630037	-6,21808E-05
FT20.4	2.484.999	G2 (65-30%)	0,859	0,65	6,395	2,2384	40,7777	-2,2384	0,689804817	41,119431	-0,000797753
SUMATORIO						60,1825	1237,8690	-60,1825	--	1244,6704	-0,0228
						a(1)=	0,0485034			MÍNIMO	MÁXIMO
						a(2)=	-20,61710				

D.3.- Modelo 2

PROBETA	N° CICLOS	GRUPO	R _f ESTIMADA (MPa)	y=σ/R _f (Py)	x=logN (Px)	a2	a	INTERCEP	Y=1-a(1)*log(N)	2° derivada con a(1)	2° derivada con a(2)
FT1.2	599.429	G3 (80-40%)	0,900	0,686	5,778	1,8131	33,2838	-1,8131	0,601271502	33,28439938	-0,002030938
FT1.4	1.760	G3 (80-40%)	0,900	0,862	3,246	0,4480	10,5143	-0,4480	0,776023342	10,36616728	-0,000257025
FT1.6	969.521	G3 (80-40%)	0,900	0,765	5,987	1,4064	35,7837	-1,4064	0,586860624	35,42457232	-0,001870448
FT2.2	21.179.774	G2 (65-30%)	0,900	0,579	7,326	3,0872	53,4915	-3,0872	0,494429528	54,12023319	-0,005806247
FT2.4	260.768	G2 (65-30%)	0,900	0,553	5,416	2,4213	29,1360	-2,4213	0,626217902	29,7705462	-0,002645518
FT3.2	24.253.725	G1 (50-25%)	0,900	0,467	7,385	3,9368	54,2508	-3,9368	0,490367728	55,90400728	-0,008646873
FT4.2	2.971	G3 (80-40%)	0,900	0,862	3,473	0,4794	12,0420	-0,4794	0,760330891	11,86320875	-0,00033781
FT4.4	8.085.132	G3 (80-40%)	0,900	0,607	6,908	2,7125	47,5619	-2,7125	0,523292364	47,95946642	-0,004477389
FT5.2	180	G3 (80-40%)	0,900	0,833	2,255	0,3774	5,0583	-0,3774	0,844360984	5,037097359	5,52614E-05
FT5.4	2.728	G3 (80-40%)	0,900	0,883	3,436	0,4007	11,7914	-0,4007	0,762888327	11,58893675	-0,000377424
FT6.2	8.891	G3 (80-40%)	0,900	0,765	3,949	0,9277	15,5390	-0,9277	0,72747826	15,46916888	-0,000404473
FT6.4	209.238	G3 (80-40%)	0,900	0,845	5,321	0,8243	28,2852	-0,8243	0,632816318	27,8026652	-0,001273575
FT7.2	4.815.312	G2 (65-30%)	0,900	0,619	6,683	2,5469	44,5122	-2,5469	0,538824205	44,83196574	-0,003919726
FT7.4	110.990	G3 (80-40%)	0,900	0,771	5,045	1,1569	25,4023	-1,1569	0,65181901	25,18130919	-0,001080529
FT8.2	21.569.845	G2 (65-30%)	0,900	0,453	7,334	4,0104	53,4863	-4,0104	0,493882565	55,26097039	-0,008881427
FT8.4	19.510	G3 (80-40%)	0,900	0,806	4,290	0,8339	18,3685	-0,8339	0,703924285	18,17076153	-0,000607388
FT9.2	812.523	G2 (65-30%)	0,900	0,675	5,910	1,9224	34,8203	-1,9224	0,592155269	34,86299352	-0,002258699
FT10.2	500.823	G3 (80-40%)	0,900	0,559	5,700	2,5143	32,2918	-2,5143	0,606658065	32,92520856	-0,003035775
FT10.4	271.689	G3 (80-40%)	0,900	0,536	5,434	2,5196	29,3142	-2,5196	0,624988277	30,03671193	-0,002846856
FT10.6	7.536	G3 (80-40%)	0,900	0,524	3,877	1,8457	14,8056	-1,8457	0,732433934	15,35317923	-0,000829022
FT11.2	202	G3 (80-40%)	0,900	0,625	2,305	0,8637	5,1743	-0,8637	0,840904982	5,364084994	0,00028181
FT11.4	1.123	G3 (80-40%)	0,900	0,563	3,050	1,3319	9,1142	-1,3319	0,789489695	9,460052644	-4,74621E-05
FT11.6	753	G3 (80-40%)	0,900	0,612	2,877	1,1167	8,1253	-1,1167	0,801468985	8,36876272	8,42712E-05
FT12.2	2.156	G3 (80-40%)	0,900	0,459	3,334	1,8049	10,8201	-1,8049	0,769940967	11,44875025	-0,000517655
FT12.4	6.004.932	G3 (80-40%)	0,900	0,433	6,779	3,8456	45,6263	-3,8456	0,53220716	47,40135469	-0,007724714
FT12.6	2.474.582	G3 (80-40%)	0,900	0,445	6,394	3,5480	40,5689	-3,5480	0,558776895	42,10525823	-0,006336947
FT13.2	627.463	G3 (80-40%)	0,900	0,586	5,798	2,4007	33,4406	-2,4007	0,599901605	33,93442993	-0,002895714
FT13.4	1.060.252	G2 (65-30%)	0,900	0,522	6,025	2,8812	36,0769	-2,8812	0,58417941	36,97342324	-0,004104938
FT14.2	42	G3 (80-40%)	0,900	0,674	1,623	0,5295	2,5285	-0,5295	0,887977652	2,638874861	0,000331097
FT14.4	5.331.828	G3 (80-40%)	0,900	0,397	6,727	4,0589	44,8868	-4,0589	0,535770343	46,97093295	-0,008497678
FT14.6	1.200.418	G2 (65-30%)	0,900	0,469	6,079	3,2298	36,6760	-3,2298	0,580458093	37,94128027	-0,005082439
FT15.2	10.267.749	G2 (65-30%)	0,900	0,580	7,011	2,9419	48,9847	-2,9419	0,516129822	49,58152319	-0,005121293
FT15.4	22.135.759	G1 (50-25%)	0,900	0,470	7,345	3,8950	53,6692	-3,8950	0,49310637	55,28274388	-0,008448509
FT15.6	19.746.633	G1 (50-25%)	0,900	0,492	7,295	3,7094	52,9657	-3,7094	0,496529418	54,35590526	-0,007721929
FT16.2	48.981	G3 (80-40%)	0,900	0,581	4,690	1,9632	21,8211	-1,9632	0,676335659	22,26361215	-0,001438709
FT16.4	183.004	G3 (80-40%)	0,900	0,729	5,262	1,4261	27,6201	-1,4261	0,636831387	27,50439763	-0,001334565
FT17.2	3.339	G3 (80-40%)	0,900	0,770	3,524	0,8119	12,3628	-0,8119	0,756831074	12,32371005	-0,000209941
FT17.4	384.564	G3 (80-40%)	0,900	0,759	5,585	1,3436	31,1340	-1,3436	0,614574727	30,86552537	-0,001527548
FT18.2	24.686.048	G2 (65-30%)	0,900	0,548	7,392	3,3386	54,4444	-3,3386	0,489838197	55,33508433	-0,006597554
FT18.4	18.921.671	G1 (50-25%)	0,900	0,420	7,277	4,2227	52,6174	-4,2227	0,497808442	54,71311005	-0,009687515
FT18.6	72.411	G3 (80-40%)	0,900	0,565	4,860	2,1164	23,4280	-2,1164	0,664619155	23,95208715	-0,001755679
FT19.2	1.049.065	G3 (80-40%)	0,900	0,682	6,021	1,9165	36,1487	-1,9165	0,584497324	36,1491947	-0,002340556
FT19.4	2.799	G3 (80-40%)	0,900	0,833	3,447	0,5768	11,8538	-0,5768	0,762118264	11,72079966	-0,000266547
FT20.2	13.579	G3 (80-40%)	0,900	0,767	4,133	0,9616	17,0265	-0,9616	0,714785919	16,93254098	-0,000502072
FT20.4	2.484.999	G2 (65-30%)	0,900	0,621	6,395	2,4257	40,7563	-2,4257	0,558650993	41,06691379	-0,00343207
SUMATORIO						93,4452	1347,6098	-93,4452		1369,8679	-0,1364
						a(1)=	0,06901118			MÍNIMO	MÁXIMO
						a(2)=	-14,49040583				

D.4.- Modelo 2 (sin incluir probetas no aptas)

PROBETA	N° CICLOS	GRUPO	R _f ESTIMADA (MPA)	y=σ/R _f (Py)	x=logN (Px)	a2	a	INTERCEP	Y=1-a(1)*log(N)	2° derivada con a(1)	2° derivada con a(2)	
FT1.2	599.429	G3 (80-40%)	0,900	0,686	5,778	1,8131	33,2838	-1,8131	0,623177859	33,33347663	-0,001611699	
FT1.4	1.760	G3 (80-40%)	0,900	0,862	3,246	0,4480	10,5143	-0,4480	0,788328739	10,38964528	-0,00018436	
FT1.6	969.521	G3 (80-40%)	0,900	0,765	5,987	1,4064	35,7837	-1,4064	0,609558722	35,4966152	-0,001468866	
FT2.2	21.179.774	G2 (65-30%)	0,900	0,579	7,326	3,0872	53,4915	-3,0872	0,522205839	54,1652674	-0,004738037	
FT2.4	260.768	G2 (65-30%)	0,900	0,553	5,416	2,4213	29,1360	-2,4213	0,64675369	29,77949801	-0,002143043	
FT3.2	24.253.725	G1 (50-25%)	0,900	0,467	7,385	3,9368	54,2508	-3,9368	0,518367197	55,89506476	-0,007134873	
FT4.2	2.971	G3 (80-40%)	0,900	0,862	3,473	0,4794	12,0420	-0,4794	0,77349844	11,8905824	-0,000247888	
FT4.4	8.085.132	G3 (80-40%)	0,900	0,607	6,908	2,7125	47,5619	-2,7125	0,549482935	48,00821735	-0,00363389	
FT5.2	180	G3 (80-40%)	0,900	0,833	2,255	0,3774	5,0583	-0,3774	0,852911875	5,045729632	6,26539E-05	
FT5.4	2.728	G3 (80-40%)	0,900	0,883	3,436	0,4007	11,7914	-0,4007	0,775915369	11,61720295	-0,000282216	
FT6.2	8.891	G3 (80-40%)	0,900	0,765	3,949	0,9277	15,5390	-0,9277	0,74245075	15,49588874	-0,000292969	
FT6.4	209.238	G3 (80-40%)	0,900	0,845	5,321	0,8243	28,2852	-0,8243	0,652989586	27,87026253	-0,000988242	
FT7.2	4.815.312	G2 (65-30%)	0,900	0,619	6,683	2,5469	44,5122	-2,5469	0,564161449	44,88041486	-0,003172263	
FT7.4	110.990	G3 (80-40%)	0,900	0,771	5,045	1,1569	25,4023	-1,1569	0,670948259	25,2306617	-0,000833623	
FT8.2	21.569.845	G2 (65-30%)	0,900	0,453	7,334	4,0104	53,4863	-4,0104	0,521688927	55,24437466	-0,007335321	
FT8.4	19.510	G3 (80-40%)	0,900	0,806	4,290	0,8339	18,3685	-0,8339	0,720190843	18,20849697	-0,000455827	
FT9.2	812.523	G2 (65-30%)	0,900	0,675	5,910	1,9224	34,8203	-1,9224	0,614562476	34,91207601	-0,001799296	
FT10.2	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
FT10.4	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
FT10.6	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
FT11.2	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
FT11.4	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
FT11.6	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
FT12.2	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
FT12.4	6.004.932	G3 (80-40%)	0,900	0,433	6,779	3,8456	45,6263	-3,8456	0,557907948	47,37321092	-0,006382322	
FT12.6	2.474.582	G3 (80-40%)	0,900	0,445	6,394	3,5480	40,5689	-3,5480	0,583017928	42,08253201	-0,005225636	
FT13.2	627.463	G3 (80-40%)	0,900	0,586	5,798	2,4007	33,4406	-2,4007	0,621883224	33,95726279	-0,002341234	
FT13.4	1.060.252	G2 (65-30%)	0,900	0,522	6,025	2,8812	36,0769	-2,8812	0,607024815	36,97849816	-0,003354302	
FT14.2	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
FT14.4	0,900	G3 (80-40%)	0,900	0,397	6,727	4,0589	44,8868	-4,0589	0,561275368	46,92507826	-0,007037453	
FT14.6	0,900	G2 (65-30%)	0,900	0,469	6,079	3,2298	36,6760	-3,2298	0,603507949	37,92741684	-0,004177988	
FT15.2	0,900	G2 (65-30%)	0,900	0,580	7,011	2,9419	48,9847	-2,9419	0,542713908	49,62165636	-0,004173313	
FT15.4	0,900	G1 (50-25%)	0,900	0,470	7,345	3,8950	53,6692	-3,8950	0,520955376	55,27508471	-0,006969104	
FT15.6	0,900	G1 (50-25%)	0,900	0,492	7,295	3,7094	52,9657	-3,7094	0,524190361	54,35922509	-0,006357567	
FT16.2	0,900	G3 (80-40%)	0,900	0,581	4,690	1,9632	21,8211	-1,9632	0,694117951	22,27212588	-0,001146367	
FT16.4	0,900	G3 (80-40%)	0,900	0,729	5,262	1,4261	27,6201	-1,4261	0,656784065	27,5513745	-0,00104115	
FT17.2	0,900	G3 (80-40%)	0,900	0,770	3,524	0,8119	12,3628	-0,8119	0,770190905	12,34409656	-0,000138494	
FT17.4	0,900	G3 (80-40%)	0,900	0,759	5,585	1,3436	31,1340	-1,3436	0,635750197	30,92586513	-0,001193499	
FT18.2	0,900	G2 (65-30%)	0,900	0,548	7,392	3,3386	54,4444	-3,3386	0,517866758	55,36743263	-0,005403423	
FT18.4	0,900	G1 (50-25%)	0,900	0,420	7,277	4,2227	52,6174	-4,2227	0,525399114	54,67797087	-0,008018838	
FT18.6	0,900	G3 (80-40%)	0,900	0,565	4,860	2,1164	23,4280	-2,1164	0,683045158	23,95858571	-0,001409074	
FT19.2	0,900	G3 (80-40%)	0,900	0,682	6,021	1,9165	36,1487	-1,9165	0,607325263	36,20249434	-0,001864384	
FT19.4	0,900	G3 (80-40%)	0,900	0,833	3,447	0,5768	11,8538	-0,5768	0,775187613	11,7454535	-0,000188147	
FT20.2	0,900	G3 (80-40%)	0,900	0,767	4,133	0,9616	17,0265	-0,9616	0,730455732	16,96274247	-0,000370825	
FT20.4	0,900	G2 (65-30%)	0,900	0,621	6,395	2,4257	40,7563	-2,4257	0,582898943	41,11033796	-0,002771906	
SUMATORIO						80,9189	1235,4359	-80,9189			1257,4327	-0,1056
						a(1)=	0,065219669			MÍNIMO	MÁXIMO	
						a(2)=	-15,33279793					

D.5.- Modelo 3

PROBETA	N° CICLOS	GRUPO	R _f ESTIMADA (MPa)	y=σ/R _f (Py)	x=logN (Px)	a2	a	INTERCEP	Y=1-a(1)*log(N)	2° derivada con a(1)	2° derivada con a(2)
FT1.2	599.429	G3 (80-40%)	1,101	0,561	5,778	2,5383	33,1892	-2,5383	0,599819034	33,81920238	-0,003186498
FT1.4	1.760	G3 (80-40%)	0,952	0,815	3,246	0,6017	10,4990	-0,6017	0,775207451	10,41357927	-0,000167174
FT1.6	969.521	G3 (80-40%)	1,169	0,589	5,987	2,4612	35,6698	-2,4612	0,585355661	36,15539235	-0,003201828
FT2.2	21.179.774	G2 (65-30%)	0,969	0,537	7,326	3,3901	53,4550	-3,3901	0,492587861	54,43292186	-0,006776797
FT2.4	260.768	G2 (65-30%)	0,925	0,538	5,416	2,5009	29,1226	-2,5009	0,624856307	29,83219638	-0,002834876
FT3.2	24.253.725	G1 (50-25%)	1,034	0,406	7,385	4,3842	54,1825	-4,3842	0,488511265	56,47028496	-0,010616949
FT4.2	2.971	G3 (80-40%)	0,898	0,864	3,473	0,4725	12,0425	-0,4725	0,759457837	11,85908033	-0,000349169
FT4.4	8.085.132	G3 (80-40%)	1,036	0,528	6,908	3,2635	47,4929	-3,2635	0,521555837	48,49049284	-0,005982384
FT5.2	180	G3 (80-40%)	0,854	0,878	2,255	0,2756	5,0713	-0,2756	0,84379403	5,012419898	-3,52077E-05
FT5.4	2.728	G3 (80-40%)	0,965	0,824	3,436	0,6050	11,7740	-0,6050	0,762024589	11,65381435	-0,000252105
FT6.2	8.891	G3 (80-40%)	0,924	0,745	3,949	1,0052	15,5294	-1,0052	0,726485531	15,49959159	-0,000409651
FT6.4	209.238	G3 (80-40%)	1,024	0,743	5,321	1,3695	28,2430	-1,3695	0,63147876	28,06924224	-0,00136796
FT7.2	4.815.312	G2 (65-30%)	1,081	0,515	6,683	3,2405	44,4223	-3,2405	0,537144257	45,48036375	-0,005705042
FT7.4	110.990	G3 (80-40%)	1,002	0,692	5,045	1,5541	25,3600	-1,5541	0,650550673	25,39252436	-0,001286638
FT8.2	21.569.845	G2 (65-30%)	0,937	0,435	7,334	4,1419	53,4663	-4,1419	0,492038906	55,4252657	-0,00952462
FT8.4	19.510	G3 (80-40%)	1,081	0,671	4,290	1,4122	18,2980	-1,4122	0,702845755	18,435004	-0,000714725
FT9.2	812.523	G2 (65-30%)	1,130	0,537	5,910	2,7342	34,7121	-2,7342	0,590669593	35,49373311	-0,003714464
FT10.2	500.823	G3 (80-40%)	0,692	0,727	5,700	1,5569	32,4118	-1,5569	0,605225219	32,24569441	-0,001767881
FT10.4	271.689	G3 (80-40%)	0,725	0,666	5,434	1,8155	29,4175	-1,8155	0,623622203	29,52653633	-0,001801295
FT10.6	7.536	G3 (80-40%)	0,634	0,744	3,877	0,9913	14,9668	-0,9913	0,731459257	14,94543319	-0,000371282
FT11.2	202	G3 (80-40%)	0,749	0,751	2,305	0,5736	5,2527	-0,5736	0,840325439	5,304389175	0,000174428
FT11.4	1.123	G3 (80-40%)	0,655	0,774	3,050	0,6880	9,2539	-0,6880	0,788722858	9,242700096	-4,3286E-05
FT11.6	753	G3 (80-40%)	0,722	0,763	2,877	0,6814	8,2198	-0,6814	0,800745786	8,234959412	-2,42992E-05
FT12.2	2.156	G3 (80-40%)	0,572	0,721	3,334	0,9293	11,0355	-0,9293	0,769102919	11,09270564	-0,000106609
FT12.4	6.004.932	G3 (80-40%)	0,849	0,459	6,779	3,6689	45,6552	-3,6689	0,530503108	47,20076493	-0,0071786
FT12.6	2.474.582	G3 (80-40%)	0,733	0,546	6,394	2,9007	40,6710	-2,9007	0,55716963	41,45707182	-0,004519616
FT13.2	627.463	G3 (80-40%)	0,778	0,677	5,798	1,8703	33,5080	-1,8703	0,598444146	33,54321772	-0,002140693
FT13.4	1.060.252	G2 (65-30%)	0,843	0,557	6,025	2,6673	36,1096	-2,6673	0,58266468	36,78371232	-0,00365881
FT14.2	42	G3 (80-40%)	0,647	0,937	1,623	0,1023	2,6310	-0,1023	0,887569582	2,585375393	-5,22868E-05
FT14.4	5.331.828	G3 (80-40%)	0,801	0,446	6,727	3,7282	44,9437	-3,7282	0,53407927	46,58575746	-0,007341567
FT14.6	1.200.418	G2 (65-30%)	0,874	0,483	6,079	3,1448	36,6907	-3,1448	0,578929807	37,85877214	-0,004902234
FT15.2	10.267.749	G2 (65-30%)	0,884	0,591	7,011	2,8664	48,9937	-2,8664	0,514367204	49,50655014	-0,004999716
FT15.4	22.135.759	G1 (50-25%)	0,767	0,551	7,345	3,2993	53,7486	-3,2993	0,491259883	54,61022056	-0,006515354
FT15.6	19.746.633	G1 (50-25%)	0,936	0,473	7,295	3,8464	52,9463	-3,8464	0,494695401	54,5156675	-0,008320524
FT16.2	48.981	G3 (80-40%)	0,677	0,773	4,690	1,0640	21,9449	-1,0640	0,675156631	21,7652625	-0,000848996
FT16.4	183.004	G3 (80-40%)	0,893	0,735	5,262	1,3939	27,6233	-1,3939	0,635508455	27,48308641	-0,001338395
FT17.2	3.339	G3 (80-40%)	0,938	0,738	3,524	0,9232	12,3472	-0,9232	0,755945271	12,36389762	-0,000196259
FT17.4	384.564	G3 (80-40%)	0,922	0,741	5,585	1,4458	31,1249	-1,4458	0,613170719	30,91939522	-0,001605702
FT18.2	24.686.048	G2 (65-30%)	0,992	0,498	7,392	3,7139	54,3959	-3,7139	0,487979805	55,75076012	-0,007932696
FT18.4	18.921.671	G1 (50-25%)	1,002	0,377	7,277	4,5341	52,5659	-4,5341	0,495979083	55,12389338	-0,01119175
FT18.6	72.411	G3 (80-40%)	0,921	0,551	4,860	2,1797	23,4165	-2,1797	0,663397447	23,99479414	-0,001876283
FT19.2	1.049.065	G3 (80-40%)	1,073	0,572	6,021	2,5788	36,0666	-2,5788	0,582983752	36,65412063	-0,0034655
FT19.4	2.799	G3 (80-40%)	1,001	0,749	3,447	0,8662	11,8187	-0,8662	0,76125172	11,82091067	-0,000167527
FT20.2	13.579	G3 (80-40%)	0,941	0,734	4,133	1,1012	17,0096	-1,1012	0,713746955	16,99150707	-0,000518161
FT20.4	2.484.999	G2 (65-30%)	0,976	0,572	6,395	2,7348	40,7173	-2,7348	0,557043269	41,32877143	-0,004123889
SUMATORIO						93,8172	1348,0169	-93,8172		1371,3710	-0,1429
						a(1)=	0,06926257			MÍNIMO	MÁXIMO
						a(2)=	-14,43781249				

D.6.- Modelo 4

PROBETA	N° CICLOS	GRUPO	R _f ESTIMADA (MPA)	y=σ/R _f (Py)	x=logN (Px)	a2	a	INTERCEP	Y=1-a(1)*log(N)	2° derivada con a(1)	2° derivada con a(2)
FT1.2	599.429	G3 (80-40%)	1,112	0,555	5,778	2,5690	33,1845	-2,5690	0,597879341	33,84299903	-0,003307804
FT1.4	1.760	G3 (80-40%)	0,958	0,810	3,246	0,6166	10,4973	-0,6166	0,774117873	10,41660768	-0,000165433
FT1.6	969.521	G3 (80-40%)	1,182	0,582	5,987	2,4996	35,6645	-2,4996	0,583345864	36,18430908	-0,003336439
FT2.2	21.179.774	G2 (65-30%)	0,975	0,534	7,326	3,4143	53,4519	-3,4143	0,490128415	54,45637822	-0,006970773
FT2.4	260.768	G2 (65-30%)	0,929	0,536	5,416	2,5148	29,1202	-2,5148	0,623037971	29,84261766	-0,002914023
FT3.2	24.253.725	G1 (50-25%)	1,042	0,403	7,385	4,4079	54,1787	-4,4079	0,486032059	56,505015	-0,010896853
FT4.2	2.971	G3 (80-40%)	0,901	0,861	3,473	0,4842	12,0416	-0,4842	0,758291919	11,86037981	-0,000350188
FT4.4	8.085.132	G3 (80-40%)	1,044	0,523	6,908	3,2925	47,4890	-3,2925	0,5192368	48,51877195	-0,006173359
FT5.2	180	G3 (80-40%)	0,856	0,876	2,255	0,2803	5,0708	-0,2803	0,843036894	5,012559599	-3,29923E-05
FT5.4	2.728	G3 (80-40%)	0,971	0,819	3,436	0,6220	11,7722	-0,6220	0,760871113	11,65740914	-0,00025104
FT6.2	8.891	G3 (80-40%)	0,928	0,742	3,949	1,0192	15,5276	-1,0192	0,725159796	15,50324312	-0,000421127
FT6.4	209.238	G3 (80-40%)	1,032	0,737	5,321	1,3997	28,2400	-1,3997	0,629692524	28,08136575	-0,001412973
FT7.2	4.815.312	G2 (65-30%)	1,091	0,510	6,683	3,2715	44,4178	-3,2715	0,534900777	45,51115204	-0,005896585
FT7.4	110.990	G3 (80-40%)	1,010	0,687	5,045	1,5788	25,3570	-1,5788	0,648856879	25,40356688	-0,00133262
FT8.2	21.569.845	G2 (65-30%)	0,942	0,433	7,334	4,1584	53,4638	-4,1584	0,489576799	55,448027	-0,009750536
FT8.4	19.510	G3 (80-40%)	1,091	0,665	4,290	1,4382	18,2939	-1,4382	0,701405437	18,44647032	-0,000746095
FT9.2	812.523	G2 (65-30%)	1,142	0,532	5,910	2,7663	34,7071	-2,7663	0,588685553	35,52075939	-0,003855193
FT10.2	500.823	G3 (80-40%)	0,688	0,731	5,700	1,5354	32,4138	-1,5354	0,60331173	32,22732728	-0,001788585
FT10.4	271.689	G3 (80-40%)	0,722	0,668	5,434	1,8033	29,4190	-1,8033	0,621797886	29,51495697	-0,00182408
FT10.6	7.536	G3 (80-40%)	0,628	0,751	3,877	0,9656	14,9702	-0,9656	0,73015763	14,93253538	-0,000382371
FT11.2	202	G3 (80-40%)	0,748	0,753	2,305	0,5699	5,2535	-0,5699	0,83955149	5,303071637	0,000173022
FT11.4	1.123	G3 (80-40%)	0,650	0,780	3,050	0,6704	9,2565	-0,6704	0,78769879	9,235720452	-5,45795E-05
FT11.6	753	G3 (80-40%)	0,719	0,766	2,877	0,6736	8,2211	-0,6736	0,799779993	8,231528881	-1,85011E-05
FT12.2	2.156	G3 (80-40%)	0,565	0,731	3,334	0,8965	11,0409	-0,8965	0,767983752	11,07944398	-0,000115682
FT12.4	6.004.932	G3 (80-40%)	0,851	0,458	6,779	3,6756	45,6541	-3,6756	0,528227438	47,20928321	-0,007322203
FT12.6	2.474.582	G3 (80-40%)	0,731	0,548	6,394	2,8903	40,6725	-2,8903	0,555023214	41,445499	-0,004572866
FT13.2	627.463	G3 (80-40%)	0,778	0,678	5,798	1,8673	33,5083	-1,8673	0,59649779	33,5366637	-0,002179533
FT13.4	1.060.252	G2 (65-30%)	0,844	0,556	6,025	2,6738	36,1086	-2,6738	0,580641839	36,78744369	-0,003738532
FT14.2	42	G3 (80-40%)	0,642	0,944	1,623	0,0902	2,6319	-0,0902	0,887024628	2,582018092	-6,84821E-05
FT14.4	5.331.828	G3 (80-40%)	0,801	0,446	6,727	3,7288	44,9436	-3,7288	0,531820935	46,58800125	-0,00746576
FT14.6	1.200.418	G2 (65-30%)	0,877	0,481	6,079	3,1538	36,6892	-3,1538	0,576888863	37,86798808	-0,005011791
FT15.2	10.267.749	G2 (65-30%)	0,887	0,589	7,011	2,8805	48,9920	-2,8805	0,512013324	49,51563434	-0,005124299
FT15.4	22.135.759	G1 (50-25%)	0,767	0,552	7,345	3,2942	53,7493	-3,2942	0,488794	54,60134465	-0,00661225
FT15.6	19.746.633	G1 (50-25%)	0,941	0,470	7,295	3,8641	52,9437	-3,8641	0,49224617	54,53688226	-0,008526782
FT16.2	48.981	G3 (80-40%)	0,673	0,778	4,690	1,0419	21,9470	-1,0419	0,673582103	21,75095325	-0,000866989
FT16.4	183.004	G3 (80-40%)	0,896	0,732	5,262	1,4083	27,6219	-1,4083	0,63374175	27,486656	-0,001374907
FT17.2	3.339	G3 (80-40%)	0,943	0,734	3,524	0,9367	12,3452	-0,9367	0,754762328	12,36745906	-0,00020206
FT17.4	384.564	G3 (80-40%)	0,927	0,738	5,585	1,4653	31,1230	-1,4653	0,611295743	30,9254598	-0,001651433
FT18.2	24.686.048	G2 (65-30%)	0,999	0,494	7,392	3,7388	54,3925	-3,7388	0,485498023	55,77869226	-0,008157014
FT18.4	18.921.671	G1 (50-25%)	1,009	0,374	7,277	4,5535	52,5626	-4,5535	0,493536075	55,15497849	-0,01146368
FT18.6	72.411	G3 (80-40%)	0,926	0,549	4,860	2,1922	23,4142	-2,1922	0,661765921	24,00297621	-0,001931352
FT19.2	1.049.065	G3 (80-40%)	1,083	0,567	6,021	2,6092	36,0623	-2,6092	0,580962458	36,67769765	-0,003592842
FT19.4	2.799	G3 (80-40%)	1,008	0,743	3,447	0,8843	11,8160	-0,8843	0,760094498	11,82599403	-0,000170995
FT20.2	13.579	G3 (80-40%)	0,946	0,730	4,133	1,1173	17,0075	-1,1173	0,712359476	16,99633123	-0,00053384
FT20.4	2.484.999	G2 (65-30%)	0,982	0,569	6,395	2,7580	40,7142	-2,7580	0,554896241	41,34683347	-0,00425162
SUMATORIO						94,2718	1347,9527	-94,2718		1371,7210	-0,1466
						a(1)=	0,069598288			MÍNIMO	MÁXIMO
						a(2)=	-14,36816942				

E.- Cálculos del dimensionamiento analítico

E.1.- Explanada E3

SECCIÓN		T00				
IMDp carril	% CREC.	F factor crecimiento	Coef. Equiv.	Coef. Mayoración cargas	TEP	
7.000	1,44	22,99	0,60	1,20	42.287.895	
Eje simple tipo	Radio de carga cm	Presión de contacto kg/cm ²	Distancia entre ejes de llantas cm	Duración de la vida del firme años		
13 t + ruedas gemelas	11,35	8,00	37,50	20,00		
CAPA	MÓDULO ELASTICO kg/cm ²	COEF. POISSON	ESPESOR	ADHERENCIA /NO ADHERENCIA		
M.B.C	40000	0,35	3	A		
M.B.C	60000	0,33	10	A		
M.B.C	60000	0,33	12	A		
SC	78000	0,25	30	50% Adherencia + 50% Despegado		
E3 (S-EST3)	20000	0,25	30	A		
E3 (SUELO ADECUADO)	500	0,40				
Deflexión (mm/100)	22,29	Radio de Curvatura (m)	1.791,75	Deformac. inicial < 80 mm/100	VERDADERO	
	Mezcla Bituminosa Rodadura	Mezcla Bituminosa Intermedia	Mezcla Bituminosa Base	Suelocemento	Explanada (S-EST3)	Explanada (SUELO ADECUADO)
	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\sigma_r (kg/cm^2)$	$\sigma_r (kg/cm^2)$	$\epsilon_z (10^{-6})$
	19,60	-17,00	-5,74	-2,30	-6,64E-01	6,77E+01
Cota (cm)	-3,00	-13,00	-25,00	-55,00	-85,00	-85,00
R _r (kg/cm ²)				-8,90	-4,30	
Mezcla Bituminosa - Intermedia						
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años teóricos		
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{0,27243}$	-57,92	VERDADERO	3.804.833.931	239,69		
Mezcla Bituminosa - Base						
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años		
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{0,27243}$	-57,92	VERDADERO	204.734.694.565	516,18		
Suelocemento						
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años		
$\sigma_r = R_r \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	-4,15	VERDADERO	39.987.675.921	402,13		
Explanada (S-EST3)						
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años		
$\sigma_r = 4,3 \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	2,00	VERDADERO	3,10E+16	1.350,46		
Explanada (SUELO ADECUADO)						
Ley de fatiga	$\epsilon_z (10^{-6})$	Validez	TEP	Años		
$\epsilon_z = 2,16 \cdot 10^{-2} \cdot N^{0,28}$	158,17	VERDADERO	875.740.217	144,16		
Suelocemento (Con ley propuesta en la norma 6.1 IC)						
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años		
$\sigma_r = R_r \cdot (1-0,08 \cdot \log N)$	-3,47	VERDADERO	1.890.973.285	193,05		
Aumento de la vida útil el %						
208,30						

SECCIÓN		T0			
IMDp carril	% CREC.	F factor crecimiento	Coef. Equiv.	Coef. Mayoración cargas	TEP
4.000	1,44	22,99	0,60	1,20	24.164.511
Eje simple tipo	Radio de carga cm	Presión de contacto kg/cm²	Distancia entre ejes de llantas cm	Duración de la vida del firme años	
13 t + ruedas gemelas	11,35	8,00	37,50	20,00	
CAPA	MÓDULO ELASTICO kg/cm²	COEF. POISSON	ESPESOR	ADHERENCIA / NO ADHERENCIA	
M.B.C	40000	0,35	3	A	
M.B.C	60000	0,33	7	A	
M.B.C	60000	0,33	10	A	
SC	78000	0,25	25	50% Adherencia + 50% Despegado	
E3 (S-EST3)	20000	0,25	30	A	
E3 (SUELO ADECUADO)	500	0,40			
Deflexión (mm/100)	25,46	Radio de Curvatura (m)	1.732,61	Deformac. inicial < 80 mm/100	VERDADERO
	Mezcla Bituminosa Rodadura	Mezcla Bituminosa Intermedia	Mezcla Bituminosa Base	Suelocemento	Explanada (S-EST3)
	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\sigma_r (kg/cm^2)$	$\sigma_r (kg/cm^2)$
	23,80	-16,20	-7,15	-3,05	-8,77E-01
Cota (cm)	-3,00	-10,00	-20,00	-45,00	-75,00
R_r (kg/cm²)				-8,90	-4,30
Mezcla Bituminosa - Intermedia					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años teóricos	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-67,46	VERDADERO	4.541.267.887	290,02	
Mezcla Bituminosa - Base					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-67,46	VERDADERO	91.417.896.161	498,94	
Suelocemento					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_r \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	-4,30	VERDADERO	2.454.981.106	247,93	
Explanada (S-EST3)					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = 4,3 \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	2,08	VERDADERO	1,58E+17	1.503,57	
Explanada (SUELO ADECUADO)					
Ley de fatiga	$\epsilon_z (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_z = 2,16 \cdot 10^{-2} \cdot N^{-0,28}$	185,00	VERDADERO	331.000.414	119,67	
Suelocemento (Con ley propuesta en la norma 6.1 IC)					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_r \cdot (1-0,08 \cdot \log N)$	-3,64	VERDADERO	164.547.821	82,53	
Aumento de la vida útil el %					
300,42					

SECCIÓN		T1			
IMDp carril	% CREC.	F factor crecimiento	Coef. Equiv.	Coef. Mayoración cargas	TEP
2.000	1,44	22,99	0,60	1,20	12.082.256
Eje simple tipo	Radio de carga cm	Presión de contacto kg/cm²	Distancia entre ejes de llantas cm	Duración de la vida del firme años	
13 t + ruedas gemelas	11,35	8,00	37,50	20,00	
CAPA	MÓDULO ELASTICO kg/cm²	COEF. POISSON	ESPESOR	ADHERENCIA /NO ADHERENCIA	
M.B.C	40000	0,35	3	A	
M.B.C	60000	0,33	7	A	
M.B.C	60000	0,33	10	A	
SC	78000	0,25	20	50% Adherencia + 50% Despegado	
E3 (S-EST3)	20000	0,25	30	A	
E3 (SUELO ADECUADO)	500	0,4			
Deflexión (mm/100)	34,92	Radio de Curvatura (m)	1.391,54	Deformac. inicial < 80 mm/100	VERDADERO
	Mezcla Bituminosa Rodadura	Mezcla Bituminosa Intermedia	Mezcla Bituminosa Base	Suelocemento	Explanada (S-EST3)
	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\sigma_r (kg/cm^2)$	$\sigma_r (kg/cm^2)$
	27,10	-15,30	-7,29	-3,57	-1,03E+00
Cota (cm)	-3,00	-10,00	-20,00	-40,00	-70,00
R_r (kg/cm²)				-8,90	-4,30
Mezcla Bituminosa - Intermedia					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años teóricos	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-81,48	VERDADERO	5.601.395.631	352,51	
Mezcla Bituminosa - Base					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-81,48	VERDADERO	85.137.078.655	542,42	
Suelocemento					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_r \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	-4,49	VERDADERO	359.233.812	166,70	
Explanada (S-EST3)					
Ley de fatiga	$\epsilon_z (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = 4,3 \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	2,17	VERDADERO	5,10E+17	1.633,91	
Explanada (SUELO ADECUADO)					
Ley de fatiga	$\epsilon_z (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_z = 2,16 \cdot 10^{-2} \cdot N^{0,28}$	224,62	VERDADERO	189.017.263	127,37	
Suelocemento (Con ley propuesta en la norma 6.1 IC)					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_r \cdot (1-0,08 \cdot \log N)$	-3,86	VERDADERO	30.616.466	42,60	
Aumento de la vida útil el %					
391,29					

SECCIÓN		T2			
IMDp carril	% CREC.	F factor crecimiento	Coef. Equiv.	Coef. Mayoración cargas	TEP
800	1,44	22,99	0,60	1,10	4.430.160
Eje simple tipo	Radio de carga cm	Presión de contacto kg/cm²	Distancia entre ejes de llantas cm	Duración de la vida del firme años	
13 t + ruedas gemelas	11,35	8,00	37,50	20,00	
CAPA	MÓDULO ELASTICO kg/cm²	COEF. POISSON	ESPESOR	ADHERENCIA / NO ADHERENCIA	
0	0	0	0	0	
M.B.C	60000	0,33	6	A	
M.B.C	60000	0,33	9	A	
SC	78000	0,25	20	50% Adherencia + 50% Despegado	
E3 (S-EST3)	20000	0,25	30	A	
E3 (SUELO ADECUADO)	500	0,4			
Deflexión (mm/100)	29,33	Radio de Curvatura (m)	1.568,21	Deformac. inicial < 80 mm/100	VERDADERO
		Mezcla Bituminosa Rodadura	Mezcla Bituminosa Intermedia	Suelocemento	Explanada (S-EST3)
		$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\sigma_r (kg/cm^2)$	$\sigma_r (kg/cm^2)$
		-6,64	-8,32	-4,10	-1,17E+00
Cota (cm)		-6,00	-15,00	-35,00	-65,00
R_r (kg/cm²)				-8,90	-4,30
Mezcla Bituminosa - Rodadura					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años teóricos	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-107,09	VERDADERO	119.949.654.930	636,55	
Mezcla Bituminosa - Base					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-107,09	VERDADERO	52.412.858.088	578,65	
Suelocemento					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_r \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	-4,76	VERDADERO	50.658.800	109,50	
Explanada (S-EST3)					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = 4,3 \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	2,30	VERDADERO	1,49E+18	1.778,99	
Explanada (SUELO ADECUADO)					
Ley de fatiga	$\epsilon_z (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_z = 2,16 \cdot 10^{-2} \cdot N^{-0,28}$	297,48	VERDADERO	120.396.364	161,02	
Suelocemento (Con ley propuesta en la norma 6.1 IC)					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_z = 2,16 \cdot 10^{-2} \cdot N^{-0,28}$	-4,17	VERDADERO	5.515.349	24,14	
Aumento de la vida útil el %					
453,67					

SECCIÓN		T31			
IMDp carril	% CREC.	F factor crecimiento	Coef. Equiv.	Coef. Mayoración cargas	TEP
200	1,44	22,99	0,60	1,10	1.107.540
Eje simple tipo	Radio de carga cm	Presión de contacto kg/cm ²	Distancia entre ejes de llantas cm	Duración de la vida del firme años	
13 t + ruedas gemelas	11,35	8,00	37,50	20,00	
CAPA	MÓDULO ELÁSTICO kg/cm ²	COEF. POISSON	ESPESOR	ADHERENCIA /NO ADHERENCIA	
0	0	0	0	0	
M.B.C	60000	0,33	5	A	
M.B.C	60000	0,33	7	A	
SC	78000	0,25	22	50% Adherencia + 50% Despegado	
E3 (S-EST3)	20000	0,25	30	A	
E3 (SUELO ADECUADO)	500	0,40			
Deflexión (mm/100)	29,76	Radio de Curvatura (m)	1.600,86	Deformac. inicial < 80 mm/100	VERDADERO
		Mezcla Bituminosa Rodadura	Mezcla Bituminosa Intermedia	Suelocemento	Explanada (S-EST3)
		$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\sigma_r (kg/cm^2)$	$\sigma_r (kg/cm^2)$
		-1,19	-7,84	-4,22	-1,21E+00
Cota (cm)		-5,00	-12,00	-34,00	-64,00
R _r (kg/cm ²)				-8,90	-4,30
Mezcla Bituminosa - Rodadura					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años teóricos	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-156,23	VERDADERO	6,60E+13	1.174,88	
Mezcla Bituminosa - Intermedia					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-156,23	VERDADERO	65.188.011.179	690,86	
Suelocemento					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_r \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	-5,13	VERDADERO	33.118.008	167,07	
Explanada (S-EST3)					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = 4,3 \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	2,48	VERDADERO	2,02E+18	1.897,36	
Explanada (SUELO ADECUADO)					
Ley de fatiga	$\epsilon_z (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_z = 2,16 \cdot 10^{-2} \cdot N^{0,28}$	438,56	VERDADERO	106.882.563	244,44	
Suelocemento (Con ley propuesta en la norma 6.1 IC)					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_r \cdot (1-0,08 \cdot \log N)$	-4,60	VERDADERO	3.802.386	53,10	
Aumento de la vida útil el %					
314,64					

SECCIÓN		T32			
IMDp carril	% CREC.	F factor crecimiento	Coef. Equiv.	Coef. Mayoración cargas	TEP
100	1,44	22,99	0,60	1,10	553.770
Eje simple tipo	Radio de carga cm	Presión de contacto kg/cm²	Distancia entre ejes de llantas cm	Duración de la vida del firme años	
13 t + ruedas gemelas	11,35	8,00	37,50	20,00	
CAPA	MÓDULO ELASTICO kg/cm²	COEF. POISSON	ESPESOR	ADHERENCIA / NO ADHERENCIA	
0	0	0	0	0	
M.B.C	60000	0,33	5	A	
M.B.C	60000	0,33	5	A	
SC	78000	0,25	22	50% Adherencia + 50% Despegado	
E3 (S-EST3)	20000	0,25	30	A	
E3 (SUELO ADECUADO)	500	0,4			
Deflexión (mm/100)	30,75	Radio de Curvatura (m)	1.572,76	Deformac. inicial < 80 mm/100	VERDADERO
		Mezcla Bituminosa Rodadura	Mezcla Bituminosa Intermedia	Suelocemento	Explanada (S-EST3)
		$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\sigma_r (kg/cm^2)$	$\sigma_r (kg/cm^2)$
		22,10	-6,09	-4,49	-1,30E+00
Cota (cm)		-5,00	-10,00	-32,00	-62,00
R_f (kg/cm²)				-8,90	-4,30
Mezcla Bituminosa - Rodadura					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años teóricos	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-188,70	VERDADERO	>1,00E+20	>2.200	
Mezcla Bituminosa - Intermedia					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-188,70	VERDADERO	164.753.808.513	804,18	
Suelocemento					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_f \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	-5,32	VERDADERO	12.208.923	148,00	
Explanada (S-EST3)					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = 4,3 \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	2,57	VERDADERO	4,02E+18	1.993,99	
Explanada (SUELO ADECUADO)					
Ley de fatiga	$\epsilon_z (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_z = 2,16 \cdot 10^{-2} \cdot N^{-0,28}$	532,50	VERDADERO	85.191.111	276,26	
Suelocemento (Con ley propuesta en la norma 6.1 IC)					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_f \cdot (1-0,08 \cdot \log N)$	-4,81	VERDADERO	1.587.971	46,68	
Aumento de la vida útil el %					
317,04					

SECCIÓN		T41			
IMDp carril	% CREC.	F factor crecimiento	Coef. Equiv.	Coef. Mayoración cargas	TEP
50	1,44	22,99	0,60	1,00	251.714
Eje simple tipo	Radio de carga cm	Presión de contacto kg/cm ²	Distancia entre ejes de llantas cm	Duración de la vida del firme años	
13 t + ruedas gemelas	11,35	8,00	37,50	20,00	
CAPA	MÓDULO ELÁSTICO kg/cm ²	COEF. POISSON	ESPESOR	ADHERENCIA /NO ADHERENCIA	
0	0	0	0	0	
M.B.C	60000	0,33	4	A	
M.B.C	60000	0,33	4	A	
SC	78000	0,25	20	50% Adherencia + 50% Despegado	
E3 (S-EST3)	20000	0,25	30	A	
E3 (SUELO ADECUADO)	500	0,4			
Deflexión (mm/100)	33,00	Radio de Curvatura (m)	1.462,34	Deformac. inicial < 80 mm/100	VERDADERO
		Mezcla Bituminosa Rodadura	Mezcla Bituminosa Intermedia	Suelocemento	Explanada (S-EST3)
		$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\sigma_r (kg/cm^2)$	$\sigma_r (kg/cm^2)$
		30,90	-1,59	-5,11	-1,49E+00
Cota (cm)		-4,00	-8,00	-28,00	-58,00
R _r (kg/cm ²)				-8,90	-4,30
Mezcla Bituminosa - Rodadura					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años teóricos	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-233,91	VERDADERO	>1,00E+20	>2.200	
Mezcla Bituminosa - Intermedia					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-233,91	VERDADERO	2,28E+13	1.204,11	
Suelocemento					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_r \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	-5,54	VERDADERO	1.234.505	67,46	
Explanada (S-EST3)					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = 4,3 \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	2,67	VERDADERO	1,72E+19	2.150,80	
Explanada (SUELO ADECUADO)					
Ley de fatiga	$\epsilon_z (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_z = 2,16 \cdot 10^{-2} \cdot N^{0,28}$	664,05	VERDADERO	52.337.435	296,98	
Suelocemento (Con ley propuesta en la norma 6.1 IC)					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_r \cdot (1-0,08 \cdot \log N)$	-5,05	FALSO	213.824	17,33	
Aumento de la vida útil el %					
389,24					

SECCIÓN		T42			
IMDp carril	% CREC.	F factor crecimiento	Coef. Equiv.	Coef. Mayoración cargas	TEP
25	1,44	22,99	0,60	1,00	125.857
Eje simple tipo	Radio de carga cm	Presión de contacto kg/cm²	Distancia entre ejes de llantas cm	Duración de la vida del firme años	
13 t + ruedas gemelas	11,35	8,00	37,50	20,00	
CAPA	MÓDULO ELASTICO kg/cm²	COEF. POISSON	ESPESOR	ADHERENCIA / NO ADHERENCIA	
0	0	0	0	0	
0	0	0	0	0	
M.B.C	60000	0,33	5	A	
SC	78000	0,25	20	50% Adherencia + 50% Despegado	
E3 (S-EST3)	20000	0,25	30	A	
E3 (SUELO ADECUADO)	500	0,4			
Deflexión (mm/100)	34,83	Radio de Curvatura (m)	1.343,28	Deformac. inicial < 80 mm/100	VERDADERO
			Mezcla Bituminosa Rodadura	Suelocemento	Explanada (S-EST3)
			$\epsilon_r (10^{-6})$	$\sigma_r (kg/cm^2)$	$\sigma_r (kg/cm^2)$
			31,10	-5,66	-1,66E+00
Cota (cm)			-5,00	-25,00	-55,00
R_r (kg/cm²)				-8,90	-4,30
Mezcla Bituminosa - Rodadura					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años teóricos	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-282,53	VERDADERO	>1,00E+20	>2.200	
Suelocemento					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_r \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	-5,72	VERDADERO	161.684	24,78	
Explanada (S-EST3)					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = 4,3 \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	2,76	VERDADERO	6,32E+19	2.290,24	
Explanada (SUELO ADECUADO)					
Ley de fatiga	$\epsilon_z (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_z = 2,16 \cdot 10^{-2} \cdot N^{-0,28}$	806,28	VERDADERO	35.582.340	318,21	
Suelocemento (Con ley propuesta en la norma 6.1 IC)					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_r \cdot (1-0,08 \cdot \log N)$	-5,27	FALSO	36.106	6,35	
Aumento de la vida útil el %					
390,59					

E.2.- Explanada E2

SECCIÓN		T1			
IMDp carril	% CREC.	F factor crecimiento	Coef. Equiv.	Coef. Mayoración cargas	TEP
2.000	1,44	22,99	0,60	1,10	11.075.401
Eje simple tipo	Radio de carga cm	Presión de contacto kg/cm²	Distancia entre ejes de llantas cm	Duración de la vida del firme años	
13 t + ruedas gemelas	11,35	8,00	37,50	20,00	
CAPA	MÓDULO ELASTICO kg/cm²	COEF. POISSON	ESPESOR	ADHERENCIA /NO ADHERENCIA	
M.B.C	60000	.35	3	A	
M.B.C	60000	0,33	7	A	
M.B.C	60000	0,33	10	A	
SC	78000	0,25	25	A	
E2	1000	0,4			
Deflexión (mm/100)	20,72	Radio de Curvatura (m)	1.525,30	Deformac. inicial < 80 mm/100	VERDADERO
	Mezcla Bituminosa Rodadura	Mezcla Bituminosa Intermedia	Mezcla Bituminosa Base	Suelocemento	Explanada
	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\sigma_r (kg/cm^2)$	$\epsilon_z (10^{-6})$
	27,60	-15,10	-7,53	-3,81	106,00
Cota (cm)	-3,00	-10,00	-20,00	-45,00	-45,00
R_r (kg/cm²)				-8,90	
Mezcla Bituminosa - Intermedia					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años teóricos	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-83,43	VERDADERO	5.878.577.098	361,92	
Mezcla Bituminosa - Base					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-83,43	VERDADERO	75.593.041.129	540,19	
Suelocemento					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_r \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	-4,51	VERDADERO	147.960.048	118,24	
Explanada					
Ley de fatiga	$\epsilon_z (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_z = 2,16 \cdot 10^{-2} \cdot N^{-0,28}$	230,16	VERDADERO	176.586.190	128,49	
Suelocemento (Con ley propuesta en la norma 6.1 IC)					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_r \cdot (1-0,08 \cdot \log N)$	-3,88	VERDADERO	14.088.878	24,58	
Aumento de la vida útil el %					
481,05					

SECCIÓN		T2			
IMDp carril	% CREC.	F factor crecimiento	Coef. Equiv.	Coef. Mayoración cargas	TEP
800	1,44	22,99	0,60	1,10	4.430.160
Eje simple tipo	Radio de carga cm	Presión de contacto kg/cm²	Distancia entre ejes de llantas cm	Duración de la vida del firme años	
13 t + ruedas gemelas	11,35	8,00	37,50	20,00	
CAPA	MÓDULO ELÁSTICO kg/cm²	COEF. POISSON	ESPESOR	ADHERENCIA / NO ADHERENCIA	
M.B.C	60000	0,33	5	A	
M.B.C	60000	0,33	6	A	
M.B.C	60000	0,33	7	A	
SC	78000	0,25	22	A	
E2	1000	0,4			
Deflexión (mm/100)	23,06	Radio de Curvatura (m)	1.404,03	Deformac. inicial < 80 mm/100	VERDADERO
	Mezcla Bituminosa Rodadura	Mezcla Bituminosa Intermedia	Mezcla Bituminosa Base	Suelocemento	Explanada
	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\sigma_r (kg/cm^2)$	$\epsilon_z (10^{-6})$
	22,60	-13,80	-8,17	-4,62	129,00
Cota (cm)	-5,00	-11,00	-18,00	-40,00	-40,00
R_f (kg/cm²)				-8,90	
Mezcla Bituminosa - Intermedia					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años teóricos	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-107,09	VERDADERO	8.180.643.614	448,84	
Mezcla Bituminosa - Base					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-107,09	VERDADERO	56.032.600.428	583,32	
Suelocemento					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_f \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	-4,76	VERDADERO	7.412.828	30,83	
Explanada					
Ley de fatiga	$\epsilon_z (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_z = 2,16 \cdot 10^{-2} \cdot N^{-0,28}$	297,48	VERDADERO	87.573.272	141,33	
Suelocemento (Con ley propuesta en la norma 6.1 IC)					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_f \cdot (1-0,08 \cdot \log N)$	-4,17	FALSO	1.026.209	5,17	
Aumento de la vida útil el %					
596,58					

SECCIÓN		T31			
IMDp carril	% CREC.	F factor crecimiento	Coef. Equiv.	Coef. Mayoración cargas	TEP
200	1,44	22,99	0,60	1,10	1.107.540
Eje simple tipo	Radio de carga cm	Presión de contacto kg/cm ²	Distancia entre ejes de llantas cm	Duración de la vida del firme años	
13 t + ruedas gemelas	11,35	8,00	37,50	20,00	
CAPA	MÓDULO ELASTICO kg/cm ²	COEF. POISSON	ESPESOR	ADHERENCIA /NO ADHERENCIA	
0	0	0	0	0	
M.B.C	60000	0,33	5	A	
M.B.C	60000	0,33	7	A	
SC	78000	0,25	30	A	
E2	1000	0,4			
Deflexión (mm/100)	21,92	Radio de Curvatura (m)	1.574,19	Deformac. inicial < 80 mm/100	VERDADERO
		Mezcla Bituminosa Rodadura	Mezcla Bituminosa Intermedia	Suelocemento	Explanada
		$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\sigma_r (kg/cm^2)$	$\epsilon_z (10^{-6})$
		-0,40	-7,37	-4,19	117,00
Cota (cm)		-5,00	-12,00	-42,00	-42,00
R _f (kg/cm ²)				-8,90	
Mezcla Bituminosa - Rodadura					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años teóricos	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-156,23	VERDADERO	3.610.857.465.148.130	1.454,78	
Mezcla Bituminosa - Intermedia					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-156,23	VERDADERO	81.793.713.811	706,73	
Suelocemento					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_f \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	-5,13	VERDADERO	36.323.912	172,96	
Explanada					
Ley de fatiga	$\epsilon_z (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_z = 2,16 \cdot 10^{-2} \cdot N^{-0,28}$	438,56	VERDADERO	124.112.033	254,60	
Suelocemento (Con ley propuesta en la norma 6.1 IC)					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_f \cdot (1-0,08 \cdot \log N)$	-4,60	VERDADERO	4.122.575	56,16	
Aumento de la vida útil el %					
307,97					

SECCIÓN		T32			
IMDp carril	% CREC.	F factor crecimiento	Coef. Equiv.	Coef. Mayoración cargas	TEP
100	1,44	22,99	0,60	1,10	553.770
Eje simple tipo	Radio de carga cm	Presión de contacto kg/cm²	Distancia entre ejes de llantas cm	Duración de la vida del firme años	
13 t + ruedas gemelas	11,35	8,00	37,50	20,00	
CAPA	MÓDULO ELÁSTICO kg/cm²	COEF. POISSON	ESPESOR	ADHERENCIA / NO ADHERENCIA	
0	0	0	0	0	
M.B.C	60000	0,33	5	A	
M.B.C	60000	0,33	5	A	
SC	78000	0,25	30	A	
E2	1000	0,4			
Deflexión (mm/100)	22,87	Radio de Curvatura (m)	1.539,88	Deformac. inicial < 80 mm/100	VERDADERO
		Mezcla Bituminosa Rodadura	Mezcla Bituminosa Intermedia	Suelocemento	Explanada
		$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\sigma_r (kg/cm^2)$	$\epsilon_z (10^{-6})$
		24,10	-5,41	-4,52	126,00
Cota (cm)		-5,00	-10,00	-40,00	-40,00
R_f (kg/cm²)				-8,90	
Mezcla Bituminosa - Rodadura					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años teóricos	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-188,70	VERDADERO	>1,00E+20	>2.200	
Mezcla Bituminosa - Intermedia					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-188,70	VERDADERO	254.437.603.620	834,58	
Suelocemento					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_f \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	-5,32	VERDADERO	10.727.477	140,11	
Explanada					
Ley de fatiga	$\epsilon_z (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_z = 2,16 \cdot 10^{-2} \cdot N^{-0,28}$	532,50	VERDADERO	95.250.791	283,92	
Suelocemento (Con ley propuesta en la norma 6.1 IC)					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_f \cdot (1-0,08 \cdot \log N)$	-4,81	VERDADERO	1.418.030	42,94	
Aumento de la vida útil el %					
326,30					

SECCIÓN		T41			
IMDp carril	% CREC.	F factor crecimiento	Coef. Equiv.	Coef. Mayoración cargas	TEP
50	1,44	22,99	0,60	1,10	276.885
Eje simple tipo	Radio de carga cm	Presión de contacto kg/cm ²	Distancia entre ejes de llantas cm	Duración de la vida del firme años	
13 t + ruedas gemelas	11,35	8,00	37,50	20,00	
CAPA	MÓDULO ELASTICO kg/cm ²	COEF. POISSON	ESPESOR	ADHERENCIA /NO ADHERENCIA	
0	0	0	0	0	
M.B.C	60000	0,33	4	A	
M.B.C	60000	0,33	4	A	
SC	78000	0,25	25	A	
E2	1000	0,4			
Deflexión (mm/100)	27,19	Radio de Curvatura (m)	1.273,44	Deformac. inicial < 80 mm/100	VERDADERO
		Mezcla Bituminosa Rodadura	Mezcla Bituminosa Intermedia	Suelocemento	Explanada
		$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\sigma_r (kg/cm^2)$	$\epsilon_z (10^{-6})$
		38,80	21,30	-6,07	171,00
Cota (cm)		-4,00	-8,00	-33,00	-33,00
R _r (kg/cm ²)				-8,90	
Mezcla Bituminosa - Rodadura					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años teóricos	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-227,92	VERDADERO	>1,00E+20	>2.200	
Mezcla Bituminosa - Intermedia					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-227,92	VERDADERO	>1,00E+20	>2.200	
Suelocemento					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_f \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	-5,51	FALSO	34.877	2,86	
Explanada					
Ley de fatiga	$\epsilon_z (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_z = 2,16 \cdot 10^{-2} \cdot N^{-0,28}$	646,56	VERDADERO	32.004.118	256,71	
Suelocemento (Con ley propuesta en la norma 6.1 IC)					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_f \cdot (1-0,08 \cdot \log N)$	-5,03	FALSO	9.435	0,78	
Aumento de la vida útil el %					
364,21					

SECCIÓN		T42			
IMDp carril	% CREC.	F factor crecimiento	Coef. Equiv.	Coef. Mayoración cargas	TEP
25	1,44	22,99	0,60	1,10	138.443
Eje simple tipo	Radio de carga cm	Presión de contacto kg/cm ²	Distancia entre ejes de llantas cm	Duración de la vida del firme años	
13 t + ruedas gemelas	11,35	8,00	37,50	20,00	
CAPA	MÓDULO ELÁSTICO kg/cm ²	COEF. POISSON	ESPESOR	ADHERENCIA / NO ADHERENCIA	
0	0	0	0	0	
0	0	0	0	0	
M.B.C	60000	0,33	5	A	
SC	78000	0,25	22	A	
E2	1000	0,4			
Deflexión (mm/100)	32,43	Radio de Curvatura (m)	970,36	Deformac. inicial < 80 mm/100	VERDADERO
			Mezcla Bituminosa Rodadura	Suelocemento	Explanada
			$\epsilon_r (10^{-6})$	$\sigma_r (kg/cm^2)$	$\epsilon_z (10^{-6})$
			45,00	-8,06	230,00
Cota (cm)			-5,00	-27,00	-27,00
R _f (kg/cm ²)				-8,90	
Mezcla Bituminosa - Rodadura					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{0,27243}$	-275,29	VERDADERO	>1,00E+20	>2.200	
Suelocemento					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_f \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	-5,70	FALSO	22	0,00	
Explanada					
Ley de fatiga	$\epsilon_z (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_z = 2,16 \cdot 10^{-2} \cdot N^{0,28}$	785,05	VERDADERO	11.103.239	231,93	
Suelocemento (Con ley propuesta en la norma 6.1 IC)					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_f \cdot (1-0,08 \cdot \log N)$	-5,24	FALSO	15	0,00	
Aumento de la vida útil el %					
147,41					

E.3.- Explanada E1

SECCIÓN		T2			
IMDp carril	% CREC.	F factor crecimiento	Coef. Equiv.	Coef. Mayoración cargas	TEP
800	1,44	22,99	0,60	1,10	4.430.160
Eje simple tipo	Radio de carga cm	Presión de contacto kg/cm²	Distancia entre ejes de llantas cm	Duración de la vida del firme años	
13 t + ruedas gemelas	11,35	8,00	37,50	20,00	
CAPA	MÓDULO ELASTICO kg/cm²	COEF. POISSON	ESPESOR	ADHERENCIA /NO ADHERENCIA	
M.B.C	60000	0,33	5	A	
M.B.C	60000	0,33	6	A	
M.B.C	60000	0,33	7	A	
SC	78000	0,25	30	A	
E1	500	0,4			
Deflexión (mm/100)	30,96	Radio de Curvatura (m)	1.565,56	Deformac. inicial < 80 mm/100	VERDADERO
	Mezcla Bituminosa Rodadura	Mezcla Bituminosa Intermedia	Mezcla Bituminosa Base	Suelocemento	Explanada
	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\sigma_r (kg/cm^2)$	$\epsilon_z (10^{-6})$
	-1,43	-14,10	-7,09	-3,89	116,00
Cota (cm)	-5,00	-11,00	-18,00	-48,00	-48,00
R_r(kg/cm²)				-8,90	
Mezcla Bituminosa - Intermedia					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años teóricos	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-107,09	VERDADERO	7.559.678.752	443,32	
Mezcla Bituminosa - Base					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-107,09	VERDADERO	94.289.895.927	619,72	
Suelocemento					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_f \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	-4,76	VERDADERO	110.086.369	155,41	
Explanada					
Ley de fatiga	$\epsilon_z (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_z = 2,16 \cdot 10^{-2} \cdot N^{-0,28}$	297,48	VERDADERO	127.975.761	164,88	
Suelocemento (Con ley propuesta en la norma 6.1 IC)					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_f \cdot (1-0,08 \cdot \log N)$	-4,17	VERDADERO	10.877.193	41,61	
Aumento de la vida útil el %					
373,54					

SECCIÓN		T31			
IMDp carril	% CREC.	F factor crecimiento	Coef. Equiv.	Coef. Mayoración cargas	TEP
200	1,44	22,99	0,60	1,10	1.107.540
Eje simple tipo	Radio de carga cm	Presión de contacto kg/cm²	Distancia entre ejes de llantas cm	Duración de la vida del firme años	
13 t + ruedas gemelas	11,35	8,00	37,50	20,00	
CAPA	MÓDULO ELASTICO kg/cm²	COEF. POISSON	ESPESOR	ADHERENCIA /NO ADHERENCIA	
0	0	0	0	0	
M.B.C	60000	0,33	6	A	
M.B.C	60000	0,33	9	A	
SC	78000	0,25	30	A	
E1	500	0,4			
Deflexión (mm/100)	32,82	Radio de Curvatura (m)	1.539,52	Deformac. inicial < 80 mm/100	VERDADERO
		Mezcla Bituminosa Rodadura	Mezcla Bituminosa Intermedia	Suelocemento	Explanada
		$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\sigma_r (kg/cm^2)$	$\epsilon_z (10^{-6})$
		-4,86	-7,19	-4,31	129,00
Cota (cm)		-6,00	-15,00	-45,00	-45,00
R_f (kg/cm²)				-8,90	
Mezcla Bituminosa - Rodadura					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años teóricos	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-156,23	VERDADERO	377.130.137.852	813,62	
Mezcla Bituminosa - Intermedia					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-156,23	VERDADERO	89.564.880.429	713,07	
Suelocemento					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_f \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	-5,13	VERDADERO	23.311.823	145,16	
Explanada					
Ley de fatiga	$\epsilon_z (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_z = 2,16 \cdot 10^{-2} \cdot N^{-0,28}$	438,56	VERDADERO	87.573.272	230,97	
Suelocemento (Con ley propuesta en la norma 6.1 IC)					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_f \cdot (1-0,08 \cdot \log N)$	546,18	VERDADERO	2.796.593	42,49	
Aumento de la vida útil el %					
341,62					

SECCIÓN		T32			
IMDp carril	% CREC.	F factor crecimiento	Coef. Equiv.	Coef. Mayoración cargas	TEP
100	1,44	22,99	0,60	1,10	553.770
Eje simple tipo	Radio de carga cm	Presión de contacto kg/cm ²	Distancia entre ejes de llantas cm	Duración de la vida del firme años	
13 t + ruedas gemelas	11,35	8,00	37,50	20,00	
CAPA	MÓDULO ELASTICO kg/cm ²	COEF. POISSON	ESPESOR	ADHERENCIA /NO ADHERENCIA	
0	0	0	0	0	
M.B.C	60000	0,33	5	A	
M.B.C	60000	0,33	7	A	
SC	78000	0,25	30	A	
E1	500	0,4			
Deflexión (mm/100)	35,12	Radio de Curvatura (m)	1.505,74	Deformac. inicial < 80 mm/100	VERDADERO
		Mezcla Bituminosa Rodadura	Mezcla Bituminosa Intermedia	Suelocemento	Explanada
		$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\sigma_r (kg/cm^2)$	$\epsilon_z (10^{-6})$
		25,90	-6,04	-4,79	162,00
Cota (cm)		-5,00	-12,00	-42,00	-42,00
R _r (kg/cm ²)				-8,90	
Mezcla Bituminosa - Rodadura					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años teóricos	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-188,70	VERDADERO	>1,00E+20	>2.200	
Mezcla Bituminosa - Intermedia					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-188,70	VERDADERO	169.815.665.919	806,30	
Suelocemento					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_f \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	-5,32	VERDADERO	3.954.675	84,85	
Explanada					
Ley de fatiga	$\epsilon_z (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_z = 2,16 \cdot 10^{-2} \cdot N^{-0,28}$	532,50	VERDADERO	38.821.018	222,88	
Suelocemento (Con ley propuesta en la norma 6.1 IC)					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_f \cdot (1-0,08 \cdot \log N)$	-4,81	VERDADERO	592.205	21,20	
Aumento de la vida útil el %					
400,29					

SECCIÓN		T41			
IMDp carril	% CREC.	F factor crecimiento	Coef. Equiv.	Coef. Mayoración cargas	TEP
50	1,44	22,99	0,60	1,00	251.714
Eje simple tipo	Radio de carga cm	Presión de contacto kg/cm²	Distancia entre ejes de llantas cm	Duración de la vida del firme años	
13 t + ruedas gemelas	11,35	8,00	37,50	20,00	
CAPA	MÓDULO ELASTICO kg/cm²	COEF. POISSON	ESPESOR	ADHERENCIA / NO ADHERENCIA	
0	0	0	0	0	
M.B.C	60000	0,33	4	A	
M.B.C	60000	0,33	4	A	
SC	78000	0,25	30	A	
E1	500	0,4			
Deflexión (mm/100)	38,43	Radio de Curvatura (m)	413,07	Deformac. inicial < 80 mm/100	VERDADERO
		Mezcla Bituminosa Rodadura	Mezcla Bituminosa Intermedia	Suelocemento	Explanada
		$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\sigma_r (kg/cm^2)$	$\epsilon_z (10^{-6})$
		37,30	21,80	-5,61	190,00
Cota (cm)		-4,00	-8,00	-38,00	-38,00
R_f (kg/cm²)				-8,90	
Mezcla Bituminosa - Rodadura					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años teóricos	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-233,91	VERDADERO	>1,00E+20	>2.200	
Mezcla Bituminosa - Intermedia					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-233,91	VERDADERO	>1,00E+20	>2.200	
Suelocemento					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_f \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	-5,54	FALSO	190.941	15,67	
Explanada					
Ley de fatiga	$\epsilon_z (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_z = 2,16 \cdot 10^{-2} \cdot N^{-0,28}$	664,05	VERDADERO	21.967.784	237,63	
Suelocemento (Con ley propuesta en la norma 6.1 IC)					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_f \cdot (1-0,08 \cdot \log N)$	-5,05	FALSO	41.763	3,74	
Aumento de la vida útil el %					
419,01					

SECCIÓN		T42			
IMDp carril	% CREC.	F factor crecimiento	Coef. Equiv.	Coef. Mayoración cargas	TEP
25	1,44	22,99	0,60	1,00	125.857
Eje simple tipo	Radio de carga cm	Presión de contacto kg/cm ²	Distancia entre ejes de llantas cm	Duración de la vida del firme años	
13 t + ruedas gemelas	11,35	8,00	37,50	20,00	
CAPA	MÓDULO ELASTICO kg/cm ²	COEF. POISSON	ESPESOR	ADHERENCIA /NO ADHERENCIA	
0	0	0	0	0	
0	0	0	0	0	
M.B.C	60000	0,33	5	A	
SC	78000	0,25	25	A	
E1	500	0,4			
Deflexión (mm/100)	47,77	Radio de Curvatura (m)	1.044,21	Deformac. inicial < 80 mm/100	VERDADERO
			Mezcla Bituminosa Rodadura	Suelocemento	Explanada
			$\epsilon_r (10^{-6})$	$\sigma_r (kg/cm^2)$	$\epsilon_z (10^{-6})$
			47,10	-8,07	279,00
Cota (cm)			-5,00	-30,00	-30,00
R _r (kg/cm ²)				-8,90	
Mezcla Bituminosa - Rodadura					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años teóricos	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{0,27243}$	-282,53	VERDADERO	>1,00E+20	>2.200	
Suelocemento					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_r \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	-5,72	FALSO	21	0,00	
Explanada					
Ley de fatiga	$\epsilon_z (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_z = 2,16 \cdot 10^{-2} \cdot N^{0,28}$	806,28	VERDADERO	5.570.462	192,38	
Suelocemento (Con ley propuesta en la norma 6.1 IC)					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_r \cdot (1-0,08 \cdot \log N)$	-5,27	FALSO	15	0,00	
Aumento de la vida útil el %					
146,73					

E.4.- Análisis de sensibilidad a la calidad del sueloceemento

E.4.1.- Explanada E3

SECCIÓN		T00				
IMDp carril	% CREC.	F factor crecimiento	Coef. Equiv.	Coef. Mayoración cargas	TEP	
7.000	1,44	22,99	0,60	1,20	42.287.895	
Eje simple tipo	Radio de carga cm	Presión de contacto kg/cm ²	Distancia entre ejes de llantas cm	Duración de la vida del firme años		
13 t + ruedas gemelas	11,35	8,00	37,50	20,00		
CAPA	MÓDULO ELÁSTICO kg/cm ²	COEF. POISSON	ESPESOR	ADHERENCIA /NO ADHERENCIA		
M.B.C	40000	0,35	3	A		
M.B.C	60000	0,33	10	A		
M.B.C	60000	0,33	12	A		
SC	62000	0,25	30	50% Adherencia + 50% Despegado		
E3 (S-EST3)	20000	0,25	30	A		
E3 (SUELO ADECUADO)	500	0,40				
Deflexión (mm/100)	22,68	Radio de Curvatura (m)	1.717,29	Deformac. inicial < 80 mm/100	VERDADERO	
	Mezcla Bituminosa Rodadura	Mezcla Bituminosa Intermedia	Mezcla Bituminosa Base	Suelocemento	Explanada (S-EST3)	Explanada (SUELO ADECUADO)
	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\sigma_r (kg/cm^2)$	$\sigma_r (kg/cm^2)$	$\epsilon_z (10^{-6})$
	21,10	-16,90	-7,95	-2,02	-7,00E-01	7,06E+01
Cota (cm)	-3,00	-13,00	-25,00	-55,00	-85,00	-85,00
R _f (kg/cm ²)				-7,20	-4,30	
Mezcla Bituminosa - Intermedia						
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años teóricos		
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{0,27243}$	-57,92	VERDADERO	3.888.129.776	241,16		
Mezcla Bituminosa - Base						
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años		
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{0,27243}$	-57,92	VERDADERO	61.937.871.822	432,66		
Suelocemento						
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años		
$\sigma_r = R_f \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	-3,36	VERDADERO	18.957.356.524	350,18		
Explanada (S-EST3)						
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años		
$\sigma_r = 4,3 \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	2,00	VERDADERO	4,09E+16	1.369,72		
Explanada (SUELO ADECUADO)						
Ley de fatiga	$\epsilon_z (10^{-6})$	Validez	TEP	Años		
$\epsilon_z = 2,16 \cdot 10^{-2} \cdot N^{0,28}$	158,17	VERDADERO	753.907.452	135,11		
Suelocemento (Con ley propuesta en la norma 6.1 IC)						
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años		
$\sigma_r = R_f \cdot (1-0,08 \cdot \log N)$	-2,81	VERDADERO	984.136.990	151,34		
Aumento de la vida útil el %						
231,39						

SECCIÓN		T0				
IMDp carril	% CREC.	F factor crecimiento	Coef. Equiv.	Coef. Mayoración cargas	TEP	
4.000	1,44	22,99	0,60	1,20	24.164.511	
Eje simple tipo	Radio de carga cm	Presión de contacto kg/cm ²	Distancia entre ejes de llantas cm	Duración de la vida del firme años		
13 t + ruedas gemelas	11,35	8,00	37,50	20,00		
CAPA	MÓDULO ELÁSTICO kg/cm ²	COEF. POISSON	ESPESOR	ADHERENCIA /NO ADHERENCIA		
M.B.C	40000	0,35	3	A		
M.B.C	60000	0,33	7	A		
M.B.C	60000	0,33	10	A		
SC	62000	0,25	25	50% Adherencia + 50% Despegado		
E3 (S-EST3)	20000	0,25	30	A		
E3 (SUELO ADECUADO)	500	0,40				
Deflexión (mm/100)	25,85	Radio de Curvatura (m)	1.628,72	Deformac. inicial < 80 mm/100	VERDADERO	
	Mezcla Bituminosa Rodadura	Mezcla Bituminosa Intermedia	Mezcla Bituminosa Base	Suelocemento	Explanada (S-EST3)	Explanada (SUELO ADECUADO)
	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\sigma_r (kg/cm^2)$	$\sigma_r (kg/cm^2)$	$\epsilon_z (10^{-6})$
	25,60	-16,00	-10,20	-2,68	-9,15E-01	92,20
Cota (cm)	-3,00	-10,00	-20,00	-45,00	-75,00	-75,00
R _r (kg/cm ²)				-7,20	-4,30	
Mezcla Bituminosa - Intermedia						
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años teóricos		
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-67,46	VERDADERO	4.753.138.735	293,16		
Mezcla Bituminosa - Base						
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años		
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-67,46	VERDADERO	24.812.398.307	407,88		
Suelocemento						
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años		
$\sigma_r = R_r \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	-3,48	VERDADERO	950.987.050	184,72		
Explanada (S-EST3)						
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años		
$\sigma_r = 4,3 \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	2,08	VERDADERO	2,12E+17	1.523,90		
Explanada (SUELO ADECUADO)						
Ley de fatiga	$\epsilon_z (10^{-6})$	Validez	TEP	Años		
$\epsilon_z = 2,16 \cdot 10^{-2} \cdot N^{0,28}$	185,00	VERDADERO	290.600.142	112,30		
Suelocemento (Con ley propuesta en la norma 6.1 IC)						
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años		
$\sigma_r = R_r \cdot (1-0,08 \cdot \log N)$	-2,95	VERDADERO	71.763.362	47,89		
Aumento de la vida útil el %						
385,75						

SECCIÓN		T1			
IMDp carril	% CREC.	F factor crecimiento	Coef. Equiv.	Coef. Mayoración cargas	TEP
2.000	1,44	22,99	0,60	1,20	12.082.256
Eje simple tipo	Radio de carga cm	Presión de contacto kg/cm²	Distancia entre ejes de llantas cm	Duración de la vida del firme años	
13 t + ruedas gemelas	11,35	8,00	37,50	20,00	
CAPA	MÓDULO ELASTICO kg/cm²	COEF. POISSON	ESPESOR	ADHERENCIA / NO ADHERENCIA	
M.B.C	40000	0,35	3	A	
M.B.C	60000	0,33	7	A	
M.B.C	60000	0,33	10	A	
SC	62000	0,25	20	50% Adherencia + 50% Despegado	
E3 (S-EST3)	20000	0,25	30	A	
E3 (SUELO ADECUADO)	500	0,4			
Deflexión (mm/100)	27,80	Radio de Curvatura (m)	1.553,64	Deformac. inicial < 80 mm/100	VERDADERO
	Mezcla Bituminosa Rodadura	Mezcla Bituminosa Intermedia	Mezcla Bituminosa Base	Suelocemento	Explanada (S-EST3)
	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\sigma_r (kg/cm^2)$	$\sigma_r (kg/cm^2)$
	28,60	-15,20	-10,40	-3,13	-1,06E+00
Cota (cm)	-3,00	-10,00	-20,00	-40,00	-70,00
R_r (kg/cm²)				-7,20	-4,30
Mezcla Bituminosa - Intermedia					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años teóricos	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-81,48	VERDADERO	5.737.857.167	354,18	
Mezcla Bituminosa - Base					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-81,48	VERDADERO	23.105.394.526	451,28	
Suelocemento					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_r \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	-3,63	VERDADERO	121.707.533	102,58	
Explanada (S-EST3)					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = 4,3 \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	2,17	VERDADERO	6,42E+17	1.649,96	
Explanada (SUELO ADECUADO)					
Ley de fatiga	$\epsilon_z (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_z = 2,16 \cdot 10^{-2} \cdot N^{-0,28}$	224,62	VERDADERO	170.762.601	121,47	
Suelocemento (Con ley propuesta en la norma 6.1 IC)					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_r \cdot (1-0,08 \cdot \log N)$	-3,12	FALSO	11.875.524	19,70	
Aumento de la vida útil el %					
520,66					

SECCIÓN		T2			
IMDp carril	% CREC.	F factor crecimiento	Coef. Equiv.	Coef. Mayoración cargas	TEP
800	1,44	22,99	0,60	1,10	4.430.160
Eje simple tipo	Radio de carga cm	Presión de contacto kg/cm²	Distancia entre ejes de llantas cm	Duración de la vida del firme años	
13 t + ruedas gemelas	11,35	8,00	37,50	20,00	
CAPA	MÓDULO ELÁSTICO kg/cm²	COEF. POISSON	ESPESOR	ADHERENCIA /NO ADHERENCIA	
0	0	0	0	0	
M.B.C	60000	0,33	6	A	
M.B.C	60000	0,33	9	A	
SC	62000	0,25	20	50% Adherencia + 50% Despegado	
E3 (S-EST3)	20000	0,25	30	A	
E3 (SUELO ADECUADO)	500	0,4			
Deflexión (mm/100)	29,71	Radio de Curvatura (m)	1.442,43	Deformac. inicial < 80 mm/100	VERDADERO
		Mezcla Bituminosa Rodadura	Mezcla Bituminosa Intermedia	Suelocemento	Explanada (S-EST3)
		$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\sigma_r (kg/cm^2)$	$\sigma_r (kg/cm^2)$
		-6,06	-12,40	-3,59	-1,21E+00
Cota (cm)		-6,00	-15,00	-35,00	-65,00
R_f (kg/cm²)				-7,20	-4,30
Mezcla Bituminosa - Rodadura					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años teóricos	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27/243}$	-107,09	VERDADERO	167.767.498.088	660,01	
Mezcla Bituminosa - Base					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27/243}$	-107,09	VERDADERO	12.114.825.280	476,26	
Suelocemento					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_f \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	-3,85	VERDADERO	14.880.552	52,29	
Explanada (S-EST3)					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = 4,3 \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	2,30	VERDADERO	2,02E+18	1.800,39	
Explanada (SUELO ADECUADO)					
Ley de fatiga	$\epsilon_z (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_z = 2,16 \cdot 10^{-2} \cdot N^{0,28}$	297,48	VERDADERO	106.882.563	153,57	
Suelocemento (Con ley propuesta en la norma 6.1 IC)					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_z = 2,16 \cdot 10^{-2} \cdot N^{0,28}$	-3,37	FALSO	1.888.172	9,23	
Aumento de la vida útil el %					
566,44					

E.4.2.- Explanada E2

SECCIÓN		T1			
IMDp carril	% CREC.	F factor crecimiento	Coef. Equiv.	Coef. Mayoración cargas	TEP
2.000	1,44	22,99	0,60	1,10	11.075.401
Eje simple tipo	Radio de carga cm	Presión de contacto kg/cm²	Distancia entre ejes de llantas cm	Duración de la vida del firme años	
13 t + ruedas gemelas	11,35	8,00	37,50	20,00	
CAPA	MÓDULO ELÁSTICO kg/cm²	COEF. POISSON	ESPESOR	ADHERENCIA /NO ADHERENCIA	
M.B.C	60000	.35	3	A	
M.B.C	60000	0,33	7	A	
M.B.C	60000	0,33	10	A	
SC	62000	0,25	25	A	
E2	1000	0,4			
Deflexión (mm/100)	21,56	Radio de Curvatura (m)	1.419,91	Deformac. inicial < 80 mm/100	VERDADERO
	Mezcla Bituminosa Rodadura	Mezcla Bituminosa Intermedia	Mezcla Bituminosa Base	Suelocemento	Explanada
	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\sigma_r (kg/cm^2)$	$\epsilon_z (10^{-6})$
	29,90	-14,90	-6,19	-3,46	118,00
Cota (cm)	-3,00	-10,00	-20,00	-45,00	-45,00
R_f (kg/cm²)				-7,20	
Mezcla Bituminosa - Intermedia					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años teóricos	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-83,43	VERDADERO	6.173.449.164	365,32	
Mezcla Bituminosa - Base					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-83,43	VERDADERO	155.192.783.257	590,48	
Suelocemento					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_f \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	-3,65	VERDADERO	26.341.161	40,62	
Explanada					
Ley de fatiga	$\epsilon_z (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_z = 2,16 \cdot 10^{-2} \cdot N^{-0,28}$	230,16	VERDADERO	120.396.364	106,71	
Suelocemento (Con ley propuesta en la norma 6.1 IC)					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_f \cdot (1-0,08 \cdot \log N)$	-3,14	FALSO	3.112.114	6,22	
Aumento de la vida útil el %					
652,91					

SECCIÓN		T2			
IMDp carril	% CREC.	F factor crecimiento	Coef. Equiv.	Coef. Mayoración cargas	TEP
800	1,44	22,99	0,60	1,10	4.430.160
Eje simple tipo	Radio de carga cm	Presión de contacto kg/cm²	Distancia entre ejes de llantas cm	Duración de la vida del firme años	
13 t + ruedas gemelas	11,35	8,00	37,50	20,00	
CAPA	MÓDULO ELASTICO kg/cm²	COEF. POISSON	ESPESOR	ADHERENCIA / NO ADHERENCIA	
M.B.C	60000	0,33	5	A	
M.B.C	60000	0,33	6	A	
M.B.C	60000	0,33	7	A	
SC	62000	0,25	22	A	
E2	1000	0,4			
Deflexión (mm/100)	23,98	Radio de Curvatura (m)	1.292,87	Deformac. inicial < 80 mm/100	VERDADERO
	Mezcla Bituminosa Rodadura	Mezcla Bituminosa Intermedia	Mezcla Bituminosa Base	Suelocemento	Explanada
	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\sigma_r (kg/cm^2)$	$\epsilon_z (10^{-6})$
	24,20	-14,20	-12,20	-4,19	143,00
Cota (cm)	-5,00	-11,00	-18,00	-40,00	-40,00
R_r (kg/cm²)				-7,20	
Mezcla Bituminosa - Intermedia					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años teóricos	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-107,09	VERDADERO	7.366.093.223	441,51	
Mezcla Bituminosa - Base					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-107,09	VERDADERO	12.859.938.044	480,43	
Suelocemento					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_f \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	-4,76	FALSO	938.042	4,74	
Explanada					
Ley de fatiga	$\epsilon_z (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_z = 2,16 \cdot 10^{-2} \cdot N^{-0,28}$	297,48	VERDADERO	60.612.649	119,60	
Suelocemento (Con ley propuesta en la norma 6.1 IC)					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_f \cdot (1-0,08 \cdot \log N)$	-4,17	FALSO	168.149	0,87	
Aumento de la vida útil el %					
542,56					

E.4.3.- Explanada E1

SECCIÓN		T2			
IMDp carril	% CREC.	F factor crecimiento	Coef. Equiv.	Coef. Mayoración cargas	TEP
800	1,44	22,99	0,60	1,10	4.430.160
Eje simple tipo	Radio de carga cm	Presión de contacto kg/cm²	Distancia entre ejes de llantas cm	Duración de la vida del firme años	
13 t + ruedas gemelas	11,35	8,00	37,50	20,00	
CAPA	MÓDULO ELÁSTICO kg/cm²	COEF. POISSON	ESPESOR	ADHERENCIA / NO ADHERENCIA	
M.B.C	60000	0,33	5	A	
M.B.C	60000	0,33	6	A	
M.B.C	60000	0,33	7	A	
SC	62000	0,25	30	A	
E1	500	0,4			
Deflexión (mm/100)	32,27	Radio de Curvatura (m)	1.434,84	Deformac. inicial < 80 mm/100	VERDADERO
	Mezcla Bituminosa Rodadura	Mezcla Bituminosa Intermedia	Mezcla Bituminosa Base	Suelocemento	Explanada
	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\sigma_r (kg/cm^2)$	$\epsilon_z (10^{-6})$
	-0,05	-14,20	-10,70	-3,57	129,00
Cota (cm)	-5,00	-11,00	-18,00	-48,00	-48,00
R_f (kg/cm²)				-7,20	
Mezcla Bituminosa - Intermedia					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años teóricos	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-107,09	VERDADERO	7.366.093.223	441,51	
Mezcla Bituminosa - Base					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-107,09	VERDADERO	20.815.125.482	514,09	
Suelocemento					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_f \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	-4,76	VERDADERO	15.936.060	54,85	
Explanada					
Ley de fatiga	$\epsilon_z (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_z = 2,16 \cdot 10^{-2} \cdot N^{-0,28}$	297,48	VERDADERO	87.573.272	141,33	
Suelocemento (Con ley propuesta en la norma 6.1 IC)					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_f \cdot (1-0,08 \cdot \log N)$	-4,17	FALSO	2.004.857	9,76	
Aumento de la vida útil el %					
561,82					

SECCIÓN		T32			
IMDp carril	% CREC.	F factor crecimiento	Coef. Equiv.	Coef. Mayoración cargas	TEP
100	1,44	22,99	0,60	1,10	553.770
Eje simple tipo	Radio de carga cm	Presión de contacto kg/cm ²	Distancia entre ejes de llantas cm	Duración de la vida del firme años	
13 t + ruedas gemelas	11,35	8,00	37,50	20,00	
CAPA	MÓDULO ELASTICO kg/cm ²	COEF. POISSON	ESPESOR	ADHERENCIA /NO ADHERENCIA	
0	0	0	0	0	
M.B.C	60000	0,33	5	A	
M.B.C	60000	0,33	7	A	
SC	62000	0,25	30	A	
E1	500	0,4			
Deflexión (mm/100)	36,54	Radio de Curvatura (m)	1.310,79	Deformac. inicial < 80 mm/100	VERDADERO
		Mezcla Bituminosa Rodadura	Mezcla Bituminosa Intermedia	Suelocemento	Explanada
		$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\sigma_r (kg/cm^2)$	$\epsilon_z (10^{-6})$
		28,00	-10,60	-4,44	162,00
Cota (cm)		-5,00	-12,00	-42,00	-42,00
R _r (kg/cm ²)				-8,90	
Mezcla Bituminosa - Rodadura					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años teóricos	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-188,70	VERDADERO	>1,00E+20	>2.200	
Mezcla Bituminosa - Intermedia					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-188,70	VERDADERO	21.545.059.347	661,90	
Suelocemento					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_f \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	-5,32	VERDADERO	14.418.116	158,33	
Explanada					
Ley de fatiga	$\epsilon_z (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_z = 2,16 \cdot 10^{-2} \cdot N^{-0,28}$	532,50	VERDADERO	38.821.018	222,88	
Suelocemento (Con ley propuesta en la norma 6.1 IC)					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_f \cdot (1-0,08 \cdot \log N)$	-4,81	VERDADERO	1.836.728	51,82	
Aumento de la vida útil el %					
305,51					

E.5. Análisis de sensibilidad a la calidad de ejecución de la explanada

E.5.1.- Explanada E3

SECCIÓN		T00				
IMDp carril	% CREC.	F factor crecimiento	Coef. Equiv.	Coef. Mayoración cargas	TEP	
7.000	1,44	22,99	0,60	1,20	42.287.895	
Eje simple tipo	Radio de carga cm	Presión de contacto kg/cm ²	Distancia entre ejes de llantas cm	Duración de la vida del firme años		
13 t + ruedas gemelas	11,35	8,00	37,50	20,00		
CAPA	MÓDULO ELÁSTICO kg/cm ²	COEF. POISSON	ESPESOR	ADHERENCIA /NO ADHERENCIA		
M.B.C	40000	0,35	3	A		
M.B.C	60000	0,33	10	A		
M.B.C	60000	0,33	12	A		
SC	78000	0,25	30	50% Adherencia + 50% Despegado		
E3 (S-EST3)	12000	0,25	30	A		
E3 (SUELO ADECUADO)	500	0,40				
Deflexión (mm/100)	23,61	Radio de Curvatura (m)	1.754,53	Deformac. inicial < 80 mm/100	VERDADERO	
	Mezcla Bituminosa Rodadura	Mezcla Bituminosa Intermedia	Mezcla Bituminosa Base	Suelocemento	Explanada (S-EST3)	Explanada (SUELO ADECUADO)
	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\sigma_r (kg/cm^2)$	$\sigma_r (kg/cm^2)$	$\epsilon_z (10^{-6})$
	21,50	-16,50	-5,73	-2,56	-4,58E-01	7,69E+01
Cota (cm)	-3,00	-13,00	-25,00	-55,00	-85,00	-85,00
R _f (kg/cm ²)				-8,90		
Mezcla Bituminosa - Intermedia						
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años teóricos		
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{0,27243}$	-57,92	VERDADERO	4.245.470.512	247,12		
Mezcla Bituminosa - Base						
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años		
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{0,27243}$	-57,92	VERDADERO	206.049.295.048	516,63		
Suelocemento						
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años		
$\sigma_r = R_f \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	-4,15	VERDADERO	15.296.451.365	335,28		
Explanada (S-EST3)						
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años		
$\sigma_r = 4,3 \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	2,00	VERDADERO	6,42E+15	1.240,24		
Explanada (SUELO ADECUADO)						
Ley de fatiga	$\epsilon_z (10^{-6})$	Validez	TEP	Años		
$\epsilon_z = 2,16 \cdot 10^{-2} \cdot N^{0,28}$	158,17	VERDADERO	555.572.518	117,29		
Suelocemento (Con ley propuesta en la norma 6.1 IC)						
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años		
$\sigma_r = R_f \cdot (1-0,08 \cdot \log N)$	-3,47	VERDADERO	815.674.441	139,85		
Aumento de la vida útil el %						
239,75						

SECCIÓN		T0				
IMDp carril	% CREC.	F factor crecimiento	Coef. Equiv.	Coef. Mayoración cargas	TEP	
4.000	1,44	22,99	0,60	1,20	24.164.511	
Eje simple tipo	Radio de carga cm	Presión de contacto kg/cm ²	Distancia entre ejes de llantas cm	Duración de la vida del firme años		
13 t + ruedas gemelas	11,35	8,00	37,50	20,00		
CAPA	MÓDULO ELÁSTICO kg/cm ²	COEF. POISSON	ESPESOR	ADHERENCIA /NO ADHERENCIA		
M.B.C	40000	0,35	3	A		
M.B.C	60000	0,33	7	A		
M.B.C	60000	0,33	10	A		
SC	78000	0,25	25	50% Adherencia + 50% Despegado		
E3 (S-EST3)	12000	0,25	30	A		
E3 (SUELO ADECUADO)	500	0,40				
Deflexión (mm/100)	27,28	Radio de Curvatura (m)	1.667,90	Deformac. inicial < 80 mm/100	VERDADERO	
	Mezcla Bituminosa Rodadura	Mezcla Bituminosa Intermedia	Mezcla Bituminosa Base	Suelocemento	Explanada (S-EST3)	Explanada (SUELO ADECUADO)
	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\sigma_r (kg/cm^2)$	$\sigma_r (kg/cm^2)$	$\epsilon_z (10^{-6})$
	26,70	-15,30	-7,07	-3,44	-6,18E-01	103,00
Cota (cm)	-3,00	-10,00	-20,00	-45,00	-75,00	-75,00
R _r (kg/cm ²)				-8,90		
Mezcla Bituminosa - Intermedia						
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años teóricos		
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-67,46	VERDADERO	5.601.395.631	304,48		
Mezcla Bituminosa - Base						
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años		
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-67,46	VERDADERO	95.272.686.145	501,83		
Suelocemento						
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años		
$\sigma_r = R_r \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	-4,30	VERDADERO	580.824.522	153,34		
Explanada (S-EST3)						
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años		
$\sigma_r = 4,3 \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	2,08	VERDADERO	2,18E+16	1.364,99		
Explanada (SUELO ADECUADO)						
Ley de fatiga	$\epsilon_z (10^{-6})$	Validez	TEP	Años		
$\epsilon_z = 2,16 \cdot 10^{-2} \cdot N^{0,28}$	185,00	VERDADERO	195.653.488	91,13		
Suelocemento (Con ley propuesta en la norma 6.1 IC)						
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años		
$\sigma_r = R_r \cdot (1-0,08 \cdot \log N)$	-3,64	VERDADERO	46.616.464	34,54		
Aumento de la vida útil el %						
443,95						

SECCIÓN		T1				
IMDp carril	% CREC.	F factor crecimiento	Coef. Equiv.	Coef. Mayoración cargas	TEP	
2.000	1,44	22,99	0,60	1,20	12.082.256	
Eje simple tipo	Radio de carga cm	Presión de contacto kg/cm²	Distancia entre ejes de llantas cm	Duración de la vida del firme años		
13 t + ruedas gemelas	11,35	8,00	37,50	20,00		
CAPA	MÓDULO ELASTICO kg/cm²	COEF. POISSON	ESPESOR	ADHERENCIA / NO ADHERENCIA		
M.B.C	40000	0,35	3	A		
M.B.C	60000	0,33	7	A		
M.B.C	60000	0,33	10	A		
SC	78000	0,25	20	50% Adherencia + 50% Despegado		
E3 (S-EST3)	12000	0,25	30	A		
E3 (SUELO ADECUADO)	500	0,4				
Deflexión (mm/100)	29,63	Radio de Curvatura (m)	1.560,98	Deformac. inicial < 80 mm/100	VERDADERO	
	Mezcla Bituminosa Rodadura	Mezcla Bituminosa Intermedia	Mezcla Bituminosa Base	Suelocemento	Explanada (S-EST3)	
	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\sigma_r (kg/cm^2)$	$\sigma_r (kg/cm^2)$	
	30,70	-14,30	-7,41	-4,08	-7,33E-01	
Cota (cm)	-3,00	-10,00	-20,00	-40,00	-70,00	
R_r (kg/cm²)				-8,90		
Mezcla Bituminosa - Intermedia						
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años teóricos		
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-81,48	VERDADERO	7.178.771.704	369,76		
Mezcla Bituminosa - Base						
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años		
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-81,48	VERDADERO	80.184.645.813	538,23		
Suelocemento						
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años		
$\sigma_r = R_r \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	-4,49	VERDADERO	55.562.696	64,71		
Explanada (S-EST3)						
Ley de fatiga	$\epsilon_z (10^{-6})$	Validez	TEP	Años		
$\sigma_r = 4,3 \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	2,17	VERDADERO	5,26E+16	1.475,00		
Explanada (SUELO ADECUADO)						
Ley de fatiga	$\epsilon_z (10^{-6})$	Validez	TEP	Años		
$\epsilon_z = 2,16 \cdot 10^{-2} \cdot N^{-0,28}$	224,62	VERDADERO	106.882.563	95,70		
Suelocemento (Con ley propuesta en la norma 6.1 IC)						
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años		
$\sigma_r = R_r \cdot (1-0,08 \cdot \log N)$	-3,86	FALSO	5.979.783	10,61		
Aumento de la vida útil el %						
609,80						

E.5.2.- Explanada E2

SECCIÓN		T1			
IMDp carril	% CREC.	F factor crecimiento	Coef. Equiv.	Coef. Mayoración cargas	TEP
2.000	1,44	22,99	0,60	1,10	11.075.401
Eje simple tipo	Radio de carga cm	Presión de contacto kg/cm ²	Distancia entre ejes de llantas cm	Duración de la vida del firme años	
13 t + ruedas gemelas	11,35	8,00	37,50	20,00	
CAPA	MÓDULO ELASTICO kg/cm ²	COEF. POISSON	ESPESOR	ADHERENCIA / NO ADHERENCIA	
M.B.C	60000	.35	3	A	
M.B.C	60000	0,33	7	A	
M.B.C	60000	0,33	10	A	
SC	78000	0,25	25	A	
E2	500	0,4			
Deflexión (mm/100)	32,92	Radio de Curvatura (m)	1.471,10	Deformac. inicial < 80 mm/100	VERDADERO
	Mezcla Bituminosa Rodadura	Mezcla Bituminosa Intermedia	Mezcla Bituminosa Base	Suelocemento	Explanada
	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\sigma_r (kg/cm^2)$	$\epsilon_z (10^{-6})$
	32,10	-13,60	-7,14	-4,35	130,00
Cota (cm)	-3,00	-10,00	-20,00	-45,00	-45,00
R _F (kg/cm ²)				-8,90	
Mezcla Bituminosa - Intermedia					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años teóricos	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-83,43	VERDADERO	8.630.980.987	388,65	
Mezcla Bituminosa - Base					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-83,43	VERDADERO	91.888.754.404	553,84	
Suelocemento					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_F \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	-4,51	VERDADERO	20.108.088	32,92	
Explanada					
Ley de fatiga	$\epsilon_z (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_z = 2,16 \cdot 10^{-2} \cdot N^{-0,28}$	230,16	VERDADERO	85.191.111	88,54	
Suelocemento (Con ley propuesta en la norma 6.1 IC)					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_F \cdot (1-0,08 \cdot \log N)$	-3,88	FALSO	2.457.251	4,96	
Aumento de la vida útil el %					
664,06					

E.5.3.- Explanada E1

SECCIÓN		T2			
IMDp carril	% CREC.	F factor crecimiento	Coef. Equiv.	Coef. Mayoración cargas	TEP
800	1,44	22,99	0,60	1,10	4.430.160
Eje simple tipo	Radio de carga cm	Presión de contacto kg/cm ²	Distancia entre ejes de llantas cm	Duración de la vida del firme años	
13 t + ruedas gemelas	11,35	8,00	37,50	20,00	
CAPA	MÓDULO ELÁSTICO kg/cm ²	COEF. POISSON	ESPESOR	ADHERENCIA /NO ADHERENCIA	
M.B.C	60000	0,33	5	A	
M.B.C	60000	0,33	6	A	
M.B.C	60000	0,33	7	A	
SC	78000	0,25	30	A	
E1	300	0,4			
Deflexión (mm/100)	43,50	Radio de Curvatura (m)	1.531,65	Deformac. inicial < 80 mm/100	VERDADERO
	Mezcla Bituminosa Rodadura	Mezcla Bituminosa Intermedia	Mezcla Bituminosa Base	Suelocemento	Explanada
	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\sigma_r (kg/cm^2)$	$\epsilon_z (10^{-6})$
	-0,11	-13,20	-6,63	-4,22	133,00
Cota (cm)	-5,00	-11,00	-18,00	-48,00	-48,00
R _F (kg/cm ²)				-8,90	
Mezcla Bituminosa - Intermedia					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años teóricos	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{0,27243}$	-107,09	VERDADERO	9.630.532.091	460,23	
Mezcla Bituminosa - Base					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{0,27243}$	-107,09	VERDADERO	120.615.089.104	636,94	
Suelocemento					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_F \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	-4,76	VERDADERO	32.511.613	86,19	
Explanada					
Ley de fatiga	$\epsilon_z (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_z = 2,16 \cdot 10^{-2} \cdot N^{0,28}$	297,48	VERDADERO	78.524.926	134,77	
Suelocemento (Con ley propuesta en la norma 6.1 IC)					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_F \cdot (1-0,08 \cdot \log N)$	-4,17	FALSO	3.741.396	17,24	
Aumento de la vida útil el %					
499,91					

E.6.- Análisis de sensibilidad a la calidad del suelocemento y a la calidad de ejecución de la explanada

E.6.1.- Explanada E3

SECCIÓN		T00			
IMDp carril	% CREC.	F factor crecimiento	Coef. Equiv.	Coef. Mayoración cargas	TEP
7.000	1,44	22,99	0,60	1,20	42.287.895
Eje simple tipo	Radio de carga cm	Presión de contacto kg/cm²	Distancia entre ejes de llantas cm	Duración de la vida del firme años	
13 t + ruedas gemelas	11,35	8,00	37,50	20,00	
CAPA	MÓDULO ELASTICO kg/cm²	COEF. POISSON	ESPESOR	ADHERENCIA /NO ADHERENCIA	
M.B.C	40000	0,35	3	A	
M.B.C	60000	0,33	10	A	
M.B.C	60000	0,33	12	A	
SC	62000	0,25	30	50% Adherencia + 50% Despegado	
E3 (S-EST3)	12000	0,25	30	A	
E3 (SUELO ADECUADO)	500	0,40			
Deflexión (mm/100)	24,13	Radio de Curvatura (m)	1.678,30	Deformac. inicial < 80 mm/100	VERDADERO
	Mezcla Bituminosa Rodadura	Mezcla Bituminosa Intermedia	Mezcla Bituminosa Base	Suelocemento	Explanada (S-EST3)
	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\sigma_r (kg/cm^2)$	$\sigma_r (kg/cm^2)$
	23,10	-16,50	-8,06	-2,27	-4,89E-01
Cota (cm)	-3,00	-13,00	-25,00	-55,00	-85,00
R_f (kg/cm²)				-7,20	
Mezcla Bituminosa - Intermedia					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años teóricos	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-57,92	VERDADERO	4.245.470.512	247,12	
Mezcla Bituminosa - Base					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-57,92	VERDADERO	58.891.152.422	429,14	
Suelocemento					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_f \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	-3,36	VERDADERO	6.049.869.849	271,28	
Explanada (S-EST3)					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = 4,3 \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	2,00	VERDADERO	8,13E+15	1.256,83	
Explanada (SUELO ADECUADO)					
Ley de fatiga	$\epsilon_z (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_z = 2,16 \cdot 10^{-2} \cdot N^{-0,28}$	158,17	VERDADERO	459.473.370	106,69	
Suelocemento (Con ley propuesta en la norma 6.1 IC)					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_f \cdot (1-0,08 \cdot \log N)$	-2,81	VERDADERO	362.266.168	94,03	
Aumento de la vida útil el %					
288,51					

SECCIÓN		T0			
IMDp carril	% CREC.	F factor crecimiento	Coef. Equiv.	Coef. Mayoración cargas	TEP
4.000	1,44	22,99	0,60	1,20	24.164.511
Eje simple tipo	Radio de carga cm	Presión de contacto kg/cm²	Distancia entre ejes de llantas cm	Duración de la vida del firme años	
13 t + ruedas gemelas	11,35	8,00	37,50	20,00	
CAPA	MÓDULO ELASTICO kg/cm²	COEF. POISSON	ESPESOR	ADHERENCIA / NO ADHERENCIA	
M.B.C	40000	0,35	3	A	
M.B.C	60000	0,33	7	A	
M.B.C	60000	0,33	10	A	
SC	62000	0,25	25	50% Adherencia + 50% Despegado	
E3 (S-EST3)	12000	0,25	30	A	
E3 (SUELO ADECUADO)	500	0,40			
Deflexión (mm/100)	27,80	Radio de Curvatura (m)	1.564,36	Deformac. inicial < 80 mm/100	VERDADERO
	Mezcla Bituminosa Rodadura	Mezcla Bituminosa Intermedia	Mezcla Bituminosa Base	Suelocemento	Explanada (S-EST3)
	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\sigma_r (kg/cm^2)$	$\sigma_r (kg/cm^2)$
	28,60	-15,20	-10,20	-3,06	-6,54E-01
Cota (cm)	-3,00	-10,00	-20,00	-45,00	-75,00
R_r (kg/cm²)				-7,20	
Mezcla Bituminosa - Intermedia					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años teóricos	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-67,46	VERDADERO	5.737.857.167	306,14	
Mezcla Bituminosa - Base					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-67,46	VERDADERO	24.812.398.307	407,88	
Suelocemento					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_r \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	-3,48	VERDADERO	167.573.889	83,41	
Explanada (S-EST3)					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = 4,3 \cdot (1-0,07 \cdot \log N)$	2,08	VERDADERO	2,87E+16	1.384,25	
Explanada (SUELO ADECUADO)					
Ley de fatiga	$\epsilon_z (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_z = 2,16 \cdot 10^{-2} \cdot N^{-0,28}$	185,00	VERDADERO	165.182.590	82,71	
Suelocemento (Con ley propuesta en la norma 6.1 IC)					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_r \cdot (1-0,08 \cdot \log N)$	-2,95	FALSO	15.710.158	13,63	
Aumento de la vida útil el %					
611,84					

SECCIÓN		T1				
IMDp carril	% CREC.	F factor crecimiento	Coef. Equiv.	Coef. Mayoración cargas	TEP	
2.000	1,44	22,99	0,60	1,20	12.082.256	
Eje simple tipo	Radio de carga cm	Presión de contacto kg/cm²	Distancia entre ejes de llantas cm	Duración de la vida del firme años		
13 t + ruedas gemelas	11,35	8,00	37,50	20,00		
CAPA	MÓDULO ELÁSTICO kg/cm²	COEF. POISSON	ESPESOR	ADHERENCIA /NO ADHERENCIA		
M.B.C	40000	0,35	3	A		
M.B.C	60000	0,33	7	A		
M.B.C	60000	0,33	10	A		
SC	62000	0,25	20	50% Adherencia + 50% Despegado		
E3 (S-EST3)	12000	0,25	30	A		
E3 (SUELO ADECUADO)	500	0,4				
Deflexión (mm/100)	30,09	Radio de Curvatura (m)	1.471,18	Deformac. inicial < 80 mm/100	VERDADERO	
	Mezcla Bituminosa Rodadura	Mezcla Bituminosa Intermedia	Mezcla Bituminosa Base	Suelocemento	Explanada (S-EST3)	Explanada (SUELO ADECUADO)
	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\sigma_r (kg/cm^2)$	$\sigma_r (kg/cm^2)$	$\epsilon_z (10^{-6})$
	32,40	-14,30	-10,70	-3,60	-7,70E-01	126,00
Cota (cm)	-3,00	-10,00	-20,00	-40,00	-70,00	-70,00
R_r (kg/cm²)				-7,20		
Mezcla Bituminosa - Intermedia						
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años teóricos		
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-81,48	VERDADERO	7.178.771.704	369,76		
Mezcla Bituminosa - Base						
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años		
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-81,48	VERDADERO	20.815.125.482	443,99		
Suelocemento						
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años		
$\sigma_r = R_r \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	-3,63	VERDADERO	13.894.955	22,56		
Explanada (S-EST3)						
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años		
$\sigma_r = 4,3 \cdot (1-0,07 \cdot \log N)$	2,17	VERDADERO	6,98E+16	1.494,80		
Explanada (SUELO ADECUADO)						
Ley de fatiga	$\epsilon_z (10^{-6})$	Validez	TEP	Años		
$\epsilon_z = 2,16 \cdot 10^{-2} \cdot N^{0,28}$	224,62	VERDADERO	95.250.791	89,78		
Suelocemento (Con ley propuesta en la norma 6.1 IC)						
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años		
$\sigma_r = R_r \cdot (1-0,08 \cdot \log N)$	-3,12	FALSO	1.778.279	3,33		
Aumento de la vida útil el %						
678,11						

E.6.2.- Explanada E2

SECCIÓN		T1			
IMDp carril	% CREC.	F factor crecimiento	Coef. Equiv.	Coef. Mayoración cargas	TEP
2.000	1,44	22,99	0,60	1,10	11.075.401
Eje simple tipo	Radio de carga cm	Presión de contacto kg/cm²	Distancia entre ejes de llantas cm	Duración de la vida del firme años	
13 t + ruedas gemelas	11,35	8,00	37,50	20,00	
CAPA	MÓDULO ELASTICO kg/cm²	COEF. POISSON	ESPESOR	ADHERENCIA /NO ADHERENCIA	
M.B.C	60000	.35	3	A	
M.B.C	60000	0,33	7	A	
M.B.C	60000	0,33	10	A	
SC	62000	0,25	25	A	
E2	500	0,4			
Deflexión (mm/100)	34,23	Radio de Curvatura (m)	1.366,52	Deformac. inicial < 80 mm/100	VERDADERO
	Mezcla Bituminosa Rodadura	Mezcla Bituminosa Intermedia	Mezcla Bituminosa Base	Suelocemento	Explanada
	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\sigma_r (kg/cm^2)$	$\epsilon_z (10^{-6})$
	34,60	-13,40	-10,70	-3,98	144,00
Cota (cm)	-3,00	-10,00	-20,00	-45,00	-45,00
R_F (kg/cm²)				-7,20	
Mezcla Bituminosa - Intermedia					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años teóricos	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{0,27243}$	-83,43	VERDADERO	9.113.341.394	392,44	
Mezcla Bituminosa - Base					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{0,27243}$	-83,43	VERDADERO	20.815.125.482	450,07	
Suelocemento					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_F \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	-3,65	FALSO	2.448.437	4,94	
Explanada					
Ley de fatiga	$\epsilon_z (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_z = 2,16 \cdot 10^{-2} \cdot N^{0,28}$	230,16	VERDADERO	59.122.732	71,19	
Suelocemento (Con ley propuesta en la norma 6.1 IC)					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_F \cdot (1-0,08 \cdot \log N)$	-3,14	FALSO	389.294	0,81	
Aumento de la vida útil el %					
610,52					

E.6.3.- Explanada E1

SECCIÓN		T2			
IMDp carril	% CREC.	F factor crecimiento	Coef. Equiv.	Coef. Mayoración cargas	TEP
800	1,44	22,99	0,60	1,10	4.430.160
Eje simple tipo	Radio de carga cm	Presión de contacto kg/cm²	Distancia entre ejes de llantas cm	Duración de la vida del firme años	
13 t + ruedas gemelas	11,35	8,00	37,50	20,00	
CAPA	MÓDULO ELASTICO kg/cm²	COEF. POISSON	ESPESOR	ADHERENCIA / NO ADHERENCIA	
M.B.C	60000	0,33	5	A	
M.B.C	60000	0,33	6	A	
M.B.C	60000	0,33	7	A	
SC	62000	0,25	30	A	
E1	300	0,4			
Deflexión (mm/100)	43,50	Radio de Curvatura (m)	1.531,65	Deformac. inicial < 80 mm/100	VERDADERO
	Mezcla Bituminosa Rodadura	Mezcla Bituminosa Intermedia	Mezcla Bituminosa Base	Suelocemento	Explanada
	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\epsilon_r (10^{-6})$	$\sigma_r (kg/cm^2)$	$\epsilon_z (10^{-6})$
	24,60	-13,30	-10,30	-3,90	149,00
Cota (cm)	-5,00	-11,00	-18,00	-48,00	-48,00
R_F (kg/cm²)				-7,20	
Mezcla Bituminosa - Intermedia					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años teóricos	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-107,09	VERDADERO	9.367.396.417	458,30	
Mezcla Bituminosa - Base					
Ley de fatiga	$\epsilon_r (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_r = -6,925 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,27243}$	-107,09	VERDADERO	23.939.547.147	523,86	
Suelocemento					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_F \cdot (1-0,070 \cdot \log N)$	-3,85	FALSO	3.528.735	16,37	
Explanada					
Ley de fatiga	$\epsilon_z (10^{-6})$	Validez	TEP	Años	
$\epsilon_z = 2,16 \cdot 10^{-2} \cdot N^{-0,28}$	297,48	VERDADERO	52.337.435	111,31	
Suelocemento (Con ley propuesta en la norma 6.1 IC)					
Ley de fatiga	$\sigma_r (kg/cm^2)$	Validez	TEP	Años	
$\sigma_r = R_F \cdot (1-0,08 \cdot \log N)$	-3,37	FALSO	536.002	2,75	
Aumento de la vida útil el %					
595,94					