

UNIVERSIDAD DE GRANADA

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



**ESTUDIO DEL
COMPORTAMIENTO DE LOS
RELLENOS LOCALIZADOS
DEL TRASDOS DE
ESTRUCTURAS Y OBRAS DE
FÁBRICA EN LAS
CARRETERAS**

José Lorente Gutiérrez

RESUMEN

La presente tesis tiene por objeto la investigación acerca del comportamiento de las transiciones terraplén-estructura en las obras de carreteras, de forma que se pueda llegar a un conjunto de recomendaciones acerca de su diseño. Para ello se siguen las siguientes fases:

En primer lugar se realiza una búsqueda bibliográfica para conocer los estudios realizados sobre las transiciones hasta la fecha, de forma que se conozca el estado del arte en cuanto a los conocimientos existentes sobre las transiciones. Posteriormente se realiza una investigación sobre el estado de las transiciones construidas en la red de carreteras arterial de Andalucía Oriental. Mediante este estudio, se conocen las circunstancias que influyen en el comportamiento de las transiciones, la evolución que presentan en su comportamiento, a lo largo del tiempo, y en general, se obtiene una visión del estado de las transiciones en una red de carreteras que soporta una gran intensidad de tráfico.

A continuación, se construye un modelo de elementos finitos para modelizar el comportamiento de las transiciones. El comportamiento de ese modelo se ajusta con los resultados obtenidos por un ensayo a escala real, que se efectúa en el año 1997 en las transiciones de acceso a tres puentes situados en una vía de la red interestatal de carreteras de Oklahoma.

Una vez ajustado los resultados del modelo a los resultados del ensayo, se realiza una batería de cálculos para determinar cuales son los principales factores que influyen en el comportamiento de las transiciones, analizar su influencia, y establecer su importancia.

Finalmente, tras los estudios descritos, se analizan los resultados obtenidos y se realizan una serie de recomendaciones para el proyecto y construcción de las transiciones a las obras de fábrica en carreteras.

INDICE

1. INTRODUCCION.....	1
1.1. JUSTIFICACION DE LA TESIS DOCTORAL.....	1
1.2. OBJETIVOS.....	6
1.3. FASES DE LA INVESTIGACIÓN.....	7
2. ANTECEDENTES	9
2.1. INTRODUCCIÓN.....	9
2.2. LA TRANSICIÓN TERRAPLÉN-ESTRUCTURA.	12
2.2.1. <i>Introducción.</i>	12
2.2.2. <i>Estribo rígido.</i>	13
2.2.3. <i>Estribo flotante.</i>	16
2.2.4. <i>Comportamiento de las transiciones terraplén-estructura.</i>	17
2.2.5. <i>Conclusiones.</i>	23
2.3. EXPERIENCIAS, ESTUDIOS E INVESTIGACIONES.	23
2.3.1. <i>Introducción</i>	23
2.3.2. <i>Estudios empíricos sobre el comportamiento de transiciones existentes.</i>	25
2.3.3. <i>Análisis teóricos sobre el comportamiento de las transiciones.</i>	40
2.3.4. <i>Ensayos a escala real</i>	48
2.4. EL ASENTAMIENTO DE LAS TRANSICIONES. PROBLEMAS Y SOLUCIONES .	52
2.4.1. <i>El estado general de las transiciones.</i>	53
2.4.2. <i>Causas de los asientos de las transiciones.</i>	54
2.4.3. <i>Reparaciones puntuales.</i>	57
2.5. SOLUCIONES DEL PROBLEMA	58
2.5.1. <i>Actuaciones sobre el cimientto del terraplén.</i>	58
2.5.2. <i>Actuaciones en el relleno del estribo.</i>	59
2.5.3. <i>Losa de transición.</i>	69
2.5.4. <i>Trasdoses con material granular seleccionado y losa de transición.</i> ...	73
2.5.5. <i>Drenaje</i>	74
2.6. NORMATIVA APLICABLE.....	75
2.6.1. <i>Normativa española.</i>	75
2.6.2. <i>Normativa Internacional.</i>	78

2.6.3. *Estudio Comparativo de la Normativa de los Estados Unidos de América.*

83

2.7.	CONCLUSIONES.....	91
3.	OBJETIVOS	95
3.1.	OBJETIVO GENERAL.....	95
3.2.	OBJETIVO PRINCIPAL.....	95
3.3.	OBJETIVOS SECUNDARIOS.	95
3.4.	PARAMETROS A ANALIZAR	96
3.4.1.	<i>Factores que influyen en el comportamiento de las transiciones:</i>	<i>96</i>
3.4.2.	<i>Parámetros de control del comportamiento.....</i>	<i>97</i>
4.	ESTADO DE LAS TRANSICIONES EN ANDALUCÍA ORIENTAL.....	99
4.1.	INTRODUCCION.....	99
4.2.	METODOLOGÍA.....	100
4.2.1.	<i>Introducción.</i>	<i>100</i>
4.2.2.	<i>Clasificación del estado de las transiciones.</i>	<i>102</i>
4.2.3.	<i>Sistema de evaluación.</i>	<i>104</i>
4.2.4.	<i>Datos adicionales.</i>	<i>105</i>
4.3.	RESULTADOS DE LA INSPECCION.....	107
4.4.	ANÁLISIS DE RESULTADOS	114
4.4.1.	<i>Estado general de las transiciones.....</i>	<i>114</i>
4.4.2.	<i>Estado de las transiciones en función del tiempo.</i>	<i>115</i>
4.4.3.	<i>Estado de las transiciones en función del trafico.....</i>	<i>123</i>
4.4.4.	<i>Estado de las transiciones en función del tipo de estructura.....</i>	<i>127</i>
4.5.	CONCLUSIONES.....	127
4.6.	TITULO DE LA TESIS.	128
5.	MODELO DE ELEMENTOS FINITOS DE LAS TRANSICIONES.....	129
5.1.	INTRODUCCIÓN.....	129
5.2.	CARACTERÍSTICAS DEL PROGRAMA.....	131
5.3.	DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO A ESCALA REAL EN OKLAHOMA. ...	132
5.3.1.	<i>Introducción.</i>	<i>132</i>
5.3.2.	<i>Descripción de las estructuras.</i>	<i>132</i>
5.4.	RESULTADOS OBTENIDOS EN EL ENSAYO.....	142

5.4.1.	<i>Introducción</i>	142
5.4.2.	<i>Células de presión total</i>	143
5.4.3.	<i>Puntos de asiento superficiales</i>	144
5.5.	DESCRIPCIÓN DEL MODELO DE ELEMENTOS FINITOS	150
5.5.1.	<i>Características generales.</i>	150
5.5.2.	<i>Modelo de calculo general.</i>	151
5.6.	RESULTADOS OBTENIDOS DEL MODELO.	161
5.6.1.	<i>Estribo A2</i>	161
5.6.2.	<i>Estribo B2</i>	172
5.6.3.	<i>Estribo C1</i>	182
5.6.4.	<i>Estribo C2</i>	192
5.7.	CONCLUSIONES	201
6.	APLICACIÓN DEL MODELO A DOS ESTRUCTURAS DE LA A-92 EN LOS P.K. 391 Y 399. PROVINCIA DE ALMERIA	203
6.1.	INTRODUCCION	203
6.2.	DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS DE ENSAYO.	204
6.2.1.	<i>Estructura 1. Autovía A-92. P.K.399 + 775</i>	204
6.2.2.	<i>Estructura 2. Autovía A – 92. P.K 391 + 835</i>	206
6.3.	INSTRUMENTACIÓN Y RESULTADOS.	208
6.3.1.	<i>Situación de los puntos de control de asientos.</i>	208
6.3.2.	<i>Resultados</i>	213
6.4.	RESULTADOS DEL MODELO	226
6.4.1.	<i>Caracterización de los materiales.</i>	226
6.4.2.	<i>Estructura 1</i>	228
6.4.3.	<i>Estructura 2</i>	236
7.	ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD	244
7.1.	INTRODUCCIÓN	244
7.2.	ESTRIBO C2. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD	245
7.2.1.	<i>Modelo base</i>	245
7.2.2.	<i>Factores a analizar</i>	246
7.2.3.	<i>Valores de comparación</i>	248
7.2.4.	<i>Variación del modulo de elasticidad del cimient</i> o.	250

7.2.5.	<i>Variación de la permeabilidad del cimiento</i>	252
7.2.6.	<i>Variación del módulo de Poisson del cimiento</i>	256
7.2.7.	<i>Variación del ángulo de rozamiento interno del cimiento.</i>	257
7.2.8.	<i>Variación del modulo de elasticidad del relleno del trasdos.</i>	259
7.2.9.	<i>Variación de la permeabilidad del relleno del trasdos.</i>	262
7.2.10.	<i>Variación del módulo de Poisson del relleno.</i>	264
7.2.11.	<i>Variación del ángulo de rozamiento interno del relleno.</i>	266
7.2.12.	<i>Variación de la densidad del relleno del trasdos.</i>	267
7.2.13.	<i>Variación de la altura del estribo.</i>	269
7.2.14.	<i>Colocación de la losa de transición.</i>	272
7.2.15.	<i>Factores que afectan al comportamiento de la transición.</i>	276
7.3.	ESTRIBO RÍGIDO, CON LOSA DE TRANSICIÓN.	277
7.3.1.	<i>Modelo base.</i>	277
7.3.2.	<i>Variación del modulo de elasticidad del relleno del trasdos.</i>	278
7.3.3.	<i>Variación del modulo de elasticidad del cimiento.</i>	280
7.3.4.	<i>Variación del modulo de elasticidad del terraplén de acceso.</i>	282
7.4.	ESTRIBO FLOTANTE, CON LOSA DE TRANSICIÓN.	284
7.4.1.	<i>Modelo base.</i>	284
7.4.2.	<i>Variación del modulo de elasticidad del relleno del trasdos.</i>	285
7.4.3.	<i>Variación del modulo de elasticidad del cimiento.</i>	287
7.4.4.	<i>Variación del modulo de elasticidad del terraplén de acceso.</i>	289
7.5.	INFLUENCIA DE LOS FACTORES EN EL RESULTADO	291
7.5.1.	<i>Introducción.</i>	291
7.5.2.	<i>Estribo C2.</i>	291
7.5.3.	<i>Estructuras de la A-92 en Almeria.</i>	295
7.6.	CONCLUSIONES.....	298
8.	CONCLUSIONES	301
8.1.	LAS TRANSICIONES TERRAPLEN-ESTRUCTURA.....	301
8.1.1.	<i>Introducción.</i>	301
8.1.2.	<i>Funcionamiento de las transiciones.</i>	301
8.1.3.	<i>Evolución del comportamiento a lo largo del tiempo.</i>	304
8.2.	PARÁMETROS DE CALIDAD DE LA TRANSICIÓN.	305
8.2.1.	<i>Regularidad superficial.</i>	305

8.2.2.	<i>Pendiente de acceso a la estructura.</i>	306
8.2.3.	<i>Validez de las transiciones.</i>	307
8.3.	FACTORES QUE INFLUYEN EN EL COMPORTAMIENTO DE LAS TRANSICIONES	309
8.3.1.	<i>Fenómenos que originan el asentamiento.</i>	309
8.3.2.	<i>Principales factores que influyen en el comportamiento.</i>	312
8.3.3.	<i>Formulación del comportamiento de las transiciones.</i>	317
8.3.4.	<i>Parámetros mínimos para el correcto comportamiento de las transiciones.</i>	318
8.4.	RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO DE LAS TRANSICIONES.	323
8.4.1.	<i>Estribo rígido. Sin losa de transición.</i>	323
8.4.2.	<i>Estribo rígido con losa de transición.</i>	325
8.5.	DISEÑO DE UNA TRANSICION	328
8.6.	LINEAS DE INVESTIGACIÓN FUTURAS.	329
9.	BIBLIOGRAFIA	330

ANEXOS.

ANEXO I: RESULTADOS DE LA INSPECCION VISUAL EN LAS TRANSICIONES DE ANDALUCIA ORIENTAL

ANEXO II: FIGURAS OBTENIDAS EN EL CALCULO DEL MODELO DE ELEMENTOS FINITOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ALMERIA.

INDICE DE FIGURAS.

<i>Figura 1-1: Esquema de una transición terraplén-estructura</i>	<i>2</i>
<i>Figura 1-2: Funcionamiento de la losa de transición.....</i>	<i>4</i>
<i>Figura 2-1 : Esquema de la transición terraplén estructura con estribo rígido.....</i>	<i>13</i>
<i>Figura 2-2: Planta y alzado de un estribo rigido.....</i>	<i>14</i>
<i>Figura 2-3: Sección tipo del estribo.....</i>	<i>15</i>
<i>Figura 2-4: Esquema de la transición terraplén-estructura con estribo flotante.....</i>	<i>16</i>
<i>Figura 2-5: El “punto duro” de las transiciones terraplén-estructura</i>	<i>20</i>
<i>Figura 2-6: Deformación del estribo flotante</i>	<i>22</i>
<i>Figura 2-7: Esquema de una transición (Hoppe, 1999)</i>	<i>34</i>
<i>Figura 2-8: Estado de las losas de transición en el estado de Luisiana.....</i>	<i>38</i>
<i>Figura 2-9: Apoyos de la losa de transición</i>	<i>44</i>
<i>Figura 2-10: Esquema de calculo de la losa de transición.....</i>	<i>44</i>
<i>Figura 2-11. Durmiente de apoyo entre la losa de transición y el pavimento rígido....</i>	<i>46</i>
<i>Figura 2-12: Causas de la aparición del punto duro (Briaud et al, 1997).....</i>	<i>56</i>
<i>Figura 2-13. Mejora del relleno del estribo.....</i>	<i>60</i>
<i>Figura 2-14: Relleno del trasdos con suelo seleccionado (EEUU).....</i>	<i>61</i>
<i>Figura 2-15: Relleno del estribo con material seleccionado (España)</i>	<i>61</i>
<i>Figura 2-16: terraplén de ensayo con relleno seleccionado.....</i>	<i>62</i>
<i>Figura 2-17: Características de los bloques de espuma.....</i>	<i>65</i>
<i>Figura 2-18: Relleno del trasdos con bloques ligeros.</i>	<i>66</i>
<i>Figura 2-19: Proceso de construcción de los estribos de la I-90, Dakota del Sur.....</i>	<i>67</i>
<i>Figura 2-20. Cuñas de transición ferroviarias</i>	<i>68</i>
<i>Figura 2-21 Esquema de la losa de transición.....</i>	<i>69</i>
<i>Figura 2-22 Funcionamiento de la losa de transición.</i>	<i>70</i>
<i>Figura 2-23: Durmiente de refuerzo con pavimentos rígidos.....</i>	<i>72</i>
<i>Figura 2-24: Losa de transición y relleno seleccionado.....</i>	<i>74</i>
<i>Figura 2-25: Relleno localizado especificado por el PG-3 2002</i>	<i>78</i>
<i>Figura 2-26: Red federal de carreteras de Estados Unidos</i>	<i>80</i>
<i>Figura 2-27: Uso de las losas de transición en las carreteras interestatales.....</i>	<i>87</i>
<i>Figura 2-28: Red primaria. uso de losas de transicion</i>	<i>87</i>

<i>Figura 2-29: Red secundaria. Uso de losas de transicion</i>	88
<i>Figura 4-1: Itinerarios recorridos durante la toma de datos.</i>	108
<i>Figura 4-2: Estado general de las transiciones</i>	111
<i>Figura 4-3: Comparación entre el estado de las transiciones</i>	112
<i>Figura 4-4: Funcionalidad de las obras de pase</i>	113
<i>Figura 4-5. Estado general de las transiciones</i>	115
<i>Figura 4-6: Evolución del porcentaje de transiciones inadecuadas</i>	116
<i>Figura 4-7: Fases de la evolución de una transición</i>	118
<i>Figura 4-8: Evolución de las transiciones defectuosas (grupo 3)</i>	119
<i>Figura 4-9: Evolución de las transiciones en mal estado (grupo 2)</i>	120
<i>Figura 4-10: Evolución de las transiciones reparadas (grupo 1)</i>	121
<i>Figura 4-11: Evolución de las transiciones en mal estado</i>	122
<i>Figura 4-12: Relación entre IMD actual y transiciones con mal comportamiento</i>	124
<i>Figura 4-13: Porcentaje de cada categoría de transiciones</i>	125
<i>Figura 4-14: Porcentaje de transiciones con deformaciones, respecto la IMD-p</i>	126
<i>Figura 5-1: Esquema constructivo de las transiciones</i>	135
<i>Figura 5-2: Estribo A2</i>	137
<i>Figura 5-3: Estribo B2</i>	138
<i>Figura 5-4: Estribo C1</i>	139
<i>Figura 5-5: Estribo C2</i>	140
<i>Figura 5-6: Planta general de los estribos. Distribución de la instrumentación</i>	141
<i>Figura 5-7: Distribución de los puntos de medida de los asientos en la superficie de rodadura</i>	144
<i>Figura 5-8: Deformación de la superficie del relleno. Estribo A2</i>	145
<i>Figura 5-9: Deformación a 255 días de los estribos A2, B2, C1 y C2</i>	148
<i>Figura 5-10: Evolución de los asientos del punto C</i>	149
<i>Figura 5-11: Esquema general de las transiciones.</i>	150
<i>Figura 5-12: Modelo de calculo</i>	157
<i>Figura 5-13: Configuración del estribo A2</i>	161
<i>Figura 5-14: Deformación del modelo del estribo A2</i>	163
<i>Figura 5-15: Asientos calculados en el estribo A2</i>	164
<i>Figura 5-16: Tensiones efectivas en el modelo</i>	164
<i>Figura 5-17: Tensiones totales junto al estribo</i>	165

<i>Figura 5-18: Caso A2. Comparación entre asientos. t = 54 días</i>	168
<i>Figura 5-19 : Evolucion de los asientos en los puntos de control A y B. Estribo A2 ..</i>	169
<i>Figura 5-20: evolución de los asientos en los puntos C y D. Estribo A2.....</i>	170
<i>Figura 5-21: Configuración del estribo B2.....</i>	172
<i>Figura 5-22: Deformación del modelo del estribo B2</i>	175
<i>Figura 5-23: Asientos calculados en los puntos de control en el estribo B2.....</i>	176
<i>Figura 5-24: Tensiones totales junto al estribo</i>	176
<i>Figura 5-25: Caso B2. Comparación entre asientos.</i>	179
<i>Figura 5-26 : Evolucion de los asientos en los puntos de control A y B. Estribo B2 ..</i>	180
<i>Figura 5-27: Evolucion de los puntos de control C y D. Estribo B2</i>	180
<i>Figura 5-28: Configuración del estribo C1</i>	182
<i>Figura 5-29: Deformación del modelo del estribo C1</i>	185
<i>Figura 5-30: Asientos calculados en los puntos de control en el estribo C1.....</i>	186
<i>Figura 5-31: Tensiones totales junto al estribo</i>	186
<i>Figura 5-32: Caso C1. Comparación entre asientos.</i>	189
<i>Figura 5-33 : Evolucion de los asientos en los puntos de control A y B. Estribo C1 ..</i>	190
<i>Figura 5-34: Evolucion de los asientos en los puntos de control C y D. Estribo C1 ..</i>	190
<i>Figura 5-35: Configuración del estribo C2</i>	192
<i>Figura 5-36: Deformación del modelo del estribo C2.....</i>	195
<i>Figura 5-37: Asientos calculados en los puntos de control en el estribo C2.....</i>	195
<i>Figura 5-38: Tensiones totales junto al estribo</i>	196
<i>Figura 5-39: Caso C2. Comparación entre asientos.</i>	198
<i>Figura 5-40 : Evolucion de los asientos en los puntos de control A y B. Estribo C2 ..</i>	199
<i>Figura 5-41: Evolucion de los asientos en los puntos de control C y D. Estribo C2 ..</i>	199
<i>Figura 6-1: Alzado de la estructura 1</i>	205
<i>Figura 6-2: Sección tipo del estribo de la estructura 1</i>	205
<i>Figura 6-3: Plano de la estructura 2.....</i>	207
<i>Figura 6-4: Distribución de los puntos de medida de asientos superficiales</i>	209
<i>Figura 6-6-5: Localización de los puntos de medida de la estructura 1</i>	211
<i>Figura 6-6-6: Localización de los puntos de medida dela estructura 2</i>	212
<i>Figura 6-7: Situación de los puntos de comparación</i>	220
<i>Figura 6-8: Asientos medidos en la estructura 1</i>	221
<i>Figura 6-9: Situación de los puntos de comparación</i>	223

<i>Figura 6-10: Asientos medidos en la estructura 2</i>	225
<i>Figura 6-11: Configuración de la transición de la estructura 1.....</i>	228
<i>Figura 6-12: Modelo estructura Almería 1</i>	230
<i>Figura 6-13: Deformación del modelo de la transición de la estructura 1</i>	232
<i>Figura 6-14: Asientos calculados en el estribo de la estructura 1</i>	232
<i>Figura 6-15: Tensiones efectivas en el modelo</i>	233
<i>Figura 6-16: Tensiones totales junto al estribo</i>	233
<i>Figura 6-17: Estructura 1. Comparación entre asientos obtenidos y calculados</i>	235
<i>Figura 6-18: Configuración de la transición de la estructura 2.....</i>	236
<i>Figura 6-19: Modelo elementos finitos Almería 2</i>	238
<i>Figura 6-20: Deformación del modelo de la transición de la estructura 2</i>	240
<i>Figura 6-21: Asientos calculados en el estribo de la estructura 2</i>	241
<i>Figura 6-22: Tensiones efectivas en el modelo</i>	241
<i>Figura 6-23: Estructura 2 Comparación entre asientos obtenidos y calculados</i>	243
<i>Figura 7-1 Configuración del estribo C2.....</i>	245
<i>Figura 7-2: Puntos de control de asientos.</i>	249
<i>Figura 7-3 Deformación de la superficie en función del modulo de elasticidad del cimiento</i>	251
<i>Figura 7-4: Variación del asiento en función del modulo de elasticidad del cimiento</i>	251
<i>Figura 7-5 Deformación de la superficie en función de la permeabilidad.....</i>	253
<i>Figura 7-6: variación del asiento en función de la permeabilidad.....</i>	254
<i>Figura 7-7: Evolución de la deformación para una permeabilidad de 10^{-4}</i>	255
<i>Figura 7-8 Deformación de la superficie en función del modulo de Poisson del cimiento</i>	257
<i>Figura 7-9: Variación del asiento en función del modulo de Poisson del cimiento</i>	257
<i>Figura 7-10 Deformación de la superficie en función del ángulo de rozamiento del cimiento</i>	258
<i>Figura 7-11: Variación del asiento en función del angulo de rozamiento del cimiento</i>	259
<i>Figura 7-12 Deformación de la superficie en función del modulo de elasticidad del relleno</i>	260
<i>Figura 7-13: variación del asiento en función del modulo elasticidad del relleno</i>	261
<i>Figura 7-14 Deformación de la superficie en función de la permeabilidad del relleno.</i>	263
<i>Figura 7-15: variación del asiento en función de la permeabilidad del relleno</i>	263
<i>Figura 7-16 Deformación de la superficie en función del modulo de Poisson del relleno</i>	265

<i>Figura 7-17: Variación del asiento en función del Modulo de Poisson del relleno</i>	265
<i>Figura 7-18 Deformación de la superficie en función del ángulo de rozamiento del relleno</i>	266
<i>Figura 7-19: Variación del asiento en función del ángulo de rozamiento del relleno</i>	267
<i>Figura 7-20 Deformación de la superficie en función del modulo de elasticidad del relleno</i>	268
<i>Figura 7-21: variación del asiento en función de la densidad del relleno</i>	269
<i>Figura 7-22 Deformación de la superficie en función de la altura relleno</i>	270
<i>Figura 7-23: variación del asiento en función de la altura del relleno</i>	271
<i>Figura 7-24: Modelo de elementos finitos incluyendo losa de transición</i>	272
<i>Figura 7-25: Deformada con losa de transicion.....</i>	273
<i>Figura 7-26 Deformación de la superficie en función de la longitud de la losa de transición</i>	274
<i>Figura 7-27: variación del asiento en función de la longitud de la losa de transición</i>	275
<i>Figura 7-28: variación del asiento en función del modulo elasticidad del relleno</i>	279
<i>Figura 7-29: deformación de la superficie en función del módulo de elasticidad del cemento</i>	281
<i>Figura 7-30: deformación de la superficie en función del modulo de elasticidad del cemento</i>	281
<i>Figura 7-31: Deformación de la superficie en función del modulo de elasticidad del relleno</i>	282
<i>Figura 7-32 variación del asiento en función del modulo elasticidad del relleno.....</i>	283
<i>Figura 7-33: Deformación de la superficie en función del modulo de elasticidad del relleno</i>	286
<i>Figura 7-34: variación del asiento en función del modulo elasticidad del relleno</i>	286
<i>Figura 7-35: deformación de la superficie en función del modulo de elasticidad del cemento</i>	288
<i>Figura 7-36: deformación de la superficie en función del modulo de elasticidad del cemento</i>	288
<i>Figura 7-37 Deformación de la superficie en función del modulo de elasticidad del relleno</i>	290
<i>Figura 7-38: variación del asiento en función del modulo elasticidad del relleno</i>	290
<i>Figura 7-39: Influencia de los parametros del material del cemento</i>	294

<i>Figura 7-40: Influencia de los parámetros del material de relleno.....</i>	<i>295</i>
<i>Figura 7-41: Influencia del modulo de elasticidad. Estructura 1.....</i>	<i>297</i>
<i>Figura 7-42: : Influencia del modulo de elasticidad. Estructura 2.....</i>	<i>298</i>
<i>Figura 8-1: Causas del asiento de las transiciones.</i>	<i>302</i>
<i>Figura 8-2: Fases de la evolución de una transición.....</i>	<i>305</i>
<i>Figura 8-3: Puntos de comprobación de asientos.</i>	<i>309</i>
<i>Figura 8-4: Relación entre el estado de las transiciones y el trafico circulante.</i>	<i>311</i>
<i>Figura 8-5: Influencia del modulo de elasticidad del cimientó</i>	<i>313</i>
<i>Figura 8-6: Influencia del modulo de elasticidad del relleno.....</i>	<i>313</i>
<i>Figura 8-7: Influencia de la altura del estribo.....</i>	<i>316</i>
<i>Figura 8-8: Influencia de la losa de transición.....</i>	<i>317</i>
<i>Figura 8-9: Transición sin losa. Relación altura - modulo elasticidad cimientó.</i>	<i>320</i>
<i>Figura 8-10 Transición con losa. Relación altura - modulo elasticidad cimientó.</i>	<i>321</i>
<i>Figura 8-11: Estribo rígido sin losa de transición.....</i>	<i>323</i>
<i>Figura 8-12: Curva correspondiente a un estribo sin losa de transición.....</i>	<i>324</i>
<i>Figura 8-13: Estribo rígido con losa de transición.</i>	<i>325</i>
<i>Figura 8-14: Curvas de validez de transiciones con losas de transición en Autovías.</i>	<i>326</i>
<i>Figura 8-15: Recomendaciones para el diseño de las transiciones.....</i>	<i>328</i>

INDICE DE TABLAS.

<i>Tabla 2-1: Parámetros de diseño de las losas de transición</i>	76
<i>Tabla 2-2: COMPARACIÓN ENTRE LA NORMATIVA INTERNACIONAL</i>	82
<i>Tabla 2-3: Uso de las losas de transición</i>	85
<i>Tabla 2-4: Dimensiones típicas de las losas de transición</i>	88
<i>Tabla 4-1: Criterios de clasificación de las transiciones</i>	105
<i>Tabla 4-2: Carreteras inspeccionadas.</i>	107
<i>Tabla 4-3: Comparación entre el estado de las transiciones</i>	112
<i>Tabla 5-1: Instrumentación de los rellenos</i>	141
<i>Tabla 5-2: Posición de las células de presión total.</i>	143
<i>Tabla 5-3: Resultados de las mediciones realizadas de las células de presión total</i> ...	143
<i>Tabla 5-4: Puntos de referencia de asientos</i>	146
<i>Tabla 5-5: Asientos del estribo A2</i>	147
<i>Tabla 5-6: Asientos del estribo B2</i>	147
<i>Tabla 5-7: Asientos del estribo C1</i>	147
<i>Tabla 5-8: Asientos del estribo C2</i>	148
<i>Tabla 5-9: Características preliminares de los suelos</i>	154
<i>Tabla 5-10: Comparación entre asientos obtenidos y calculados en el estribo A2</i>	167
<i>Tabla 5-11: Resultados de las celulas de presion total. Estribo A2</i>	171
<i>Tabla 5-12: Parámetros de ajuste de los materiales. Estribo B2</i>	174
<i>Tabla 5-13: Comparación entre asientos obtenidos y calculados en el estribo B2</i>	178
<i>Tabla 5-14: Parámetros de ajuste de los materiales. Estribo C1</i>	184
<i>Tabla 5-15: Comparación entre asientos obtenidos y calculados en el estribo C1</i>	188
<i>Tabla 5-16: Resultados de las celulas de presion total. Estribo C1</i>	191
<i>Tabla 5-17: Parámetros de ajuste de los materiales. Estribo C2</i>	194
<i>Tabla 5-18: Comparación entre asientos obtenidos y calculados en el estribo C2</i>	197
<i>Tabla 5-19: Resultados de las celulas de presion total. Estribo C2</i>	200
<i>Tabla 5-20: Errores de los modelos</i>	202
<i>Tabla 6-1: Cotas medidas en la estructura 1</i>	213
<i>Tabla 6-2: Cotas medidas en la estructura 2.</i>	216
<i>Tabla 6-3: Asientos en los puntos correspondientes a la estructura 1</i>	220

<i>Tabla 6-4: Asientos obtenidos en los puntos de control en cada una de las transiciones.</i>	223
<i>Tabla 6-5: Características preliminares de los suelos.....</i>	226
<i>Tabla 6-6: comparación de asientos de la estructura 1.....</i>	234
<i>Tabla 6-7: Comparación de asientos. Estructura 2.....</i>	242
<i>Tabla 7-1: Características de los materiales. Estribo C2.....</i>	246
<i>Tabla 7-2: Parámetros de análisis.....</i>	248
<i>Tabla 7-3: Asientos de los puntos de control en función del modulo de elasticidad del cimiento.....</i>	250
<i>Tabla 7-4 Asientos obtenidos variando la permeabilidad del cimiento.....</i>	253
<i>Tabla 7-5: Asientos de los puntos de control en función del Modulo de Poison del cimiento</i>	256
<i>Tabla 7-6: Asientos de los puntos de control en función del angulo de rozamiento del cimiento.....</i>	258
<i>Tabla 7-7 Asientos obtenidos variando el modulo de elasticidad del relleno del trasdos</i>	260
<i>Tabla 7-8 Asientos obtenidos variando la permeabilidad del relleno del trasdos.....</i>	262
<i>Tabla 7-9: Asientos de los puntos de control en función del Modulo de Poison del relleno.</i>	264
<i>Tabla 7-10: Asientos de los puntos de control en función del ángulo de rozamiento del relleno.....</i>	266
<i>Tabla 7-11 Asientos obtenidos variando la densidad del relleno del trasdos.....</i>	268
<i>Tabla 7-12 Asientos obtenidos variando la altura del relleno del trasdos.....</i>	270
<i>Tabla 7-13 Asientos obtenidos con losas de transición de distinta longitud.....</i>	273
<i>Tabla 7-14 Valor de los parámetros de control en el caso 1.....</i>	278
<i>Tabla 7-15: Asientos obtenidos variando el modulo de elasticidad del relleno del trasdos</i>	278
<i>Tabla 7-16: Asientos de los puntos de control en función del modulo de elasticidad del cimiento.....</i>	280
<i>Tabla 7-17 Asientos obtenidos variando el modulo de elasticidad del relleno del trasdos</i>	282
<i>Tabla 7-18 Valor de los parámetros de control en el caso 2.....</i>	285
<i>Tabla 7-19 Asientos obtenidos variando el modulo de elasticidad del relleno del trasdos</i>	285
<i>Tabla 7-20: Asientos de los puntos de control en función del modulo de elasticidad del cimiento.....</i>	287

<i>Tabla 7-21:Asientos obtenidos variando el modulo de elasticidad del relleno del trasdos</i>	289
<i>Tabla 7-22: Variación del asiento del punto D.</i>	293
<i>Tabla 7-23. Variación de resultados en las estructuras de Almería. Punto 5.</i>	296
<i>Tabla 8-1: Criterios de validez de las transiciones con losas de transición.</i>	306
<i>Tabla 8-2: Asiento máximo del terraplén.</i>	325

1. INTRODUCCION

1.1. JUSTIFICACION DE LA TESIS DOCTORAL

Las obras lineales, tanto las carreteras como los ferrocarriles, materializan una superficie de rodadura continua para permitir la circulación de los vehículos que las recorren. Están constituidas fundamentalmente por obras de tierra como son: terraplenes, pedraplenes y desmontes. Las obras de tierra son estructuras flexibles y deformables que a lo largo de la vida útil de la carretera sufren deformaciones apreciables, en ocasiones de varios centímetros. No obstante, estos movimientos se prolongan a lo largo de grandes tramos de la obra, por lo que generalmente no afectan gravemente a la circulación rodada. Asimismo, no comprometen la seguridad estructural de la carretera.

Sin embargo, a lo largo de las obras lineales es indispensable la construcción de estructuras y obras de paso, para resolver los cruces tanto con los distintos cursos de agua (permanentes o no) como con carreteras, caminos, etc., o salvar grandes desniveles del terreno. La introducción de un elemento rígido supone la rotura de la continuidad de estas obras, tanto estructuralmente como desde el punto de vista del trazado y regularidad superficial. Además, los asentamientos admisibles son muy inferiores a los que sufren las obras de tierra.

Las estructuras comúnmente consisten en un tablero metálico o de hormigón que sirve de soporte a la calzada, apoyado sobre pilas y estribos. La misión principal de las pilas consiste en recibir las cargas del tablero y transmitir las al terreno de cimentación. Por su parte, los estribos, además de soportar las cargas transmitidas por el tablero, deben contener los terraplenes de acceso a la estructura. Los estribos se proyectan de forma que el asentamiento que sufran sea prácticamente despreciable, dado que los movimientos de los elementos de apoyo se traducen en grandes esfuerzos en el tablero, frecuentemente inadmisibles y que pueden conducir a su rotura. Por otro lado, los terraplenes de acceso son obras de tierra, y como tales, sufren asentamientos, a menudo importantes, dependiendo del material, a lo largo de la vida de la obra. De este modo, se crea una interfase entre un elemento rígido, el

estribo de la obra de fábrica, que no tiene asentamientos, y otro flexible, el relleno del trasdós del estribo.

Esta interfase es lo que se llama “transición terraplén-estructura”, o abreviadamente, TRANSICIÓN. Se define la transición como el conjunto formado por el estribo de la estructura u obra de paso, el material de relleno del trasdos y el material de base en el que se cimentan.

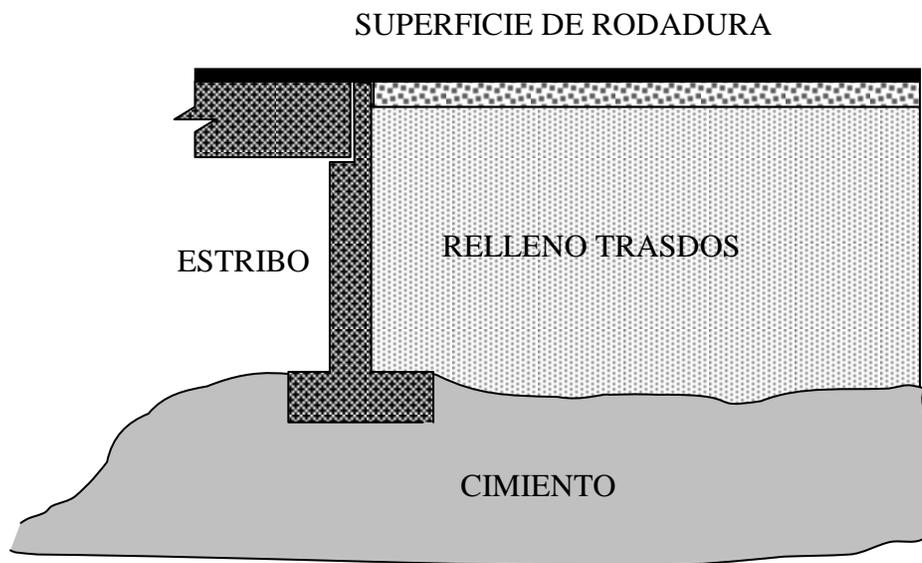


Figura 1-1: Esquema de una transición terraplén-estructura

El estribo de la estructura no debe sufrir asentamientos de importancia en la cimentación. Por ello, la superficie de rodadura que materializa el tablero mantiene su cota inalterada tras la puesta en servicio de la carretera. Por el contrario, el relleno del trasdos experimenta un proceso de asentamiento que origina una diferencia de deformaciones entre la superficie de estos dos elementos adyacentes. Si este asiento diferencial alcanza valores considerables, se crea una depresión de la calzada de la carretera en los extremos de la estructura rígida, produciendo badenes y puntos rígidos. De esta forma, la calzada pierde las características mecánicas y de regularidad superficial exigibles para el tránsito del tráfico rodado.

El proceso de degradación de las transiciones es el siguiente: Primero, el conductor empieza a notar un descenso de la calzada en las inmediaciones de la estructura. Después, la existencia de un “punto duro” en la carretera que reduce la comodidad de la circulación. Posteriormente, si prosigue el asentamiento del relleno, se produce un baden que puede obligar a limitar la velocidad de circulación. Cuando la deformación es muy importante, aparecen fisuras en el pavimento que permiten que el agua se introduzca por ellas. Entonces se modifican las condiciones de humedad y las características resistentes del relleno, aumentando su deformabilidad. Una vez que se han producido estas fisuras en el pavimento, el asentamiento diferencial se acelera. En este caso, las distintas administraciones propietarias de las carreteras afectadas se ven obligadas a intervenir para reparar el daño en la calzada y asegurar su funcionalidad.

Las principales causas que provocan la deformación diferencial son el asentamiento propio del material que conforma el relleno y el asentamiento del suelo que sirve de cimiento al terraplén. Otras posibles causas de orden secundario pueden ser debidas a defectos de construcción, fallos de drenaje o un defectuoso control de calidad durante la obra son menos importantes (Allen, 1998).

La solución tradicional cuando dichos asentamientos son importantes, o sea, que afectan a la seguridad de la circulación, es rasantear de nuevo la carretera con una capa de aglomerado asfáltico (Samuel, 1997). Así se restauran las características geométricas de la carretera y se evita la entrada de agua. Pero este remedio, la mayor parte de las veces es únicamente transitorio. Se añade una nueva capa en la parte superior de un relleno que se encuentra en mal estado las capas de tierra ya de por sí en mal estado; Al añadirle peso, en ocasiones se favorece la aparición de nuevos asentamientos, particularmente cuando el cimiento de la transición no está en buen estado.

No existe un criterio unificado acerca de las medidas a tomar para evitar este problema. La actuación mas común en España hasta el año 2000, en que aparece la Orden Circular 326/2000 “ Geotecnia Vial en lo referente a materiales para la construcción de explanadas y drenajes”, consiste en efectuar el relleno del trasdos del estribo con el mismo material con el

que se ejecutan los terraplenes próximos, y construir una losa de transición. La losa, de transición consiste en una losa de hormigón de 5 metros de longitud, y de ancho igual a la anchura de la calzada, que se construye sobre el terraplén con un extremo apoyado en el estribo de la estructura mediante una rotula. De este modo cuando se produce el asiento diferencial del terraplén respecto al trasdos, la losa gira en torno a la rotula del estribo, y se apoya por un extremo en dicho rotula y por el otro en el terraplén. Se crea una superficie de rodadura rígida que asegura que los vehículos al circular absorben el incremento de cota de forma gradual. Desaparece el punto duro del estribo, los posibles asentamientos diferenciales se amortiguan y la rodadura de los vehículos al paso por la estructura es cómoda y segura.

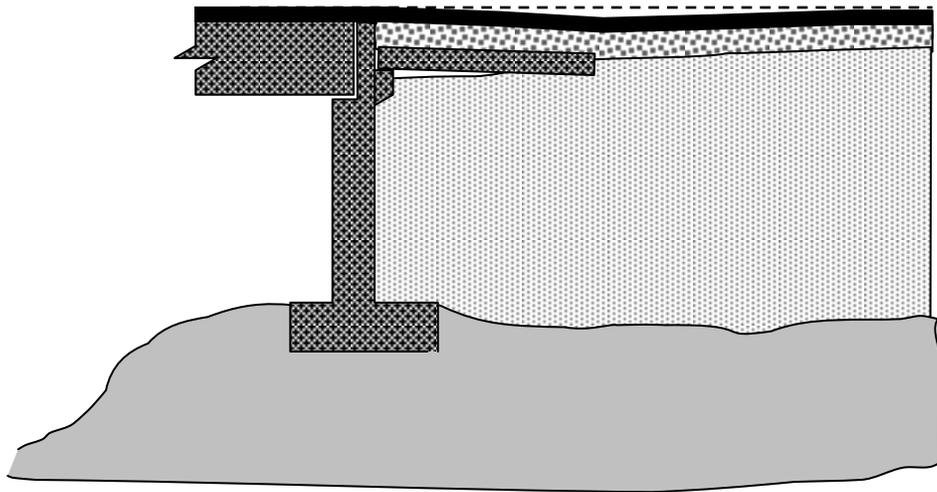


Figura 1-2: Funcionamiento de la losa de transición.

Este sistema presenta varias e importantes deficiencias en su comportamiento a lo largo del tiempo. En gran numero de casos la construcción de la losa de transición no es suficiente

para evitar el problema. Se producen roturas de la losa muy difíciles de reparar, así como importantes hundimientos de las zonas de transición con los estribos (Hu, 2001).

En la red de carreteras española, hasta el inicio del plan REDIA en los años setenta los parámetros de trazado de las carreteras eran poco exigentes. Las carreteras se construían muy ajustadas al terreno, con radios reducidos, fuertes pendientes y calzadas estrechas. Por lo tanto, la velocidad de circulación de los vehículos era reducida y el número de estructuras necesarias a lo largo del trazado presentes era escaso. Por ello, la presencia de un punto duro en la carretera en la entrada en algunas estructuras se reducía a un problema local, que se soslayaba con arreglos puntuales no excesivamente costosos. Además, dado que la velocidad de circulación es pequeña, las aceleraciones que sufre el ocupante del vehículo al atravesar el punto duro y la incomodidad que sufre es menor.

En la actualidad, en el diseño de las modernas Autopistas y Autovías, se tienen en cuenta otros condicionantes. Los parámetros de trazado se escogen de forma que se permita una circulación cómoda y segura a altas velocidades. Los radios de las curvas son amplios, generalmente por encima de los 500 metros, y las pendientes son menores del 6 %. Esto ocasiona que cuando el relieve del terreno es accidentado, el número de estructuras presentes a lo largo de una carretera es mucho más elevado. Asimismo, en las Declaraciones de Impacto Ambiental que se formulan sobre los Estudios Informativos de las carreteras de nuevo trazado, se prohíbe la construcción de terraplenes en algunos valles, obligando a salvarlos mediante estructuras. La velocidad de circulación de los vehículos es mayor, el volumen de tráfico circulante también, así como las exigencias del conductor en cuanto a regularidad superficial.

Por tanto, la presencia del “punto duro” en las autopistas y autovías no es aceptable para las exigencias mínimas de este tipo de carreteras. No solo requieren un elevado coste de mantenimiento sino que generan un peligro añadido a la conducción y una sensación de incomodidad en los conductores. Es preciso comprender y analizar los distintos factores que influyen en el comportamiento de estas zonas, de cara a proponer soluciones de forma

que reúnan todas las características exigibles: durabilidad, regularidad superficial, comodidad de circulación, resistencia, vida útil prolongada y bajo coste de mantenimiento.

No hay una extensa serie de estudios sobre este problema. Quizá debido a ello, no, existe unanimidad de cara a las medidas a adoptar para evitar este fenómeno. En las normas de los diferentes países, la forma de abordar el problema es muy diferente. A veces, las soluciones adoptadas no han proporcionado los resultados apetecidos. Por tanto, es necesario realizar un análisis con detenimiento del comportamiento de las transiciones, los factores que influyen en el mismo, posibles soluciones a adoptar, y la forma de proyectarlas de manera que cumplan los requisitos de durabilidad, resistencia y comodidad de circulación, lo que justifican la realización de esta Tesis Doctoral.

Como curiosidad transcribimos unas palabras del entonces Director General de Carreteras a la revista LA TRIBUNA DE AUTOMOCION el 15-9-99:

Pregunta: Dos de los principales problemas sin resolver son los referentes a los tramos de aceleración y deceleración junto al de las juntas de dilatación ¿que nos puede señalar a este respecto?

Juan F. Lazcano: (...) En cuanto al tema de las juntas, yo tengo la misma desesperación que cualquier conductor. Existe una normativa obligatoria y estamos buscando qué es lo que falla en su aplicación, porque la obligatoriedad de poner las losas de transición de la calzada está regulada, existen las figuras tipo para hacerlo, pero tiene que existir algún problema que todavía no hemos dado con él.

1.2. OBJETIVOS.

La presente Tesis doctoral pretende analizar el comportamiento de las transiciones entre terraplenes y estribos de estructuras y obras de fábrica de forma que se cumplan los siguientes objetivos:

- a) Elegir un tipo de relleno y una disposición constructiva que responda a las exigencias actuales para las obras de carreteras.
- b) Identificar los factores que influyen en el comportamiento.
- c) Evaluar su forma de actuación y su importancia relativa

1.3. FASES DE LA INVESTIGACIÓN.

Para poder alcanzar los objetivos marcados se ha elaborado un plan de fases en el proceso de investigación.

Primera fase: Documentación. En ella se realiza un barrido bibliográfico en las bases de datos existentes sobre los estudios existentes anteriormente acerca del comportamiento de las transiciones. De este modo se busca conocer el estado de los conocimientos y las investigaciones realizadas con anterioridad.

Segunda fase. Toma de datos. A continuación se pretende evaluar la magnitud del problema de las transiciones defectuosas, así como realizar una primera aproximación empírica a los factores que influyen en el estado de la calzada en los accesos a las estructuras. Para ello se ha realizado una toma de datos acerca del estado que presentan las transiciones existentes en una red de carreteras actualmente en servicio. En este caso, se ha seleccionado la red de carreteras de gran capacidad de Andalucía Oriental, entre las que se incluyen los siguientes tramos:

C.N. 340.	Autovía del mediterráneo.	Desde el P.K. 155 hasta el P.K. 405
C.N. 323.	Autovía de Granada:	Desde el P.K. 1 hasta el P.K. 200
C.N. 331.	Autovía Córdoba-Málaga.	Desde el P.K. 140 hasta el P.K. 166
A – 92.	Autovía de Andalucía.	Desde el P.K. 177 hasta el P.K. 327
A – 92 N	Autovía de Andalucía (norte).	Desde el P.K. 295 hasta el P.K. 415
A – 392.	Las Pedrizas – Salinas.	Desde el P.K. 1 hasta el P.K. 20

El terreno que atraviesan estas carreteras es muy accidentado, lo que origina la necesidad de construir un gran numero de estructuras y obras de paso. De este modo existe un gran numero de transiciones. Los diversos tramos tienen una gran diversidad en antigüedad, tráfico, características de las estructuras, etc., lo que permite realizar un primer análisis acerca del estado que presentan la calzada en los accesos, analizar su evolución a lo largo del tiempo y realizar una primera identificación sobre los factores externos que influyen en su comportamiento.

Tercera fase: Modelización. En esta fase se construye un modelo matemático de elementos finitos que permite reproducir el comportamiento mostrado por varias transiciones que han sido instrumentadas con anterioridad, cuyos resultados han sido publicados con anterioridad.

Cuarta fase: Análisis. Tras la obtención de un modelo fiable se procede a identificar los factores mas significativos que influyen en el comportamiento de las transiciones, analizando su importancia y sus efectos en el comportamiento global del sistema.

Quinta fase: Conclusiones: Finalmente, a la vista de los resultados obtenidos, se llega a una serie de conclusiones y recomendaciones a tener en cuenta en el proyecto de estos elementos, proponiendo medidas adecuadas para garantizar un buen comportamiento durante la vida útil de la obra.

2. ANTECEDENTES

2.1. INTRODUCCIÓN

La diferencia de rigidez entre las obras de tierra y las estructuras que componen una obra lineal ha provocado desde hace tiempo el problema del asiento diferencial entre ambos y la presencia del “punto duro” de las carreteras en los estribos de las estructuras. Sin embargo, este problema, considerado de segundo orden, no ha sido estudiado con profundidad por los siguientes motivos.

- El trazado de las carreteras era mucho menos exigente que en la actualidad. Los radios de las curvas eran inferiores y las pendientes admisibles mucho mayores, por lo que las carreteras se adaptaban más al terreno. El número de estructuras a lo largo del recorrido de una vía era limitado, por lo que el problema de las transiciones del terraplén con las estructuras se presentaba en muy pocas ocasiones y se creaban pocos puntos rígidos a lo largo de la carretera
- El tipo de carretera ha variado. Hasta hace veinte años era muy diferente. La mayor parte de las nuevas carreteras que se construyen en la actualidad son autovías de gran capacidad, donde los cruces con otras vías deben realizarse a distinto nivel. Es necesaria la construcción de un gran número de pasos superiores e inferiores para materializar los enlaces con la red secundaria de carreteras y permitir el cruce de caminos agrícolas, pasos de peatones, fauna, etc. Los parámetros de trazado que establece la normativa actual (Instrucción de trazado. Norma 3.1 I.C.) son tales que para una velocidad de proyecto de 100 km/h el radio mínimo es de 450 metros y la pendiente máxima del 6 %.. Cuando se proyecta una carretera con estos parámetros básicos en terrenos accidentados, la construcción de numerosas obras de paso es inevitable.

- Actualmente, la velocidad de circulación ha aumentado, los vehículos tienen mayores prestaciones, y las exigencias de confort del usuario son mayores. La presencia de una deformación importante de la vía conduce a fuertes movimientos de los ocupantes de los vehículos, absolutamente inadmisibles por los mismos

El desarrollo de redes de carreteras de gran capacidad por las que se circula a altas velocidades aumenta la importancia de los problemas que causa en la circulación la presencia de importantes deformaciones de la superficie de rodadura en los extremos de las estructuras. Por ello, los organismos responsables del proyecto y la construcción de carreteras se plantean diversas modificaciones de la tipología de las transiciones, para dar respuesta esta patología, causante de grandes molestias a la circulación e importantes gastos de mantenimiento. Comienzan a realizarse campañas de tomas de datos sobre el estado de las transiciones en estructuras existentes, y se desarrollan modelos teóricos para predecir su comportamiento.

En este capítulo se presenta en primer lugar la problemática existente cuando a lo largo del trazado de una carretera es necesaria la inclusión de una estructura u obra de fábrica. Se describen los principales tipos de estribos, que constituyen los apoyos extremos de las estructuras y son los elementos que resuelven la continuidad entre las obras de tierra y el tablero de la estructura, así como la primera solución adoptada para resolver la transición entre el terraplén y el estribo, analizando su comportamiento e identificando los problemas que aparecen cuando un vehículo atraviesa una transición.

Tras el planteamiento del problema, se realiza un recorrido por las diversas investigaciones realizadas para resolverlo. Se pueden distinguir tres tipos de estudios:

1. Recogida de datos y análisis estadísticos sobre el estado de las transiciones en una red de carreteras determinada.
2. Análisis teóricos y modelos de elementos finitos sobre el comportamiento de las transiciones.

3. Ensayos a escala real instrumentando varias transiciones durante su construcción y analizando su respuesta.

Como resultado de los estudios, se proponen varios diseños de transición, con los que se pretende solucionar los problemas existentes.

A continuación se realiza una descripción de estas soluciones, su funcionamiento, las tendencias actuales, y se describe la normativa actualmente vigente en varios países de nuestro entorno.

Después, se estudian los distintos métodos seguidos para la predicción del comportamiento y el diseño de las transiciones. Para ello, se siguen dos sistemas diferentes. El primero consiste en crear modelos estadísticos dando un tratamiento matemático adecuado a los datos recogidos a lo largo de una red de carreteras determinada. El segundo sistema es desarrollar programas basados en métodos de elementos finitos que calculan la respuesta de la transición en unas condiciones determinadas y predicen su comportamiento. Se realiza un análisis crítico, exponiendo su validez y sus limitaciones.

Finalmente, se analiza el estado actual acerca del conocimiento sobre el comportamiento de las transiciones y se justifica el título de la presente investigación.

2.2. LA TRANSICIÓN TERRAPLÉN-ESTRUCTURA.

2.2.1. Introducción.

El esquema constructivo habitual de una obra lineal tal como las carreteras consiste en una sucesión de desmontes y terraplenes en función de la altura de la rasante sobre el terreno natural, sobre la que se asienta el firme que proporciona la superficie de rodadura. Sin embargo, es necesario introducir elementos tales como obras de fábrica y viaductos para salvar los accidentes del terreno y canalizar las corrientes de agua superficiales. Estas estructuras constan de un tablero que proporciona la plataforma sobre la que se asienta el firme, soportado por estribos en ambos extremos, y en algunos casos por pilas intermedias. Los estribos están encargados tanto de soportar el tablero y de transmitir sus cargas al terreno de cimentación, como de contener los terraplenes de acceso a la estructura.

De este modo, en los extremos de las estructuras aparece una discontinuidad en la carretera. La obra de tierra, generalmente un terraplén, se interrumpe y el firme de la carretera se sustenta sobre el tablero de la estructura. Aparece una zona de transición en la que dos elementos de distinta naturaleza y comportamiento están en contacto entre sí, el terraplén de acceso y la propia estructura.

Tal y como se menciona en la Instrucción IAP-96 “Acciones en el cálculo de puentes”, existen dos tipos principales de estribos, en función de su tipología y a manera de apoyarse en el terreno:

- *Estribo rígido*, formado por un muro continuo de hormigón, construido “in situ” o prefabricado. El estribo consiste en un muro vertical rematado en un cargadero donde se apoya el tablero de la estructura. El muro vertical se utiliza tanto para contener el derrame de tierras del terraplén adyacente como para transmitir las cargas de la estructura a la cimentación. El muro vertical puede tener cimentación directa o sobre pilotes.

- *Estribo flotante*, formado por un cargadero cimentado directamente sobre el terraplén. En este caso el terraplén finaliza con un talud estable y la estructura se apoya en un cargadero que transmite las cargas directamente sobre el terraplén. En este caso, la estructura no contiene las tierras del terraplén.

2.2.2. Estribo rígido

El estribo consta de un muro vertical, rematado por un cargadero que sirve de apoyo al extremo del tablero. Este muro habitualmente es de hormigón armado y puede construirse de dos formas: “in situ” con los encofrados correspondientes o mediante placas prefabricadas de diversas tipologías. El estribo se asienta sobre una cimentación superficial o profunda, en función del tipo del terreno del cimiento. El muro vertical contiene el terraplén adyacente y asimismo sirve para sustentar y transmitir las cargas de la estructura al terreno de cimentación.

El esquema básico de este tipo de transición entre el terraplén y la estructura se representa en la figura 2.1:

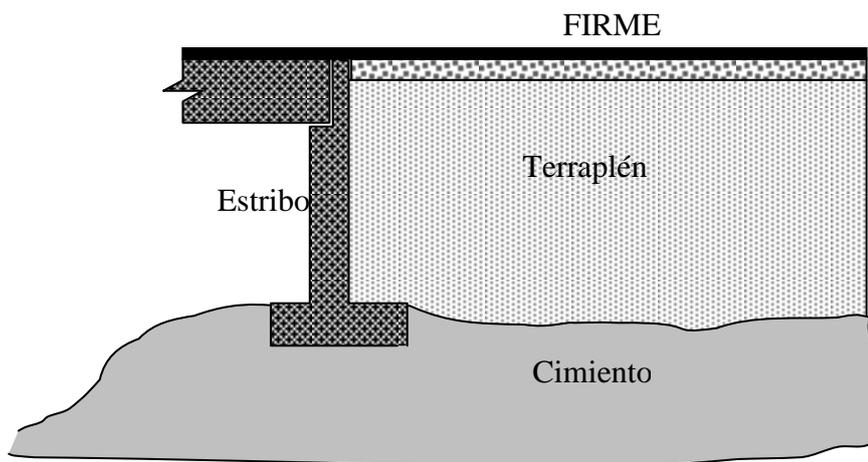


Figura 2-1 : Esquema de la transición terraplén estructura con estribo rígido.

El proceso constructivo de esta tipología de estribo tiene varias etapas diferenciadas. En primer lugar se procede a la ejecución de la cimentación del estribo, ya sean pilotes o cimentación directa mediante zapatas. Posteriormente se construye el alzado del estribo. Dado que una de las dos misiones del estribo es contener el derrame de tierras del terraplén, además del muro vertical que sirve de soporte al cargadero se disponen dos aletas laterales de altura variable, que cumplen esta función. Los ángulos que adoptan estas aletas respecto al cargadero vienen determinados por los taludes del terreno que constituye el terraplén y del terreno que sirve de base al estribo. Como ejemplo se incluye el estribo proyectado para la carretera A – 92, en la provincia de Almería.

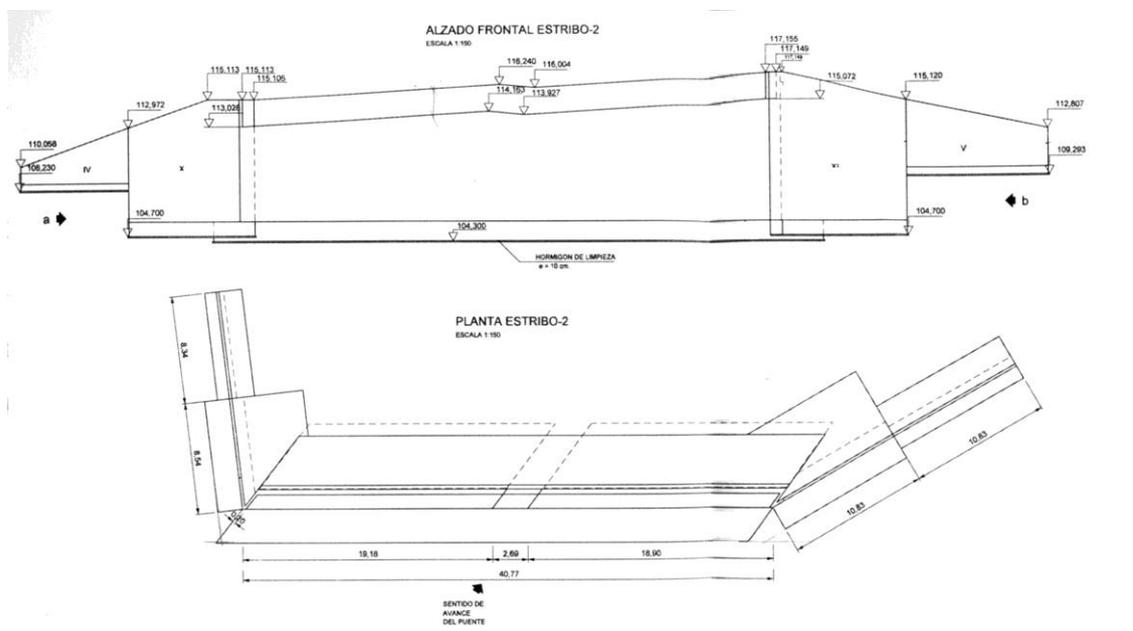


Figura 2-2: Planta y alzado de un estribo rígido.

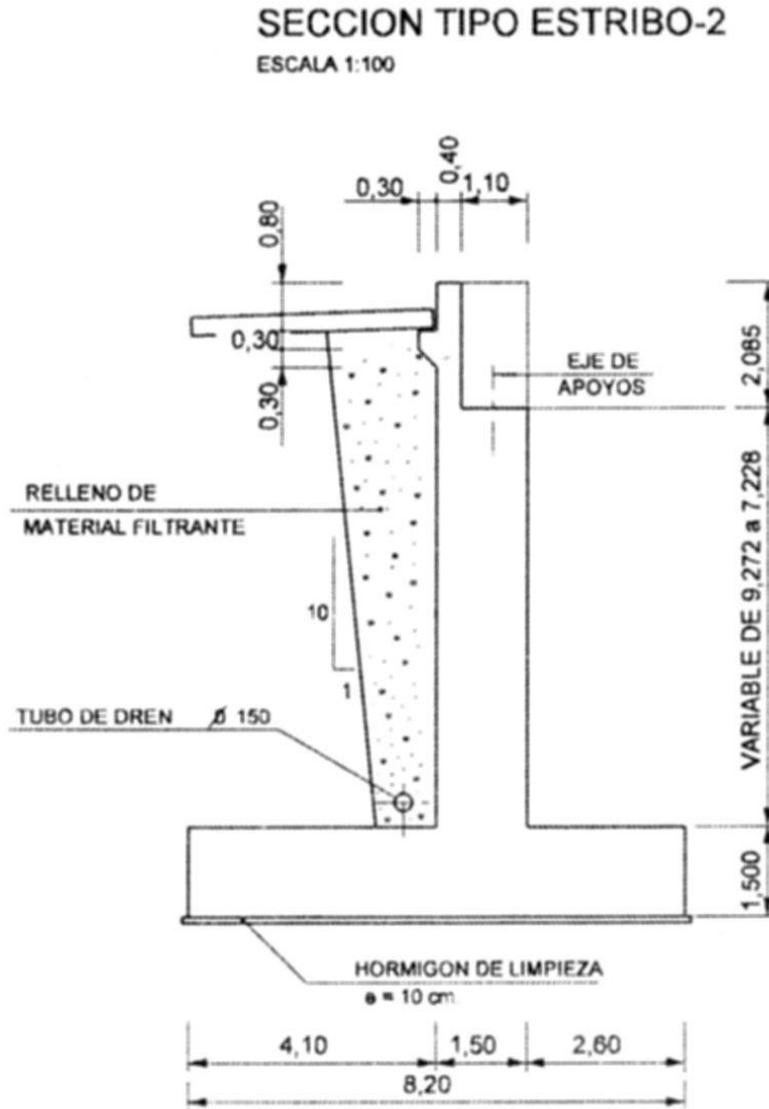


Figura 2-3: Sección tipo del estribo

Tras la construcción del muro, se procede a la ejecución del terraplén de acceso a la estructura. El proceso de construcción (PG-3 2002, artículo 330) consiste en la extensión de tongadas sucesivas de material, con los espesores y humedad establecidos por los pliegos de prescripciones técnicas y la dirección de la obra. Este material se compacta hasta alcanzar una densidad mínima del 95% de la densidad obtenida en el ensayo Proctor Modificado. El proceso continua hasta llegar a la parte superior del estribo. La compactación del material se realiza con los compactadores idóneos según el tipo de material que se trate (rodillos vibratorios, rodillos pata de cabra. Sin embargo, en las inmediaciones del estribo es difícil realizar una compactación adecuada. Para evitar

golpes al estribo, los compactadores deben detenerse a una distancia de seguridad, de manera que el material que esta directamente en contacto con el muro de hormigón se ha de compactar manualmente, con compactadores ligeros. Por lo tanto, la densidad del material en el punto de contacto es inferior a los requerimientos mínimos especificados para el resto del terraplén (Wahls, 1990). Una vez finalizado el terraplén, y tras la construcción del tablero, se ejecuta el firme de la carretera

2.2.3. Estribo flotante.

El segundo tipo de apoyo consiste simplemente en un cargadero apoyado directamente sobre el terraplén, al que transmite las cargas de la estructura. El terraplén se construye por tongadas, con la compactación especificada en el proyecto para obtener la capacidad portante necesaria para soportar el cargadero. La mínima densidad requerida es la correspondiente al 96 % de la densidad optima del ensayo Proctor Normal. (PG-3) En ocasiones la superficie del terraplén bajo la estructura se reviste con un enchachado que lo protege contra la erosión y evita la formación de cárcavas.

El esquema básico de este tipo de transición entre el terraplén y la estructura se representa en la figura 2.3:

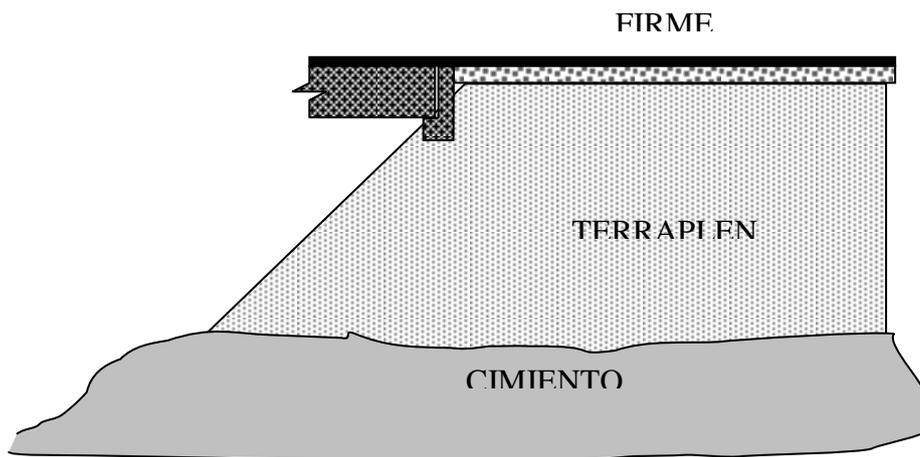


Figura 2-4: Esquema de la transición terraplén-estructura con estribo flotante

Cuando el estribo esta construido utilizando esta topología, el asiento del terraplén lleva consigo el descenso del estribo de la estructura, por lo que esta debe ser capaz de admitir con seguridad mayores deformaciones en los apoyos que en el caso del estribo rígido. Habitualmente se trata de puentes isostaticos, de vigas prefabricadas.

2.2.4. Comportamiento de las transiciones terraplén-estructura.

La estructura es un conjunto rígido, calculado y diseñado para resistir las cargas originadas por su peso propio y las sobrecargas de uso correspondientes. El estribo se proyecta como punto de apoyo de la estructura, y consta de los siguientes elementos:

- Cimentación
- Muro central.
- Aletas
- Cargadero

El cargadero sirve de apoyo al tablero, y transmite las cargas a la cimentación a través del muro central. Este muro, junto con las aletas laterales, tiene la función de contener las tierras del terraplén. La cimentación transmite las cargas al terreno. En función de la capacidad portante del mismo, la cimentación puede resolverse con zapatas o con pilotes, si es necesaria una cimentación profunda.

En general, los elementos resistentes de las estructuras se calculan con la hipótesis de que los apoyos se consideran fijos, es decir, los asientos de la cimentación son muy pequeños

Cuando el estribo es flotante, cimentado directamente sobre el terraplén, este se reduce a la cimentación directa, mediante zapatas, y al cargadero. En ocasiones, aparece un pequeño muro central, de poca altura, que une la cimentación y el cargadero y proporciona un elemento de contención de tierras en la parte superior del terraplén.

Por su parte, el terraplén adyacente es una obra de tierra que puede tener características muy dispares, dependiendo del tipo de terreno que atraviese la carretera. El terraplén se construye a base de capas sucesivas de material de aporte, compactadas de acuerdo con las especificaciones de cada proyecto (PG-3, artículo 330). Estas capas se asientan sobre el terreno natural, convenientemente preparado. A pesar de que se realice una correcta ejecución del terraplén y se lleve a cabo una adecuada compactación del material, es inevitable la aparición de asientos en su superficie, que pueden alcanzar valores de varios centímetros. Esto se debe principalmente a dos causas (Jiménez Salas, 1980).

Por un lado, el asentamiento del cimientado del terraplén. El terreno natural se ve sometido a la carga procedente del peso del material que se ha colocado sobre el, lo que desencadena la aparición de un proceso de consolidación. El terreno natural sufre una disminución de volumen, lo que se traduce en un descenso de la superficie. En función de la naturaleza, de su estado inicial y de su grado de saturación este proceso es de mayor o menor duración, pudiendo llegar a tener una duración de años, en el caso de materiales arcillosos o con un alto porcentaje de finos. (Crespo Villalaz, 1990)

Por otro lado, el asiento propio del material constitutivo del terraplén. En condiciones normales, los materiales que se utilizan para la ejecución de los terraplenes deben cumplir unas características mínimas (PG-3, artículo 330) para ser clasificados como suelos tolerables y ser utilizados para el núcleo de los mismos. Además, la puesta en obra se realiza en condiciones controladas de densidad y humedad, con una compactación mínima requerida del 95% de la densidad máxima Proctor Normal. El asiento de un terraplén compactado con dicha densidad viene a estar entre el 1 al 2 % de su altura, mientras que si se sube el porcentaje a un 98 % el asiento del terraplén se reduce a la mitad. El proceso de consolidación termina en uno o dos años. (Hoppe, 1999)

A la hora de analizar el comportamiento de los estribos, es necesario diferenciar entre los estribos rígidos y los estribos flotantes.

- Estribo rígido.

Cuando es necesaria la inclusión de una estructura con un estribo rígido en el trazado de una carretera, el proceso de construcción es el siguiente: Primero se construyen los estribos de la estructura. Después se procede al relleno del trasdos, se construye el tablero de la estructura y finalmente se ejecuta la capa de firme, que proporciona la superficie de rodadura de la carretera.

De esta manera, en una transición terraplén-estructura con estribo rígido están en contacto dos tipos de elementos diferentes, el estribo de la estructura, cuyos movimientos verticales son prácticamente despreciables y el terraplén de acceso, que es una obra de tierra que experimentara un proceso de consolidación y aparecerán asientos en su cara superior

El comportamiento de las transiciones así construidas ha sido estudiado por varios autores, (Steward, 1985; Laguros, 1990; Mahmood, 1990, Chini, 1992), que con llegan aproximadamente a las mismas conclusiones:

Transcurridos pocos años tras la construcción de la carretera, mas del 80 % de las transiciones terraplén-estructura construidas sin ninguna medida especial de refuerzo presentan problemas de asentamiento o desarrollan el llamado “Punto duro” (Laguros, 1990).

Este fenómeno consiste en el asentamiento diferencial del material de relleno del trasdos respecto al estribo en el punto de contacto entre ambos. El asiento del terraplén provoca el descenso de las capas de firme que se sustentan sobre el y la aparición de un desnivel en la superficie de rodadura respecto al firme dispuesto sobre la estructura. Si el asentamiento es muy importante, aparece el llamado “punto duro”. Los vehículos al pasar por este punto “chocan” con la estructura y los ocupantes experimentan aceleraciones inadmisibles. En casos extremos, los choques de los vehículos con el estribo pueden originar sobrecargas que afectan negativamente a la duración de la estructura o incluso, dificultades del conductor para mantener el control de su vehículo. (Hoppe, 1990)

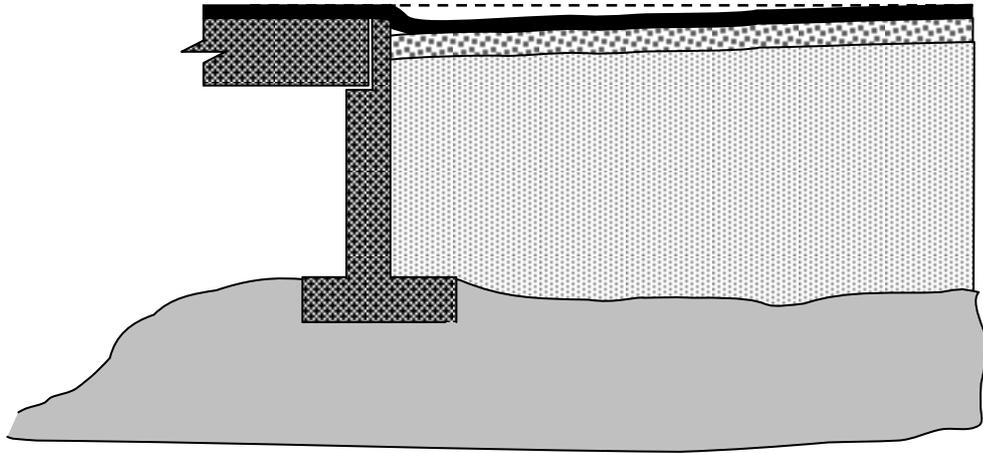


Figura 2-5: El “punto duro” de las transiciones terraplén-estructura

Las principales causas de este fenómeno son las siguientes:

- El asiento del terreno que sirve de apoyo al terraplén, principalmente por el peso del propio terraplén (Steward, 1985, Stark et al, 1995)
- El asiento del material constitutivo del terraplén (Steward, 1985; Wu & Helwany; 1990)
- El hundimiento de la superficie de contacto entre la tierra y el estribo por una inadecuada compactación (Kramer y Sajer, 1991)
- La ausencia de medidas de drenaje adecuadas (Mahmood, 1990)
- Como causas menores, cabe citar la erosión del terraplén y los movimientos de la estructura (Hoppe, 1999)

El asentamiento del terraplén, cuando las deformaciones son muy importantes, provoca la aparición de fisuras en el firme. La infiltración de agua de lluvia acelera el proceso de consolidación, de manera que el relleno se puede degradar rápidamente y provocar la necesidad de reparar la transición.

Los principales factores que influyen en el comportamiento de las transiciones son (Mahmood, 1990):

- La naturaleza del material del cimientto.
- La naturaleza del material del relleno del estribo
- La compactación del relleno del estribo.
- El tipo de estribo. Los estribos flotantes o de tierra armada presentan mayores deformaciones.

Como conclusión, se obtiene que en el caso de las transiciones en las que existe un estribo rígido cuyo trasdos se rellena con el terraplén de un modo similar al resto de la carretera, habitualmente se desarrolla el “punto duro” de la carretera. Cuando este escalón supera un límite, aparte de las molestias ocasionadas a los usuarios de la carretera, es necesario reparar el daño producido.

- Estribo flotante

En el caso de los estribos flotantes, el proceso de construcción es diferente. Dado que la cimentación descansa directamente sobre el terraplén de acceso, es necesario construir este en primer lugar. Se construye igualmente por tongadas sucesivas, con una compactación mínima del 95 %, hasta llegar a la cota de cimentación del cargadero. Es habitual utilizar materiales seleccionados en la parte del terraplén situada bajo el cargadero, para asegurar una mayor capacidad portante del terreno en el área situada inmediatamente bajo la cimentación (Ministerio de Fomento. Proyecto de construcción La Rioja-Almería, 1998)

Los terraplenes de cimentación experimentan un mayor asiento en la zona de apoyo del cargadero, por la carga que les transmite la estructura, y la diferencia de pendiente en los accesos se incrementa notablemente. (Briaud, 1997)

Al producirse el descenso del apoyo, la pendiente de la carretera en la zona de la estructura y en la zona del terraplén se alteran, moviéndose en sentido contrario una respecto a la otra. Por ello, el conductor puede experimentar un cambio brusco de orientación en el pavimento al circular por la transición. Además, la concentración de cargas en los extremos de los terraplenes, en ocasiones origina un mayor asiento del terraplén en la zona de apoyo y la aparición del “punto duro”. Los estribos construidos de este modo experimentan mayores asientos que los estribos rígidos (Mahmood, 1990).

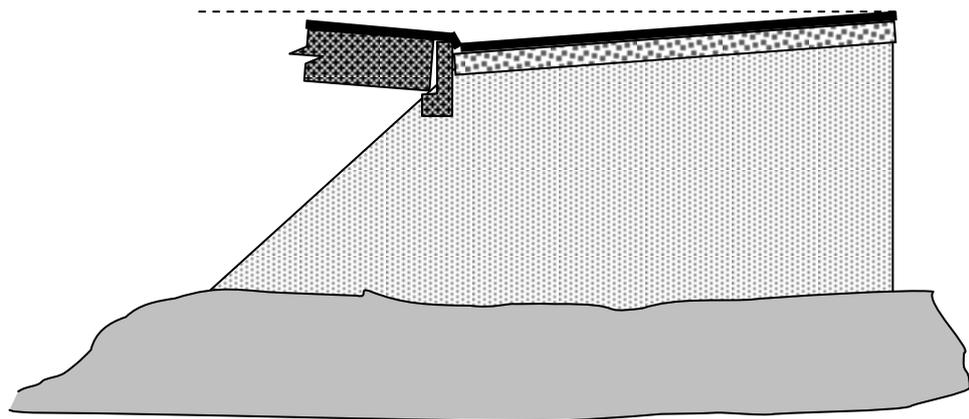


Figura 2-6: Deformación del estribo flotante

Las principales causas de estos movimientos son similares a las ya recogidas para los estribos rígidos, el asiento del cimiento del terraplén, el asiento del material constitutivo del terraplén, la ausencia de medidas de drenaje adecuadas, y como causas adicional, la carga transmitida por la estructura y las erosiones que se producen en el terraplén

2.2.5. Conclusiones.

Como conclusión se tiene que cuando no se construyen con algún tipo de refuerzo, la mayor parte de las transiciones construidas entre las estructuras y los terraplenes de acceso presentan problemas de asentamientos. Cuando el terraplén experimenta asentamientos diferenciales respecto a la estructura, el firme que soporta sigue sus movimientos y aparecen escalones en la superficie de rodadura. Es el llamado “punto duro”, causante de fuertes incomodidades a la circulación rodada y que provoca la necesidad de realizar operaciones de mantenimiento periódicas.

Las causas de su aparición son fundamentalmente el asiento de los materiales constituyentes del terraplén de acceso y del terreno natural que le sirve de cimiento, casi como deficiencias en el drenaje.

La aparición del “punto duro” ocasiona graves molestias a los usuarios de la carretera cuando lo atraviesan con su vehículo, especialmente en el caso de vehículos ligeros circulando a grandes velocidades. (Hoppe, 1990). En casos extremos, se puede llegar a la pérdida del control del vehículo (Luna, 2002), y a fuertes impactos dinámicos sobre la estructura. Incluso se ha observado que una gran cantidad de motoristas han sufrido accidentes cuando circulan por transiciones en las que ha aparecido el “Punto duro” (Hu, 2002).

2.3. EXPERIENCIAS, ESTUDIOS E INVESTIGACIONES.

2.3.1. Introducción

Hasta la década de los setenta, la red de carreteras en España constaba en su mayor parte de carreteras de dos carriles con radios de las curvas inferiores a 100 metros, lo que unido a las características de los vehículos circulantes, hacía que la velocidad de circulación fuera muy reducida, inferior a 60 km/h. Por ello, el efecto de la presencia del “punto duro” no es de importancia a la hora del diseño de las carreteras. A partir de 1967, con el desarrollo del Plan REDIA, se construyeron un total de 5.000 kilómetros de

carreteras de dos carriles de 7 m de ancho con arcenes laterales de 2,5 m en las seis radiales y el arco mediterráneo, y se mejoran los parámetros de trazado de las carreteras. (Ministerio de Obras Publicas y Urbanismo, 1975). Esto, unido a la mejora tecnológica de los vehículos, produce un aumento de la velocidad de circulación, aunque el numero de estructuras y obras de paso sigue sin ser importante dentro del trazado de la carretera.

Con la puesta en marcha en 1984 del Plan General de Carreteras se comienza a construir la red actual de carreteras de gran capacidad, de doble calzada, con radios amplios (superiores a los 300 m en su mayoría y a 500 metros en muchos tramos de la red). Las autovías que se construyen a partir de entonces tienen dos características fundamentales:

- Permiten la circulación de vehículos de altas prestaciones a altas velocidades.
- Precisan para su materialización, sobre todo en terrenos ondulados o montañosos, de la construcción de terraplenes y desmontes de gran altura.
- Son necesarias numerosas estructuras en puentes, viaductos, pasos superiores, enlaces, etc.
- El confort y la seguridad del usuario adquieren un lugar importante en las exigencias de proyecto y construcción de la carretera.

Por ello, la incidencia del problema del “punto duro” adquiere mayor importancia y empieza a dedicarse una mayor atención al estudio de este problema.

A partir de los años ochenta comienzan a aparecer las primeras investigaciones sobre el comportamiento de las transiciones. Estas investigaciones se pueden clasificar en tres categorías:

- 1.- Estudios empíricos sobre el comportamiento de transiciones existentes.
- 2.- Análisis teóricos del sistema
- 3.- Ensayos a escala real.

2.3.2. Estudios empíricos sobre el comportamiento de transiciones existentes.

En la década de los ochenta comienzan a aparecer los primeros estudios sobre las transiciones terraplén-estructura. Son trabajos basados en recogidas de datos acerca del estado de las transiciones situadas en un ámbito geográfico determinado. Analizando las características generales de cada una de ellas, en estos estudios se trata de identificar las causas del asiento de la carretera, analizar los factores que influyen en su aparición y proponer soluciones adecuadas para evitar su aparición o mitigar sus efectos.

En primer lugar aparecen los trabajos de Steward (1985), del Departamento de transportes de California. En el mismo da cuenta del importante problema que supone el asiento de los terraplenes de acceso a las estructuras. Este fenómeno origina unos importantes gastos para su reparación y mantenimiento. Afirma que las principales causas de dichos asientos son:

- La subsidencia del cimiento
- El asentamiento del relleno.

Para solucionar el problema realiza las siguientes recomendaciones:

- El uso de un relleno de material seleccionado hasta una distancia de 45 m del estribo de la estructura
- La impermeabilización de las juntas
- La utilización de losas de transición de 9 metros de largo.

Mahmood (1.990), al realizar su tesis doctoral, analiza el fenómeno del asiento de los terraplenes de acceso a las estructuras. En ella coincide con Steward en que los asientos se deben por un lado al asiento del cimiento del terraplén y por otro lado al asiento del material de relleno del trasdos del estribo. Sin embargo, va mas allá y detalla una serie de factores adicionales que influyen en su magnitud.

- El material del cimiento del terraplén. Si el cimiento del terraplén esta formado por materiales granulares, con pocos finos, los asientos son muy reducidos. Por le contrario, las transiciones construidas sobre materiales arcillosos experimentan asientos incluso largo tiempo después de haber sido construidas.
- El tipo de estribo. Los estribos flotantes o de tierra armada producen mayores deformaciones en los accesos a las estructuras, comparados con los estribos completos.
- La presencia de aletas. Cuando no hay protecciones laterales en el derrame de tierras, el asentamiento es mayor.
- El tráfico no tiene influencia. La aparición de asientos no muestra relación estadística alguna con la intensidad de trafico que circula por la carretera.

El estudio recomienda el empleo de varias técnicas de mejora del terreno, como drenes y sobrecarga, para minimizar el impacto del asentamiento del cimiento. Sin embargo, no menciona las losas de transición.

Wahls, (1990), atribuye el asiento delas transiciones a los siguientes factores:

- La consolidación de la cimentación.
- La consolidación del terraplén.
- La compactación inadecuada en las inmediaciones del estribo causadas por las dificultades de acceso de los compactadores en este área.
- La erosión de los terraplenes en el caso de los estribos flotantes.
- Drenaje inadecuado del terraplén y del relleno del estribo.
- EL diseño de las losas de transición.
- El tipo de estribo y de su cimentación.

Este mismo autor sugiere que cuando la superficie de la rodadura llega a un asiento diferencial de 0,5 pulgadas (13 mm) es necesario realizar la reparación del pavimento en esta zona.

En 1990, una investigación realizada por Wolde-Tinsae, en la Universidad de Maryland, afirma que la mayor parte de los problemas existentes en los terraplenes de acceso a las estructuras se pueden asociar al asiento diferencial que aparece entre el pavimento de la carretera y el estribo de la estructura. Asimismo, pueden aparecer rotaciones o movimientos laterales de los estribos. Este estudio resume los principales problemas que se han encontrado en las transiciones:

- Hundimiento de los terraplenes en las inmediaciones de las estructuras.
- aparición del “punto duro”
- Cambios bruscos de pendiente en la carretera.
- Presencia de grietas en la superficie.

Aprecia que las principales causas de estos problemas son la utilización de materiales marginales en la construcción de los rellenos de los estribos y una inadecuada compactación de los mismos. Para evitarlos hace una recopilación de las medidas correctoras que se han utilizado, y recomienda la utilización de varias de ellas. Entre las actuaciones propuestas destacan:

- La utilización de losas de transición,
- Garantizar la evacuación del agua con sistemas de drenaje.
- Construir los terraplenes con materiales granulares
- La utilización de geotextiles.

En función de la altura de los terraplenes se indican distintas longitudes de losas de transición. Preconiza especialmente la construcción de los terraplenes de acceso con materiales granulares seleccionados. Se concede gran importancia a conducir el agua lejos de las áreas problemáticas del sistema.

En 1990, Laguros realiza una primera aproximación a un método estadístico para evaluar las causas del asentamiento de los terraplenes de acceso en 758 terraplenes de setenta y siete condados del estado de Oklahoma. En esta investigación, se recogen datos acerca del puente, del tipo de estribo, del terraplén, así como los datos existentes acerca de la construcción y el mantenimiento realizados en estas estructuras por el departamento de transportes de Oklahoma. El análisis ha mostrado que un 83 % de los terraplenes analizados presentan problemas de asentamientos. Los pavimentos rígidos y los firmes flexibles presentan un comportamiento similar a largo plazo, pero a corto plazo los firmes rígidos tienen un mejor comportamiento. Los estribos pilotados y terraplenes de gran altura con elementos de drenaje insuficientes son los sistemas que presentan un peor comportamiento y mayores asentamientos. Se han utilizado técnicas de regresión lineal para obtener una relación empírica entre el asiento del terraplén y los parámetros causantes tales como la edad de la carretera, la altura del terraplén, el volumen de tráfico y el esviaje de la carretera

Wu and Helwany (1990) han realizado un estudio sobre el efecto de reforzar el terreno del terraplén de acceso con materiales geosintéticos. La principal conclusión es la mejora del comportamiento del relleno del trasdoso frente a asiento vertical, especialmente si se deja un espacio entre el terraplén y el estribo, de forma que el terreno pueda deformarse horizontalmente y se movilice la resistencia a cortante que proporcionan los geosintéticos.

Kramer y Sajer, (1991) del Departamento de transportes del Estado de Washington identifican tres fenómenos como los principales causantes de la aparición de deformaciones en la superficie de rodadura:

- La consolidación del cimiento.
- El asentamiento del terraplén.
- El hundimiento de la superficie de contacto entre la tierra y el estribo debido a la inadecuada compactación.

Como soluciones no recomiendan el uso generalizado de las losas de transición, sino un estudio detallado realizado por un ingeniero geotécnico competente. Como medida

fundamental preconiza el uso del relleno del trasdós de material granular seleccionado y un control intensivo de su compactación

James et al, (1991), tras investigar el comportamiento de las transiciones en 131 puentes del estado de Texas, afirman que el comportamiento de las transiciones construidas con pavimentos asfálticos es mejor que el de los construidos con pavimentos rígidos. Asimismo, destacan que cuando las juntas de expansión de los puentes están mal construidas, las cargas de impacto que se producen aceleran el asentamiento del pavimento.

Chini et al. (1992), al analizar los elementos que influyen en el comportamiento de los accesos a las estructuras, llega a conclusiones similares a los autores anteriores. Especifica que el proceso de consolidación del terreno de cimentación es el responsable fundamental de los defectos existentes en las transiciones.

Estima que ante todo es necesario eliminar en lo posible los asientos diferidos del cimiento tras la construcción de la carretera. Para ello, propone el saneo del cimiento del trasdós cuando este sea compresible, la realización de precompactaciones dinámicas del mismo, su sobrecarga, etc.

Respecto al terraplén de acceso, indica la utilización de materiales seleccionados en su construcción y una compactación mínima del 95 % Proctor, así como la inspección detallada de su construcción.

Starck et al, en 1995, han realizado una investigación sobre 1181 puentes situados en el estado de Illinois. Entro los resultados destaca que únicamente un 15 % de las transiciones no mostraban ningún asentamiento. Sin embargo, un 27 % tenían asientos por encima de dos pulgadas (5 cm), que corresponden a un asiento severo. Además, indica que cuando la diferencia de pendientes entre la transición y el tablero del puente es mayor de 1/200, el conductor aprecia fuertes movimientos en el vehículo al atravesar la transición. .

Briaud et al, (1.997), en una publicación muy completa patrocinada por el Transportation Research Board, realiza un resumen de las investigaciones anteriores. En primer lugar detalla los errores comunes que conducen a la aparición de asentamientos en los terraplenes de acceso a las estructuras:

- Imprevisión respecto a los asientos del suelo de cimentación del terraplén.
- Mala compactación del terraplén.
- Drenaje insuficiente, que conduce al lavado de los finos del terraplén y al desarrollo de huecos bajo el firme de la carretera
- Mala construcción de las juntas de dilatación de los puentes, lo que produce cargas de impacto y cargas térmicas que afectan al comportamiento estructural del relleno del trasdos del estribo.

Asimismo llama la atención sobre varias situaciones que aumentan los asientos diferenciales de las transiciones:

- Terraplenes de gran altura.
- Estribos pilotados.
- Suelos de apoyo arcillosos o blandos.
- Tormentas frecuentes y de gran intensidad.
- Variaciones extremas de temperatura.

Para minimizar estos asientos, propone la ejecución de alguna o varias de las siguientes medidas:

- Construir el terraplén sobre terrenos resistentes.
- Construir losas de transición de la longitud suficiente.
- Construir el terraplén de materiales seleccionados.
- Compactar adecuadamente el terraplén.
- Diseñar y ejecutar un drenaje adecuado.
- Construir los terraplenes de acceso a las estructuras de una altura reducida.

- Extremas la vigilancia y el control de calidad durante la construcción de las transiciones.
- Esperar un tiempo suficiente entre la construcción del terraplén y la construcción del firme de la carretera.

Finalmente, propone una serie de medidas que debería adoptar el personal de control de los organismos estatales responsables del proyecto y la construcción de carreteras, de manera que los problemas causados por el asiento de las transiciones se reduzcan considerablemente:

- Tratar el “punto duro” como un problema en si mismo y considerar como un objetivo principal del proyecto evitar su aparición.
- Asignar a un ingeniero la responsabilidad del diseño adecuado para resolver este problema en cada estructura en particular.
- Poner énfasis en la colaboración entre los ingenieros de construcción, de mantenimiento, geotécnicos, estructurales, etc.
- Realizar cálculos específicos del asiento de cada transición.
- Si el asiento diferencial es excesivo, incluir una losa de transición.
- Diseñar un drenaje adecuado
- Diseñar un sistema de protección contra la erosión.
- Utilizar un conjunto adecuado de prescripciones.
- Realizar una vigilancia estrecha por parte de inspectores cualificados.
- Realizar una inspección detallada de la construcción de las juntas.

Briaud también incluye un recuento básico que muestra la gravedad del problema. En 1995, se habían construido aproximadamente un total de 600.000 puentes en el territorio de los Estados Unidos. De ellos, 150.000 (un 25 %) presenta problemas serios de asientos en sus accesos. Para remediarlo, se gastan en Estados Unidos del orden de 100 millones de Dólares anuales.

Concluye que para evitar asientos importantes en las transiciones terraplén estructura, es necesario realizar un estudio concreto en cada caso en particular. Asimismo, basándose

en la pendiente de la carretera en la zona correspondiente a las transiciones, propone unos límites que imponen la necesidad de realizar algún tipo de actuación:

1/125 como límite para proceder a la reparación del pavimento.

1/200 como situación deseable para la circulación del tráfico rodado.

De estos límites se deduce la siguiente fórmula para el cálculo de la longitud necesaria para una losa de transición:

$$L = 200 (sf - sa)$$



L = Longitud de la losa de transición.

Sf = asiento esperado del terraplén de acceso.

Sa = asiento esperado del estribo de la estructura.

Suponiendo que el estribo esta empotrado en el cimiento y que no presentará asientos, se podría calcular la longitud de la losa de transición únicamente basándose en el asiento esperado del terraplén.

Utilizando esta fórmula, se obtendría que para la longitud establecida por la normativa española para las losas de transición de 5 metros, el máximo asiento admisible del terraplén es de 2,5 cm.

Si se considera el caso de un terraplén de acceso de altura reducida, es decir, cinco metros, y se admite que el asiento previsible del terraplén es del 1 % de su altura, eso quiere decir que antes de construir la losa y el firme el terraplén ha debido sufrir por lo menos la mitad de su proceso de asentamiento. En el caso de terraplenes mayores, del orden de diez metros, los asientos propios son mayores (10 cm) y es necesario esperar el tiempo suficiente para que el terraplén se consolide prácticamente en su totalidad.

Por ello, se aprecia que el valor máximo de 2,5 cm de asiento del terraplén es un valor considerable en el caso de terraplenes bajo, inferiores a cinco metros, pero cuando la altura de los terraplenes supera los diez metros, estos 2,5 cm suponen una parte muy pequeña del total del asiento previsto del terraplén, por lo que antes de la construcción de la superficie de rodadura es necesario esperar el tiempo suficiente para que el proceso de consolidación haya finalizado.

En esta misma línea, Ye-Jianshu (1997) afirma que el control del asentamiento de los terraplenes de acceso es fundamental a la hora de prevenir la aparición del punto duro de la estructura. Tras realizar un análisis acerca del asentamiento diferencial entre el terraplén de acceso a la estructura y el estribo de la misma, sugiere que el límite de la pendiente de la carretera en esta zona es de 1/250.

Finalmente, Edward Hoppe, (1999), realiza una recopilación sobre las soluciones aplicadas en los distintos departamentos de transportes de los 50 estados de Estados Unidos, para el diseño y construcción de las transiciones en las obras de paso. Es un estudio exhaustivo en el que se remite una encuesta a cada uno de dichos departamentos en la que se solicita información sobre una gran variedad de aspectos relacionados con las transiciones. A la misma han respondido 39 de los 50 departamentos de transporte de los Estados Unidos.

Se describen como causas principales de la aparición del “Punto duro” las siguientes:

- La consolidación del cimiento del terraplén.
- La consolidación de la masa del terraplén.
- Defectos de consolidación en el trasdos de la estructura
- Un drenaje insuficiente

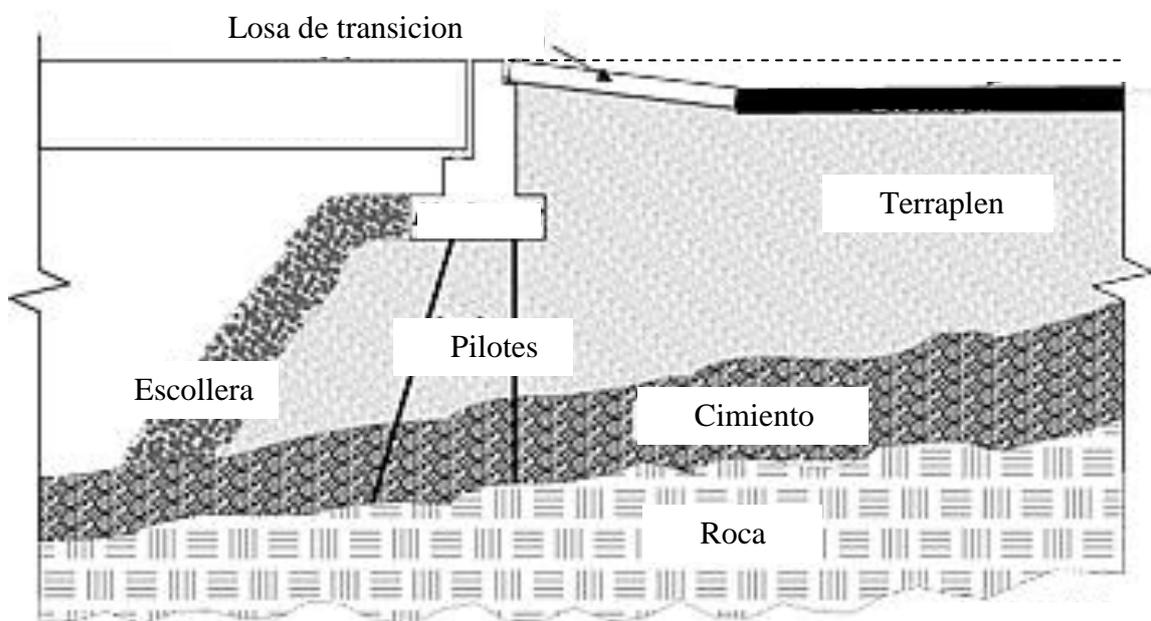


Figura 2-7: Esquema de una transición (Hoppe, 1999)

Gran parte del informe se focaliza en el estudio de las losas de transición. Sobre la base de las respuestas remitidas por los departamentos de transporte de los diversos estados, se obtienen los siguientes resultados:

- Respecto a las ventajas y desventajas de las losas de transición:

En general, se afirma que la principal ventaja es que proporciona al vehículo una rodadura suave cuando atraviesa una transición. Como ventajas secundarias se tiene que

reduce las cargas de impacto sobre el estribo de la estructura, y ayuda a mejorar el drenaje de la zona de contacto entre el relleno y el estribo. Como principal desventaja se apunta su alto coste y la dificultad de su reparación cuando se rompen.

- Extensión de su utilización.

La mayor parte de los estados recomiendan su utilización en las estructuras de las carreteras principales, mientras que el 50 % de ellos extienden su uso a las carreteras secundarias. Únicamente dos estados recomiendan su no utilización.

- Criterios para su utilización:

Se recomienda su utilización en función de la categoría de la carretera, y su nivel de tráfico.

- Dimensiones típicas:

La longitud de las losas utilizadas en cada caso oscila entre 3 y 12 metros, siendo la más utilizada la losa de 20 ft (6,1 m) de longitud, con un espesor de 30 cm.

- Especificaciones del relleno del estribo:

El 50 % de los estados establecen el uso de material granular seleccionado en los rellenos de los trasdoses, fundamentalmente limitando el porcentaje de finos admisible, y compactando el material al 95 % Proctor, llegando en cuatro casos a pedirse el 100 % de la densidad Proctor.

- Especificaciones de drenaje.

Se establece en la mayor parte de ellos la utilización de medidas de drenaje adecuadas, que incluyen drenes horizontales, geotextiles, y capas drenantes. Asimismo, se destaca la dificultad de compactar adecuadamente el material inmediatamente en contacto con el estribo.

Como conclusiones principales de este estudio cabe destacar las siguientes:

- Es necesaria la construcción de losas de transición en carreteras con tráfico importante. Con ello reduce el problema del punto duro de la estructura y se minimiza la necesidad de realizar trabajos de mantenimiento de la carretera que originan importantes problemas de circulación.
- Es recomendable incluir análisis de asientos de los terraplenes de acceso en los informes geotécnicos correspondientes a los proyectos de nuevas estructuras. Se valorara en cada caso la solución a adoptar.
- Se adaptará la longitud de las losas de transición al asiento esperado del terraplén de acceso.
- Utilizar sistemas tales como la precarga del terreno de asiento del terraplén para minimizar el problema de los asientos a largo plazo.
- Realizar el relleno de los trasdoses de las estructuras con materiales seleccionados, que presentan menores deformaciones.
- Sugiere la posibilidad de modificar la superficie de rodadura en los accesos a las estructuras dando una contrapendiente de 1/125 en el paso del terraplén a la estructura, de forma que el previsible e inevitable descenso del terraplén se vea compensado por la “contraflecha” de la carretera.

Das, S.C., del centro de investigaciones del transporte del estado de Luisiana, en 1999 ha dirigido una investigación acerca del estado de ciento cuatro transiciones construidas

en el sur del estado. El terreno predominante en esta zona consiste en los aluviales del río Mississippi, cerca de su desembocadura. Son materiales blandos, con una baja capacidad de soporte. Por ello, los terraplenes sufren importantes asentamientos, y se limita su altura. Las estructuras se cimentan siempre sobre pilotes. Los terraplenes de acceso a las estructuras se construyen siempre con losas de transición. Los datos recogidos acerca de cada una de estas transiciones son:

- Dimensiones de la losa de transición.
- Armadura de la losa
- Dimensiones de los pilotes del estribo.
- Dimensiones del terraplén de acceso.
- Naturaleza del material del terraplén.
- Condiciones del terreno de cimentación.

Para evaluar el estado de una determinada transición, se desarrolla un método que utiliza el IRI, medido mediante láser. En función de los valores de la pendiente del terraplén de acceso a la estructura, se obtiene el estado de la transición. Los resultados obtenidos han sido los siguientes:

- Losas en perfectas condiciones: 4 %
- Losas en buen estado: 22 %
- Losas en regular estado: 33 %
- Losas en mal estado: 22 %
- Losas en muy mal estado: 19 %

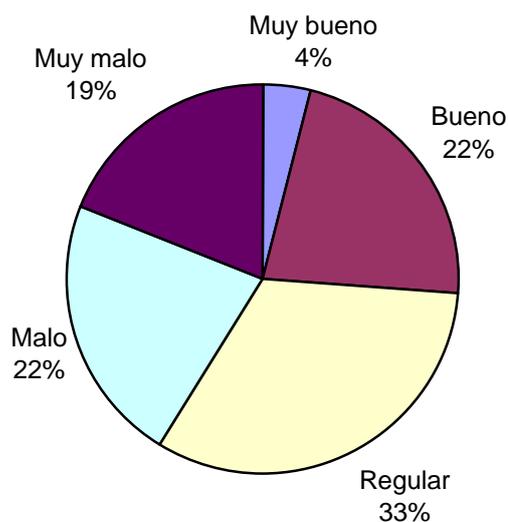


Figura 2-8: Estado de las losas de transición en el estado de Luisiana

Se observa que únicamente un 26 % del total de las losas presentan un buen estado. Un importante porcentaje, por encima del 70 % (Coincidiendo con los resultados de Laguros en 1990) no está en buenas condiciones para la rodadura de los vehículos.

Hu, (2002) del departamento de transportes del estado de Delaware, establece unas recomendaciones para el diseño de las transiciones de las estructuras presentes en las carreteras de dicho estado:

- Es obligatorio incluir losas de transición.
- La compactación mínima del terraplén de acceso debe incrementarse hasta el 98% de la densidad Proctor Normal. Esta compactación debe realizarse por escalones.
- En el caso de pavimentos rígidos, deben sellarse las juntas entre las losas del pavimento y la de transición.

Luna (2002), del departamento de transportes del estado de Missouri afirma que un alto porcentaje de los accesos a los puentes ha experimentado asentamientos importantes, incluso

poco tiempo después de su apertura al tráfico. En varios casos las losas de transiciones han roto, incluso produciendo el punto duro. Esto afecta al confort de la circulación de los usuarios de la carretera, y en casos extremos, puede resultar incluso peligroso. además, origina cuantiosos gastos para su reparación

Dupont y Allen, (2002) del Kentucky Transportation Center, realizan un extenso informe estudiando los asentamientos de las transiciones, analizando sus causas y proponiendo soluciones de mitigar sus efectos. Tras el análisis del esquema estructural de las transiciones, destacan como causas de su asentamiento:

- La consolidación del terraplén de acceso, sobre todo si se construyeron suelos inadecuados o con una baja compactación
- La consolidación del suelo de cimentación del terraplén, debido tanto a las cargas de tráfico de la carretera como del propio peso del terraplén.
- Errores de diseño o de construcción. Entre estos destaca una selección inadecuada del método de compactación, unas juntas mal ejecutadas, etc.
- Drenaje insuficiente. El acceso del agua al núcleo del terraplén causa una reducción de su capacidad de soporte, un lavado de los finos y la aparición de procesos erosivos.

Afirman que la solución habitual consistente en el relleno del bache existente en la superficie de rodadura con una cuña asfáltica supone únicamente una reparación temporal, que generalmente al cabo de un año precisa una nueva actuación.

Como soluciones para estos problemas propone los siguientes métodos:

- La mejora de las características del suelo de cimentación mediante la precarga o la estabilización mecánica o química.
- La construcción de los terraplenes de acceso con materiales seleccionados, evitando los suelos cohesivos.
- Reforzar los espaldones de los terraplenes, haciéndolos más tendidos o colocando geosintéticos.

- Construir la superficie de rodadura de la carretera con una “contrapendiente, previendo el asiento del terraplén.
- Construir losas de transición cuando sea necesario.
- Construir elementos de drenaje suficientes.

Finamente, recomienda una serie de actuaciones, para aliviar sin un coste excesivo el problema de los asientos de las transiciones:

- Dejar a los terraplenes el tiempo suficiente para que experimente la mayor parte de su consolidación antes de construir el firme de la carretera.
- Construir los rellenos de los estribos con materiales seleccionados.
- Cuidar el diseño de los elementos de drenaje en el entorno de las transiciones.
- Requerir un plazo de garantía a las empresas constructoras de las estructuras y sus accesos.
- Reducir la pendiente lateral de los terraplenes.
- Adecuar el diseño de la losa de transición al asentamiento esperado del terraplén.

2.3.3. Análisis teóricos sobre el comportamiento de las transiciones.

Existen escasos estudios teóricos que desarrollen formulas o métodos validos que permitan obtener de un modo sencillo y fiable el comportamiento de una transición determinada (Wilson, 1999)

En un primer estudio, Mahmood, Laguros y Zamman, en 1990 han desarrollado varios modelos estadísticos para la caracterización cuantitativa del asiento de los terraplenes de acceso. De este modo, se pretende conseguir la predicción del posible asentamiento que sufrirán los terraplenes de acceso a una estructura determinada, identificar localizaciones que no sean adecuadas para la construcción de unos puentes y evaluar la importancia relativa entre los distintos factores que pueden causar el asentamiento de la superficie de

rodadura. Se han realizado análisis de regresión lineales y no lineales examinando la importancia relativa de los distintos factores y a continuación se han construido desarrollado modelos empíricos basados en los valores obtenidos para cada uno de los factores. No se han incorporado resultados de laboratorio, de forma que para el desarrollo de los modelos estadísticos se han utilizado exclusivamente los datos obtenidos del terreno.

Tras la aparición de los primeros programas comerciales de cálculo por elementos finitos, a partir de los años ochenta, se comienzan a realizar modelos de elementos finitos de las transiciones y analizar su comportamiento. Sin embargo, estos los análisis de la respuesta de las transiciones chocan con las incertidumbres derivadas de las propias hipótesis de comportamiento de los distintos elementos que componen el sistema (Wilson, 1999). En principio, el estribo de la estructura puede modelizarse con bastante facilidad. Puede suponerse como un muro rígido que contiene el relleno del trasdos, o pueden asignarse las propiedades elásticas correspondientes a sus materiales y a sus dimensiones.

En cambio, la respuesta del terreno es mucho más difícil de modelizar. En el caso de las transiciones, se tienen dos materiales distintos: el material constituyente del terraplén, y el suelo de soporte del mismo. Es necesario utilizar un modelo de comportamiento del terreno que sea capaz de calcular los asentamientos de las distintas capas de material y su evolución a lo largo del tiempo. (Laguros, Zamman, 1994). En general, es posible representarlo de manera aproximada mediante un modelo de suelos de tipo Cam-Clay o Mohr-Coulomb, lo que exige disponer de un programa de cálculos geotécnicos por métodos de elementos finitos.

En el campo de los estudios de consolidación de los terraplenes modelizándolos con elementos finitos destacan los trabajos de Laguro y Zamman, entre 1990 y 1994, de la universidad de Oklahoma. Estos investigadores han realizado una gran cantidad de estudios teóricos acerca del comportamiento de las transiciones terraplén-estructura. Sus primeras publicaciones datan de 1990. Para llevarlo a cabo han desarrollado un programa específico de elementos finitos capaz de reproducir el fenómeno de los asentamientos diferenciales a través del proceso de consolidación del cimiento del terraplén.

Para la construcción de sus modelos, el material del terraplén se modeliza como elástico lineal, con elementos isoparamétricos de ocho nudos. El cimiento se modeliza como un dominio semiinfinito con dos regiones; La próxima al terraplén se modeliza con elementos de ocho nudos isoparamétricos, mientras que a partir del punto en que las tensiones son reducidas se utilizan elementos infinitos de tres nudos, (Rajapakse et al. 1985). El comportamiento no-lineal del suelo se modeliza mediante el modelo constitutivo Cam-Clay (Roscoe et al 1963, Shofield et al. 1968) (Zamman, Laguro et al. 1991, 1993) y el proceso de consolidación del terreno se basa en la teoría de consolidación tridimensional de Biot (1941). Se asume que el terraplén no está saturado, mientras que el suelo de apoyo está saturado.

Las hipótesis de partida para la construcción del modelo son las siguientes:

- El asiento se produce únicamente en el cimiento, durante la fase de construcción del terraplén, debido a su peso.
- No se tienen en cuenta posibles grandes deformaciones.
- El suelo de cimentación está saturado, mientras que el terraplén no.
- El terraplén tiene un comportamiento elástico lineal.
- El cimiento tiene un comportamiento anisótropo basado en el modelo Cam-Clay.

En este análisis se observa un que el calculo del asentamiento se confía únicamente a la deformación del cimiento, sin atender al asiento del propio terraplén. Otros trabajos, como los de Wilson, en 1999 han citado que los resultados obtenidos aplicando la formulación descrita en estos estudios no coinciden con el comportamiento en la realidad.

En general, se recomienda que un ingeniero geotécnico sea el encargado de estudiar cada transición de un modo individualizado. (Kramer y Sajer, 1990, Briaud et al, 1997; Hoppe, 1999; Dupont, 2002). Se debe hacer un calculo detallado de los asientos previsibles tanto dela cimentación como del terraplén, y diseñar las medidas apropiadas en cada caso.

- Losas de transición.

Son mas frecuentes los estudios particularizados de las losas de transición. En este caso se trata de un elemento estructural, construido en hormigón armado, acerca del que se pueden realizar hipótesis mas o menos validas sobre las tensiones y deformaciones que aparecen al paso delas cargas del trafico, en función de las deformaciones que aparecen en sus apoyos. En la “Guía para la concepción de Puentes Integrales”, editada por el Ministerio de Fomento en el año 2.000, se incluye un análisis detallado de la concepción y calculo de las losas de transición.

En este documento se recomienda que se emplee siempre la losa de transición en los puentes integrales. Recomienda una longitud de cinco metros, de acuerdo con especificada en la Nota de Servicio publicada en el año 1992.

Para el calculo, supone una losa de cinco metros de longitud y treinta centímetros de espesor. Como apoyos, establece una situación pésima en la que el terraplén ha asentado, y la losa se apoya de la siguiente manera:

En el extremo correspondiente al estribo, se considera un apoyo simple.

En el extremo correspondiente al terraplén, se considera una longitud de apoyo de un metro.

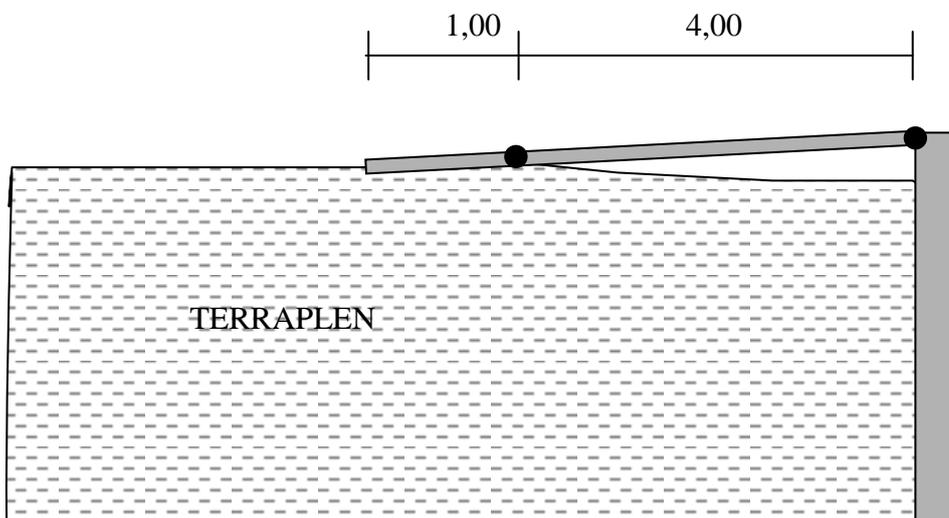


Figura 2-9: Apoyos de la losa de transición

Se supone una articulación en el apoyo de la losa en el estribo y otra rotula plástica en el punto donde finaliza el apoyo en el terraplén.

Las cargas de calculo son las correspondientes al peso propio de la losa, al peso del pavimento y las cargas de trafico, incluyendo el carro de la instrucción de sesenta toneladas. El esquema de calculo será el representado en la figura 2-10

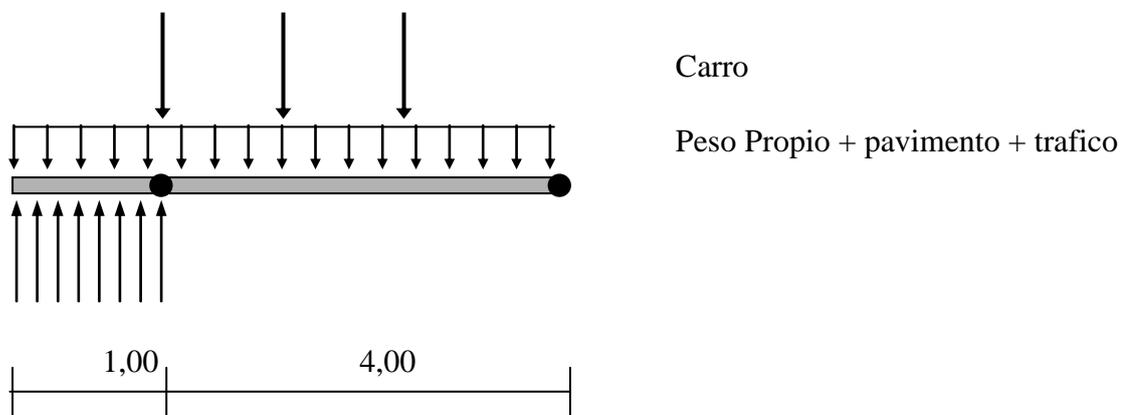


Figura 2-10: Esquema de calculo de la losa de transición

Para determinar la armadura y los movimientos se adopta un esquema articulado-empotrado con una luz de calculo de 4,5 metros, y se determinan los esfuerzos sobre la losa.

ANTECEDENTES

Los resultados obtenidos, utilizando acero tipo B 500 S, son una armadura de \varnothing 12 a 20 cm en ambas direcciones en la cara superior, mientras que en la cara inferior se dispone \varnothing 12 a 20 cm en sentido transversal y \varnothing 16 a 15 cm en sentido longitudinal.

Asimismo, determina la que pendiente máxima que puede admitir la losa sin que se rompa es de un 1,3 %. (1/75). Esta pendiente es mayor que el límite propuesto por Briaud para la funcionalidad de las losas de transición (1/200), lo que significa que si no hay asientos importantes, las losas aseguran que una correcta circulación de los vehículos en los accesos a las estructuras. Sin embargo, esta pendiente máxima admisible por las armaduras de la losa significa que cuando los asientos del terraplén sean importantes, la losa se romperá y dejara de cumplir su función.

Existe una solución utilizada en varios departamentos de transporte de EEUU para tratar de mejorar el comportamiento de la losa de transición, preferentemente en caso de pavimentos rígidos, en los que el firme se construye con losas de hormigón (Briaud, 1997; Dupont, 2002).

En este caso, la solución habitual consiste en que la losa de transición materialice la superficie de rodadura. Como ya se ha descrito, cuando se produce el asiento del terraplén, las cargas que sufre la losa se concentran en la parte trasera del terraplén, en una superficie reducida. En este tipo de pavimentos, origina que se produzca un escalon en la superficie de rodadura en la junta entre la losa de transición y la última losa del firme. (Cai, 2002). Para eliminar este escalón, se coloca una zapata de hormigón bajo esta junta, según se aprecia en la figura 2-11.

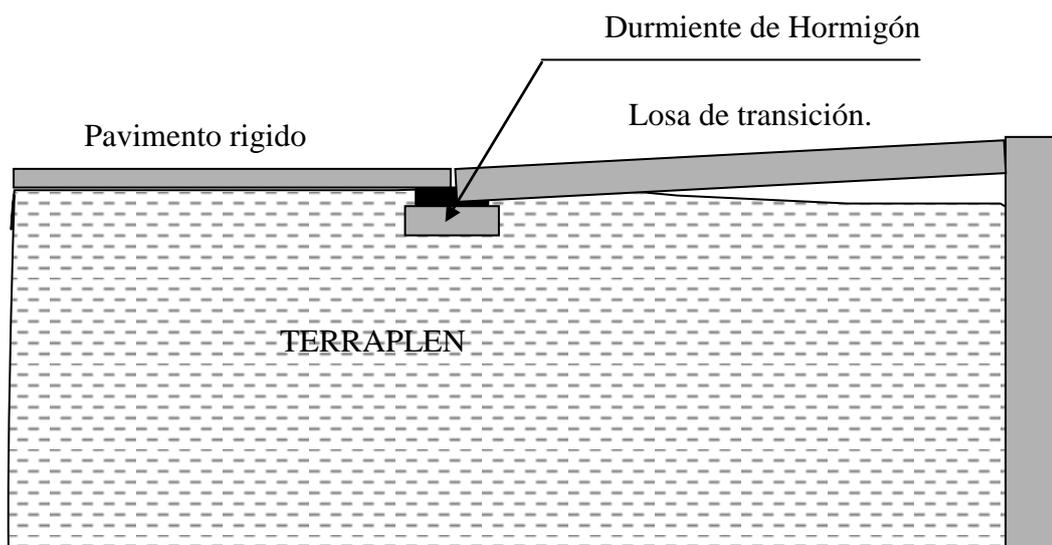


Figura 2-11. Durmiente de apoyo entre la losa de transición y el pavimento rígido

Con este elemento adicional, se persiguen dos objetivos: Mejorar el reparto de cargas de la losa de transición al terraplén y evitar posibles asentamientos localizados producidos por las cargas que transmite la losa, y evitar el escalón que se produciría entre en este punto.

Fernando Muzas Labad, (2.000), que en un artículo publicado en la Revista de Obras Publicas realiza un análisis del comportamiento de las losas de transición. Para ello, utiliza un modelo matemático basado en la teoría de Winkler, analizando el distinto comportamiento de las losas articuladas o empotradas, y determinando los esfuerzos que aparecen en función de su longitud. El artículo concluye que las losas empotradas presentan un mejor comportamiento frente a las deformaciones del terraplén. Sin embargo, soportan mayores esfuerzos, por lo que es necesario construirlas con un espesor mayor y mayor longitud. Hay que destacar que actualmente prácticamente no se construyen losas de transición empotradas en los estribos.

En el año 2002, Hani Nassif ha llevado a cabo una tesis doctoral en la universidad de Rutgers, New Jersey. En este trabajo se busca evaluar el comportamiento a rotura de las losas de transición y determinar las interacciones entre la losa, el suelo y el vehículo. Se identifican los principales parámetros que influyen en el comportamiento de las losas de transición y se propone una metodología para el diseño apropiado de la losa de transición en cada estructura en particular.

Para estudiar el comportamiento se ha recurrido aun modelo de elementos finitos con el programa ABAQUS. Utilizando este programa, se ha desarrollado modelos específicos

para cada uno de los materiales presentes en el sistema, y se han tenido en cuenta el un modelo teórico para la figuración del hormigón, para las barras de armado de la losa, para la interacción de estas barras con el hormigón, las capas del suelo y sus propiedades mecánicas. Se ha realizado varios modelos en los que se analiza el comportamiento de las losas de transición bajo distintos casos de carga y distintas condiciones del terreno de soporte.

Se han utilizado tres tipos distintos de modelos:

- Modelos simplificados en los que la losa de transición se modeliza como una viga y el suelo siguiendo las teorías de cimentación elástica, representando su comportamiento mediante el coeficiente de balasto.
- Modelos bidimensionales utilizando elementos viga.
- Modelos tridimensionales utilizando elementos sólidos.

Todos los tipos de modelos son capaces de reproducir el comportamiento de fractura no lineal del hormigón y el comportamiento no lineal del suelo.

Los resultados obtenidos muestran que el impacto de las cargas pesadas transmitidas por los camiones y vehículos pesados, unidos a las condiciones inadecuadas del terraplén de apoyo, tales como asientos, materiales inadecuados, una mala compactación o un drenaje inadecuado provocan la aparición de grietas transversales al sentido de la circulación, incluso en losas de transición de con pocos años en servicio.

Se concluye que en la actualidad no existe ningún tipo de formulación sencilla que proporcione resultados fidedignos para conocer a priori la respuesta de una transición determinada. A pesar de que los estudios descritos con anterioridad suponen caminos y avances a la hora del análisis y diagnóstico de los “puntos duros”, no son más que tibias tomas de contacto con el problema. No se puede más que llegar a conclusiones parciales

del problema que en ningún caso permiten extrapolar diferentes medidas o conclusiones a partir de los mismos.

2.3.4. Ensayos a escala real

La tercera línea de investigación en el conocimiento del comportamiento de las transiciones se basa en la realización de ensayos “in situ” en carreteras construidas con condiciones conocidas y controladas. Durante su construcción se coloca diferente instrumentación, de la que se realizan medidas a lo largo del tiempo. Estos ensayos tienen su comienzo a partir de finales de los años ochenta, en los Estados Unidos. Su incidencia en las recomendaciones sobre el diseño de las transiciones no ha sido significativa.

Un primer intento es el llevado a cabo por Meade, B y Allen, D, de la universidad de Oklahoma, que en 1988 realizan un estudio sobre el comportamiento de los terraplenes de acceso de seis puentes situados en las carreteras de dicho estado. Estos terraplenes se instrumentan con inclinómetros, células de presión, piezómetros y puntos de control de los asentamientos de la superficie. Asimismo se han realizado análisis de la estabilidad de los terraplenes de acceso por métodos de elementos finitos. De estos ensayos se derivan una serie de recomendaciones para el diseño de estas estructuras, entre las que cabe destacar las siguientes:

- Construcción de los terraplenes de acceso en tongadas con un espesor menor de un metro.
- Compactar el material por encima de los estándares corrientes para los terraplenes, por encima del 95 % de la densidad P.M.
- Utilizar material seleccionado en su construcción.
- Recomienda la construcción de losas de transición.
- Realizar un drenaje adecuado del trasdos del estribo.

En 1995, se desarrolla un ensayo por el departamento de transportes del estado de Colorado, para evaluar la fiabilidad de tres métodos diferentes para reducir el punto duro

de las estructuras. Este ensayo se basa en construir el terraplén con tres tipos diferentes de material:

- Terraplén aligerado con poliestireno expandido.
- Terraplén de acceso con suelo-cemento.
- Relleno convencional.

Después de la construcción se ha realizado una monitorización del asentamiento vertical, los movimientos laterales y la tensión del terreno detrás del estribo. Se ha encontrado que el suelo cemento es el material que presenta menores valores dentro de los tres materiales analizados, y proporciona una superficie de rodadura mas uniforme. El estudio recomienda el uso del suelo cemento para los terraplenes de acceso a las estructuras.

Wilson, (1996) del Departamento de transportes de Wisconsin, ha realizado un ensayo experimentando con un nuevo material en el trasdos del estribo. El ensayo consiste en la construcción de la capa superior del trasdós de dos estructuras con una mezcla de material granular con cemento y agua, de manera que sea fluido al estilo del hormigón. Este material se encofra y se vierte en los trasdoses de las estructuras convenientemente encofradas en un espesor de 1,5 metros.. El relleno fragua, y proporciona una plataforma indeformable en la capa superior de los accesos a las estructuras.

El sistema de prueba lo realiza de forma comparativa sobre dos estructuras situadas en el condado de Sheybougan, en Wisconsin. Uno de los dos accesos se ha equipado con esta mezcla y el otro con un relleno granular convencional, sin losas de transición. Las estructuras fueron finalizadas en noviembre de 1996. Se tomaron medidas de la cota de la superficie de rodadura a lo largo de 25 pies de cada estribo, y fueron abiertas al tráfico. Al cabo de un año, tras las medidas de la deformación del pavimento, se comprobó que el comportamiento de ambos estribos era similar en las dos estructuras, y no presentaba defectos apreciables, pero fue necesario realizar reparaciones locales en ambos casos en el borde de los estribos por los asentamientos ocurridos. A los dos años,

se tuvo que hacer una nueva reparación en los bordes, y finalmente, a los tres años se ha debido reasfaltar todos los accesos por las deformaciones que presentaban.

Como puede verse, no se aprecian diferencias entre ambos casos; en los dos puentes apareció el “punto duro”.

El estudio concluye que aunque el material mezcla presentaba un mejor comportamiento que el relleno convencional, no existían diferencias significativas entre ambos tipos de relleno.

De este estudio parece deducirse que el asiento de los rellenos de los trasdoses no se reduce simplemente introduciendo una capa mas rígida en la parte superior, sino que es debido al asiento de capas mas profundas.

El ensayo mas importante ha sido realizado por Snethen et al (1997). El trabajo consiste en el estudio comparativo del comportamiento de las transiciones construidas en tres estructuras situadas en la carretera U.S. 177 al norte de Stillwater, Oklahoma. El relleno de estos estribos se ha realizado con diferentes materiales y sistemas de construcción. Los estribos de las tres estructuras están pilotados, por lo que pueden considerarse que no sufren asentamientos.

Los terraplenes de acceso son de la misma altura aproximadamente y su cimientado consiste en arenas densas, de forma que el comportamiento del cimientado de todas ellas es similar. Asimismo, el tráfico circulante por cada una de ellas también es el mismo, dado que están dentro de un tramo muy pequeño dentro de la misma vía.

En cada uno de los seis estribos se utiliza un relleno diferente del trasdoso, colocando diversos instrumentos de medida que permiten el seguimiento de varios parámetros que determinan el comportamiento de la transición. Estos instrumentos consisten en piezómetros, células de presión total, inclinómetros y puntos de control del asiento en la superficie. A continuación, tanto durante su construcción como tras la apertura al tráfico se realizan mediciones periódicas, que permiten estudiar el comportamiento de cada una de ellas y se obtienen conclusiones acerca de la idoneidad de los sistemas utilizados.

Los materiales estudiados y los métodos de construcción han sido los siguientes:

- 1.- Relleno sin clasificar.
- 2.- Terraplén reforzado con geotextiles.
- 3.- Suelo estabilizado con cemento.
- 4.- Relleno compactado dinámicamente.
- 5.- Relleno compactado con rodillo vibratorio.

En ningún caso se ha dispuesto una losa de transición.

La instrumentación incluida en todos ellos es la siguiente:

- Células de presión total en el trasdos de los estribos
- Bandas extensométricas.
- Inclínómetros.
- Piezómetros para registrar la presión de los poros.
- Puntos de referencia en el pavimento para monitorizar los movimientos de la superficie, dispuestos en una malla de 4 x 4 puntos separados 1,5 m entre sí.

Se han tomado medidas de los instrumentos durante el periodo de construcción y aproximadamente durante dieciocho meses tras la construcción del terraplén, incluido 9 meses bajo cargas de tráfico.

A la vista de los datos obtenidos, se ha observado que tras el primer año en servicio el punto duro ha aparecido en todos los tipos de relleno construidos, excepto en el suelo cemento y el compactado con rodillo vibratorio. En el segundo año ha habido que reparar todas las transiciones, incluyendo las dos anteriores.

Reid (1999), en Dakota del Sur, realiza un estudio sobre el comportamiento de las transiciones de los puentes integrales. En este caso, el departamento de transportes de

este estado ha llegado a la conclusión de que los puntos duros que aparecen en las estructuras integrales se deben a que aparecen huecos en el relleno bajo la losa de transición, propiciando su rotura. Estiman que la aparición de estos huecos va ligada a los movimientos térmicos de la estructura. Para evitarlo, han diseñado un sistema consistente en reforzar con geotextiles la parte del relleno junto al estribo, construyendo un muro interno que separa el terraplén del estribo. Entre ambos existe un vacío, que permite que los movimientos térmicos de la estructura no afecten al terraplén

Posteriormente, Kai Qiu Lin, (1999) describe la construcción de un terraplén de ensayo reforzado con columnas de suelo-cemento sobre un cimientado formado por materiales arcillosos blandos, de veinte metros de espesor, destinado a servir de banco de pruebas para la construcción de los terraplenes de acceso a las estructuras que se construirán en la Autopista de Fu-xia, en la provincia de Fujian, en el Sudeste de China. El sistema empleado consiste en construir mediante rotación dentro del cimientado una red de columnas de suelo-cemento de 50 cm de diámetro, excavadas a rotación. Sobre el cimientado, se dispone dos capas de geotextiles, sobre el que se dispone el relleno del trasdós, formado asimismo por suelo-cemento, con una altura de 5 metros. Anteriormente se había realizado una precarga del cimientado de seis meses de duración.

Se comprobó que de esta forma se redujeron los asentamientos esperados considerablemente, la mayor parte se produjo durante la fase de construcción, de forma que tras la apertura al tráfico los asentamientos diferenciales fueron inferiores a 50 mm y la pendiente de la rasante de acceso fue inferior al 0,6 % (1/166). Estos resultados, aunque apreciables, no son excelentes. Briaud fija el límite admisible de la pendiente en 1/200 y un asiento máximo de 25 mm.

En general, se observa que los resultados obtenidos mediante estos ensayos a escala real coinciden apreciablemente con las conclusiones empíricas obtenidas por los diversos autores citados en el capítulo 2.3.2

2.4. EL asentamiento de LAS TRANSICIONES. problemas y soluciones

2.4.1. El estado general de las transiciones.

Dentro de la revisión bibliográfica efectuada, se observa que por parte de varios autores se han realizado estudios estadísticos acerca del estado de las transiciones entre el terraplén estructura en un ámbito geográfico determinado, de forma que se pueda determinar la importancia del problema.

El primer paso consiste en determinar cuales son los parámetros que se utilizaran para determinar si una transición determinada esta o no en buen estado. Los dos parámetros cuantitativos mas utilizados son la diferencia de pendientes de la carretera entre el tramo situado en el tablero de la estructura y el tramo situado en el terraplén de acceso, y el asiento diferencial máximo del relleno del estribo.

Respecto a la pendiente, existe una coincidencia en adoptar un valor limite de 1/200 (0,5%) para garantizar una rodadura confortable (Briaud, 1997; Stark, 1995, Ye-Yiantsu, 1997). Briaud estima que cuando la diferencia de pendiente supere un valor de 1/125 (0,8%), la transición se encuentra en mal estado y es necesaria su reparación.

Valores parecidos se aplican en España. Como valor limite de la pendiente se toma un 1%, (Ministerio de Fomento, 2000)

En cuanto a los asientos máximos admisibles, existe un criterio mayoritario consistente en aceptar los valores establecidos por las normas existentes en cada estado para la máxima diferencia de nivel de la superficie de la carretera en una longitud determinada. El valor correspondiente a la regularidad superficial en España es de 4 mm en regla de 3 m. (MOPT, 1989). De un modo similar, en diversos estados de Estados Unidos, como en California y Nebraska, este valor es de 3,8 mm en Regla de 3,6 m. En las normas de estos dos estados, cuando se observan asientos mayores, es preceptivo efectuar la reparación del defecto.

Este mismo limite se aplica en el estado de Nebraska

Existe una gran coincidencia entre todos los autores consultados sobre el gran número de transiciones actualmente existentes en las redes de carreteras que presentan defectos apreciables. Muchas de ellas necesitan reparaciones de importancia.

En la red de Oklahoma, Laguros, en 1990 afirma que el 83 % de las transiciones tiene defectos. En el estado de Illinois, Stark, en 1995 indica que el 85 % de las transiciones tiene problemas, de los cuales un 27 % tiene problemas severos.

Briaud, en 1997, destaca que un 25 % de las transiciones existentes en las distintas redes de carreteras de Estados Unidos tiene problemas importantes. En Luisiana, en 1999, Das informa que el 70 % de las transiciones tiene defectos. Un 20 % presenta graves daños.

De todos estos datos se observa una fuerte coincidencia de los mismos. Un enorme porcentaje de las transiciones tiene asentamientos, con un porcentaje entre el 70 y el 85%. Además, entre el 20 y el 25 % tiene problemas serios, que necesitarían una actuación para repararlos.

Esto nos da una idea de la importancia del problema. Las transiciones entre el terraplén y las estructuras de las redes de carreteras es un punto que habitualmente tiene problemas, en muchos casos importantes, que requieren gastos de mantenimientos y reducen el confort de la circulación, y en algunos casos, la seguridad (Luna, 2002). Dado el gran número de transiciones que tiene problemas, (el 75 % del total), se aprecia que es un elemento funcional que no está resuelto adecuadamente por la actual tecnología en materia de carreteras.

2.4.2. Causas de los asentamientos de las transiciones.

Como se ha visto con anterioridad, existe entre los trabajos descritos una amplia coincidencia en las causas principales que afectan al comportamiento de las transiciones. (Mahmood, 1990; Wahls, 1990; Kramer, 1991; Briaud, 1997; Hoppe, 1999; Dupont, 2002). Estas causas son:

- **El asiento del terraplén.** Prácticamente, todos los accesos a las estructuras se materializan por un terraplén que permite a la

carretera alcanzar la altura del tablero. Si el material ñeque se construye es compresible, o la compactación del mismo es inadecuada, el terraplén sufre un proceso de asentamiento, mientras que la altura del estribo de la estructura no se altera.

- **La consolidación del suelo que sirve de cimiento al terraplén de la carretera.** Si el material es blando o arcilloso, o no ha sido adecuadamente tratado, puede consolidarse y como resultado de ello, presentar asientos en la superficie. Estos asientos se reflejan en la superficie del firme que sustentan. La causa principal es la carga estática que supone la presencia del terraplén.
- **Defectos en el drenaje, especialmente en el contacto entre el estribo y su relleno.** Si el sistema de evacuación del agua no funciona, entrara el agua en el cuerpo del terraplén, disminuyendo su capacidad portante. Este fenómeno aumenta los asientos que sufre el terraplén por efecto de las cargas de tráfico. Asimismo, puede arrastrar material, especialmente en la superficie de contacto entre los dos materiales. Así se favorece el asentamiento local tras el estribo y el desarrollo del “punto duro”. De un modo secundario, la inexistencia de un drenaje adecuado puede llevar aparejado la aparición de procesos erosivos en el terraplén, que comprometen su estabilidad y por lo tanto el buen comportamiento de la transición.

Como causas secundarias cabe citar defectos de diseño, los movimientos térmicos de la estructura, los impactos del tráfico en el estribo, pequeños movimientos del estribo, una incorrecta ejecución de las juntas, la erosión de los espaldones del terraplén, deslizamientos dentro del cuerpo del terraplén, o defectos de compactación en el contacto entre el relleno y el estribo.

La siguiente figura muestra las causas principales que conducen a la aparición del punto duro:

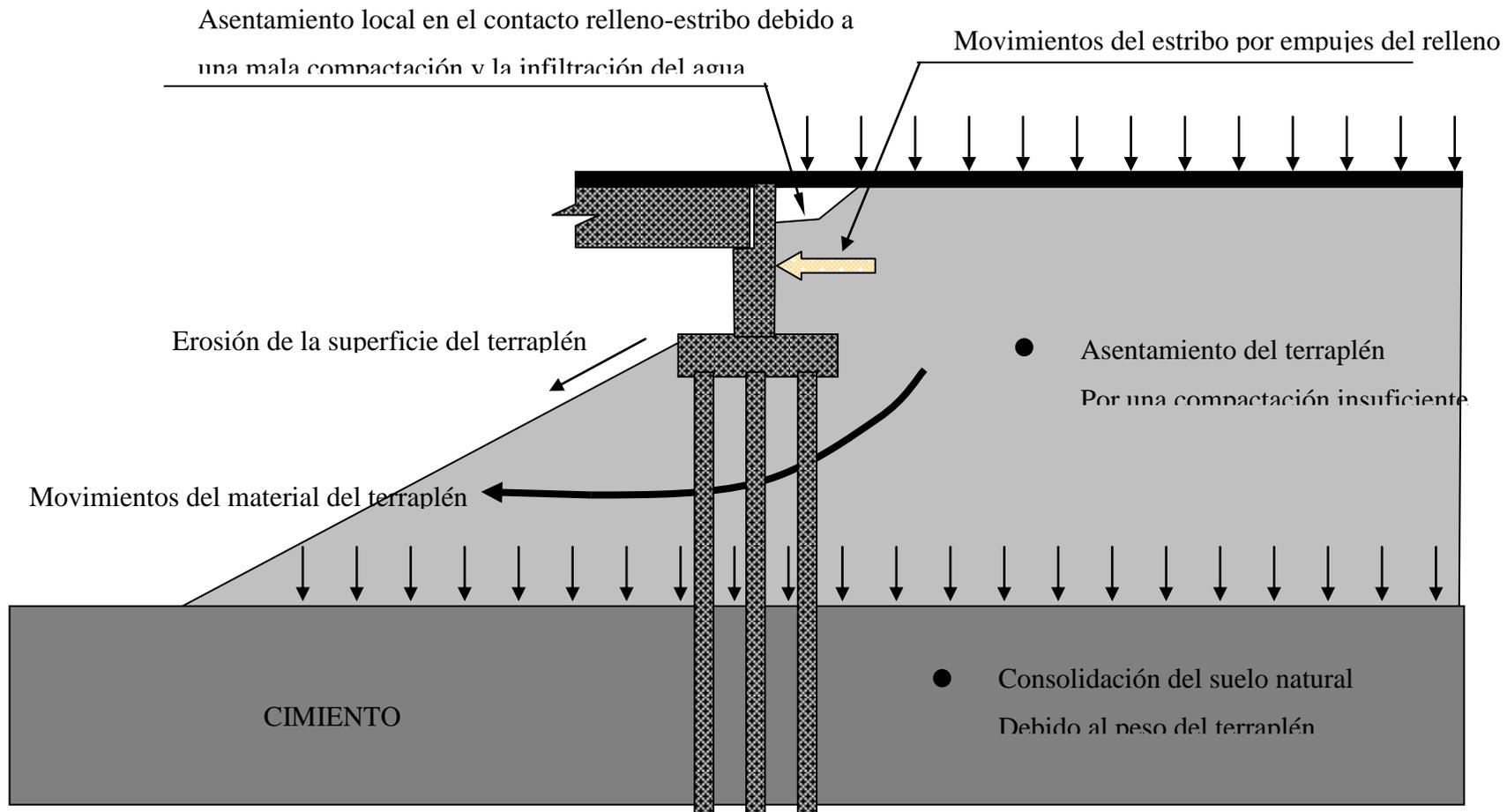


Figura 2-12: Causas de la aparición del punto duro (Briaud et al, 1997)

2.4.3. Reparaciones puntuales.

Briaud estima en 100 millones de dólares el gasto anual de Estados Unidos en reparaciones relacionadas con los accesos a las estructuras. Cuando aparecen los defectos descritos anteriormente, se aplica generalmente una de las siguientes actuaciones (Dupont, 2002):

Cuñas de aglomerado asfáltico. Es generalmente el método mas económico de reparar los problemas de asentamientos en los accesos a las estructuras. La duración de estas reparaciones es limitada, en algunos casos inferior a un año, debido a las fuertes cargas transmitidas por el trafico circulante y a la dificultad de su adherencia.

Capas de Aglomerado asfáltico. En esencia es el mismo tipo de reparación descrito anteriormente, que se extiende en una superficie mayor. El coste es mayor que en el caso anterior, pero su duración previsible es del orden de algunos años. La construcción de una capa adicional incrementa la carga que se aplica al terraplén, lo que puede ser el origen de posteriores problemas.

Inyecciones de algún material estabilizante bajo la losa, para rellenar los huecos creados por el asiento diferencial. Es un método costoso, que dada la dificultad de controlar su correcta ejecución, no asegura la correcta solución de un problema determinado

Sustitución de la losa de transición. Es el único método que garantiza una correcta solución del problema, pero es el mas costoso

2.5. SOLUCIONES DEL PROBLEMA

2.5.1. Actuaciones sobre el cimientado del terraplén.

El asiento del cimientado es el factor que mas influye en la aparición de asientos en los terraplenes de acceso a las estructuras. (Briaud, 1997). Una vez que el cimientado se consolida, es inevitable se produzcan deformaciones en la carretera. Además, son los mas difíciles de reparar, dado que es el elemento que esta situado a una mayor profundidad bajo la superficie del firme.

Principalmente, la consolidación del cimientado ocurre cuando el terraplén se construye sobre suelos cohesivos, con gran cantidad de finos (Arcilla, limos). Dado que una gran cantidad de estructuras se construye sobre cursos de agua, los suelos que rodean al puente, incluyendo el cimientado de los terraplenes, están sujetos a grandes variaciones en su estado de humedad, con fuertes cambios estacionales. Por ello, puede verse amplificado la magnitud de los asientos que sufran dichos materiales.

El asentamiento de los suelos consiste típicamente en tres fases: Inicial, primaria y secundaria (Hopkins, 1969). La fase inicial consiste en el asiento casi instantáneo que sufre el suelo cuando se le aplica una carga. Este asiento no produce asentamientos en la carretera, ya que se produce antes de la construcción del firme.

El asentamiento primario se debe a la compresión del suelo como resultado de la expulsión gradual del agua existente en los poros del suelo por efecto de la carga aplicada. (Hopkins, 1969). En esta fase produce la mayor parte del asiento total de un suelo. Este proceso ocurre con mucha mayor velocidad en suelos granulares que en suelos arcillosos, debido a la alta permeabilidad de los primeros. El proceso de consolidación puede durar pocos meses en el caso de suelos granulares, frente a mas de siete años en ciertos tipos de arcillas (Hopkins, 1973)

El asentamiento secundario se debe al reajuste plástico de la masa del suelo sometida a una carga aplicada continuamente. (Hopkins, 1969). Generalmente, su magnitud es

mucho menor que el asentamiento primario, excepto en el caso de suelos orgánicos o arcillas muy blandas.

De lo anteriormente dicho se desprende la necesidad de realizar una caracterización geotécnica detallada del suelo de cimiento con anterioridad a la construcción del terraplén. Esta caracterización debe incluir ensayos de laboratorio para estimar el potencial de consolidación y el cálculo del asiento previsible. De hecho, cuando los terraplenes tienen una altura superior a cinco metros, la carga transmitida al suelo de cimentación es mayor que la que transmite la propia estructura (Wahls, 2002)

De todos modos, en ocasiones es necesario construir terraplenes de acceso sobre suelos con una baja capacidad portante y un asiento previsible elevado. En este caso, se han utilizado varias soluciones:

Reducir las cargas aplicadas al cimiento, utilizando en los terraplenes materiales de baja densidad, o reduciendo su altura en lo posible.

Realizar una precompactación del suelo, construyendo el terraplén y, en ocasiones, aplicando una sobrecarga, y dejando que el cimiento asiente. Este proceso retrasa la construcción del firme, lo que a veces no es posible. Se pueden realizar precompactaciones dinámicas, pero son menos efectivas en suelos cohesivos, que son los que presentan este problema.

Transmitir la carga del terraplén a capas inferiores, de mejores características resistentes, a través de pilotes.

2.5.2. Actuaciones en el relleno del estribo.

Los terraplenes de las carreteras habitualmente se construyen utilizando los materiales disponibles a lo largo de su traza. No es infrecuente la utilización de terrenos cohesivos, con una gran cantidad de finos, lo que conduce a asentamientos dilatados a lo largo del tiempo. De hecho, el PG-3 – 2002 español, permite la utilización en los núcleos de terraplenes materiales que se pueden clasificar como Limosos o limoarcillosos

La presencia de estos materiales en los rellenos de los estribos ocasionara muy probablemente la presencia del “punto duro” de la estructura (Dupont, 2002). Para evitarlo, la solución mas extendida consiste en construir el relleno de los trasdoses con materiales mas resistentes, que presenten menores asentamientos.

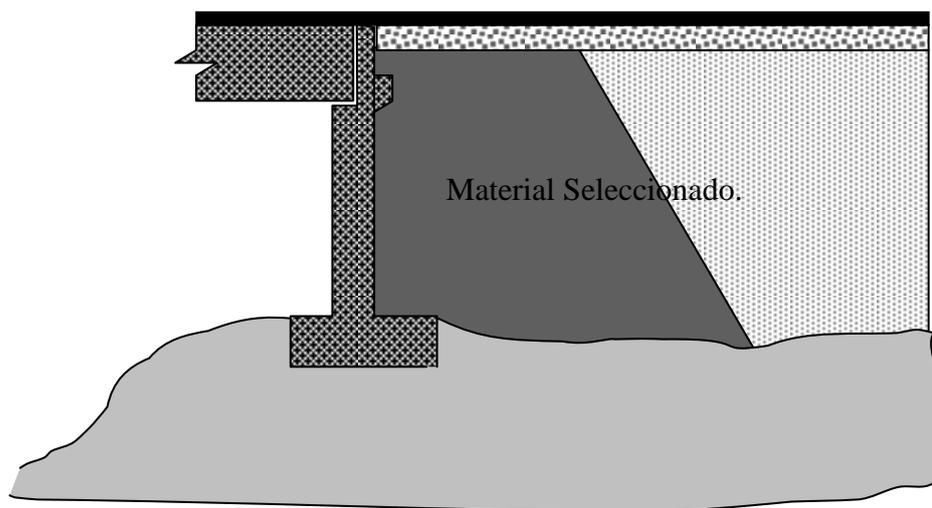


Figura 2-13. Mejora del relleno del estribo

Se han utilizado una gran variedad de materiales y dimensiones.

Relleno del trasdos con material granular seleccionado (Suelo seleccionado)

Una solución muy utilizada consiste en el relleno del trasdos del estribo con un suelo con unas características resistentes tales que mejore notablemente el comportamiento del terraplén comúnmente construido. Hoppe, en 1999, realiza un resumen de las normas utilizadas por varios estados de Estados Unidos. En general, adosado al estribo se dispone una cuña de material seleccionado de tres metros de espesor en la parte superior, con una pendiente lateral de 1H/1V. Este material debe cumplir con un porcentaje máximo de finos (entre el 4 y el 15 %) y con una compactación mínima, comúnmente

del 95 % de la densidad PN. En algunos estados, como Connecticut exigen el 100 % de dicha densidad.

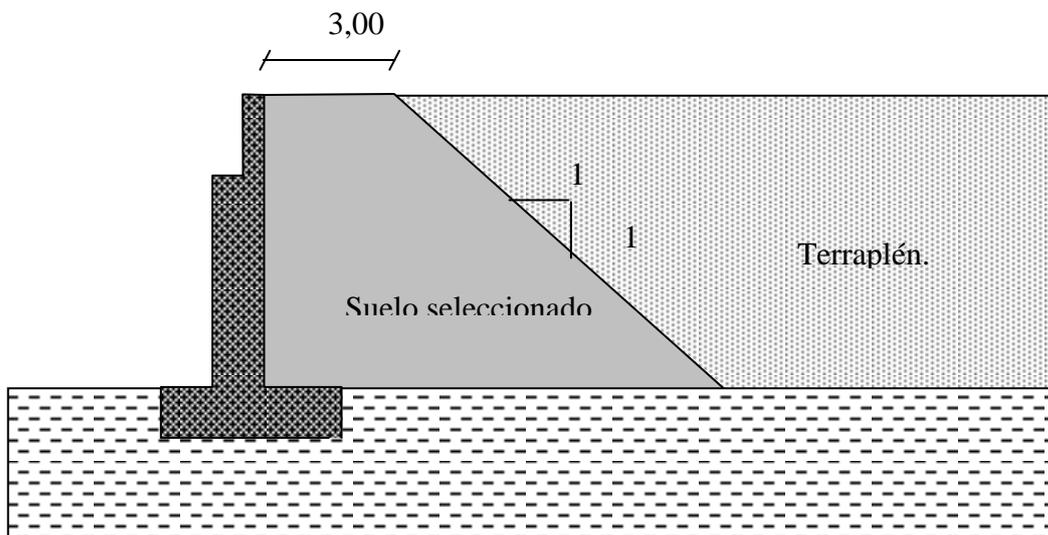


Figura 2-14: Relleno del trasdos con suelo seleccionado (EEUU)

En España, desde la publicación del PG-3 2002 los rellenos del estribo se recogen dentro del artículo 332 “Rellenos localizados”. En este artículo se especifica que el relleno localizado se construirá con una anchura en la parte superior mínima de 10 metros. La pendiente del relleno será de 2H/1V, y se utilizarán suelos seleccionados con un CBR mayor de 20

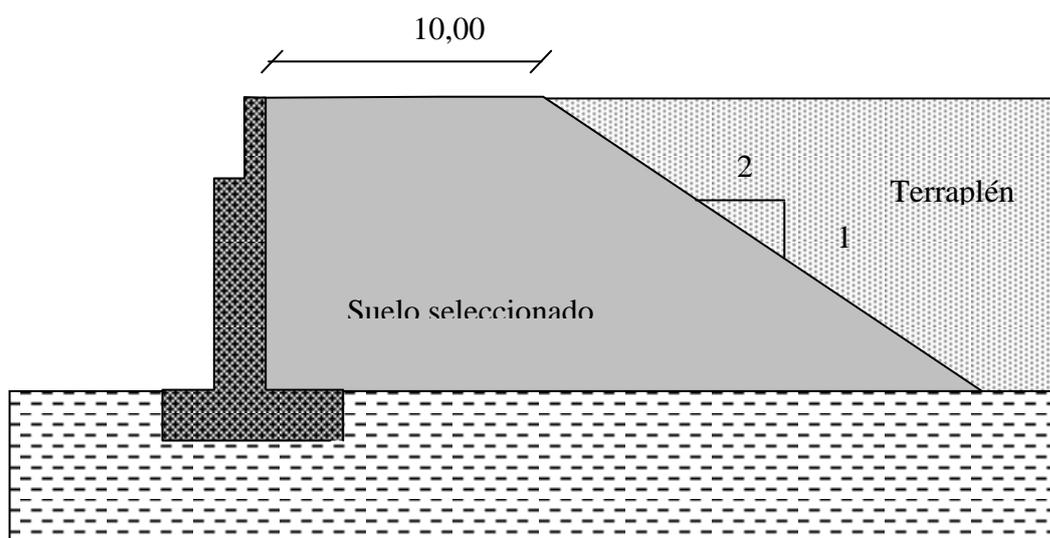


Figura 2-15: Relleno del estribo con material seleccionado (España)

Se observa que la normativa española es mucho más restrictiva que la de EEUU. Además, en España existe la obligatoriedad de incluir la losa de transición.

Snethen et al, en 1997, han realizado un seguimiento del comportamiento de varios rellenos de los trasdoses de tres estructuras situadas en la red viaria de Oklahoma. Uno de ellos consiste en un relleno granular compactado dinámicamente con rodillo vibratorio, lo que se puede asimilar al relleno del trasdos con un material seleccionado.

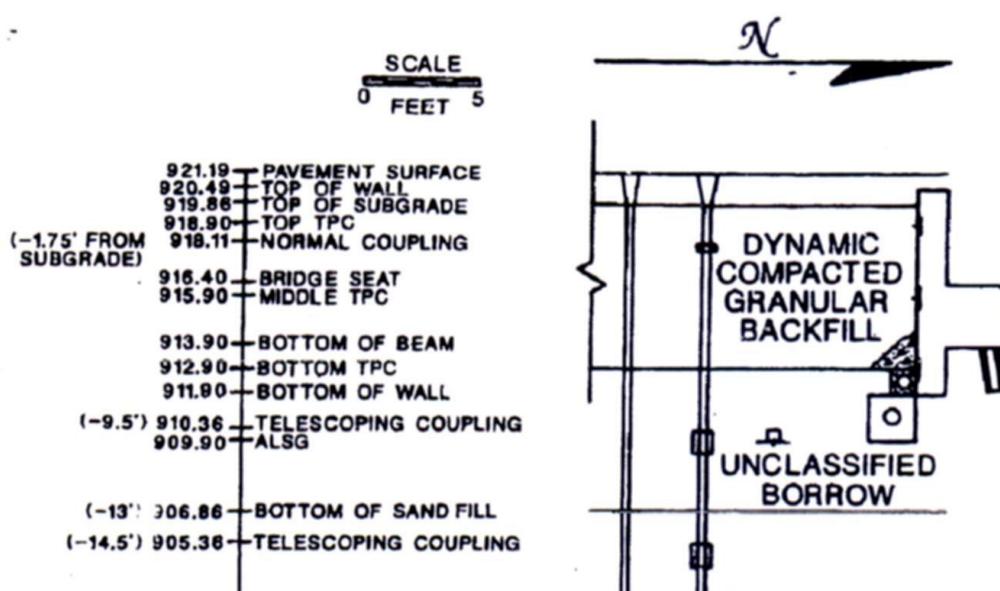


Figura 2-16: terraplén de ensayo con relleno seleccionado

El seguimiento de esta transición ha mostrado que transcurridos dos años desde su puesta en servicio, se ha desarrollado el “punto duro”, y ha sido necesario reparar la transición.

Construcción del relleno reforzado con geotextiles.

Durante la realización del ensayo anterior por parte de Snethen, otro de los estribos consiste en un terraplén convencional reforzado con Geotextiles. El estribo denominado B1 se construyo reforzando el material granular del estribo en una sucesión de cinco fases: Extendido del geotextil, colocación del relleno, humidificación, compactación y envolvimiento de la capa con el sobrante de geotextil. Se extendieron un total de ocho capas de geotextil sobre un material granular Adicionalmente, para permitir al geotextil desarrollar sus propiedades, se ha dispuesto una capa de paneles colapsables de 1,2 por 2,4 por 0,05 adosados al estribo y a las aletas, de forma que al colapsarse por efecto del peso del relleno, el espacio entre las caras de los estribos y el relleno permite desarrollar tensiones de tracción en el geotextil y mejora el comportamiento del relleno.

El comportamiento de este relleno fue malo. Al cabo de un año apareció el punto duro y fue necesario reparar la transición.

Construcción del relleno con materiales mejorados con cemento.

Otra solución consiste en el relleno del trasdos con materiales mejorados con cemento. En Estados Unidos destaca la utilización del Flowable Fill, (Relleno fluido), consistente en una mezcla de suelo granular, cemento y agua que se realiza en hormigoneras y se vierte en el trasdos, previamente encofrado. (Wilson, 1996).

En el ensayo ya mencionado de Snethen, otro relleno se construyo con este relleno fluido. Este material teóricamente presenta varias ventajas:

- Rapidez de colocación.
- No precisa compactación.
- No experimenta asentamientos en su propia masa
- Tiene una resistencia considerable.

Sin embargo, el peso del mismo es superior al del relleno convencional del terraplén. Esto sobrecarga el cimientado del relleno, de forma que si el cimientado no es competente, se producen importantes asentamientos en la superficie.

Wilson documenta el estudio realizado en dos estructuras contiguas situadas en el condado de Sheybugan, en el estado de Wisconsin. En ellas, las transiciones de una se ejecutaron con un terraplén convencional y las de la otra con el relleno fluido.

En su informe final, en 1999, comenta que el comportamiento fue algo mejor en el caso del relleno fluido. Se realizaron diversas encuestas a los conductores preguntando por cual de los dos puentes preferían circular, pero no se obtuvieron diferencias significativas a favor del que tiene transiciones mejoradas con cemento. Al cabo de dos años, fue necesario realizar reparaciones puntuales en las dos estructuras, y en tres años se reasfaltaron los accesos de ambas. El estudio concluye que no se puede derivar un mejor comportamiento de este material, respecto al terraplén convencional.

En el ensayo de Shethen, 1997, el comportamiento de este material fue similar al mostrado por el relleno con material granular compactado dinámicamente. Al cabo de dos años fue necesario realizar reparaciones en el firme, pero frente a los otros tipos de relleno, el desarrollo del punto duro fue más lento.

De estos dos ensayos a escala real se concluye que la parte más importante del asentamiento de la transición es debida al cimientado del terraplén. La construcción de un relleno del estribo muy rígido, como es este caso, no evita estos asentamientos, por lo que es necesario tomar medidas adicionales para garantizar la comodidad de la circulación.

Por ello, el siguiente paso es tratar de construir los rellenos con materiales rígidos, pero de peso reducido.

Relleno de los estribos con bloque ligeros de poliestireno expandido (Geo-foam).

En el estado americano de Utah, en la renovación de varias carreteras con un tráfico importante, se han construido los rellenos de los estribos con unos bloques de bajo peso

y alta resistencia, llamados Geo-foam. (Barlett, 1999). Las características de estos bloques son las siguientes:

Densidad: 22 kg/m³

Resistencia a compresión: 103 KN/m²

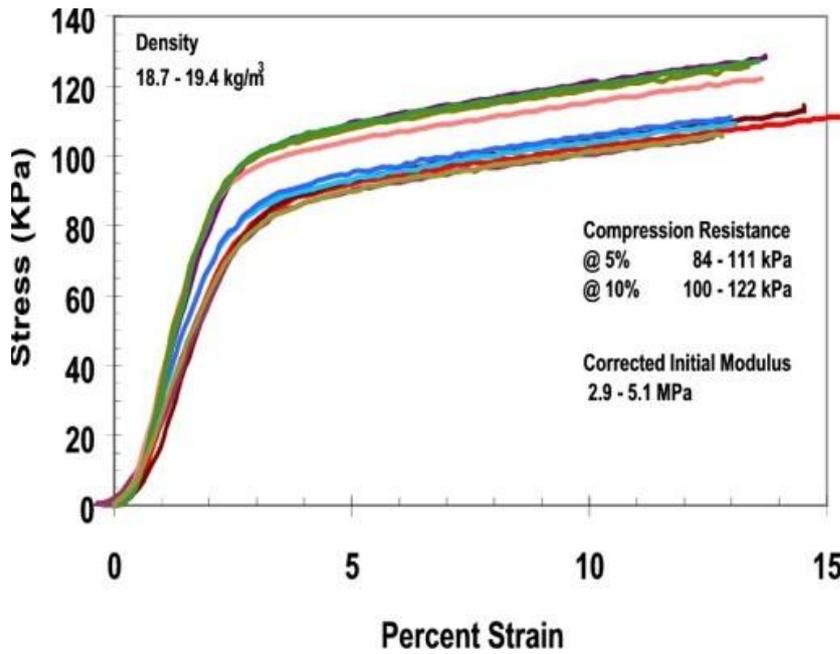


Figura 2-17: Características de los bloques de espuma

Con estos bloques se construye el relleno del estribo y la base del firme, como se muestra en la figura adjunta.



Figura 2-18: Relleno del trasdos con bloques ligeros.

Este tipo de relleno tiene varias ventajas:

- Es rápido y fácil de construir.
- No transmite empujes laterales a los estribos.
- El peso sobre el cimiento es muy reducido.
- No experimenta asentamientos propios

Sin embargo, supone un mayor coste que la construcción habitual del terraplén con suelos naturales.

Relleno de los estribos con hormigón mezclado con espuma.

Una solución para la construcción de rellenos de los estribos sobre suelos de baja calidad es la construcción de los mismos con un material rígido, pero de poco peso. Este material, consiste en una mezcla de hormigón con poliestireno expandido, de forma que se forma un material poroso, de gran resistencia y de peso reducido. Un ejemplo realizado por este sistema (A.J. Vottom, 1995) consistió en la sustitución de dos puentes e carretera en la carretera Interestatal 90 el Estado de Dakota del Sur, en Estados Unidos. En la construcción original se construyó un arco de hormigón relleno en los

estribos con materiales granulares convencionales. Esta estructura sufrió graves problemas por los asentos de los estribos, por lo que se proyectó sustituir el material de relleno de los trasdoses por hormigón aligerado. Se dejó un periodo de cuatro años para la consolidación del material de cemento de la estructura. En este momento, se sustituyó el material granular por un hormigón relleno con espuma con una densidad = 30 psf y una resistencia de 150 psi.



Figura 2-19: Localización, y proceso de construcción de los estribos de la I-90, Dakota del Sur

- Cuñas de transición ferroviarias. En el caso de obras de ferrocarriles, la S.G. de Planes y Proyectos de Infraestructuras Ferroviarias ha redactado en 1998 unas recomendaciones para la construcción de las transiciones de las líneas ferroviarias. En el caso de las líneas de ferrocarriles, las cargas dinámicas son muy superiores a las producidas por el tráfico de las carreteras, especialmente cuando se trata de líneas de Alta Velocidad (Alias,

1986). Por lo tanto, las normas recomiendan que las transiciones se construyan de una forma mas progresiva. En este caso, entre el terraplén construido con materiales de la traza y la estructura se interponen dos cuñas construidas con materiales progresivamente mas rígidos.

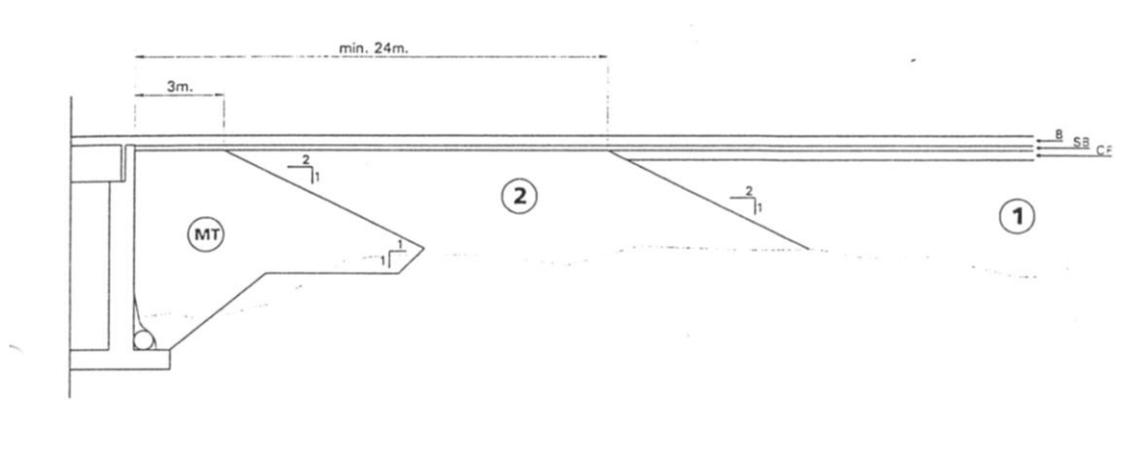


Figura 2-20. Cuñas de transición ferroviarias

Empezando por el estribo, tras el se dispone una cuña de un material tratado con cemento, con una anchura mínima de 3 m bajo el balasto y un talud 2h: 1V. A continuación se coloca otra cuña de material seleccionado QS3 (Ficha UIC 719), equivalente al suelo seleccionado de carreteras. Es un material granular con muy pocos finos, con unas características resistentes intermedias entre el terraplén común y el suelo mejorado con cemento. Esta cuña tiene una anchura mínima de 24 metros.

Así, el tren va circulando sobre una plataforma en la que la ganancia de rigidez se va haciendo de forma gradual, y se evitan fuertes variaciones que provocan importantes movimientos en el material móvil, inadmisibles en el caso de la Alta Velocidad. Se evita la aparición de grandes asientos diferenciales, ya que las características resistentes de los materiales en contacto no tienen saltos importantes.

Concluimos este repaso señalando que los diversos métodos descritos tratan de evitar la parte de asiento de la superficie que corresponde a la consolidación de la masa del terraplén de acceso. Esto significa que si su cimiento es proclive a consolidarse, se desarrollara el punto duro, a pesar de la mejora del relleno.

Debido a esto, el siguiente paso es la colocación de un elemento intermedio entre el estribo y el terraplén, que garantice una rodadura adecuada aunque exista un asiento diferencial entre ambos. Este elemento es la Losa de transición.

2.5.3. Losa de transición.

Esta solución consiste en disponer un elemento rígido, que se apoya en un extremo en el estribo y por el otro descansa sobre el terraplén. Este elemento es una losa de hormigón armado, que tiene el mismo ancho que la plataforma de la carretera, una longitud variable pero generalmente no inferior a cinco metros y el espesor necesario para resistir las cargas del tráfico. Este elemento es lo que se llama losa de transición, que evita que en la superficie del pavimento se materialice el punto duro, y mientras mantiene su integridad, proporciona una rodadura cómoda y suave (Briaud, 1997; Hoppe, 1999)

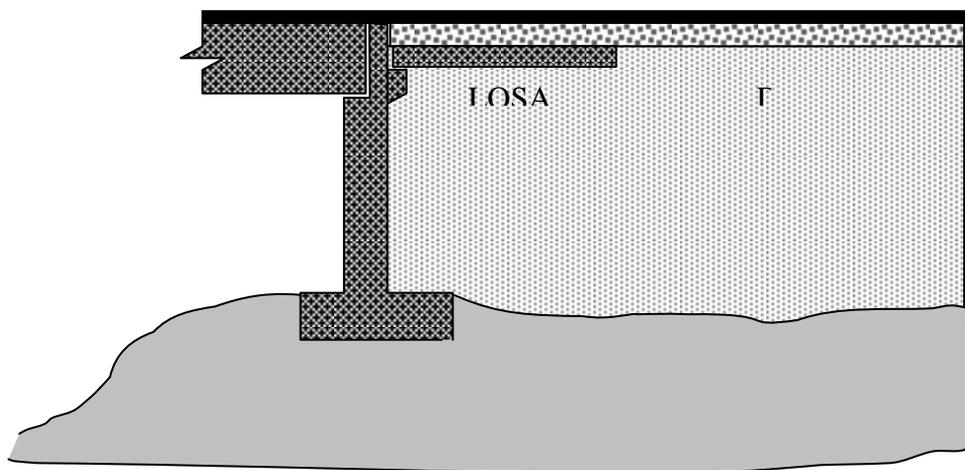


Figura 2-21 Esquema de la losa de transición.

El funcionamiento de la losa se basa en su capacidad de giro respecto al estribo, en el que se apoya libremente en un extremo. Cuando el terraplén asienta, el otro extremo de la losa sigue su movimiento, girando en torno a su apoyo en el estribo. Así, se

materializa una rampa de acceso hasta el estribo, de manera que la superficie del firme tiene una deformación gradual entre el terraplén y el estribo. Por lo tanto, se suprime el escalón en el borde del estribo y la superficie de rodadura adopta una suave pendiente ascendente hacia la estructura. Aunque el terraplén experimente el natural proceso de asentamiento, el vehículo que circula va ganando altura de forma gradual, sin que se note la presencia del punto duro de la estructura.

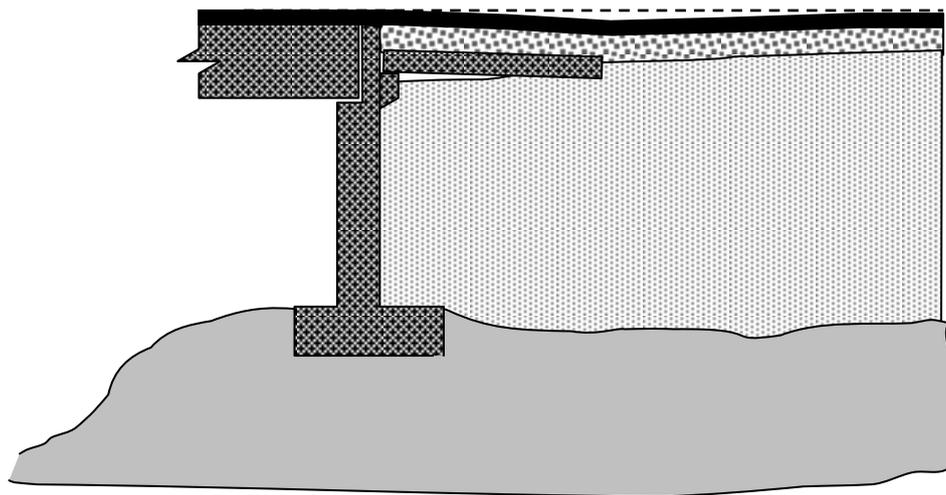


Figura 2-22 Funcionamiento de la losa de transición.

Es un sistema muy utilizado y bastante eficaz, siempre y cuando el asiento del terraplén no sea excesivo provocando que la pendiente de acceso sea muy elevada. (Briaud, 1997) Si se tiene en cuenta las losas previstas por la normativa española, de 5 m de longitud, y se admite la fórmula de Briaud, que asume que el límite de comodidad es de 1/200, se tiene que la losa de transición es capaz de permitir una deformación vertical del 2,5 cm sin que la rodadura del vehículo se vea afectada.

El segundo problema que afecta a las losas de transición es el de su integridad (Hoppe, 1999; Dupont, 2002). Al producirse el asiento del terraplén, la losa se despega del terreno y funciona aproximadamente como una viga biapoyada en el estribo en un extremo y sobre el terraplén en el otro. Esto produce unos esfuerzos importantes al paso de los vehículos, que además son variables. En algunas ocasiones, especialmente cuando los asientos son importantes, se produce la rotura de la losa de transición, que deja de cumplir su función. En este caso, las obras necesarias para devolver la integridad al firme son muy importantes.

La aparición de fisuras en las losas de transición se debe principalmente a uno o varios de estos tres factores: (Khodair, 2001)

- Las cargas transmitidas por los vehículos pesados.
- El asentamiento del terraplén de acceso.
- El desarrollo de huecos bajo la losa.

Las fisuras transversales aparecen habitualmente en el carril derecho de las carreteras, generalmente debido a un intenso tráfico de vehículos pesados. Cuando la grieta se extiende a toda la anchura de la losa, la causa principal es el asiento del relleno que sirve de apoyo a la losa. Las fisuras longitudinales son habituales en las losas bajo las que han aparecido huecos. (Schaefer, 1992). Estos huecos se deben a dos fenómenos diferentes:

- La compactación defectuosa del material en las inmediaciones del estribo.

- Los movimientos térmicos propios del estribo, que comprimen el relleno, y como este no tiene un comportamiento perfectamente elástico, en muchas ocasiones no es capaz de recuperar toda la deformación producida por la compresión del estribo, y aparecen vacíos en la zona de contacto. Una solución propuesta para este fenómeno, mas significativo en el caso de puentes integrales, consisten en la interposición de una capa de material elástico entre el estribo y el relleno. (Whals, 1990)

En el caso de pavimentos rígidos, con losas de hormigón, la losa de transición conforma la superficie de rodadura. Al producirse el asentamiento diferencial entre el estribo y el relleno, las cargas aplicadas sobre la losa se transmiten a su parte trasera, que es la única que se apoya en el terraplén. De esta forma, las cargas se concentran en una superficie reducida, lo que puede originar que se produzca un escalón en la superficie de rodadura en la junta entre la losa de transición y la ultima losa del firme. (Cai, 2002). Para eliminar este escalón, en ocasiones se coloca un durmiente de hormigón bajo esta junta, según se aprecia en la figura 2-23

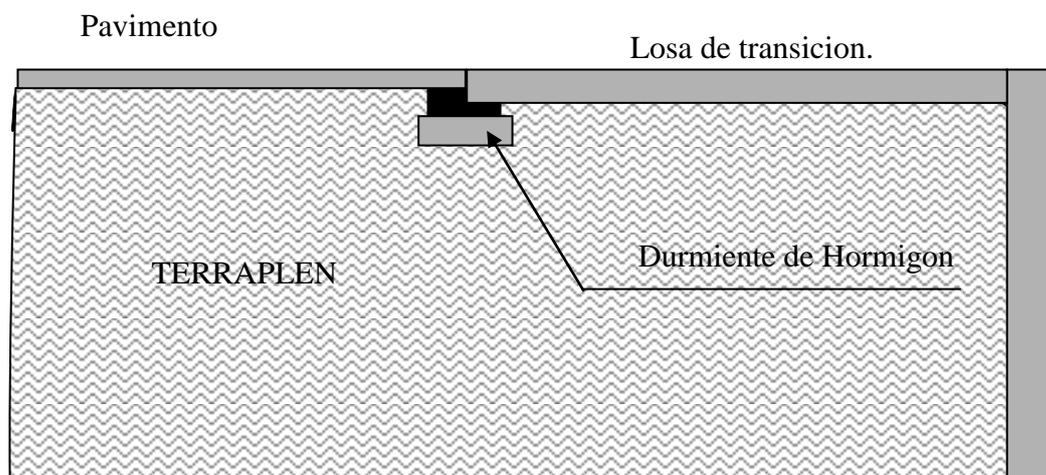


Figura 2-23: Durmiente de refuerzo con pavimentos rígidos

Con este elemento adicional, se persiguen dos objetivos: Mejorar el reparto de cargas de la losa de transición al terraplén y evitar posibles asentamientos localizados producidos por las cargas que transmite la losa, de forma que se elimine el escalón que se produciría en este punto.

Además, en este tipo de losas de transición se recomienda mejorar su apoyo sobre el terraplén, disponiendo una capa de material granular seleccionado de 15 centímetros de espesor bajo la losa en toda su superficie. (Epperly, 1994)

Las dos desventajas principales de las losas de transición son su coste y la dificultad de su reparación en el caso de ruptura. A pesar de ello, en general la mayoría de los organismos responsables de las carreteras recomiendan su construcción o incluso la hacen obligatoria. La longitud de las losas de transición es variable, en función de cada organismo. Hoppe, (1999), hace una recopilación de las recomendaciones de los diversos departamentos de transporte de Estados Unidos, encontrando los siguientes datos:

- El 80 % de los estados recomienda su utilización, principalmente en la red principal.

- Las longitudes oscilan entre tres y doce metros, siendo las mas habituales las longitudes entre cinco y seis metros.
- El espesor varia entre 20 y 45 centímetros
- La losa de transición se extiende a toda la anchura del pavimento

Las losas de transición con longitudes menores de tres metros no son operativas. (Hoppe y Gomez, 1997).

En el estado de Nueva York, la longitud de las losas de transición se calculan en función de la altura del estribo en que se apoyan. Le asigna una longitud de losa de transición igual a 1,5 veces la altura del estribo, con un máximo de ocho metros y un mínimo de tres metros.

En España, la normativa especifica la construcción de losas de transición de cinco metros de longitud y treinta centímetros de espesor, simplemente apoyada en el estribo de la estructura.

2.5.4. Trasdoses con material granular seleccionado y losa de transición.

Otro sistema, combinando los dos anteriores, consiste en construir el relleno del trasdos del estribo con un material granular seleccionado y disponer además la losa de transición, combinando los efectos favorables de las dos soluciones anteriores. Es el sistema que actualmente se marca por la normativa española, mediante el cual se trata de asegurar el buen funcionamiento de la transición, a pesar del incremento económico que supone el uso de ambos sistemas a la vez. Pero así se reducen los asentamientos del relleno en las inmediaciones de la estructura y bajo la losa de transición, lo que aminora las tensiones que sufre esta última al paso del tráfico y disminuye sus posibilidades de rotura.

Aun así, no se evitan los posibles efectos perniciosos que pueden venir dados por el posible asiento del cimientto del terraplén.

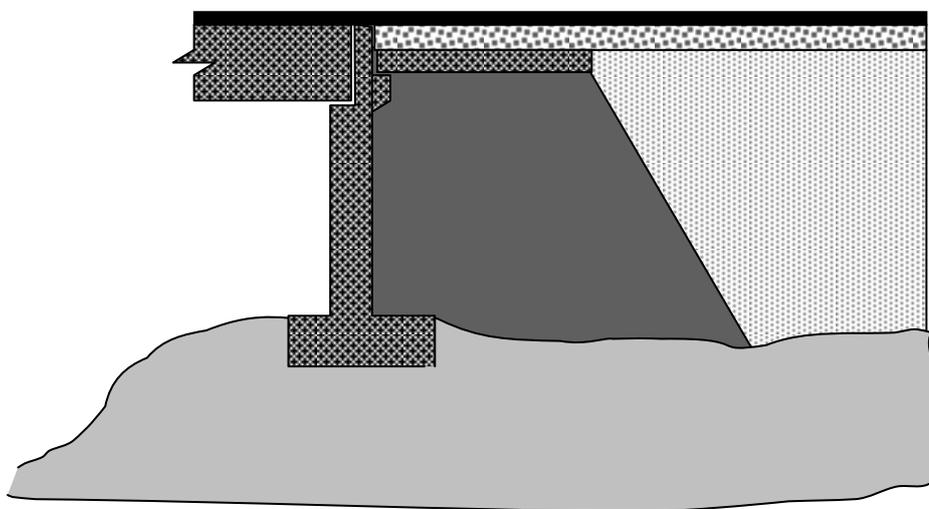


Figura 2-24: Losa de transición y relleno seleccionado.

En la solución mas completa, pero es la más costosa de todas. Es el tipo de actuación recomendado por la mayoría de los autores (Briaud, 1997; Hoppe, 1999; Dupont, 2002), complementado con la mejora del terreno de cimentación.

2.5.5. Drenaje

La ultima actuación necesaria para minimizar la probabilidad de aparición del punto duro es el proyecto y ejecución de un sistema de drenaje adecuado. El agua que se introduce en el relleno del estribo a través de juntas o grietas en el pavimento tiene un efecto altamente perjudicial para su comportamiento, fundamentalmente a causa de la erosión en la zona de contacto entre el estribo y el terraplén. (Wolde, 1990). Sin la presencia de losas de transición, provoca el asiento inmediato del contacto y el punto duro. Si hay losa de transición, la erosión puede amplificar la formación de huecos bajo ella. Por ello, es fundamental evitar la infiltración del agua bajo el pavimento.

2.6. NORMATIVA APLICABLE.

2.6.1. Normativa española.

Hasta la aparición de la Nota de Servicio de Servicio de la S.G. de Construcción de 28 de julio de 1992, no existía en España ninguna norma aplicable a la construcción de las transiciones. En general, era la experiencia de los proyectistas y constructores la que determinaba el tipo de transición a construir en cada caso.

Su aparición establece la obligatoriedad de construir la losa de transición en las estructuras, con las siguientes excepciones:

- Si la categoría de tráfico pesado es inferior a T2.
- Si el asiento previsto es inferior a 20 mm en el caso de estribo flotante o inferior a 10 mm en el caso de estribo fijo.
- En el caso de estribos de suelo reforzado, es obligatoria la construcción de una losa de transición ante la dificultad de compactar adecuadamente el terreno.

En esta Nota de Servicio se define que las losas tendrán una longitud variable, en general no inferior a 5 metros, una anchura igual a la plataforma de la calzada y un espesor de 30 cm. El apoyo de la losa en el estribo se establece mediante una rótula plástica obtenida mediante pasadores de acero ϕ 20 separados 1 m. Asimismo, se construirá sobre una capa de 10 cm de hormigón de limpieza. En la siguiente tabla se especifican los criterios utilizados para el diseño de la longitud de las losas de transición, en función del asiento previsible y de la categoría de la carretera.

Tabla 2-1: Parámetros de diseño de las losas de transición

CLASE CARRETERA	MÁXIMA DIFERENCIA PENDIENTE (%)	MINIMA RELACION LONGITUD/ASIENTO	ASIENTO MAXIMO PARA LONGITUD DE 5 m
Autopistas y autovías	1,3	300	1,5
Vías Rápidas	1,4	250	2,0
Convencionales circulación rápida	0,5	200	2,5
Convencionales circulación lenta	0,8	125	4,0

El asiento previsible depende de la altura del terraplén junto al estribo, y de sus condiciones de compactación. Se recomienda que la longitud de la losa no sea superior a la altura del terraplén en las inmediaciones del estribo, es decir, 5 m en la mayoría de los casos. En ningún caso será inferior a 3 m: las longitudes cortas no representan una mejora sensible respecto a la ausencia de losas de transición.

La existencia de esta Nota de Servicio ha generalizado el uso de la Losa de Transición de 5 m de longitud y 30 cm de espesor, utilizada en la práctica totalidad de las transiciones de estructuras. Pero en esta orden no se hace referencia al material necesario para construir el relleno del trasdoso de los estribos, que se construyen del mismo material que el terraplén adyacente.

Más recientemente, la Orden Circular 326 /2000 de Geotécnia vial en obras de carreteras modifica el artículo 332 del PG-3 “Rellenos Localizados”, especificando las condiciones que deben cumplir los rellenos localizados en trasdosos de estructuras y obras de fábrica:

- Se extenderá en coronación en una distancia de la menos 10 m de la obra de fábrica y como mínimo el doble de la longitud de la losa de transición, si la hubiere, en sentido longitudinal.
- La superficie de separación entre el relleno normal y el localizado tendrá una pendiente máxima de 2H/1V
- Se emplearán suelos seleccionados de tal manera que con la compactación exigida (95 o 100 % PM) el índice CBR sea superior a 20.

De esta forma se establece un requerimiento adicional a la Orden Circular anterior.

Como nota adicional, cabe destacar la parte referente a las losas de transición aparecida en la “Guía para la concepción de puentes integrales en obras de carreteras”, editada por el Ministerio de Fomento en el año 2.000 donde se describen unas recomendaciones para la construcción de los puentes Integrales. Este es un tipo de estructura muy poco utilizada en España en la que no se prevén apoyos de neopreno entre el tablero y las pilas y estribos, sino que toda la estructura es de una sola pieza, sin juntas entre sus distintos elementos. En este caso, de acuerdo con la filosofía de la estructura, se preconiza la construcción de la Losa de transición inmediatamente debajo del pavimento asfáltico, no bajo la base del firme, y empotrada en el estribo.

El siguiente gráfico muestra el esquema constructivo de la transición terraplén-estructura que preconiza actualmente la normativa española.

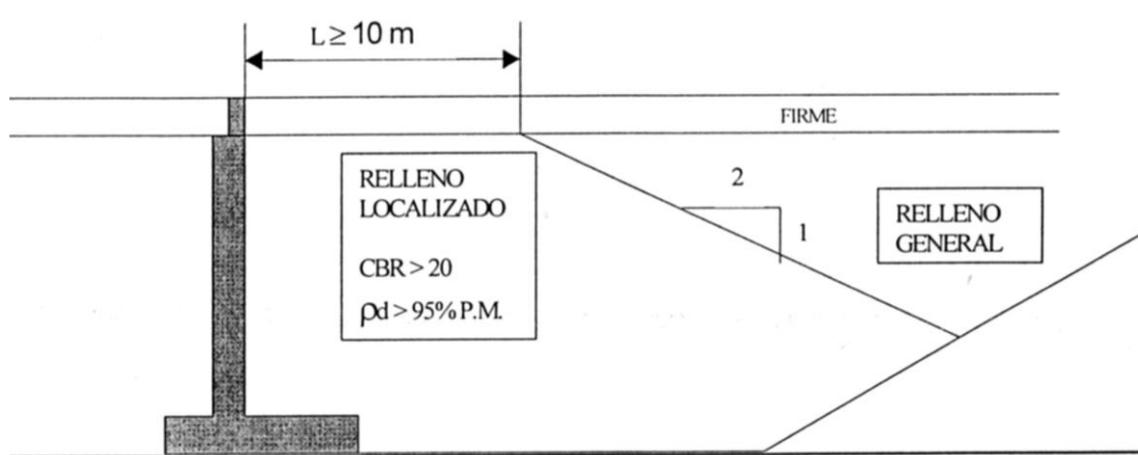


Figura 2-25: Relleno localizado especificado por el PG-3 2002

2.6.2. Normativa Internacional.

Por lo que respecta a la normativa aplicable en otros países, existe una gran heterogeneidad en las recomendaciones que cada uno de ellos aplica a este tipo de obras.

A continuación se expone un resumen de las principales prescripciones que establece cada uno de ellos:

Francia. Se propone una losa de transición entre los 3 y los 6 metros. El ancho se reduce al de la calzada de circulación mas un sobrecancho de 0,5 m a cada lado de la calzada. Espesor de 30 cm. (Documento J.A.D.E. 68. SETRA). En el caso de losas esviadas, con pavimento de hormigón, se propone una geometría compleja, de hormigón armado adaptándose a la geometría de las losas del pavimento rígido.

El relleno se debe ejecutar con material seleccionado, de un modo similar al establecido en España.

Alemania. Se utilizan muy raramente las losas de transición. Por el contrario, se especifica la ejecución del relleno con material granular seleccionado y compactado al 100 % de la densidad Proctor. Este va unido frecuentemente a técnicas de mejora del cemento. (Tophinke, 1997)

Reino Unido. Ante el alto coste de mantenimiento de las carreteras y puentes, se crea en 1977 el National Road Maintenance Condition Visual Survey, un organismo encargado de la supervisión y detección de defectos de todo tipo de carreteras en Reino Unido. En los años 90 existía poca experiencia práctica sobre puentes de hormigón con longitudes mayores de 60 metros y estribos rígidos en ese país (Taylor, 1997).

Por todo ello, en 1997 el Department of Trade and Industry - Management Best Practice de la Agencia de carreteras de Reino Unido, realiza una exhaustiva investigación, seguimiento y control de los puentes de hormigón en EE.UU, en concreto en los estados de Ohio, Tennessee, Missouri, Washington, California, los laboratorios de la Tecnología de la Construcción de los EE.UU y en Ontario en Canadá.

Sin embargo, sus experiencias aun cuando representan una aportación de gran interés, no son directamente extrapolables al Reino Unido. Según las conclusiones de la investigación, los puentes de longitudes inferiores a 120 metros presentan un buen comportamiento estructural, pero con un reducido espectro de soluciones de puentes integrales a base de estribos tipificados sobre pilas flexibles, el uso de tierra armada en los estribos y medidas de drenaje en los terraplenes tras los estribos. Con respecto a las transiciones, está generalizado el uso de losas de transición, tanto para puentes integrales como convencionales, para minimizar la influencia de los asentamientos en la superficie del firme. Sin embargo, se permiten mayores asentamientos y grietas en las losas y en las proximidades de los estribos. Así, se observa que la filosofía del diseño, construcción y mantenimiento de los puentes en EE.UU es muy diferente del Reino Unido.

Hoy día, en el Reino Unido, se opta por dos soluciones distintas para puentes integrales y convencionales.

En puentes integrales se utilizan rellenos granulares compactados detrás de los estribos, con un alto control de calidad durante la ejecución. Para reducir al mínimo la formación de grietas en las proximidades de los estribos es necesario compactar y supervisar su ejecución en una longitud amplia del terraplén.

En puentes convencionales se utilizan losas de transición únicamente.

En todos los casos se asume que es necesario realizar un drenaje en el terraplén tras los estribos.

Estados Unidos.

La organización administrativa de Estados Unidos se divide en tres niveles: Federal, estatal y del condado. Cada uno de los tres niveles tiene su red de carreteras propia, y eso origina que existan diversa normativa que se aplica en función de la titularidad de la carretera.

Por un lado, esta la red de carreteras federal, cuya normativa la establece la American Association of State Highways and Transportation Officials (AASHTO).



Figura 2-26: Red federal de carreteras de Estados Unidos

La AASHTO establece las condiciones a cumplir por las transiciones a las estructuras en las Bridge Design Specifications – U.S. Units, Second Edition 1998. sección 4.6. Los principales criterios de diseño correspondientes a las losas de transición son los siguientes:

- La losa de transición es obligatoria en todos los puentes de nueva construcción en las carreteras interestatales excepto cuando existe acuerdo entre
- Es necesaria la elaboración de un informe geotécnico específico para los terraplenes de acceso, incluyendo el asentamiento previsto y el tipo de estructura.
- La longitud de la losa de transición es de 25 pies (7,62 m)
- El extremo apoyado sobre el terraplén de acceso se considera que tiene una longitud igual a un tercio de la longitud total de la losa, es decir, 8 pies (2,5 m)
- La reacción del terreno sobre la losa es uniforme.
- El vano de cálculo de la losa es de 20 pies (6 metros)
- El borde exterior de la losa será paralelo al estribo de la estructura, cuando el esviaje de la misma sea inferior a treinta grados respecto al eje de la vía. Para ángulos superiores, el borde exterior será perpendicular al eje de la vía.

La normativa de cada uno de los estados es muy diversa. Existen estados que establecen como obligatoria la utilización de losas de transición, mientras que otros desaconsejan su uso. En el siguiente apartado se analiza detalladamente las recomendaciones de los distintos estados.

La siguiente tabla refleja las previsiones de los principales países de nuestro entorno acerca del diseño de las transiciones terraplén-estructura.

Tabla 2-2: COMPARACIÓN ENTRE LA NORMATIVA INTERNACIONAL

País	Losa de transición	Tipo de relleno	Estudios particulares	
España	Si	Material seleccionado	No.	
Francia	Si	Material seleccionado	No.	
Reino Unido	Integrales	No	Material seleccionado	No
	Convencionales	Si	No	No
Alemania	No	Material seleccionado. compactación 100 % PN	Sí	
Estados Unidos	Si	No	Sí.	

Se aprecia que en cada país se aplica una normativa diferente, a veces contradictoria entre ellos. Según los casos, se preconiza el uso de la losa de transición, de rellenos seleccionados, o de ambos. En lo que si hay acuerdo es en la existencia del problema y en la necesidad de adoptar alguna medida para evitar la aparición del punto duro. En Francia, España y Estados Unidos se propone el uso de la losa de transición, mientras que en Alemania no. No hay ningún tipo de consenso en la solución idónea aplicable a cada caso.

2.6.3. Estudio Comparativo de la Normativa de los Estados Unidos de América.

Muchos de los Departamentos de Transportes de los Estados Unidos (desde ahora DOTs) consideran el punto duro grave y reiterativo problema de mantenimiento, lo que acarrea un coste anual de 100 millones de \$. No existen criterios o standards comunes para la evaluación de la efectividad del uso de losas de transición, e incluso, solo existe la experiencia común de utilizar losas de transición en carreteras con un alto volumen de trafico, en carreteras interestatales y principales de la Red de carreteras. Aun hoy en día, la controversia sobre si es necesaria la utilización de losas de transición como solución del punto Duro aun continua abierta, pues no existe un consenso nacional. Sin embargo, la utilización de volumen de trafico como criterio par la utilización de losas de transición parece ser muy conservador debido a la cantidad de factores que influyen en la formación del Punto Duro.

De forma general, para reducir el asentamiento diferencial entre el estribo y la superficie de rodadura, la mayoría de DOTs consideran el material del trasdós de relleno como elementos estructurales directamente implicados en el asentamiento y utilizan la losa de transición en todo el ancho de la calzada para reducir el fenómeno de la erosión de material de relleno. La implantación de losas de transición facilita las operaciones de mantenimiento posterior, pero es necesario considerar otras variables implicadas como la mejora del material del relleno, sistemas adecuados de drenaje de la capa de rodadura, el diseño del terraplén y la ejecución durante la construcción. Sin embargo, a pesar de su larga experiencia, los criterios de los DOTs para el uso, diseño, materiales y técnicas constructivas de las losas de transición difieren mucho de unos a otros.

Sin embargo, dada el amplio espectro de soluciones según los diferentes estados, es necesario analizar el problema con mayor profundidad, según un estudio pormenorizado de la experiencia de cada Estado para comprender un problema en el que intervienen tantas variables distintas.

Basandonos en los datos obtenidos por Hoppe, E. (1999), *Guidelines for the Use, Design, and Construction of Bridge Approach Slabs*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 1999/04 y otros estudios del comportamiento de las

losas de transición de los DOTs , Kramer, S; Sajer, P. (1991), *Bridge approach slab effectiveness*, Final Report. Washington State University, Department of Transportation, realizaremos un análisis comparativo para mostrar la experiencia práctica en los diferentes estados de EE.UU.

La frecuencia de uso de losas de transición varía drásticamente de unos estados a otros, aun cuando en la mayoría de los DOTs se recomienda el uso de losas de transición basado en un informe de un ingeniero geotécnico y el uso de relleno granular con un gran control del proceso de compactación del terraplén de forma más exhaustiva en las cercanías de los estribos, siguiendo las recomendaciones de Standard proctor(AASHTO T 99), pero con sustanciales diferencias de unos estados a otros.

- La mayoría de los DOTs consideran que el asentamiento de los firmes en el encuentro con los estribos, el Punto Duro, supone un grave y reiterativo problema de mantenimiento que dada la complejidad de factores que intervienen en su formación, no puede ser únicamente solucionado con el uso de losas de transición. Es necesario un estudio de la relación solución-coste, teniendo en cuenta el comportamiento y mejora del terreno, el diseño y construcción adecuadas, por lo que consideran el relleno del trasdós como un importante elemento estructural.
- Según el tipo de carreteras, el 55 % de los DOTs utiliza losas de transición en todas las carreteras interestatales. Su uso se centra fundamentalmente en Autovías. Geográficamente la respuesta está aleatoriamente distribuida.
- Existe diferencias en el uso de las losas de transición según los tipos de carreteras estatal. En la red de carreteras primaria, el 47 % utilizan las losas de transición en todos los puentes, mientras que el 36 % las utiliza en un mitad de los casos. Mientras su uso en la red secundaria es muy bajo, solo el 28 % las utiliza siempre y el 17 % en la mayoría de los casos. Las razones aducidas son que para

carreteras de bajo volumen de tráfico es más costoso económicamente construir losas de transición que repavimentar la superficie de contacto de la carretera en el punto Duro, con resultados, estos últimos, satisfactorios.

Tabla 2-3: Uso de las losas de transición

Estados	Red Interestatal	Red Primaria	Red Secundaria
Alabama	100	100	20
Arizona	100	100	80
Connecticut	<50	<50	<50
Delaware	90	65	20
Florida	100	100	100
Georgia	100	100	100
Idaho	Escaso	Escaso	Muy Escaso
Illinois	100	100	90
Indiana	100	100	100
Iowa	100	75	10
Kansas	90	50	20
Kentucky	35	35	35
Louisiana	100	100	100
Maine	>50	>50	>50
Maryland	<1	<2	0
Massachusetts	100	100	100
Minnesota	90	69	8
Missouri	100	100	10
Mississippi	100	100	85

ANTECEDENTES

Estados	Red Interestatal	Red Primaria	Red Secundaria
Montana	<5	<5	<1
Nebraska	100	100	100
Nevada	100	100	100
New Hampshire	95	30	7
New Mexico	80	80	80
New York	100	100	100
North Dakota	75	60	0
Ohio	100	95	75
Oklahoma	100	>90	0
Oregon	100	100	100
South Carolina	100	100	30
South Dakota	95	90	5
Vermont	100	100	100
Virginia	98	75	<4
Washington	75	50	25
Wisconsin	100	100	25
Wyoming	90	75	50

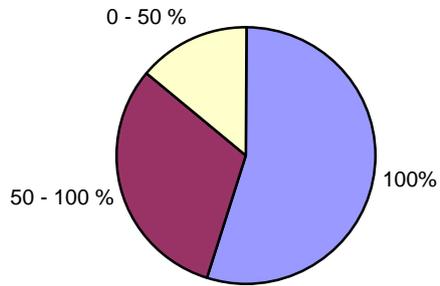


Figura 2-27: Uso de las losas de transición en las carreteras interestatales

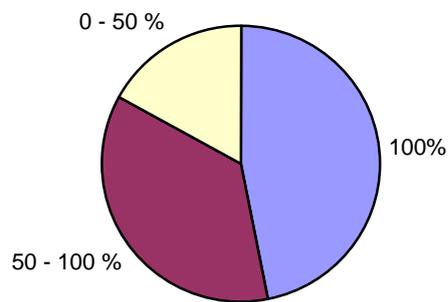


Figura 2-28: Red primaria. uso de losas de transicion

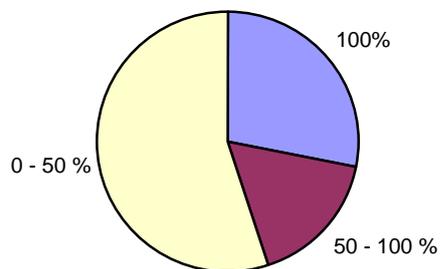


Figura 2-29: Red secundaria. Uso de losas de transición

Según el tipo de puentes, convencionales o integrales, la respuesta es diferente. En puentes convencionales, el 38 % de los DOTs considera que el uso de losas de transición mejora el superficie de rodadura y utilizan siempre losas de transición, mientras que el resto dejan a criterio del ingeniero su elección basándose en el informe de un análisis geogénico de compactación y, a excepción de 2 (Kentucky y Maryland) que nunca las utilizan aduciendo que solo suponen la translación del Punto Duro desde el estribo al final de la losa(ver tabla). En puentes integrales el 60 % de los DOTs utiliza siempre losas de transición. Del resto, el 24 % considera el asiento excesivo del terreno el principal factor de decisión, pero incluso el 30 % no considera ningún otra circunstancia especial para el uso de losas de transición. Algunos estados basan su utilización en criterios de volumen de trafico, como por ejemplo Virginia, aun cuando existe un consenso mayoritario que considera el criterio del volumen de tráfico como excesivamente conservador.

La desventaja del uso de losas esta en el alto coste según el 75 % y en el mantenimiento de las mismas según el 52 % de los DOTs.

En cuanto a las dimensiones de las losas de transición, la mayoría utiliza losas del ancho total de la carretera para evitar la erosión del relleno y su asentamiento y el 50 % utiliza una losa de longitud de 6,1 m y un espesor medio de 0,30 m que varían entre 0,23 m y 0,38 m. Los espesores varían entre 0,20 , de una losa de longitud de 4,6, a 0,43 m para una losa de longitud 9,1 m. La mínima longitud usada es de 3 m y la mas larga es de 12,2 m.

Tabla 2-4: Dimensiones típicas de las losas de transición

ANTECEDENTES

Estados	Longitud (m.)	Espesor (mm)	Ancho
Alabama	6,1	230	Pavimento
Arizona	4,6	-	-
California	3,0 - 9,1	305	Berma - Berma
Delaware	5,5 - 9,1	-	-
Florida	6,1	305	Berma – Berma
Georgia	6,1 - 9,1	254	Berma – Berma
Idaho	6,1	305	-
Illinois	9,1	380	Berma – Berma
Indiana	6,2	-	-
Iowa	6,1	254 - 305	Pavimento
Kansas	4,0	254	Berma – Berma
Kentucky	7,6	-	Berma – Berma
Louisiana	12,2	405	Berma – Berma
Maine	4,6	203	Berma – Berma
Massachusett:	-	254	-
Minnesota	6,1	305	Pavimento
Missouri	7,6	305	-
Mississippi	6,1	-	Berma – Berma
Nevada	7,3	305	Berma – Berma
New Hampsh	6,1	380	-
New Jersey	7,6	457	-
New Mexico	4,6	-	Berma – Berma
New York	3,0 - 7,6	305	Berma – Berma
North Dakota	6,1	356	Berma – Berma

ANTECEDENTES

Estados	Longitud (m.)	Espesor (mm)	Ancho
Ohio	4,6 - 9,1	305 - 432	-
Oklahoma	9,1	330	Berma – Berma
Oregon	6,1 - 9,1	305 - 356	Berma – Berma
South Carolin	6,1	-	-
South Dakota	6,1	230	-
Texas	6,1	254	-
Vermont	6,1	-	-
Virginia	6,1 - 8,5	380	Pavimento
Washington	7,6	330	Pavimento
Wisconsin	6,2	305	-
Wyoming	7,6	330	Berma - Berma

- En la mayoría de los estados se utiliza relleno granular en tongadas de 0,20 m, compactado al 95 % del Valor Standard del Ensayo Proctor, en solo dos estados se exige una compactación del 100 %. En cuanto al tipo de material utilizado el 27 % ha experimentado con nuevos materiales de reciclaje o artificiales.
- El uso de sistemas de drenaje mediante sistemas convencionales es mayoritario, aun cuando solo para el 16 % de los DOTs supone una mejora frente a la erosión. El uso de materiales geosintéticos y de paneles drenantes solo se utiliza en un 24 % de los DOTs. En algunos estados se utiliza un gotero en la cabeza de las losas para evitar la erosión en el trasdós del estribo (Estado de Virginia).
- El uso de aletas en los estribos y de espaldones en los terraplenes supone asimismo una mejora para la reducción del Punto Duro para el 41 % de los DOTs.

- El uso de conectores entre losas y estribos varía según el tipo de puentes. En los puentes convencionales, el 55 % utiliza conectores entre losas y estribos, mientras que es mayoritario su uso en puentes integrales, el 71 %.
- En el orden de ejecución de las losas de transición, el 55 % de los DOTs construyen las losas de transición antes que los estribos y solo al 18 % lo hace indistintamente.
- En cuanto al control de la ejecución de la obra mediante sistemas de miniaturización, el 73 % considera satisfactoria la misma. Sin embargo, respecto a la compactación del material de relleno en las proximidades del estribo, el 50 % tiene dificultades por las especiales limitaciones de espacio, mientras que el 32 % lo considera satisfactorio.
- Sin embargo, el asentamiento de las losas parece suponer un significativo problema para su posterior mantenimiento para el 55 % de los DOTs. Sin embargo, el uso de losas de transición facilita el posterior repavimentado.

2.7. CONCLUSIONES.

Se construyen un gran número de estructuras y obras de fábrica a lo largo del desarrollo de una carretera, y el usuario actual exige a la infraestructura por la que circula unos niveles de confort muy elevados. Por ello, el problema del “punto duro” en los estribos de las estructuras tiene una gran importancia, dado que los defectos que aparecen en la superficie de rodadura pueden alcanzar una gran magnitud.

Por tratarse de un problema que se localiza en unos puntos determinados, ha determinado que no se hayan dedicado grandes esfuerzos al estudio sistemático de sus causas y sus soluciones. Existen pocos estudios teóricos sobre el comportamiento de las transiciones. Principalmente, se han realizado varios estudios empíricos basados sobre el estudio del comportamiento de algunas transiciones construidas. Asimismo, se han documentado algunos ensayos a escala real con transiciones instrumentadas.

De todo los estudios anteriormente citados, se deducen las siguientes conclusiones:

1.- Las principales causas de la aparición del “punto duro” en la superficie de rodadura de la carretera son las siguientes:

- El asentamiento del material del terraplén.
- El asentamiento del terreno que sirve de cimiento al terraplén

2.- Existen otros factores influyen en el comportamiento del relleno, favoreciendo el proceso de asentamiento del terreno.

- La presencia de un drenaje inadecuado provoca aumentos importantes en la humedad del material de relleno y posibles arrastres de material que modifica las características del relleno, favoreciendo su deformación y la aparición de asientos.
- La dificultad de compactación del material en las inmediaciones del estribo provoca que la densidad del material de relleno en esta zona sea menor que la densidad del resto, lo que unido a la presencia de una superficie de discontinuidad incrementa los asientos en la zona de contacto entre ambos materiales.
- Las características del material de relleno.

3.- Se han desarrollado una gran variedad de soluciones tipológicas para evitar la aparición del punto duro o para mitigar sus efectos. Sin embargo, no hay unanimidad a la

hora de evaluar las ventajas o inconvenientes de cada uno de ellos, ni sobre las aplicaciones concretas de cada uno de ellos. Las soluciones que han tenido una utilización mas amplia son:

- La construcción de losas de transición apoyadas en el estribo y sobre el relleno. Esta solución no evita el asentamiento de la cara superior del relleno pero proporciona una base continua al firme de la carretera, impidiendo que los asientos se reflejen en la superficie de rodadura.
- La construcción del relleno del estribo con materiales seleccionados, o reforzar el relleno de forma que se minimicen sus asientos
- Realizar una preconsolidación del cimiento antes de la construcción del terraplén.

4.- La normativa actualmente existente refleja esta disparidad. No mantiene un criterio unificado respecto a las actuaciones necesarias para abordar este problema. Las normas y recomendaciones de los distintos organismos encargados de gestionar preconizan la construcción de las carreteras el uso de la losa de transición mayoritariamente. Últimamente se tiende a generalizar la utilización de rellenos seleccionados en los trasdoses de los estribos.

5.- No existe ningún estudio detallado que aborde con detenimiento el análisis del comportamiento del sistema en su conjunto. Se han analizado una serie de situaciones particulares y se utiliza una serie de soluciones basadas en la experiencia, sabiendo que funcionan lo suficientemente bien, pero no existe ninguna formulación sencilla que permita el calculo aproximado de los asientos previsibles en la estructura en función de las características fundamentales del material de relleno del trasdos, y facilite la labor de diseño del sistema constructivo adecuado en cada caso, detectando aquellas situaciones en las que se requiera una actuación singular.

El objeto de la presente tesis será analizar el comportamiento de las transiciones, realizando un análisis sistemático acerca de la influencia de cada uno de los factores que intervienen en su comportamiento.

3. OBJETIVOS

3.1. OBJETIVO GENERAL

El objetivo general de la presente tesis doctoral consiste en analizar el comportamiento de las transiciones entre las estructuras u obras de fábrica y los terraplenes de acceso. Como resultado del análisis se pretende identificar los principales factores que influyen en su evolución a lo largo del tiempo, evaluar su importancia y el modo en que actúan, así como la interacción entre ellos.

De este modo, se pretende proponer una tipología constructiva para las transiciones, así como unas recomendaciones de diseño, que garanticen un buen comportamiento de las transiciones a lo largo de la vida útil de la obra.

3.2. OBJETIVO PRINCIPAL

El objetivo principal es obtener un diseño eficaz de las transiciones de las carreteras que evite la aparición de los defectos que comúnmente son prácticamente inevitables. Para ello es necesario conocer los problemas que aparecen, las causas de los mismos, los factores que intervienen en su aparición y desarrollo, así como evaluar posibles soluciones de diseño.

3.3. OBJETIVOS SECUNDARIOS.

Como objetivos secundarios pueden señalarse los siguientes:

- Evaluar las distintas aproximaciones al comportamiento del terreno por parte de los distintos programas de elementos finitos.
- Profundizar en el comportamiento de los suelos de cimentación

- Profundizar en el conocimiento del proceso de consolidación de los terraplenes de las carreteras.
- Identificar las deformaciones que causan problemas a la circulación de los vehículos.
- Conocer con detalle el estado actual de las transiciones en las carreteras de la red arterial de Andalucía Oriental

3.4. PARAMETROS A ANALIZAR

Para la realización de la tesis, se analizarán los siguientes parámetros.

3.4.1. Factores que influyen en el comportamiento de las transiciones:

Los factores que influyen en el conocimiento de las transiciones son:

Inherentes al comportamiento resistente de los materiales:

Modulo de Elasticidad del terreno.

Modulo de Poisson del terreno

Angulo de Rozamiento interno

Cohesión

Inherentes al proceso de consolidación de los materiales.

Permeabilidad.

Porosidad.

Disposiciones constructivas.

Topología del estribo

Altura del estribo

Presencia de la losa de transición

Longitud de la losa de transición

3.4.2. Parámetros de control del comportamiento.

Para evaluar el comportamiento de las transiciones, se van a utilizar los siguientes parámetros:

Asientos en la superficie del relleno

Pendiente de la superficie del relleno

Asiento diferencial del relleno junto al estribo

Tensiones normales del terreno junto al estribo.

Principalmente consisten en el seguimiento de los movimientos en la superficie de rodadura, que son los que afectan a la comodidad y a la seguridad del tráfico circulante.

4. ESTADO DE LAS TRANSICIONES EN ANDALUCÍA ORIENTAL

4.1. INTRODUCCION.

Como paso previo antes de la realización del estudio analítico acerca del comportamiento de las transiciones, se ha considerado conveniente realizar un análisis preliminar acerca del estado actual de las transiciones ya construidas con anterioridad el ámbito de las carreteras de la red principal de Andalucía Oriental. Mediante el estudio de un gran número de casos, es posible obtener datos fidedignos acerca del estado actual de las transiciones terraplén-estructura presentes en las mismas. Del análisis de las características de las transiciones y de su estado se obtienen unas resultados que luego serán de gran utilidad a la hora de analizar su comportamiento de un modo analítico.

Como muestra se han seleccionado las Red de Carreteras de gran capacidad de Andalucía Oriental, en las provincias de Granada, Jaén, Málaga y Almería. En su mayor parte esta red esta formada por autovías construidas en los últimos quince años. Los terrenos atravesados son muy accidentados y en algunos casos de gran dificultad geológica. Esto ha ocasionado la construcción de un importante numero de estructuras. Del trabajo realizado se desprende que existen por termino medio una estructura cada kilómetro de autovía, frente al ratio de una estructura cada cuatro en carretera convencional en estas provincias. Además, su construcción se ha realizado de una manera bastante repartida a lo largo del tiempo. Prácticamente, a lo largo de la ultima década, siempre se ha puesto en servicio al menos un tramo de autovía cada año. De este modo, se tiene un gran numero de transiciones construidas y una distribución temporal bastante uniforme, lo que permite tener una evolución temporal de su comportamiento.

No obstante, también se han analizado transiciones presentes en carreteras de doble sentido. En su mayoría, son vías con mas de diez años de servicio y con un menor numero de transiciones que las autovías. Además, en muchos casos han sido objeto de

refuerzos de firme, lo que dificulta la observación directa del estado en que se encuentra una transición determinada.

El objeto de esta toma de datos no es el de realizar un estudio exhaustivo, detallado y pormenorizado de la geometría, tipología estructural, dimensiones, etc. de cada una de las transiciones, sino realizar una “foto” del estado que presenta la superficie de rodadura del firme al paso de cada transición.

Este es el factor fundamental que afecta tanto al confort de la circulación como a las necesidades de mantenimiento. Para ello, el sistema utilizado es recorrer las carreteras ya citadas a bordo de un vehículo de turismo, circulando a la velocidad que indiquen las limitaciones de tráfico en cada tramo de carretera. En función de la respuesta del vehículo al paso por cada una de ellas, y del aspecto visual que presente, se asigna a cada transición el valor de un parámetro que evalúe su estado. Se obtiene de este modo como parámetro fundamental del estudio el estado que presentan las transiciones presentes en una red de carreteras en un determinado momento. Asimismo, de la inspección en el vehículo se obtienen varios datos acerca de su localización, que posteriormente se complementan con otros factores tales como el año de puesta en servicio y el tráfico. Todos estos datos permiten relacionarlos con el estado de la transición, y obtener diversas conclusiones sobre su comportamiento y los factores que intervienen en el mismo.

4.2. METODOLOGÍA.

4.2.1. Introducción.

El objetivo de la toma de datos es determinar el estado en que se encuentran las transiciones de las obras de paso en las carreteras correspondientes a diversos tramos de la red de carreteras de Andalucía Oriental, en las provincias de Jaén, Granada, Málaga y Almería. Se han seleccionado los tramos a inspeccionar de forma que las características geométricas de su trazado y el terreno que atraviesen originen la presencia de un número elevado de estructuras y obras de paso que puedan servir de base para el análisis posterior. Las carreteras elegidas se encuadran dentro de la Red de Gran Capacidad del

Estado y de la Junta de Andalucía. En general, se trata de autovías de calzadas separadas, aunque asimismo se han recorrido varias carreteras de doble sentido de circulación.

Los tramos de autovía de dos calzadas se han recorrido en ambos sentidos, dado que el estado de una transición en un sentido no tiene por que ser el mismo que en el sentido opuesto. De hecho, en muchos casos se construye una estructura independiente para cada sentido.

En resumen, se han recorrido las siguientes carreteras:

- N – 323. Bailen – Motril.
- N – 340. Autovía del Mediterráneo.
- N – 331. Córdoba – Málaga.
- A – 92. Autovía de Andalucía.
- A – 391. Las Pedrizas – Salinas.

Sumando un total de 766 Km de los que 622 corresponden a carreteras de doble sentido (81 %) y 144 corresponden a autovías de doble calzada.

La toma de datos acerca del estado de las transiciones se ha realizado a bordo de un vehículo de turismo circulando por las carreteras antedichas a la velocidad máxima establecida por las normas de circulación en cada uno de los tramos. (120 km/h, 100 km/h, 80 km/h, etc.). El estado de la transición se clasifica en función de dos factores:

- El aspecto de la superficie de rodadura en la zona correspondiente a la transición. Al circular sobre ella se evalúa la presencia o no de deformaciones, fisuras, o la presencia de reparaciones localizadas.
- Los movimientos que el ocupante del vehículo experimenta al atravesar la transición. Principalmente si el ocupante nota la presencia de la transición como una discontinuidad o si experimenta aceleraciones anómalas, que pueden afectar al confort de la circulación.

Desde dentro del automóvil, se puede realizar una inspección ocular del estado de las transiciones, y comprobar los posibles movimientos verticales anómalos que experimenta el ocupante del vehículo cuando transita por una transición, asignando a cada una de ellas un valor cualitativo, tal como se explica a continuación.

4.2.2. Clasificación del estado de las transiciones.

El estado de las transiciones de las obras de paso es un parámetro subjetivo que no tiene un valor mensurable cuantitativamente. Para facilitar su manejo y sistematizar la toma de datos, es necesario establecer unos criterios que faciliten la inclusión de cada una de las transiciones inspeccionadas en unas categorías claramente establecidas a priori, que luego permitan analizar los datos obtenidos durante la inspección de manera conveniente.

Para ello, se establecen cuatro categorías según el estado de la superficie de rodadura en la zona correspondiente a la transición y los movimientos que experimenta el ocupante del vehículo al atravesarlas. Se ha establecido un total de cuatro categorías por que se considera que son las necesarias para obtener una descripción adecuada del estado de una transición en concreto y sea sencilla su encuadre dentro de una categoría. A cada una de las categorías se le asigna una clave numérica, lo que permite un manejo eficiente de los datos.

Las categorías en las que el presente estudio clasifica el estado de las transiciones son las siguientes:

- Transición en buen estado. Clave numérica: 4.

Son aquellas que no presentan ningún tipo de defecto. En el caso de las transiciones en buen estado no se aprecia ninguna deformación de la superficie del firme, y generalmente el color de la capa superior del firme es el mismo en la zona correspondiente a la estructura y en la zona correspondiente al terraplén. Cuando el vehículo circula por la carretera, es inapreciable el momento en que atraviesa el punto

de contacto. Los ocupantes experimentan aceleraciones que afectan a la comodidad de la circulación.

- Transición defectuosa: Clave numérica: 3.

Son aquellas que aunque tienen algún defecto, no es necesaria su reparación inmediata. En este caso, cuando el vehículo circula por la carretera, los ocupantes del mismo notan el paso desde la estructura al terraplén o viceversa. Hay una pequeña deformación superficial del firme, de manera que al atravesarlo se experimentan movimientos que no llegan a ser molestos para los ocupantes. Visualmente, en la superficie del firme no se llega a apreciar la deformación, únicamente se aprecia al circular en el vehículo, generalmente a velocidades elevadas. A veces, aparecen pequeñas deformaciones en la barrera bionda situada en el lateral de la carretera, en el caso de que exista.

- Transición en mal estado: Clave numérica: 2.

Son aquellas que su estado actual es tal que necesitan ser reparadas en el menor plazo posible. En este caso los ocupantes del vehículo al atravesar la zona de la transición experimentan fuertes movimientos, que incluso pueden llegar a obligar al conductor del mismo a reducir la velocidad de paso para reducir sus efectos. En la superficie de la carretera se aprecia a simple vista el hundimiento del firme, pudiendo llegar a aparecer fisuras o grietas. En este caso, es necesaria realizar la reparación del firme en este punto.

- Transición ya reparada: Clave numérica: 1.

Son aquellas que la inspección muestra que ya han sido reparadas con anterioridad a la toma de datos. En esta caso, la transición ha sufrido anteriormente un proceso de degradación, lo que ha hecho necesaria su reparación. El vehículo al circular no aprecia la existencia de defectos del firme, pero en la superficie de la carretera se observa un cambio de color en la superficie del aglomerado que indica que ha sido necesario actuar sobre la misma en esta zona.

La inspección se ha realizado durante los meses de marzo y abril de 2.002.

4.2.3. Sistema de evaluación.

Existen dos elementos que dan la categoría en la que se clasifica una transición determinada: Las sensaciones que experimenta el ocupante del vehículo al atravesar la transición y el aspecto de la superficie del firme.

Las sensaciones se pueden clasificar de la siguiente forma:

- El paso por la transición es Inapreciables
- El paso por la transición es apreciable pero no es incomodo.
- El paso por la transición origina aceleraciones y movimientos intolerables.

El aspecto de la superficie del firme se pueden clasificar en:

- El color del firme es uniforme al paso por la transición. No existen defectos superficiales en el aglomerado.
- Existe la evidencia de una reparación del firme por la presencia de un parche de aglomerado.
- Existen fisuras o grietas en el firme, o incluso deformaciones apreciables.

El principal factor a la hora de clasificar el estado de una transición es la sensación del ocupante del vehículo, que es el que determina fundamentalmente la clasificación de una transición en uno u otro grupo. El aspecto del firme es un elemento adicional que ayuda a evaluar la categoría de una transición, pero no es el principal factor, salvo en el caso de las transiciones reparadas (Clave 1). En ellas, la apariencia del firme es la que indica la existencia de una reparación anterior.

Por lo tanto, las combinaciones de ambos factores que sirven para clasificar una transición son las siguientes:

Tabla 4-1: Criterios de clasificación de las transiciones.

Movimiento del ocupante.	Superficie del firme.	Clasificación de la transición
Inapreciable	Uniforme.	Grupo 4 (Buen estado)
Apreciable	Uniforme	Grupo 3 (Defectuosas)
Importante	Grietas o fisuras	Grupo 2 (Mal estado)
Inapreciable	Presencia de refuerzos localizados.	Grupo 1 (Reparadas)

4.2.4. Datos adicionales.

Además del estado cualitativo de la transición, durante la inspección ocular se toman otra serie de datos adicionales, necesarios para realizar el estudio comparativo sobre el comportamiento de las mismas. En primer lugar se toman aquellos datos que son necesarios para identificar unívocamente cada una de las transiciones inspeccionadas. Estos datos son los siguientes:

- Tipo de carretera (Autovía o carretera convencional)
- Denominación de la carretera.
- Punto Kilométrico en que se encuentra.
- En el caso de autovías, la calzada en la que se encuentra. A estos efectos, se asume el criterio de que la calzada derecha de la autovía es aquella en la que en el sentido de marcha los puntos kilométricos van aumentando y la calzada izquierda aquella en la que los puntos kilométricos van disminuyendo.

Asimismo, se toman otros datos acerca de posibles factores relacionados con la implantación de la estructura en el terreno, que pueden tener influencia en su comportamiento.

- Funcionalidad de la Obra de Paso. Se detalla la funcionalidad de la misma dentro de la vía, es decir, si forma parte de un enlace, si es un paso sobre un camino, carretera o línea ferroviaria, o si su misión es dar continuidad a un curso de agua, permanente o temporal.
- Tipología del estribo

Finalmente, el estudio de cada una de las transiciones se completa con los siguientes datos:

- Año de puesta en servicio
- IMD total acumulada en el tramo.
- IMD acumulada de vehículos pesados.

Toda esta serie de datos permitirá realizar los análisis correspondientes a la influencia de cada uno de estos factores en el comportamiento de las transiciones a lo largo del tiempo y obtener las conclusiones correspondientes.

4.3. RESULTADOS DE LA INSPECCION.

Se han recorrido un total de 766 Km en las carreteras de la red principal de las provincias de Granada, Málaga, Jaén y Almería, según se detalla en el cuadro Adjunto:

Tabla 4-2: Carreteras inspeccionadas.

Carretera	Denominación	Tipo	P.K. inicio	P.K. final.	Total Km
N – 323	Bailen-Motril	Autovía	1	165	165
N – 323	Bailen-Motril	Doble sentido	165	200	35
N – 340	Autovía del mediterráneo	Autovía	155	296	141
N – 340	Autovía del mediterráneo	Doble sentido	296	405	109
A – 92	Autovía de Andalucía	Autovía	177	327	150
A – 92 N	Autovía de Andalucía (norte)	Autovía	295	415	120
N – 331.	Córdoba - Málaga	Autovía	140	166	26
A – 359	Las Pedrizas – Salinas	Autovía	1	20	20

Sumando un total de 766 km de los que 144 corresponden a carreteras de doble sentido (19 %) y 622 corresponden a autovías de doble calzada.

En la figura adjunta se detalla el mapa de carreteras con las vías que han sido objeto de la toma de datos.



Figura 4-1: Itinerarios recorridos durante la toma de datos.

Se han obtenido los datos correspondientes al estado de las transiciones de las estructuras en un total de 352 casos, de los que 330 corresponden a estructuras situadas en tramos de autovía y 22 casos a estructuras situadas en tramos de carretera convencional.

En el anejo nº I se incluye el listado detallado de todos los datos obtenidos para cada una de las transiciones inspeccionadas.

El resumen de los datos mas significativos es el siguiente:

a) Tipo de carretera:

- Autovía: 622 km
- Carretera convencional: 144 km
- Total: 766 km

b) Numero de transiciones inspeccionadas:

- 704 transiciones:

c) Carreteras inspeccionadas:

- N – 323 : 200 km: 212 Transiciones (1,06 trans/km)
- N – 340 : 250 km: 224 Transiciones (0,90 trans/km)
- N – 331 : 30 km: 108 Transiciones (3,60 trans/km)
- A – 92 : 150 km: 84 Transiciones (0,56 trans/km)
- A – 92N : 120 km: 56 Transiciones (0,46 trans/km)
- A - 359 : 20 km: 20 Transiciones (1,00 trans/km)

d) Numero de transiciones inspeccionadas por tipo de carretera:

- Autovía: 660 Transiciones (94 %)
- Carretera convencional: 44 Transiciones (6 %)

e) Numero de transiciones inspeccionadas por kilómetro de carretera:

- Autovía: 1,06 Transiciones/km
- Carretera convencional: 0,30 Transiciones/km

f) Estado de las transiciones:

- Buen estado: 66 %
- Defectuosas: 18 %
- Mal estado: 4 %
- Reparadas: 12 %

g) Funcionalidad de las estructuras y obras de paso:

- Paso inferior enlace: 150 Transiciones (21,3 %)
- Paso inferior camino: 122 Transiciones (17,3 %)
- Viaductos de gran longitud: 140 Transiciones (19,9 %)
- Paso curso agua: 226 Transiciones (32,1 %)
- Otros: 66 Transiciones (9,4 %)

h) Años en servicio:

- 1 – 4 años: 164 Transiciones (23,3 %)
- 5 – 8 años: 202 Transiciones (28,7 %)
- 8 – 12 años: 310 Transiciones (44,0 %)
- Mas de 12 años: 28 Transiciones (4,0 %)

Se aprecia que las transiciones se concentran en las autovías. Esto es debido a los parámetros que la normativa de trazado impone para su diseño. Si consideramos una velocidad de proyecto de 100 km/h, en una autovía de nuevo diseño el radio mínimo es

de 450 metros y la pendiente máxima del 6 %, mientras que en el caso de una carretera convencional con la misma velocidad de proyecto, estos valores se reducen a ((((((((

La utilización de radios mas amplios y menores pendientes obliga a la construcción de numerosas estructuras y obras de paso en las autovías de reciente construcción. En esta inspección, se aprecia que existen 3,5 veces mas transiciones en una autovía que en una carretera convencional.

El objetivo principal de la inspección es obtener el estado general de las transiciones en la red de carreteras de Andalucía Oriental. La figura 4-2 resume los resultados obtenidos.

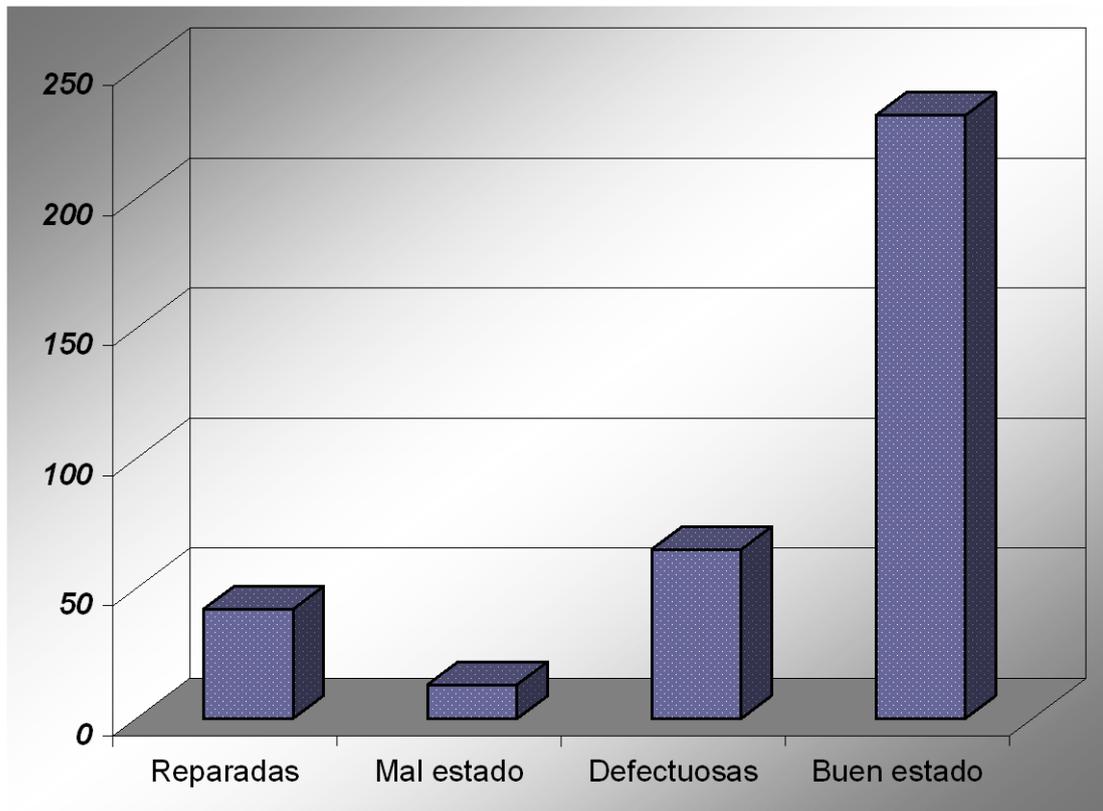


Figura 4-2: Estado general de las transiciones

Destaca el importante numero de transiciones en buen estado, un 66 % del total. El 34% de las transiciones presenta algún tipo de defecto, de los cuales un 16 % precisa o ha

precisado reparación. Este resultado es excelente. En la tabla 1-3 se comparan los datos obtenidos por diversos investigadores (Stark, 1995; Briaud, 1997, Das, 1999) con los resultados de la investigación realizada en Andalucía. Para permitir la comparación de datos heterogéneos obtenidos en distintos trabajos, se agruparon los resultados de todos ellos en tres categorías:

- Transiciones en buen estado.
- Transiciones con defectos menores.
- Transiciones en mal estado.

Tabla 4-3: Comparación entre el estado de las transiciones.

	Buen estado	Defectuosas	Mal estado
Stark (1995)	15 %	58 %	27 %
Das (1999)	26 %	55 %	19 %
Tesis doctoral (2003)	66 %	18 %	16 %

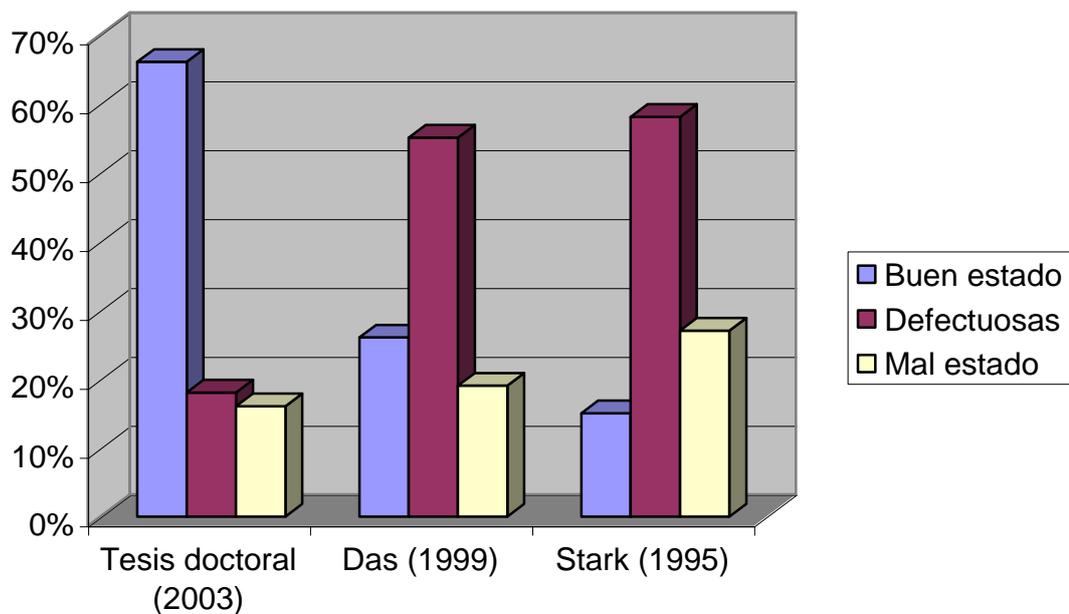


Figura 4-3: Comparación entre el estado de las transiciones

El estado de las transiciones es mucho mejor en las carreteras españolas. El numero de transiciones en mal estado es similar al resto, pero con un valor inferior. Sin embargo, aparecen muchas mas transiciones en buen estado. En los trabajos de Das y Stark, el mayor porcentaje corresponde a las transiciones defectuosas, mientras que en Andalucía, el 66 % de las transiciones se encuentra en buenas condiciones.

Los datos de Stark se refieren al estado de Illinois, mientras que los datos de Das al estado de Luisiana. Se da la circunstancia de que en ambos estados las normas especifican la construcción de losas de transición de gran longitud, 9 y 12 m respectivamente, pero no se hace ninguna recomendación acerca de las características del material de relleno (Hoppe, 1999).

En cuando a la funcionalidad de las estructuras, el mayor porcentaje corresponde a obras de longitud inferior a veinte metros, realizadas para permitir el paso de corrientes de agua, barrancos, etc. A continuación se sitúan los pasos inferiores para dar permitir el paso de un lado a otro de la carretera en los enlaces, seguidos por grandes viaductos y pequeños pasos inferiores para dar continuidad a los caminos de servicio a ambos lados de la carreteras.

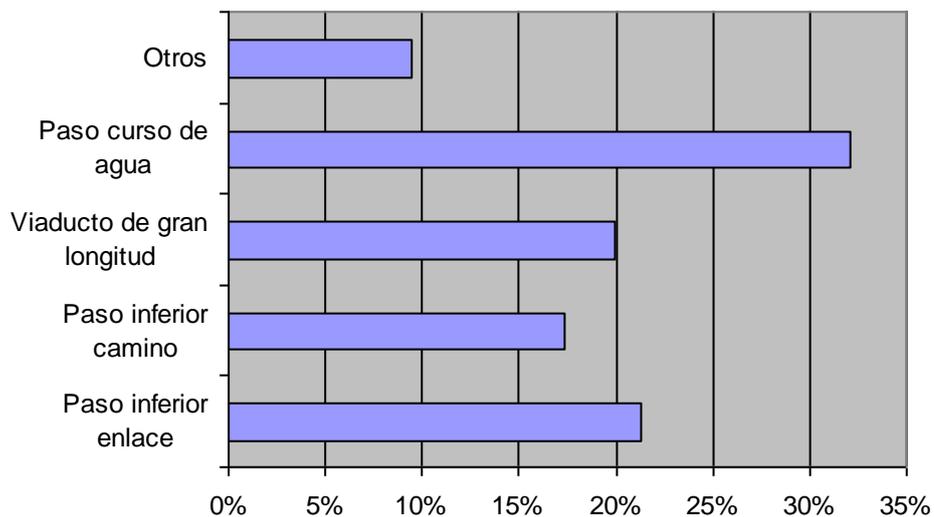


Figura 4-4: Funcionalidad de las obras de pase

Lógicamente, predominan las obras de paso de pequeña longitud, aunque no hay ningún tipo de estructura que tenga un porcentaje muy superior a los demás. Destaca el importante número de viaductos de gran longitud, lo que se explica por lo accidentado de la orografía de Andalucía Oriental.

4.4. ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.4.1. Estado general de las transiciones.

Atendiendo al estado general de las transiciones analizadas, se han obtenido los siguientes resultados:

- Buen estado: 465 Transiciones (66 %)
- Defectuosas: 127 Transiciones (18 %)
- Mal estado: 28 Transiciones (4 %)
- Reparadas: 84 Transiciones (12 %)

Se aprecia que existe un importante porcentaje de transiciones que no están en perfectas condiciones, una tercera parte del total. Sin embargo, únicamente un 4 % de las transiciones presenta problemas importantes actualmente para la rodadura del vehículo. Se observa asimismo que un número significativo de transiciones, que engloba los grupos 1 y 2, necesita ser reparada o ya lo ha sido, la sexta parte del total. En la figura 4-5 se muestran los porcentajes correspondientes a cada una de las categorías de transiciones.

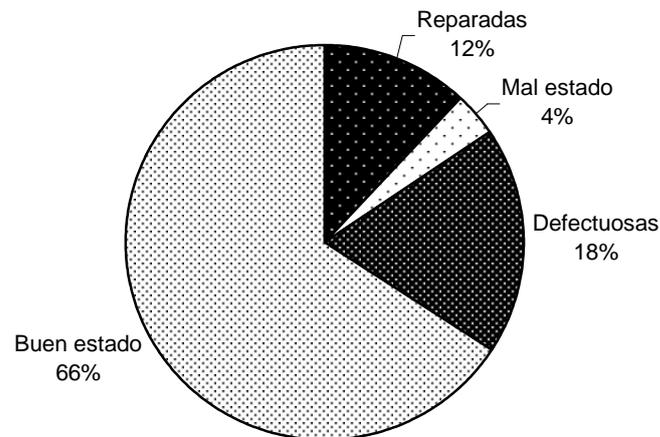


Figura 4-5. Estado general de las transiciones

Aunque un importante número de transiciones no está en perfectas condiciones (un 33% del total), los defectos que presentan no son importantes. Únicamente un 4 % del total está en mal estado, y necesita ser reparado. Por ello, se concluye que el estado general de las transiciones en la red de carreteras inspeccionada es bueno.

4.4.2. Estado de las transiciones en función del tiempo.

Al realizar la inspección, se ha observado que existen periodos de tiempo en los que entran en servicio simultáneamente un gran número de tramos de carretera, mientras que en otros años apenas entran en servicio uno o dos nuevos tramos. Esto supone una gran dispersión en el número de datos que se dispone anualmente. Existen años en los que se disponen datos acerca de más de 30 transiciones, mientras que otros años está por debajo de diez. Por ello, para realizar los análisis se va a trabajar con datos porcentuales, lo que permite realizar comparaciones entre unos años y otros de una manera coherente.

En primer lugar, en la figura 4-6 se analiza la evolución del porcentaje de transiciones que no están en buen estado en función del tiempo transcurrido desde su puesta en

servicio. En este apartado se incluye la suma de las transiciones incluidas en los grupos 1, 2 y 3. (Defectuosas, en mal estado y reparadas)

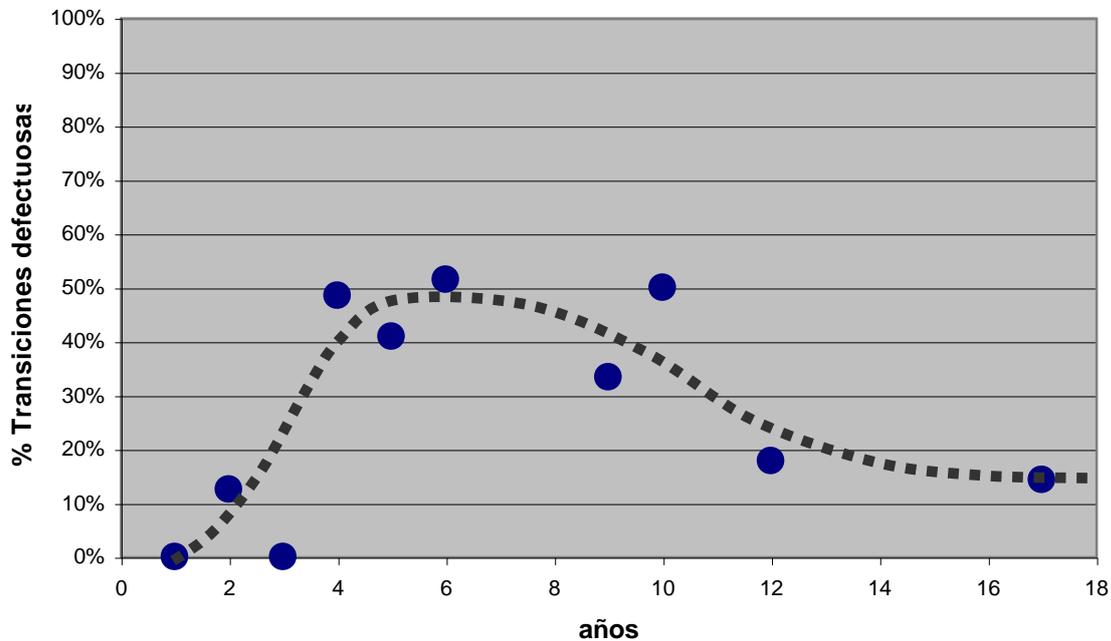


Figura 4-6: Evolución del porcentaje de transiciones inadecuadas.

Se aprecia que en los tres primeros años tras la puesta en servicio las transiciones no presentan problemas apreciables. Hay alguna transición defectuosa, pero el porcentaje es poco importante.

A partir del cuarto año, el porcentaje de transiciones que no están en perfecto estado aumenta de manera muy importante, alcanzando una media de entre el 40 y el 50 % en el periodo comprendido entre los 4 y los diez años. Posteriormente el porcentaje desciende por debajo del 20 %.

Este proceso tiene una explicación sencilla. Cuando el terraplén está construido y compactado adecuadamente, el principal factores que influyen en la aparición de

asientos en la superficie de rodadura es el proceso de consolidación del suelo de cimientado del terraplén. (Briaud, 1997). La superficie de rodadura es lo último que se ejecuta durante la construcción de una carretera, de forma que en los años inmediatamente posteriores a la puesta en servicio, las transiciones no presentan defectos apreciables. Sin embargo, el suelo de cimientado comienza a consolidarse bajo el peso del terraplén. Este proceso depende de las características del material constituyente, pero que puede durar hasta un total de siete a diez años en suelos arcillosos muy cohesivos (Hopkins, 1973). En suelos más competentes, este intervalo se reduce a cuatro años o menos. Transcurridos tres o cuatro años tras la puesta en servicio de la carretera, el asiento del cimientado, que arrastra al del terraplén superior, alcanza valores significativos y provoca la aparición de defectos en la superficie de rodadura. Este tiempo es el que en los gráficos se marca a partir de los cuatro años, lo que se corresponde con el comportamiento habitual de los suelos.

El segundo factor causante de los asientos diferenciales en las transiciones es la consolidación del terraplén, especialmente si el material es de baja calidad o ha sido mal compactado. (Briaud, 1997). En estos casos, el tiempo de consolidación es menor, de dos a tres años, pero los asientos pueden alcanzar valores muy considerables, del orden de varios centímetros. (Dupont, 2002). El punto del gráfico correspondiente a dos años, corresponderá a las transiciones afectadas por este proceso. De todas formas, se aprecia que es un porcentaje reducido, por debajo del veinte por ciento.

Transcurridos cuatro años tras la puesta en servicio de la carretera, el porcentaje de transiciones defectuosas es muy considerable, entre el 40 y el 50%. Estos valores se estabilizan entre los cuatro y los diez años, que es el intervalo durante el cual el cimientado del terraplén finaliza su proceso de consolidación. Unas transiciones terminarán antes y otras después, pero después de los diez años prácticamente todos los suelos se han consolidado por completo.

Una vez pasados los diez años, ha finalizado el proceso de consolidación del terraplén y su cimientado. Además, se empiezan a realizar obras de refuerzo de firme de las carreteras, con las que se regulariza la superficie y desaparece cualquier defecto que presente la carretera. La inspección realizada muestra una transición sin defectos, aunque pudiera

haberlos tenido con anterioridad. El reducido porcentaje de transiciones que a partir de este tiempo experimenta defectos corresponde con aquellos lugares en los que existan problemas importantes, que tras el refuerzo del firme vuelven a reflejarse en la superficie de rodadura.

La evolución del comportamiento de las transiciones se muestra en la figura 4-7.

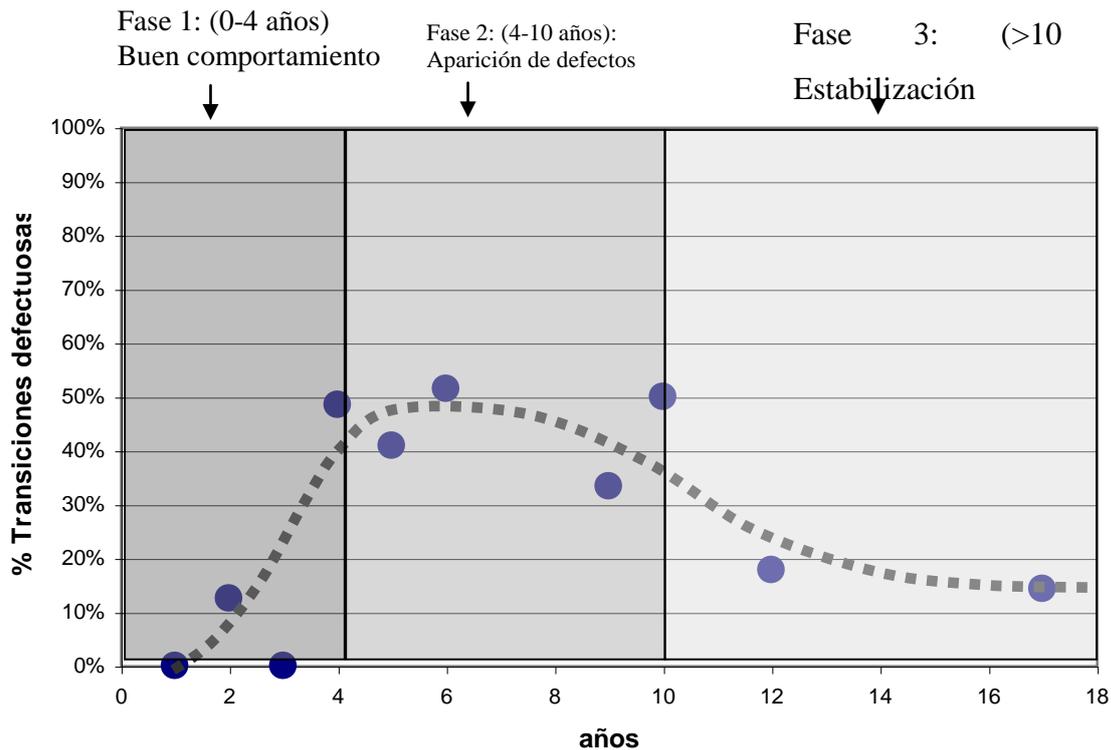


Figura 4-7: Fases de la evolución de una transición.

En este gráfico se observan tres zonas claramente definidas.

Fase 1: Buen comportamiento. En una primera fase, entre la puesta en servicio y los cuatro años, las transiciones defectuosas son muy escasas. Varios autores (Dupont, 2000) identifican este periodo como la duración típica de una transición en buen estado.

Fase 2: Aparición de defectos. A partir de los cuatro años, comienzan a manifestarse los primeros defectos en las transiciones. En función de la consolidación que sufre el

terraplén y su cimiento, los asientos en el firme aparecen antes o después. Este periodo de tiempo en el que un importante numero de transiciones presenta defectos, se prolonga hasta los diez años tras la apertura al trafico.

Fase 3: Estabilización. Transcurridos diez años, los asientos de las transiciones cesan. El sistema se estabiliza y, salvo en casos puntuales, no vuelven a aparecer defectos. Incluso entonces, los movimientos que aparecen son de pequeña importancia.

Si representa la evolución de cada una de las categorías de fallos por separado se obtiene los siguientes gráficos:

- Transiciones defectuosas (grupo 3)

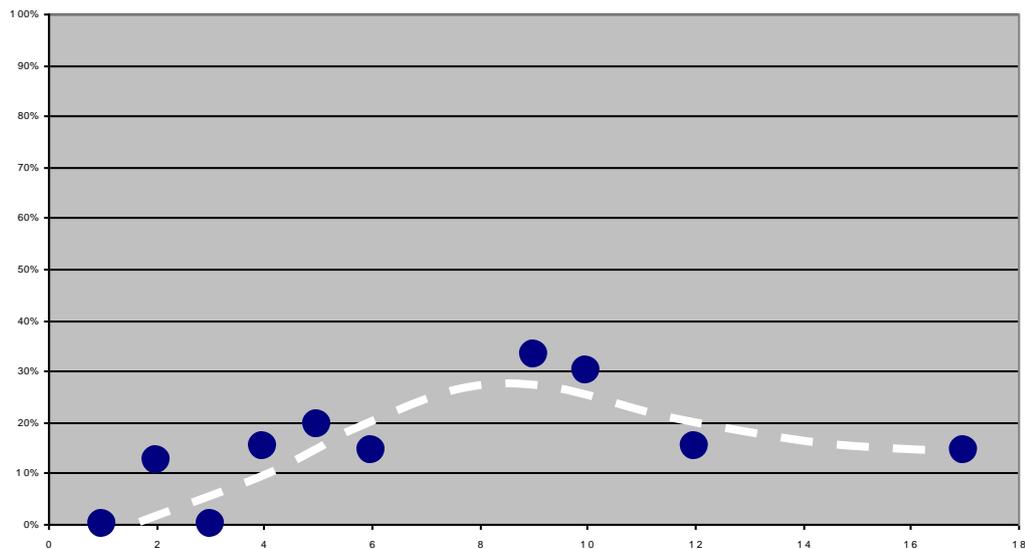


Figura 4-8: Evolución de las transiciones defectuosas (grupo 3)

En el caso de las transiciones con defectos leves se observa una tendencia creciente hasta superar un 30 % de transiciones defectuosas en el entorno de los diez años. Después disminuye este porcentaje hasta permanecer mas o menos constante por debajo del 20 %,

Este tipo de defecto sigue una línea creciente con el tiempo, reflejo del proceso de consolidación del relleno de los estribos. A medida que va pasando el tiempo, el asiento del material bajo la capa de firme es mayor y va aumentando el número de transiciones que presentan pequeños hundimientos en la capa de rodadura. A partir de los diez años, la consolidación del relleno y del cemento ha terminado, y el número de transiciones defectuosas comienza a disminuir. Finalmente, queda un remanente de transiciones defectuosas que se mantiene con el tiempo, correspondiente a aquellos casos en los que existe alguna problemática particular que hace que sigan aumentando los asientos. De todos modos, en todas las carreteras con más de diez años de servicio, las transiciones defectuosas son de esta categoría, lo que confirma la estabilización de la transición.

- Transiciones en mal estado. (grupo 2)

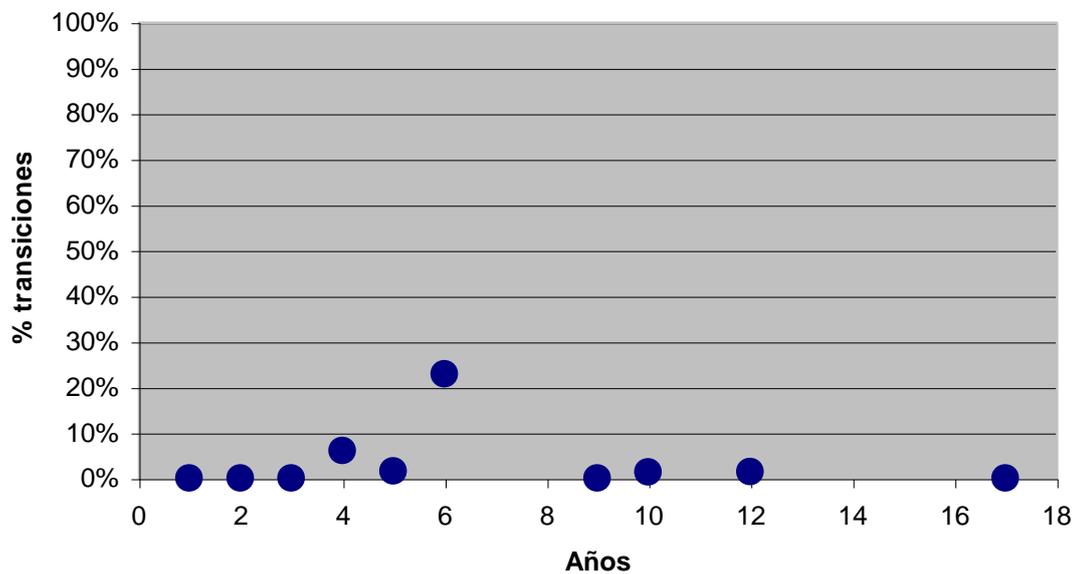


Figura 4-9: Evolución de las transiciones en mal estado (grupo 2)

En este caso se observa que a partir de los cuatro años empiezan a aparecer transiciones en mal estado, que precisan reparaciones, hasta alcanzar valores superiores al 20 %

transcurridos seis años tras la puesta en servicio. Después, en poco tiempo prácticamente desaparecen, y transcurridos nueve años, ya no existe ninguna.

Este caso responde a aquellas transiciones que presentan algún defecto importante en el cimientado o en el relleno, que se manifiesta con mucha rapidez. Al cabo de cuatro o cinco años las transiciones están rotas, y es necesaria su reparación. Se aprecia que una vez reparadas, transcurridos ocho o nueve años, no aparecen ya nuevas transiciones en mal estado.

c) Transiciones reparadas (grupo 1)

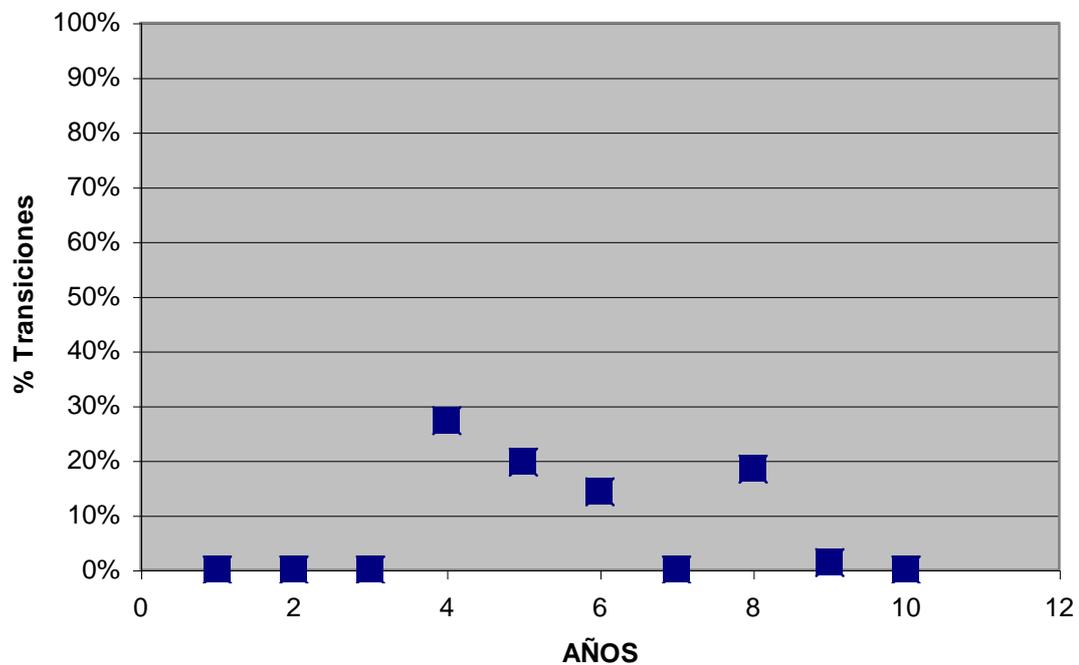


Figura 4-10: Evolución de las transiciones reparadas (grupo 1)

A partir de los cuatro años empieza a aparecer un porcentaje importante de transiciones reparadas. Su evolución es irregular, manteniendo valores significativos, en torno al 20 %, hasta los ocho años. A partir de aquí desaparecen.

Su distribución tiene relación con la de las transiciones en mal estado. Su máximo se localiza un poco después que el correspondiente a las del grupo 2, lo que es lógico, ya que comienzan a repararse las transiciones en mal estado aparecidas con anterioridad.

Transcurridos diez años desaparecen, ya que las capas de refuerzo del firme eliminan las señales de haber sido reparadas

Se puede considerar que las categorías 1 y 2 corresponden al mismo tipo de transiciones, es decir, a transiciones que actualmente están claramente en mal estado, o que lo han estado anteriormente y se han reparado. Por ello, en síntesis ambas responden al mismo tipo de comportamiento de la transición. Si representamos su evolución en un grafico, tenemos lo siguiente:

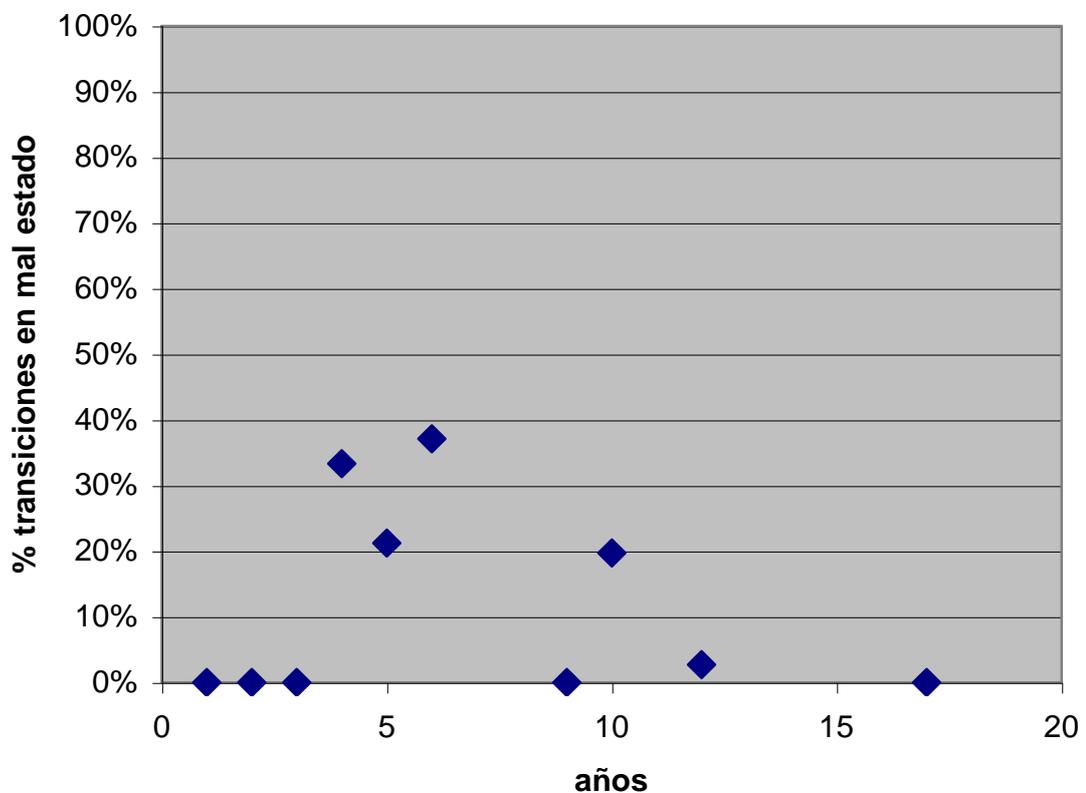


Figura 4-11: Evolución de las transiciones en mal estado

Las transiciones en mal estado se concentran entre los cuatro y los diez años. Este periodo corresponde con el periodo habitual en el que se desarrolla el proceso de consolidación del cimiento cuando los suelos de soporte son malos. (Hopkins, 1973). A

partir de este momento, este proceso ha finalizado, por lo que no se registra ninguna transición que haya sido reparada o sea necesario repararla.

Como conclusión, analizando por separada la evolución del estado de las transiciones en cada una de las categorías, se confirma el esquema de tres fases en la evolución del comportamiento de las transiciones. Hay una primera fase en la que apenas existen transiciones con defectos. Transcurridos cuatro años, comienzan a manifestarse los primeros defectos en el firme. Este fenómeno continúa hasta los diez años, en los que la transición se estabiliza y solo existen pequeños defectos localizados

4.4.3. Estado de las transiciones en función del tráfico.

Para tratar de analizar la influencia del tráfico en el comportamiento de las transiciones, se tiene un problema análogo al caso anterior. Para homogeneizar entre sí los valores correspondientes a distintos tramos de IMD, con un número total de transiciones incluidas en el mismo muy diferente, se utilizan valores porcentuales. Asimismo, se toma como variable principal los valores porcentuales de transiciones que tienen algún tipo de defecto (la suma de los grupos 1, 2 y 3).

En la siguiente figura se muestra el porcentaje de transiciones que no están en buen estado respecto a la IMD actual.

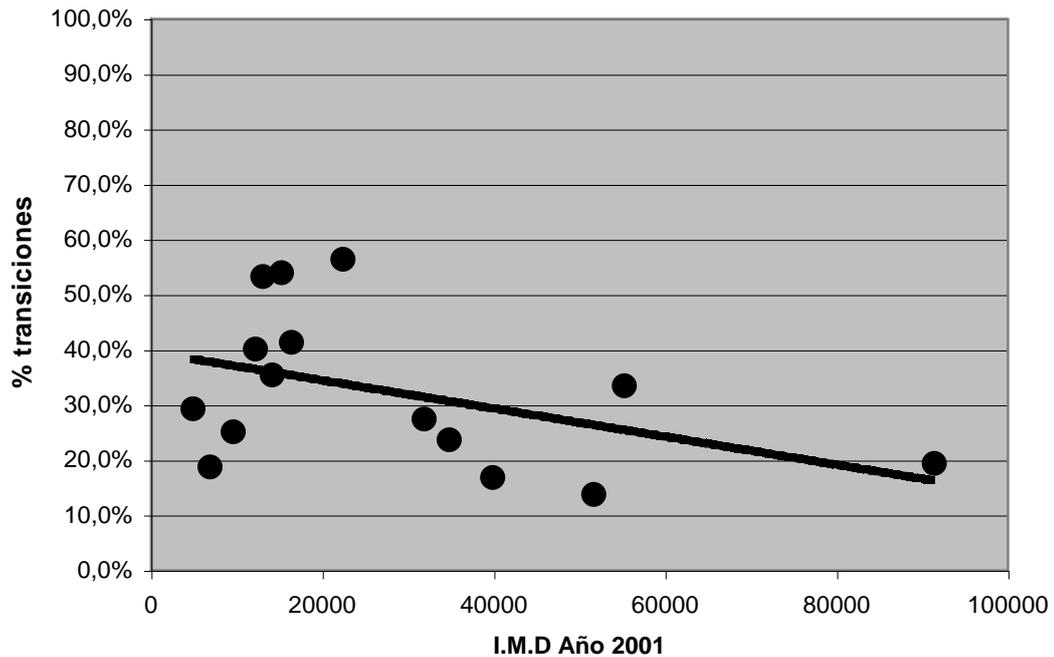


Figura 4-12: Relación entre IMD actual y transiciones con mal comportamiento

Además de los puntos, en el gráfico se representa una línea correspondiente a un ajuste por mínimos cuadrados de la distribución de puntos del gráfico.

No existe ninguna relación clara entre ambos parámetros. No solo los tramos con un mayor nivel de tráfico tienen las transiciones en un estado similar a tramos con menor tráfico, sino que en estos últimos se concentran las transiciones en peor estado. En general, de la figura anterior se desprende la misma conclusión obtenida por Mahmood, en 1990, que el tráfico no tiene ninguna o poca influencia en el comportamiento de las transiciones.

De hecho, se observa que la línea de tendencia es decreciente con el tráfico, es decir, que con mayores niveles de tráfico, el comportamiento de las transiciones es mejor. Parece desprenderse que en las carreteras con mayor nivel de tráfico la transición se construye en mejores condiciones, y tiene un mejor comportamiento.

Si además se tiene en cuenta el tipo de defecto de las transiciones, el grafico que se obtiene es;

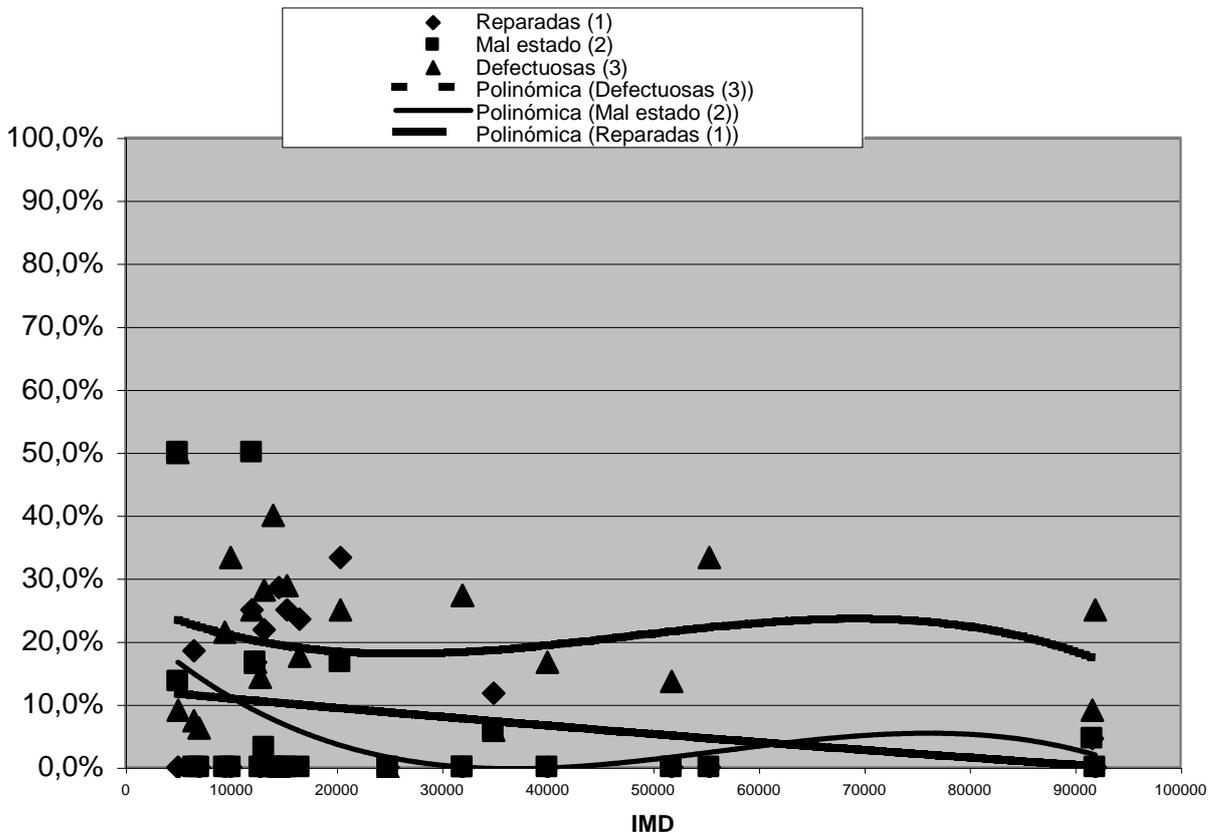


Figura 4-13: Porcentaje de cada categoría de transiciones.

En ninguna de los gráficos se aprecia ninguna relación clara entre el nivel de tráfico y el porcentaje de losas que no están en mal estado. Las líneas de tendencia representadas indican que el porcentaje de transiciones de cada uno de los tipos de defecto es prácticamente independiente del volumen de tráfico. Es mas, incluso las transiciones en mal estado y reparadas se concentran en los tramos de tráfico inferior, quizás porque la atención que se ha dedicado a este problema puntual haya sido menos rigurosa tanto en la fase de proyecto como con la construcción. Ello es posible dado que en el proceso de asentamiento de los materiales constitutivos del terraplén y de su cimiento, que es el principal causante de los defectos en las transiciones, la carga del tráfico tiene una importancia secundaria respecto a las características del material.

Si tenemos en cuenta la intensidad media de vehículos pesados, obtenemos el siguiente grafico:

El grafico que se obtiene teniendo en cuenta únicamente la IMD de vehículos pesados, el grafico obtenido es el representado en la figura 4-14.

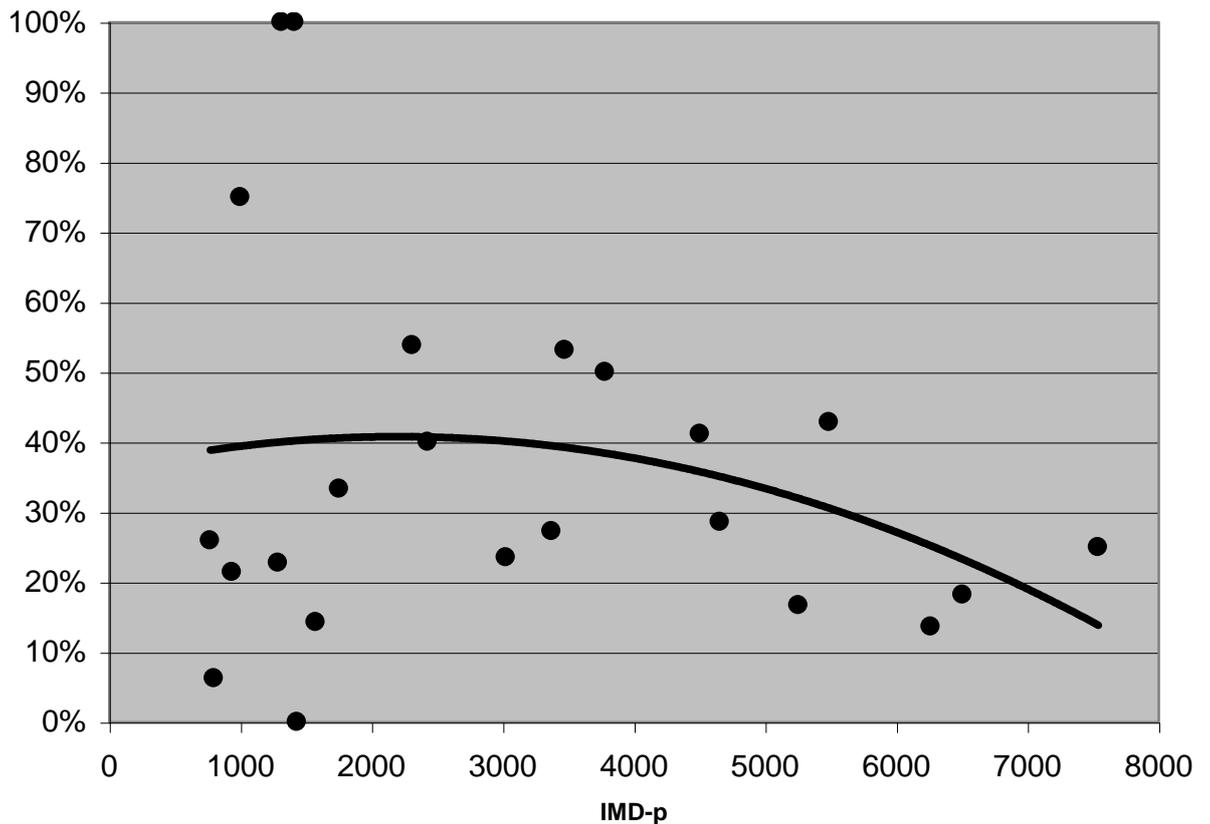


Figura 4-14: Porcentaje de transiciones con deformaciones, respecto la IMD-p

La distribución sigue siendo irregular. No se aprecia ninguna relación clara entre ambos parámetros. La línea de tendencia indica menores valores de transiciones defectuosos con niveles de tráfico mayores. Es mas, en la recomendación que regula la construcción de las transiciones, se indica la obligatoriedad de construirlas para niveles de tráfico superiores a T2. (Nota de servicio de 28 de julio de 1992). Esto supone una IMD de vehículos pesados superior de 800 Vehículos/día.

No se observa una relación clara entre el nivel de tráfico y el comportamiento de las transiciones. Tráficos muy distintos presentan comportamientos de las transiciones similares. Únicamente se observa un mejor comportamiento en carreteras con tráfico elevados, frente a las carreteras con tráfico reducido, en los que no es obligatoria la construcción de losas de transición.

4.4.4. Estado de las transiciones en función del tipo de estructura.

La figura pretende encontrar si hay alguna relación entre el tipo de estructura y el porcentaje de losas defectuosas. Parece observarse que en las estructuras importantes, como los viaductos o los pasos inferiores de los enlaces, el comportamiento de la misma es mejor, se ha cuidado más la ejecución de las mismas. En cuanto al resto de estructuras, en el caso de ríos o barrancos, el peor comportamiento podría deberse a la mala calidad de los terrenos de cimentación, mientras que en los pasos inferiores suele tratarse de obras sobre caminos secundarios, con marcos o estructuras de menor importancia.

4.5. CONCLUSIONES.

Como conclusiones principales del análisis realizado, cabe destacar las siguientes:

- Evolución de las transiciones. El comportamiento de las transiciones sigue un proceso evolutivo que depende de las características de los materiales que constituyen el material del terraplén de acceso y el suelo de su cimiento. En una primera etapa, que dura hasta cuatro años, no aparecen defectos en las transiciones. A partir de este momento, comienza la segunda etapa, en la que aparecen asientos que originan un comportamiento defectuoso. El momento de aparición de estos defectos oscila entre los cuatro y los diez años. A partir de los diez años tras la puesta en servicio, el proceso de consolidación de los materiales ha finalizado y la transición se estabiliza.

- Numero de transiciones defectuosas. A partir de los cuatro años, un número muy importante de transiciones presentan un mal comportamiento. El porcentaje de

transiciones en mal estado llega al 40 %, casi la mitad de las presentes en un determinado tramo de carretera.

- El tráfico no es un factor importante en el comportamiento de las transiciones. Incluso, en carreteras con un tráfico reducido, dado que no es preceptivo la construcción de losas de transición, las transiciones presentan un comportamiento mucho peor.

- La funcionalidad de las estructuras tampoco es un factor decisivo en el comportamiento de las transiciones. Incluso, en las estructuras de mayor longitud se aprecia un menor número de defectos. Esto puede deberse a dos factores. Por un lado, la mayor parte de los viaductos de gran longitud se localizan en tramos de reciente construcción, por lo que aun no ha dado tiempo a manifestarse los defectos del cimiento. Por otra parte, al tratarse de una obra singular, se cuida en mayor medida su ejecución, tanto de la obra en sí misma como de los elementos funcionales accesorios, como los terraplenes de acceso.

- El proceso evolutivo de las transiciones confirma que el comportamiento de las transiciones viene regido principalmente por los dos factores citados por la bibliografía:

- **La consolidación del suelo de cimiento del terraplén de acceso.**
- **La consolidación del material constituyente del terraplén.**

4.6. TITULO DE LA TESIS.

Como se ha visto en los capítulos dos y cuatro, los factores fundamentales que influyen el comportamiento de las transiciones terraplén-estructura es el comportamiento de los rellenos del trasdos. Por ello, para estudiar el comportamiento de las transiciones es necesario analizar con detenimiento el comportamiento de dichos rellenos. Esto justifica el título de la tesis:

“Estudio del comportamiento de los rellenos localizados en el trasdos de las estructuras y obras de fábrica en las carreteras”.

5. MODELO DE ELEMENTOS FINITOS DE LAS TRANSICIONES.

5.1. INTRODUCCIÓN.

El objeto de esta tesis es analizar el comportamiento de las transiciones. En este sistema, intervienen tres elementos fundamentales: El estribo de la estructura, el suelo de cimentación y el terraplén de acceso. Se trata de una estructura lineal, con un eje de simetría longitudinal, en el que los materiales constitutivos presentan un comportamiento no lineal, y existen varias superficies de contacto entre ellos, en los que la continuidad no esta asegurada.

Principalmente por la no linealidad de los materiales, es difícil abordar el estudio del comportamiento desde un punto de vista analítico. Sin embargo, es posible realizar una aproximación construyendo un modelo de elementos finitos. Por este método, podemos construir un modelo que reproduzca las condiciones de una transición determinada, y modificando adecuadamente los parámetros que rigen su comportamiento, adecuar la respuesta del modelo de elementos finitos a la observada en la realidad. Una vez obtenido un modelo que reproduzca la realidad, es posible modificar de forma controlada las principales variables que rigen su comportamiento, analizar su influencia y obtener conclusiones acerca del funcionamiento de las transiciones.

El estudio a realizar tendrá los siguientes pasos:

- Escoger un conjunto de transiciones de los que se conozca su comportamiento.
- Elaborar un modelo de elementos finitos basándose en las transiciones anteriores.
- Ajustar la respuesta de dicho modelo a la observada en el ensayo real
- Realizar un análisis de sensibilidad de dicho modelo a modificaciones que se introduzcan en las principales variables que rigen su comportamiento.
- Analizar la influencia de cada uno de los parámetros.
- Obtener las conclusiones.

Siguiendo el esquema antedicho, el primer paso es la seleccionar un ensayo del comportamiento de las transiciones realizado a escala real. El ensayo escogido es la serie de ensayos a escala real llevados a cabo por Snethen et al, en 1.997 en los terraplenes de acceso a tres estructuras dela red de carreteras de Oklahoma (Estados Unidos). Todas ellas tienen la particularidad de carecer de losa de transición, lo que facilita el calculo.

A continuación, hay que construir el modelo. En el análisis a realizar se aprecian dos características principales:

a) Los materiales que constituyen la “estructura” son suelos de mejor o peor calidad, con leyes de comportamiento complejas, determinadas por las leyes constitutivas descritas por la geotecnia.

b) La respuesta de las transiciones viene determinada por el asentamiento de la superficie, que es la consecuencia de la consolidación de los suelos que componen el terraplén y su cimientto. El fenómeno que rige el comportamiento general es el de la consolidación.

Por ello, el programa que se utilice debe tener capacidad para reproducir el comportamiento de los suelos, con varias leyes constitutivas de los materiales, y debe poder modelizar el proceso de consolidación de un suelo. El programa utilizado es el PLAXIS, versión 7.2, un programa de calculo especializado en cálculos geotécnicos, que permite efectuar los cálculos precisos para evaluar el comportamiento de las transiciones, con rapidez, sencillez y comodidad.

Se construye un modelo de elementos finitos y se trata de reproducir los resultados que se han obtenido en el ensayo real realizado por Snethen. Una vez certificada la validez del modelo para reproducir el comportamiento de los rellenos, se realiza una segunda comprobación. Adicionalmente, se modelizan los rellenos correspondientes a las transiciones presentes en dos estructuras construidas recientemente en la A-92 en la provincia de Almería. Finalmente, se realiza un análisis paramétrico acerca de la

influencia que tiene cada uno de los parámetros en la respuesta de las transiciones, y en su evolución previsible.

5.2. CARACTERÍSTICAS DEL PROGRAMA.

El programa utilizado es el PLAXIS, versión 7.2. Es un programa especializado en análisis geotécnicos especialmente preparado para reproducir el comportamiento no lineal del terreno sobre la base de los parámetros geotécnicos que se utilizan habitualmente para caracterizarlo. Las características principales del programa son las siguientes:

- Permite la modelización de terrenos cohesivos, granulares y rocas.
- Permite la modelización de muros de contención, vigas, superficies de contacto, anclajes, geotextiles.
- Estrada de la geometría mediante el contorno de las capas o estratos.
- Generación automática de la malla de elementos finitos.
- Modelos del terreno: Mohr-Coulomb, Cam-Clay, fluencia, Hardening soil model.
- Cálculo de la presión del agua en el terreno y cálculo del flujo, presiones totales e intersticiales.
- Permite la simulación de la construcción de las obras de tierra por etapas sucesivas, con cálculo de los estados de tensión y deformación intermedios.
- Permite el cálculo de la consolidación del terreno.
- Presenta los resultados mediante mapas de tensiones, presiones y deformaciones, tablas de resultados de los elementos y representaciones gráficas de las curvas obtenidas.

5.3. DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO A ESCALA REAL EN OKLAHOMA.

5.3.1. Introducción.

Con el objetivo de evaluar el problema del punto duro al comienzo de los puentes, el departamento de transportes de Oklahoma, ha realizado un proyecto de investigación experimental, dirigido por Snethen en 1997, consistente en evaluar cinco métodos distintos de construcción de terraplenes de acceso a estructuras. Se ha llevado a cabo en tres estructuras de nueva construcción ubicadas en un tramo de 3 kilómetros de la carretera U.S. 177 al norte de Stillwater, Oklahoma. Los terraplenes de acceso son de la misma altura aproximadamente y su cimiento consiste en arenas densas, de forma que el comportamiento del cimiento de todas ellas es similar.

Cada uno de los puentes tiene dos estribos, los denominados norte y sur. Por lo tanto se tiene un total de seis estribos en los que se puede construir seis tipos distintos de relleno. Los estribos de las tres estructuras están pilotados y pueden considerarse que no sufren asentamientos. Instrumentando el material de los estribos y la superficie de rodadura se obtiene la respuesta de los mismos a lo largo del tiempo. Esta respuesta es la que se va a utilizar para verificar el comportamiento del modelo de elementos finitos que se va a construir con el programa PLAXIS.

5.3.2. Descripción de las estructuras.

Identificación de las estructuras:

Las tres estructuras utilizadas durante el ensayo se han denominado estructuras “A”, “B” y “C”. Están orientadas aproximadamente en dirección norte-sur. Para su identificación, a cada uno de los estribos de dichas estructuras se les ha asignado un numero, que juntamente con la letra correspondiente a cada estructura, permite su identificación de manera univoca. De este modo, se tiene la siguiente denominación de cada uno de los estribos.

Estructura “A”.

Estribo norte: A1

Estribo sur: A2.

Estructura "B".

Estribo norte: B1

Estribo sur: B2.

Estructura "C".

Estribo norte: C1

Estribo sur: C2.

Tipología de los estribos.

La tipología de los estribos es muy similar en todos los casos. Consiste en un muro de hormigón armado de treinta centímetros de espesor, cimentado sobre pilotes. De esta forma se garantiza que sus asientos serán muy reducidos, despreciables frente al asiento del relleno del trasdos. La altura de todos los estribos es similar, tres metros, excepto el estribo A1, que tiene una altura de seis metros. Aunque el relleno de este estribo también ha sido instrumentado, el estudio realizado no lo tiene en cuenta para sus conclusiones.

Asimismo, en la parte inferior del trasdos se han dispuesto un dren para asegurar la correcta evacuación del agua.

Cimentación

El terreno sobre el que se asientan las estructuras consiste en una sucesión de capas en las que se mezclan materiales granulares con intrusiones de arcilla.

Para caracterizar la cimentación de las estructuras, se han realizado ensayos SPT, y ensayos sínicos. Analizados los resultados, el informe concluye que el asentamiento previsto del terreno de cimentación a lo largo de un periodo de 10 años es el siguiente, individualizado para cada una de las transiciones analizadas:

- Estribo A2: 2,4 cm
- Estribo B1: 0,8 cm
- Estribo B2: 2,4 cm
- Estribo C1: 2,1 cm
- Estribo C2: 2,3 cm

Se ha realizado el mismo tratamiento del terreno de cimentación en todos los casos. Este tratamiento consiste en un saneo con una profundidad de 2,5 metros. Este material se ha sustituido en todos los casos por una capa de relleno compuesta por material granular sin clasificar, que constituye la base sobre la que se asienta la transición. A partir de este nivel se construye el estribo de las estructuras, que esta pilotado para impedir los posibles movimientos verticales, y tras él, el relleno del estribo.

El esquema general utilizado en todos los estribos se representa en la figura 5.1

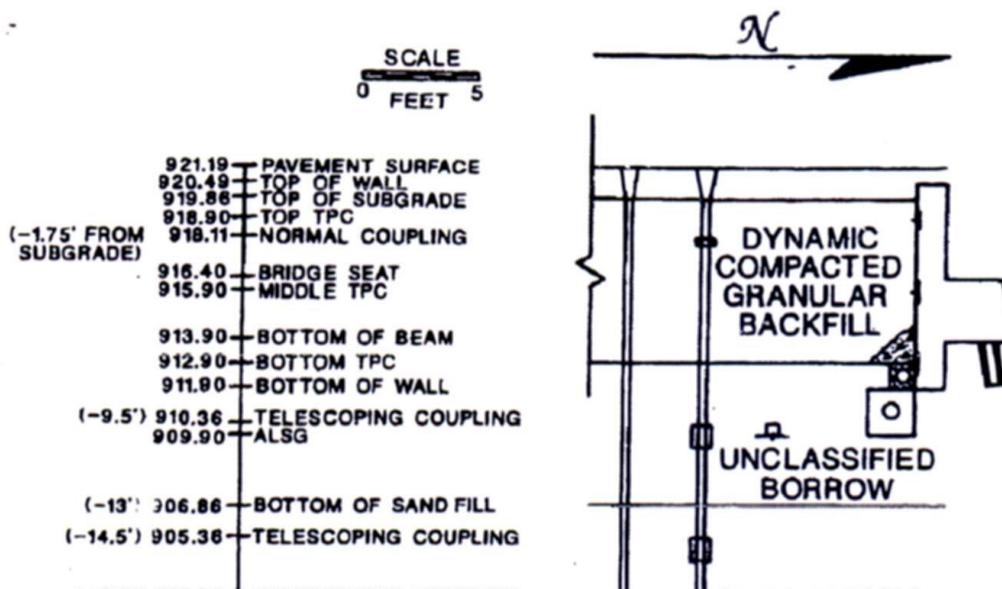


Figura 5-1: Esquema constructivo de las transiciones.

En esta figura se muestra una sección longitudinal de la transición. Sobre el material de cimentación se coloca una capa de 2,5 m de espesor de material granular sin clasificar, compactado a discreción del contratista. Encima de este relleno se cimenta el estribo, apoyado en pilotes, y el relleno de su trasdos. En las cinco transiciones ensayadas se mantiene el mismo esquema de cimentación y estribo, variando únicamente el tipo de terreno de relleno. Sobre el relleno del trasdos se construye el firme de la carretera. No se dispone losa de transición.

Materiales utilizados en el relleno de los estribos

Los materiales estudiados y los métodos de construcción han sido los siguientes:

- Relleno sin clasificar a discreción del contratista. Estribo A2
- Terraplén reforzado con geotextiles. Estribo B1
- Suelo estabilizado con cemento. Estribo B2

- Relleno granular compactado dinámicamente mediante impactos. Estribo C1
- Relleno granular compactado con un vibrador manual de hormigón. Estribo C2

Descripción del proceso de construcción de las transiciones.

a) Estribo A2

El estribo A2 es el estribo de control del ensayo. No se especifico ningún sistema de compactación adicional al especificado por el pliego, de forma que el contratista construye el terraplén de acceso a su discreción y alcanzo las densidades especificadas. El sistema de compactación inicial fue una compactación por impacto mediante un cubo de hormigón de 1,2 metros de lado y cuatro toneladas de peso que se dejaba caer desde una altura de 1,5 m. No se alcanzaron los niveles de densidad requeridos. Posteriormente se utilizo una pala cargadora de cadenas Case 1150 C con el cazo cargado, que circulaba por encima de la capa de terraplén, combinado con un compactados vibratorio de mano en las inmediaciones del estribo. Mediante este sistema se alcanzaron las densidades especificadas con un tiempo de construcción total de cuatro días.

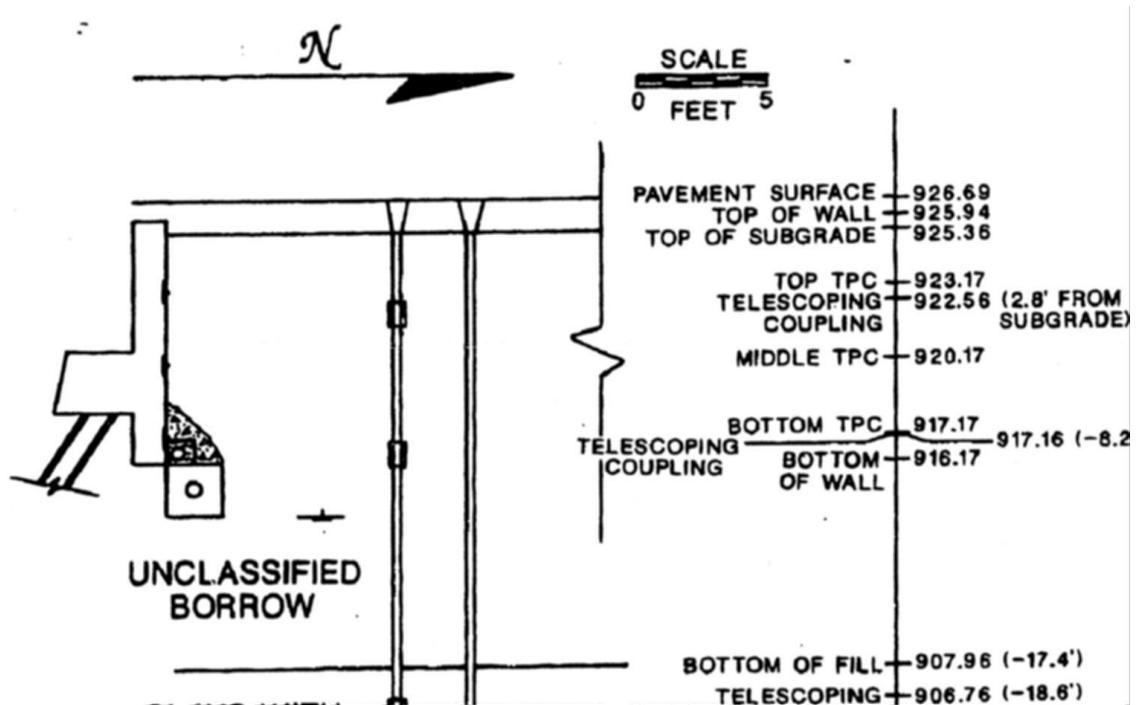


Figura 5-2: Estribo A2

b) Estribo B1.

El estribo B1 se construyo reforzando el material granular del estribo en una sucesión de cinco fases: Extendido del geotextil, colocación del relleno, humidificación, compactación y envolvimiento de la capa con el sobrante de geotextil. Se extendieron un total de ocho capas de geotextil sobre un material granular Adicionalmente, para permitir al geotextil desarrollar sus propiedades, se ha dispuesto una capa de paneles colapsables de 1,2 por 2,4 por 0,05 adosados al estribo y a las aletas, de forma que al colapsarse por efecto del peso del relleno, el espacio entre las caras de los estribos y el relleno permite desarrollar tensiones de tracción en el geotextil y mejora el comportamiento del relleno. El tiempo necesario para la construcción fue de cinco días.

c) Estribo B2

El estribo B2 se ha construido con un suelo estabilizado con cemento, que alcanza una resistencia de 2.000 Kpa. El material se fabrica en planta, se lleva a obra mediante camiones hormigonera y se vierte directamente en un recinto formado por el estribo, las aletas y el terraplén adyacente, previamente excavados. Después se realizó una compactación y un nivelado de la superficie. El tiempo de construcción fue de dos días.

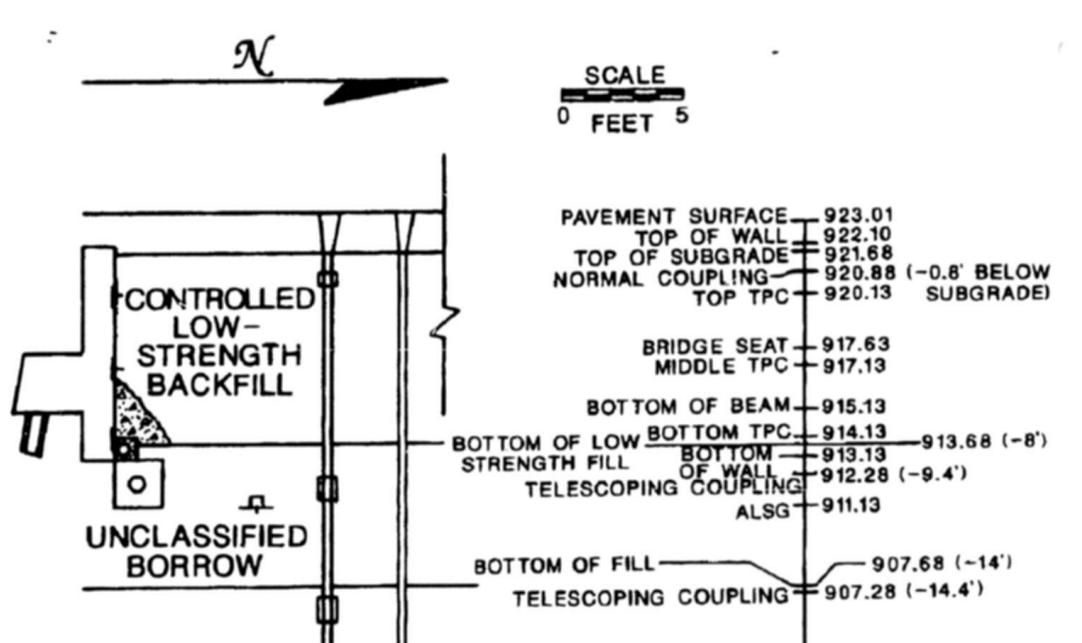


Figura 5-3: Estribo B2

d) Estribo C1

El estribo C1 consiste en un relleno granular, dispuesto en capas de 0,6 metros previamente humedecidas con agua y compactado mediante el impacto del cubo de hormigón descrito para el estribo A2, de cuatro toneladas de peso, que se deja caer desde una altura de 2,4 metros. Las áreas de impacto se solapan unas con otras, cubriendo toda la superficie de cada tongada. Tras la construcción total, circuló un rodillo sin vibrar para dar el acabado final del relleno. No se realizaron compactaciones a una distancia menor de dos metros del estribo y las aletas, a pesar de lo cual se detectaron

movimientos del orden de tres milímetros de las obras de hormigón ya construidas. La construcción duró un total de seis días.

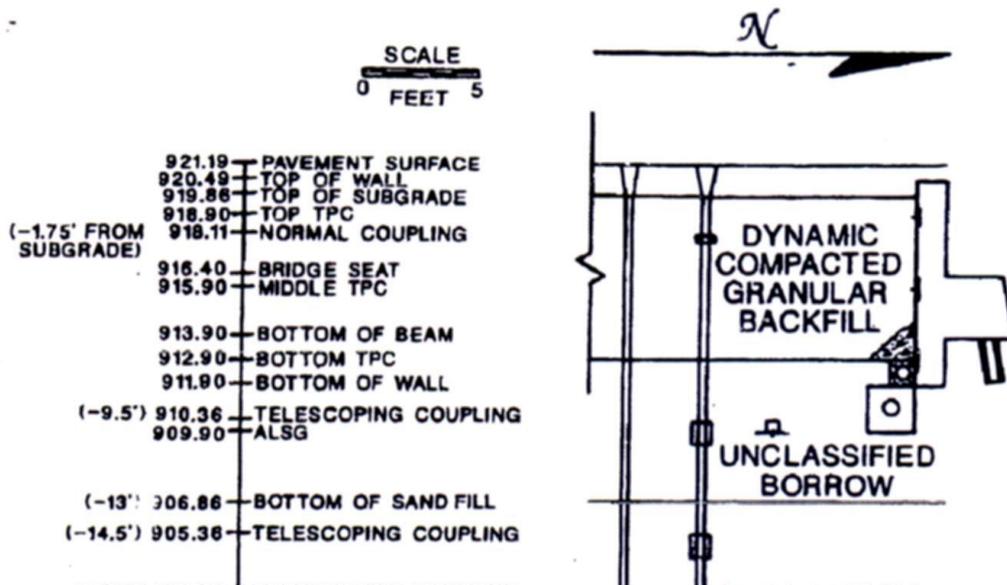


Figura 5-4: Estribo C1

e) Estribo C2.

El estribo C2 se relleno con un material granular, en capas de 1,2 metros de espesor. Posteriormente se regó con una cisterna y después en cada capa se llevo a cabo una compactación vibratoria mediante un vibrador manual de aguja semejante a los utilizados para el vibrado del hormigón en muros, zapatas, etc. El vibrador se inserta cubriendo el espesor total de la capa y siguiendo una cuadrícula de 0,6 metros de lado. Este proceso empleado durante un día se revelo insuficiente y hubo que repetirlo al día siguiente para alcanzar las densidades establecidas. El resto de capas se construyo de igual forma, vibrándolas manualmente durante dos días consecutivos.

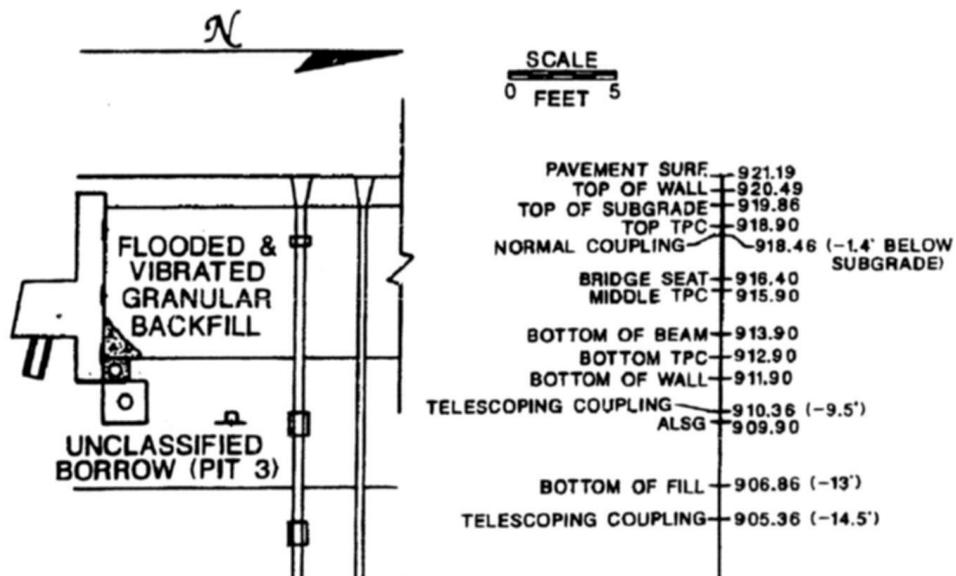


Figura 5-5: Estribo C2

Instrumentación

La instrumentación incluida en todos ellos es la siguiente:

- Células de presión total en el trasdos de los estribos
- Bandas de asentamiento.
- Inclínómetros.
- Piezómetros para registrar la presión de los poros.
- Puntos de referencia en el pavimento para monitorizar los movimientos de la superficie, dispuestos en una malla de 4 x 4 puntos separados 1,5 m entre sí.

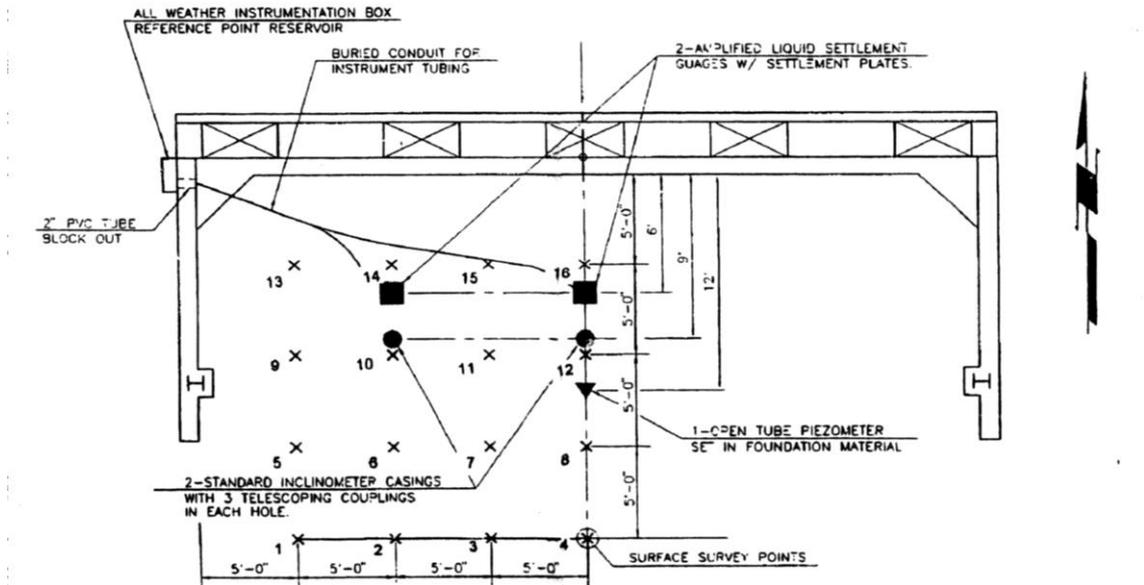


Figura 5-6: Planta general de los estribos. Distribución de la instrumentación

El numero de instrumentos dispuestos es el siguiente:

Tabla 5-1: Instrumentación de los rellenos.

	A2	B1	B2	C1	C2
Celdas de presión total en estribo	3	3	3	3	3
Asentamiento en el eje de carretera	1	1	1	1	1
Asentamiento en el centro carril	1	1	1	1	1
Inclinómetros	3	3	3	3	3
Piezómetros	1	1	1	1	1
Puntos superficiales asentamiento	16	16	16	16	16

Se ha tomado medidas de los instrumentos durante el periodo de construcción y aproximadamente durante dieciocho meses tras la construcción del terraplén, incluidos doscientos cincuenta y cinco días (aproximadamente nueve meses) bajo las cargas de tráfico. Los resultados completos obtenidos en la instrumentación de los rellenos se incluyen en el anejo numero II

Drenaje.

En todos los estribos se ha dispuesto un dren en la parte inferior del trasdos del estribo. Este dren se encarga de evacuar todas las aguas que entren en el relleno del trasdos. Por debajo del mismo, no se disponen sistemas de drenaje. Por ello, el nivel freático existente en el terreno se considera que esta inmediatamente por debajo de este dren.

Conclusiones.

En términos de asentamiento, es estribo C2 es el que ha presentado un mejor comportamiento. Es el que menores valores de asientos ha presentado, y también es el que su asiento ha sido mas uniforme.

5.4. RESULTADOS OBTENIDOS EN EL ENSAYO

5.4.1. Introducción

Se van a modelizar las transiciones correspondientes a los casos A2, B2, C1 y C2. El caso B1, que corresponde al relleno reforzado con Geotextiles, no se va a tener en consideración dado que no se dispone de las características de los mismos, y las incertidumbres que produce su modelización.

En particular, para la verificación del modelo, se van a tener en cuenta los valores obtenidos para las tensiones por las células de presión total en el centro del estribo y los asentamientos de la superficie de rodadura.

5.4.2. Células de presión total

En cada uno de los estribos se han colocado un total de tres células de presión total, que están a las siguientes profundidades, medidas desde la superficie de la carretera:

Tabla 5-2: Posición de las células de presión total.

	Profundidad
Célula superior	1,21 m
Célula intermedia	2,11 m
Célula inferior	3,01 m

Se han realizado mediciones de la presión existente en las células a lo largo de varios intervalos de tiempo a partir de su construcción. En general, los valores obtenidos han sido muy variables. Se tomara como valor de comprobación los correspondientes al ultimo día de medición, el 27 del 2 de 1997, con la carretera abierta al trafico. Este valor se comparara con el valor correspondiente del modelo Los resultados obtenidos en cada uno de ellos se detallan a continuación.

Tabla 5-3: Resultados de las mediciones realizadas de las células de presión total.

	A2	B2	C1	C2
Célula superior	1,3 psi	0,5 psi	0,3 psi	0,2 psi
Célula intermedia:	1,6 psi	0,1 psi	1,6 psi	1,8 psi
Célula inferior:	0,3 psi	0,8 psi	3,3 psi	2,4 psi

5.4.3. Puntos de asiento superficiales

Por lo que se refiere a los puntos de asentamiento superficiales, en la realización del ensayo se ha dispuesto sobre el pavimento una malla de 4 x 4 puntos, separados 1,50 metros entre sí, siguiendo el siguiente esquema:

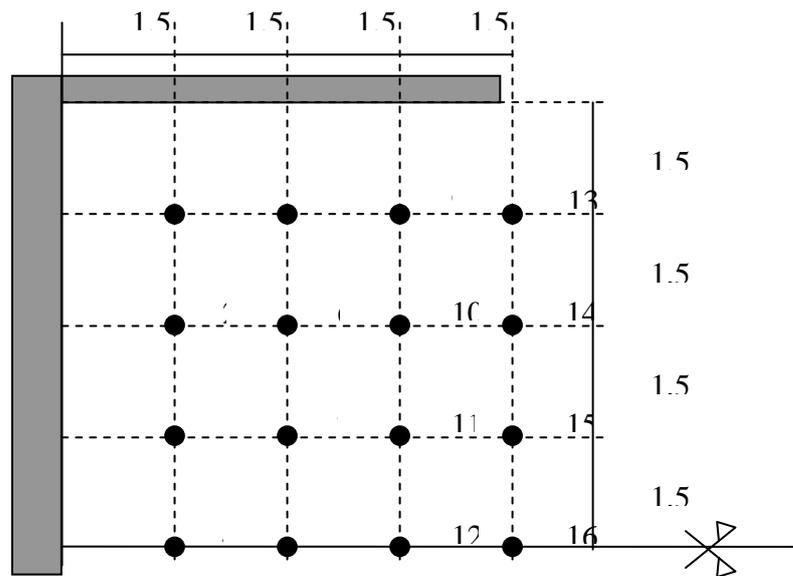


Figura 5-7: Distribución de los puntos de medida de los asientos en la superficie de rodadura

Se ha realizado una serie de cuatro lecturas en cada una de las estructuras. Se realiza una primera nivelación de la superficie en cada uno de los puntos de medida, que sirve como referencia para la medida de los asientos posteriores. Posteriormente se efectúa una serie de tres medidas a lo largo de un periodo de mas de ocho meses, con el trafico circulando. Las fechas de medida son las siguientes:

- Apertura del tramo de carretera al trafico: 12 de junio de 1996
- 6 de agosto de 1996. Tiempo transcurrido desde la apertura: 54 días.
- 31 de octubre de 1996. Tiempo transcurrido desde la apertura: 139 días.
- 27 de enero de 1997: Tiempo transcurrido desde la apertura: 255 días.

En la figura 5-8 se representa el asiento diferencial de la superficie del relleno del estribo A2, en la medida final, realizada a 255 días. Este estribo es el que se ha tomado en el ensayo como caso base de comparación:

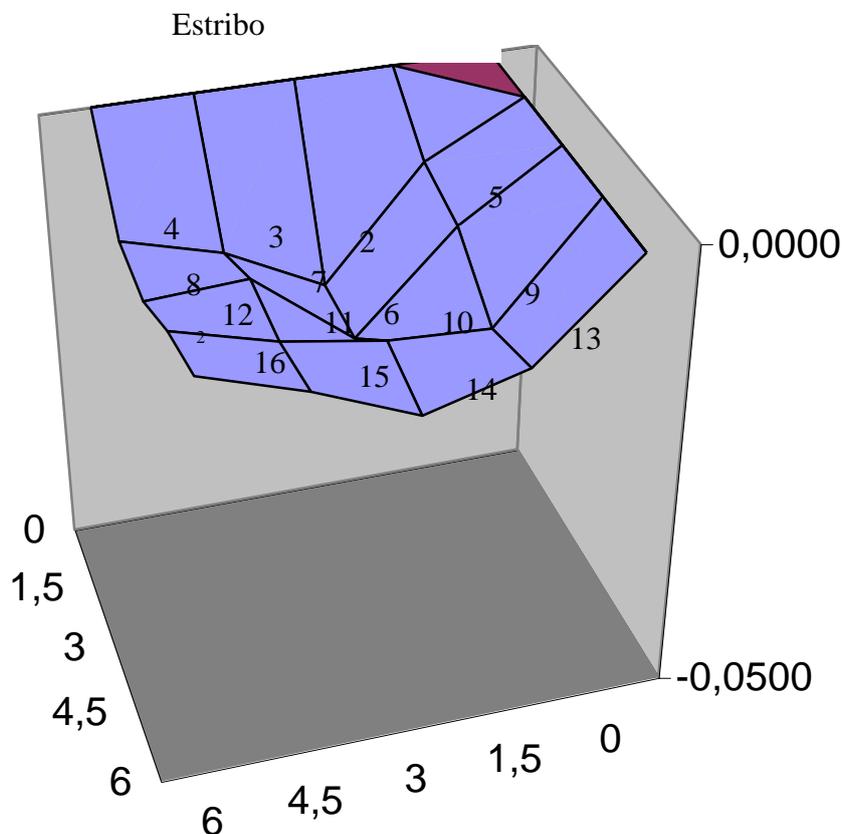


Figura 5-8: Deformación de la superficie del relleno. Estribo A2

El asiento del relleno es bastante uniforme. Diez de los dieciséis puntos de medida presentan asientos comprendidos entre 0,9 y 1,2 centímetros. El mayor asiento corresponde a los puntos 2 y 6, con 1,8 cm. Los asientos son mayores en los puntos 1, 2, 3 y 4, que son los mas cercanos al estribo.

El programa PLAXIS únicamente permite realizar modelos bidimensionales. Por ello, para comparar los resultados del modelo con los obtenidos en el ensayo se construirá un modelo bidimensional. Este modelo se definirá siguiendo el eje longitudinal de la carretera. Entonces, para permitir efectuar la comparación de las medidas del ensayo con los resultados del, se realiza una media entre las medidas tomadas en cada uno de los

cuatro puntos que están a la misma distancia del estribo. De este modo, se obtienen cuatro medidas de asientos correspondientes a cuatro puntos que se denominaran A, B, C y D. Para hallar el asiento correspondiente al punto A, se obtiene la media de los asientos obtenidos a lo largo del tiempo de los puntos 1, 2, 3 y 4 del ensayo realizado, y así sucesivamente.

La correspondencia entre los puntos de medida del ensayo y los puntos de comparación con el modelo de elementos finitos son los siguientes:

Tabla 5-4: Puntos de referencia de asientos

Punto equivalente	Puntos de medida
A	1 – 2 – 3 – 4
B	5 – 6 – 7 – 8
C	9 – 10 – 11 – 12
D	13 – 14 – 15 – 16

Los resultados obtenidos para los puntos de equivalencia en cada uno de los casos considerados en el calculo son los siguientes:

Tabla 5-5: Asientos del estribo A2

	Asiento medido en metros		
Punto	54 días	139 días	255 días
A	-0,0068	-0,0092	-0,0111
B	-0,0075	-0,0096	-0,0109
C	-0,0049	-0,0075	-0,0100
D	-0,0049	-0,0064	-0,0091

Tabla 5-6: Asientos del estribo B2

	Asiento medido en metros		
Punto	54 días	139 días	255 días
A	-0,0038	-0,0059	-0,0075
B	-0,0032	-0,0055	-0,0058
C	-0,0053	-0,0076	-0,0084
D	-0,0045	-0,0060	-0,0068

Tabla 5-7: Asientos del estribo C1

	Asiento medido en metros		
Punto	54 días	139 días	P.K. 255 días
A	-0,0023	-0,0072	-0,0068
B	-0,0035	-0,0077	-0,0091
C	-0,0041	-0,0085	-0,0093
D	-0,0035	-0,0074	-0,0093

Tabla 5-8: Asientos del estribo C2

Punto	Asiento medido en metros		
	54 días	139 días	255 días
A	-0,0068	-0,0091	-0,0113
B	-0,0057	-0,0086	-0,0126
C	-0,0064	-0,0084	-0,0125
D	-0,0077	-0,0101	-0,0139

La comparación entre los asientos obtenidos al final del ensayo en los cuatro casos considerados se muestran en la siguiente figura:

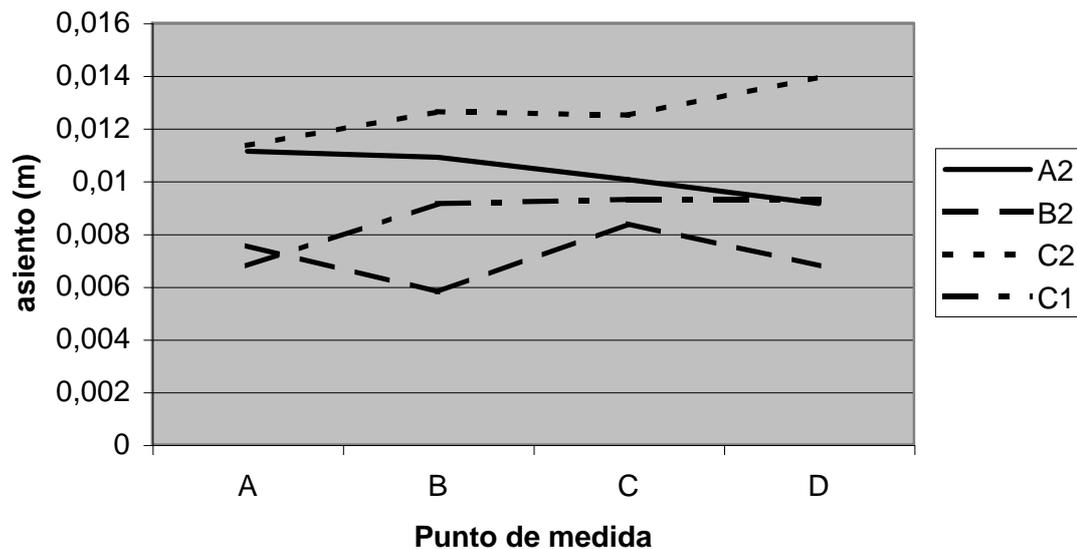


Figura 5-9: Deformación a 255 días de los estribos A2, B2, C1 y C2

Se aprecia que el estribo B2, que corresponde con un suelo estabilizado con cemento es el que presenta un mejor comportamiento y sufre los menores asientos. A continuación sigue el estribo C1, material granular compactado dinámicamente. Después se tiene el

estribo A2, con un material sin clasificar compactado y el estribo que presenta mayores asientos es el estribo C2. La deformación de la superficie presenta fuertes irregularidades en casi todos los casos, siendo el mas uniforme el estribo C1, aun con una mayor deformación en el punto A, el mas cercano al estribo.

Por lo que respecta a la evolución de los asientos, si se representa la evolución que presenta el asiento del punto A lo largo del tiempo en los cuatro tipos de relleno analizados, se obtiene la siguiente figura:

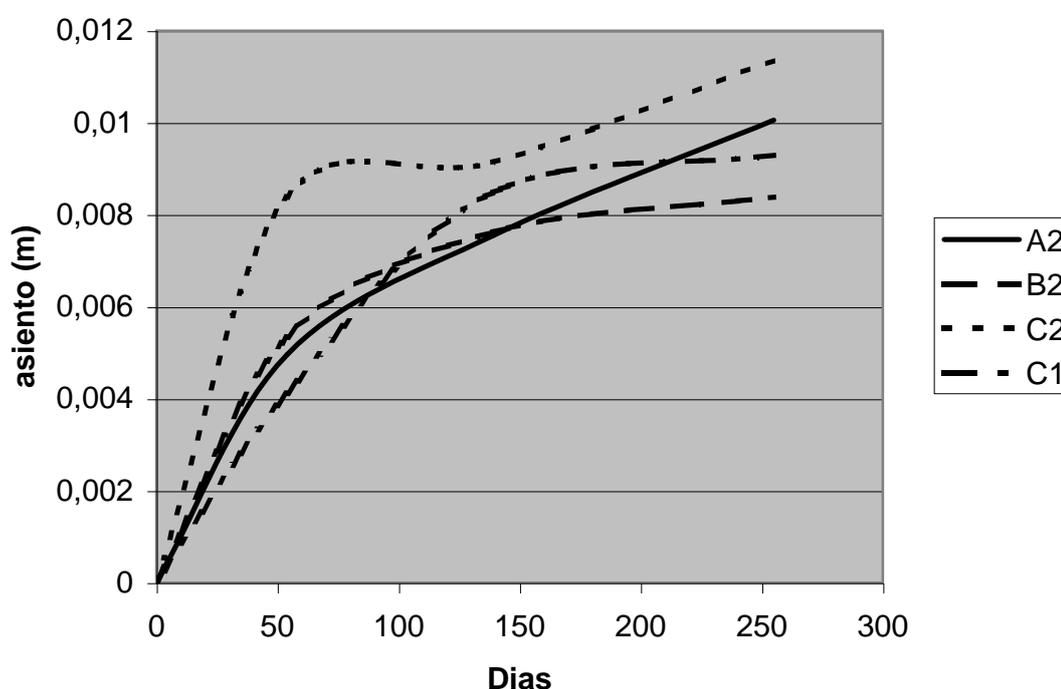


Figura 5-10: Evolución de los asientos del punto C

Se observa que en los casos A2 y C2, los que presentan un peor comportamiento, la tendencia es que el valor del asiento se mantienen crecientes. Sin embargo, en los casos B2 y C1, los asientos tienden a estabilizarse. Parece que la compactación de los materiales constituyentes de los rellenos de los estribos A2 y C2 no ha sido la adecuada, por lo que ambos estribos siguen con el proceso de consolidación. El estribo B2, esta construido con un material con cemento que fragua y alcanza resistencias de cierta

importancia. En este caso, el asiento de la superficie se debe a la consolidación del relleno que le sirve de cimiento, Este caso es similar a lo que sucede con el estribo C1, en el que el asiento es algo mayor debido a la propia consolidación del material constituyente del relleno, que no tiene cemento en su composición.

5.5. DESCRIPCIÓN DEL MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

5.5.1. Características generales.

Todas las transiciones tienen tres componentes fundamentales, que aparecen en todas ellas, aunque con materiales diferentes:

- Cimiento.
- Estribo de la estructura.
- Material de relleno del trasdos.

El esquema básico, realizando un corte longitudinal que siga el eje de la carretera, es el siguiente:

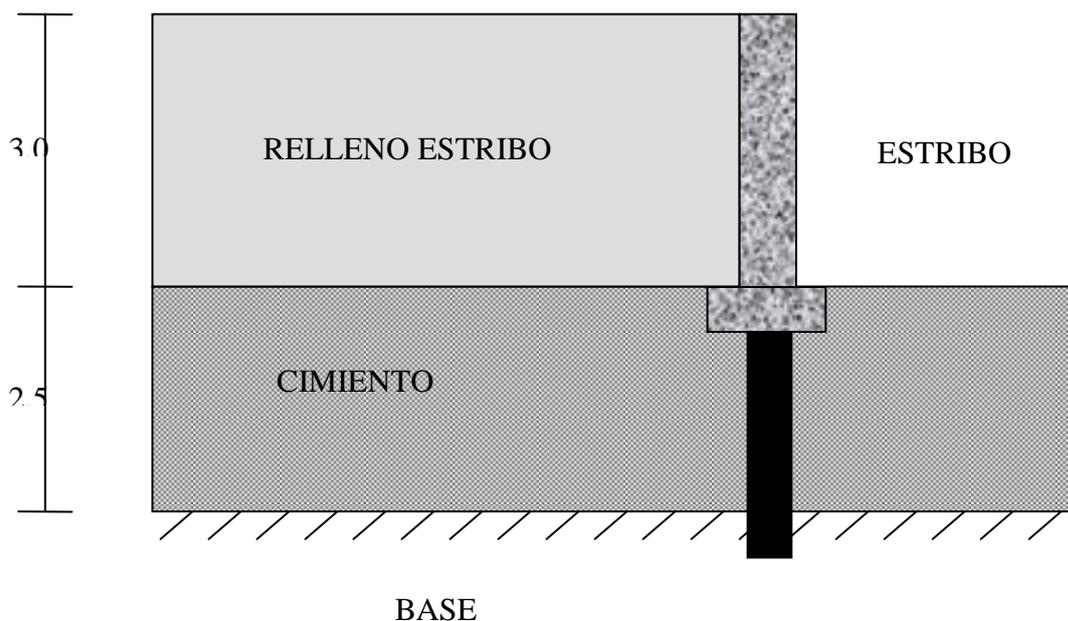


Figura 5-11: Esquema general de las transiciones.

Sobre el terreno natural que sirve de base a la estructura se coloca una capa de material granular que proporciona la superficie de apoyo de la transición. En ella se construye el estribo de la estructura, que se sustenta sobre un encepado apoyado sobre pilotes que impiden sus movimientos verticales. Tras el estribo se coloca el material de relleno que sirve de base al firme.

En cada uno de las cinco transiciones instrumentadas el relleno granular que constituye el cimiento y la tipología del estribo se mantienen constantes. Lo que cambia son las características del material del relleno del estribo.

5.5.2. Modelo de calculo general.

a) Hipótesis generales.

Para la modelización de las transiciones se asumen las siguientes hipótesis:

- Se realiza una modelización plana del sistema, siguiendo el eje longitudinal de la carretera.
- El estribo no sufre movimientos verticales.
- Una vez realizado el saneo de la capa superior del terreno de cimentación, las deformaciones previsibles según los cálculos aportados en el ensayo son muy reducidas. Para realizar el modelo de elementos finitos se asume como base indeformable la capa superior del terreno natural, y se tienen en cuenta las deformaciones producidas por el asiento del material granular que sirve de base a la transición, así como las producidas por el material de relleno del trasdos del estribo.
- Tanto el material constituyente del cimiento como el que forma los rellenos son materiales de naturaleza granular. El comportamiento de los mismos se describe mediante el modelo Mohr- Coulomb.

- Las cargas aplicadas son las correspondientes al peso propio del material que constituye el terreno. Son las únicas cargas consideradas, ya que las cargas del tráfico no son permanentes y su influencia en el proceso de consolidación del sistema es mucho menor que el propio peso del material que constituye el relleno. Este es coherente con la conclusión obtenida mediante la revisión del estado de las transiciones en Andalucía Oriental, en el sentido de que el tráfico no puede establecerse como uno de los factores que influyen decisivamente en su comportamiento.
- Los materiales que forman el relleno se asumen como porosos, con el nivel freático correspondiendo a la base del estribo, dado que existen sistemas de drenaje en su parte inferior. En los niveles piezométricos tomados durante la realización del ensayo se ha comprobado que esta hipótesis se ajusta a la realidad.
- Se modeliza la superficie de contacto entre el estribo y su relleno con una interfase que permite el desplazamiento relativo entre ambos, incluyendo asientos verticales diferenciales.

Geometría.

Las cuatro transiciones analizadas tienen la misma definición geométrica, que se representa en la figura 5-11

Las principales dimensiones que definen el modelo son las siguientes:

- Altura del estribo: 3 m
- Espesor del relleno: 3 m
- Profundidad del material de cimentación: 2,5 m

- Longitud: 15 m. Se prolonga el relleno en una longitud tal que los efectos de concentración de tensiones en la inmediación de la superficie de contacto no sea apreciable.

Características de los materiales.

En el documento que sirve de base para el estudio, no se hace una descripción exhaustiva de los materiales utilizados. Sobre la base de las características descritas para el material, se hace una hipótesis de comportamiento tratando de dar valores típicos para los materiales utilizados, de forma que la respuesta del modelo reproduzca los datos obtenidos en el ensayo.

Cuando se utiliza un material con un modelo de material Mohr-Coulomb, Los valores que el programa Plaxis precisa para la realización de los análisis son los siguientes:

Parámetros generales:

Densidad Seca.	ρ_s	kN/m ³
Densidad Húmeda	ρ_h	kN/m ³
Permeabilidad	k	m/dia

Parámetros resistentes:

Modulo de Young	E	KN/m ²
Modulo de Poisson	Λ	
Cohesión	c	KN/m ²
Angulo de fricción interna	N	

Las características de los terrenos varían enormemente de unas muestras a otras, incluso las que se toman dentro del mismo material. Sobre la base de las experiencias realizadas, se pueden determinar unos intervalos de variación de los parámetros, dentro de los cuales estarán comprendidas los valores adoptados para el calculo con el modelo de elementos finitos. En la “Guía de cimentaciones en obras de Carretera” editada por el

ministerio de Fomento en el presente año, se incluye como dato orientativo una tabla con las características preliminares de los suelos mas comunes.

Tabla 5-9: Características preliminares de los suelos

	Densidad seca kN/m ²	Cohesión KPa	Angulo rozamiento (°)	Modulo de deformación (M)
Gravas	17-22	0	25-40	20-50
Arenas	16-20	0	30-35	10-30
Limos	12-18	0-10	25-30	5-20
Arcilla	11-16	0-10	15-25	1-20

Basándonos en estos datos, se establecen los intervalos dentro de los cuales se variaran los valores de los distintos parámetros constitutivos de los materiales del modelo de elementos finitos, para obtener la concordancia entre el modelo y el ensayo.

Densidad seca: 14-20 kN/m² (Materiales granulares)
 11-18 kN/m² (Materiales arcillosos)

Densidad húmeda: 16-24 kN/m² (Materiales granulares)
 14-20 kN/m² (Materiales arcillosos)

Porosidad 10⁻³ a 10⁻⁶ m/dia (Alvarez Laraca, 1996)

Modulo de Elasticidad 1.000 – 50.000 kN/m²

Modulo de Poisson 0,25 – 0,35 (O.C. 1-99 Junta Andalucía)

Cohesión. 0 - 10 kN/m²

Angulo de fricción 25 -35 °

El estribo de hormigón se modeliza como una viga. El programa Plaxis necesita dos parámetros para representar su comportamiento:

El producto del modulo de elasticidad por el área.

El producto del modulo de elasticidad por el momento de inercia.

El coeficiente de Poisson.

Como modulo de elasticidad se utiliza el establecido por la instrucción EHE –2000 para el hormigón. Para un hormigón HA-25, este valor es de 30.000 N/mm^2 . Igualmente, el valor del modulo de Poisson que establece dicha norma es de 0,2.

En cuanto al momento de inercia del estribo, dado que el calculo se hace por metro lineal de estribo y tiene un espesor de 0,3 m, el momento de inercia será:

$$I = 1/12 * 1 * 0,3^3 = 0,00225 \text{ m}^4$$

Por lo tanto, haciendo el cambio de unidades, el valor de los parámetros resistentes de la viga que se utiliza para modelizar el estribo es:

$$EA = 9.000.000 \text{ kN/m}$$

$$EI = 67.500 \text{ kNm}^2/\text{m}$$

$$\Lambda = 0,2$$

Como se considera que los materiales constituyentes del modelo se ajustaran a las leyes de comportamiento de Mohr-Coulomb, las características de la capa de cimientto y la de relleno se variaran dentro de los valores anteriormente descritos, de forma que el modelo reproduzca fielmente el comportamiento de la transición ensayada que sirve de base al calculo.

Características del modelo.

En el modelo de elementos finitos se utiliza el elemento triangular de tres nodos disponible en la biblioteca de elementos del programa Plaxis. Es un elemento que tiene capacidad de tensiones y deformaciones planas y de representar estados de plasticidad

El modelo de calculo tiene tres partes diferenciadas.

- Cimiento. Es la capa del relleno sin clasificar situada por debajo de la cimentación del estribo. Tiene 2,5 metros de espesor. Dado que el cimiento esta por debajo del nivel freático, se considera que el terreno esta saturado. Se modeliza con los elementos triangulares planos. Se asume que la base de esta capa no sufre movimientos verticales.
- Estribo. El estribo se modeliza como una viga de hormigón, que se supone empotrada en su extremo inferior.
- Relleno del trasdos. Es la capa del relleno que esta situada por encima del cimiento. Tiene un espesor de tres metros. Para representar el proceso de construcción, el relleno se modeliza en tres capas sucesivas, que representan tres tongadas sucesivas de un metro de espesor cada una.

El programa de calculo realiza un mallado automático de cada una de las capas, una vez definidos sus contornos y las características de los materiales que constituyen cada una de las capas.

El modelo obtenido tras el proceso de generación automática de la malla por el programa se representa en la figura 5-12.

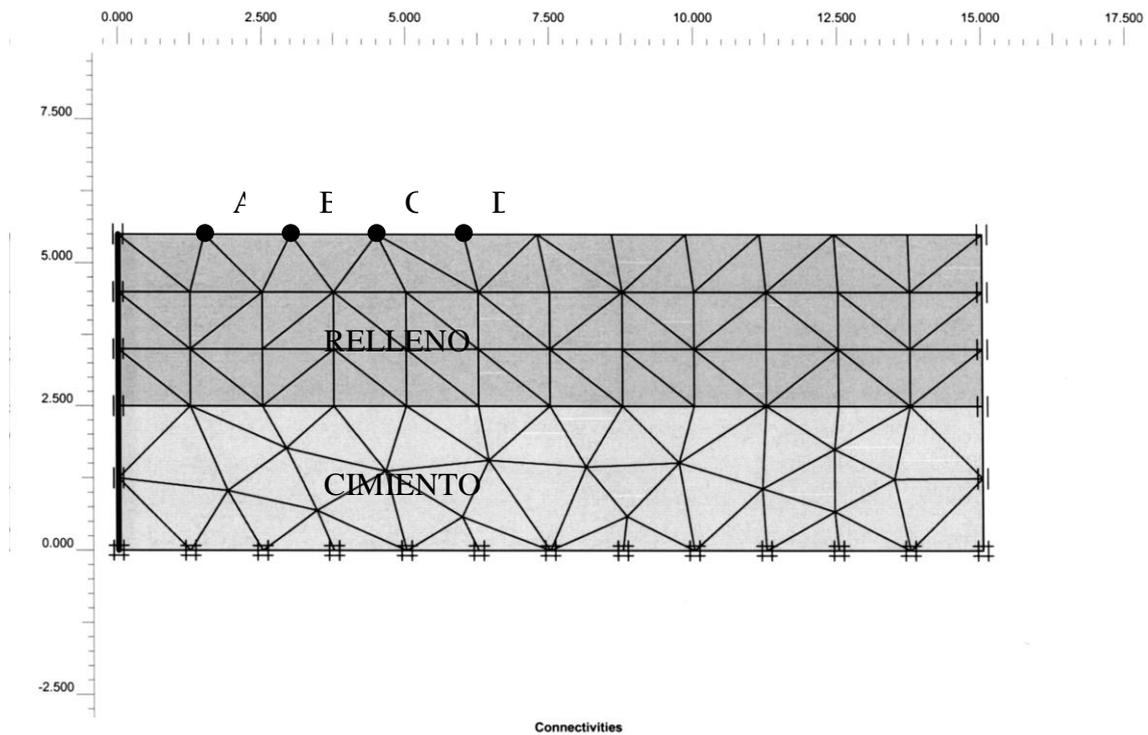


Figura 5-12: Modelo de calculo.

Tiene 276 nudos y 126 elementos triangulares de seis nudos. La parte superior corresponde al material que constituye el relleno del trasdos. La parte inferior corresponde al material que conforma el cimiento del sistema. El estribo de hormigón se sitúa en el borde izquierdo del modelo.

Las condiciones de contorno son tales que en la base se impiden tanto los movimiento verticales como los horizontales. En los laterales están impedidos los movimientos horizontales.

Los puntos A, B, C y D se han situado distantes entre si 1,5 m, reproduciendo la disposición de los puntos para la toma de datos de la deformación superficial realizada en el ensayo a escala real. Estos puntos serán los que servirán para la comparación de la respuesta del modelo y los resultados del ensayo.

Cargas aplicadas.

Las cargas aplicadas son las correspondientes al peso propio del material que constituye el terreno. Son las únicas cargas consideradas, ya que las cargas del tráfico no son permanentes y su influencia en el proceso de consolidación del relleno es mucho menor que el propio peso del material que constituye el relleno.

Proceso de calculo.

El proceso de calculo de la transición se realiza en varias etapas, teniendo en cuenta el proceso constructivo del mismo. Se divide en varios pasos sucesivos.

- Generación de las presiones hidrostáticas. En primer lugar se define la altura del nivel freático. Se calculan las presiones hidrostáticas del terreno bajo dicho nivel, a partir del peso específico del agua y de la distancia vertical desde cada punto hasta la superficie del nivel freático. Así se establecen la presión de agua en los poros en el estado inicial.
- Generación del estado tensional de la cimentación. Se determina el estado tensional del material de cimentación, previamente a la construcción del relleno sobre el, en función de su peso específico. En este punto, se ha definido el estado inicial del suelo.
- Generación del estado tensional de cada una de las tongadas sucesivas que conforman el relleno. En sucesivos pasos se añade una tongada de relleno, se calcula el estado tensional resultante en todo el cuerpo de la transición, se añade la siguiente tongada y se vuelve a calcular el nuevo estado tensional, y así sucesivamente. Tras la modelización de la última tongada, se conoce el estado tensional global de la transición.

- Calculo de los asientos de consolidación. Conocido el estado tensional de los materiales, comienza el calculo del proceso de consolidación de los materiales. El asiento en la superficie se produce al incrementarse la presión en el terreno como consecuencia del peso de las capas que se han construido encima. Este aumento de presión trae como consecuencia la salida del agua de la masa del terreno y la subsiguiente disminución de su volumen de los poros y de la capa de terreno en su totalidad.
- En este calculo, se supone que el agua únicamente se elimina por la base del terreno de cimiento. En los laterales se asume que la presión es la misma en ambos lados y no circula el agua a través de esa superficie.

Las etapas en las que se divide el calculo son:

- 1.- Obtención de las presiones hidrostáticas correspondientes a la capa inferior.
- 2.- Obtención del estado tensional existente en el cimiento antes de la construcción del relleno del estribo.
- 3.- Obtención del estado tensional correspondiente a la primera capa del estribo.
- 4.- Obtención del estado tensional correspondiente a la segunda capa del estribo.
- 5.- Obtención del estado tensional correspondiente a la tercera capa del estribo.
- 6.- Calculo del proceso de consolidación del relleno del estribo a lo largo del periodo de tiempo considerado en cada caso.

Resultados.

Como resultados del proceso de calculo, se obtienen los siguientes valores:

- Desplazamientos verticales y horizontales en cada uno de los puntos de la malla.
- Deformaciones en los nudos.
- Tensiones totales y efectivas.

- Presiones en los poros.

Asimismo, se pueden obtener todos estos valores a lo largo de una línea cualquiera correspondiente al modelo. En particular, para la calibración del modelo de elementos finitos, se van a tener en cuenta los siguientes valores:

- Asientos verticales de los A, B, C, y D, equivalentes a los puntos de comprobación de asiento superficiales correspondientes al ensayo a escala real.
- Tensiones normales que aparecen en el contacto entre el terreno y el estribo.

Ajuste del modelo.

El ajuste del modelo se realiza a base de un proceso de cálculo iterativo. El primer paso consiste en realizar un primer análisis con unos valores típicos representativos del comportamiento del material tal y como se describe en el ensayo. Se realiza todo el proceso de cálculo de la consolidación del relleno anteriormente descrita, y se comparan los resultados del modelo con las medidas del ensayo. Si el ajuste es adecuado, se considera que los valores adoptados para los materiales son correctos. En caso contrario, se modifican uno o varios de los parámetros, de manera que se el comportamiento del modelo vaya aproximándose al real.

Cuando se ha alcanzado una precisión que se considere satisfactoria, se da por válido el modelo obtenido.

5.6. RESULTADOS OBTENIDOS del MODELO.

5.6.1. Estribo A2

A) Características del modelo.

La transición correspondiente al estribo A2 tiene como material de relleno del trasdos el mismo material sin clasificar que sirve de base al estribo. La configuración de la transición es la siguiente:

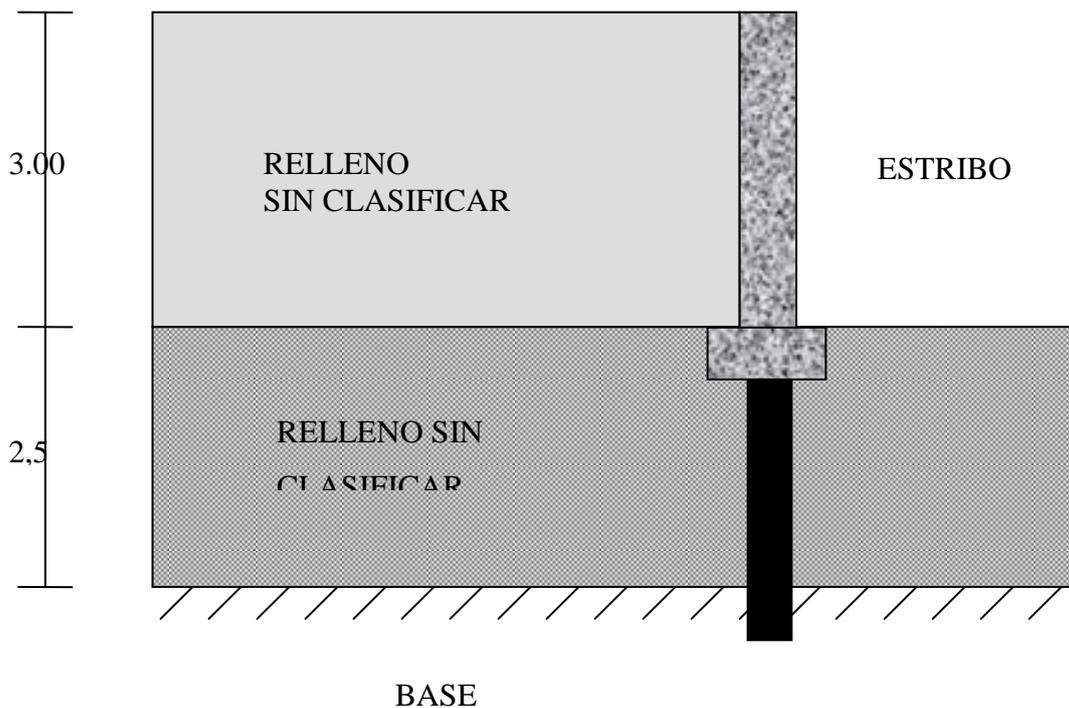


Figura 5-13: Configuración del estribo A2

El modelo de calculo es el representado en la figura 5-12, pero con la particularidad de que se considera que todo el relleno es del mismo material. En el proceso de calculo del modelo, Una vez efectuado el proceso de calculo iterativo del modelo, los valores

característicos que se han obtenido como los adecuados para reproducir con el modelo el comportamiento del ensayo son los siguientes:

Densidad seca:	$\rho_s = 14 \text{ kN} / \text{m}^3$
Densidad húmeda:	$\rho_h = 18 \text{ kN} / \text{m}^3$
Permeabilidad:	$k_x = k_y = 2 \cdot 10^{-5} \text{ m/día}$
Modulo de Young:	$E = 12.000 \text{ kN/m}^2$
Modulo de Poisson:	$\Lambda = 0,3$
Angulo de rozamiento:	$N = 30^\circ$

Utilizando estas características de los materiales, y siguiendo el proceso de calculo descrito en el apartado anterior, se realiza el calculo del modelo de elementos finitos.

B) Resultados del calculo

Como principales resultados del calculo se obtienen la deformación del modelo, la evolución de los asientos de los puntos de control a lo largo del tiempo, y la distribución de tensiones en el material.

La deformación del modelo es la siguiente:

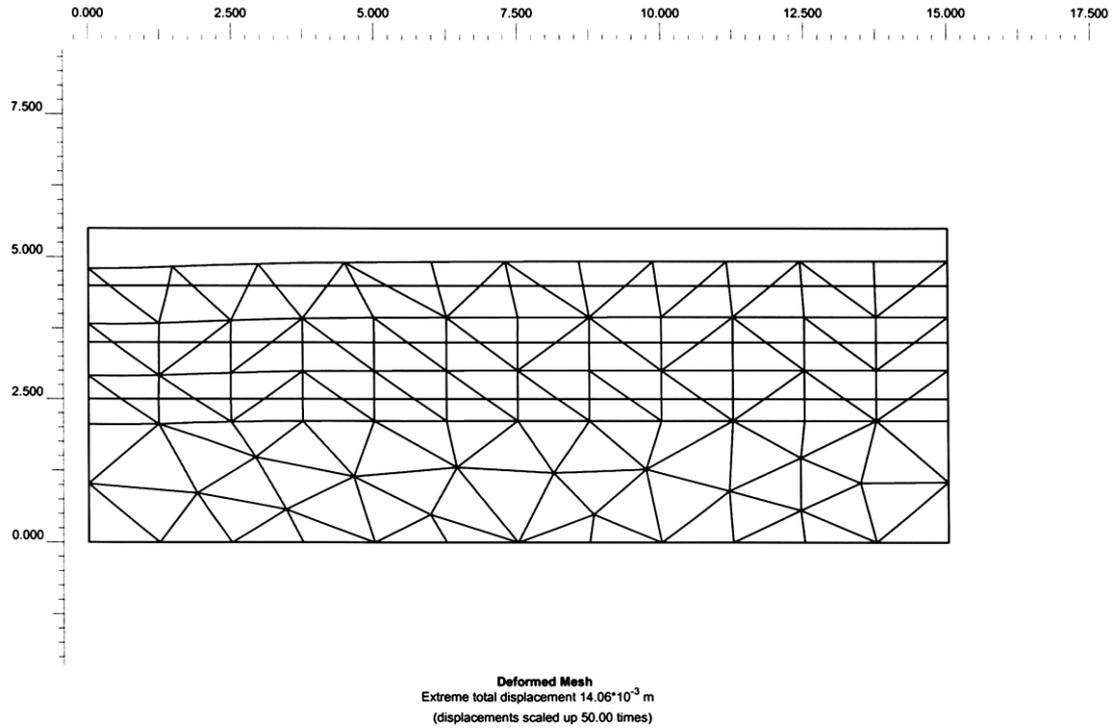


Figura 5-14: Deformación del modelo del estribo A2

Se aprecia que el material experimenta un asiento uniforme excepto en la zona junto al estribo, en que presenta mayores asientos.

En la siguiente figura se muestran los resultados obtenidos por el modelo para los asientos correspondientes a los cuatro puntos de control de la superficie.

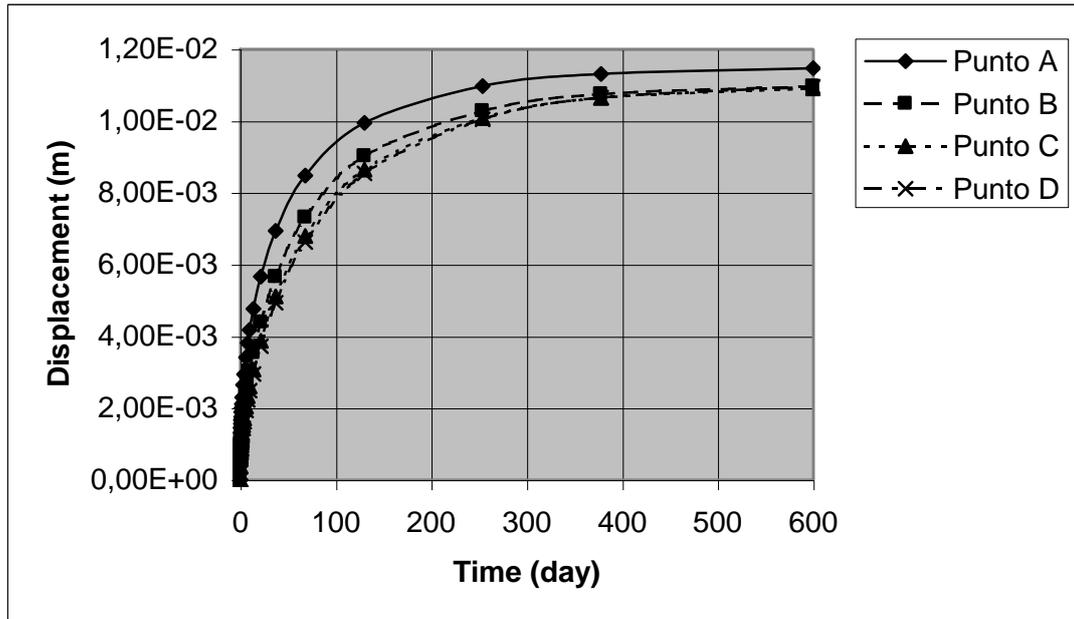


Figura 5-15: Asientos calculados en el estribo A2

Las tensiones obtenidas en el calculo son:

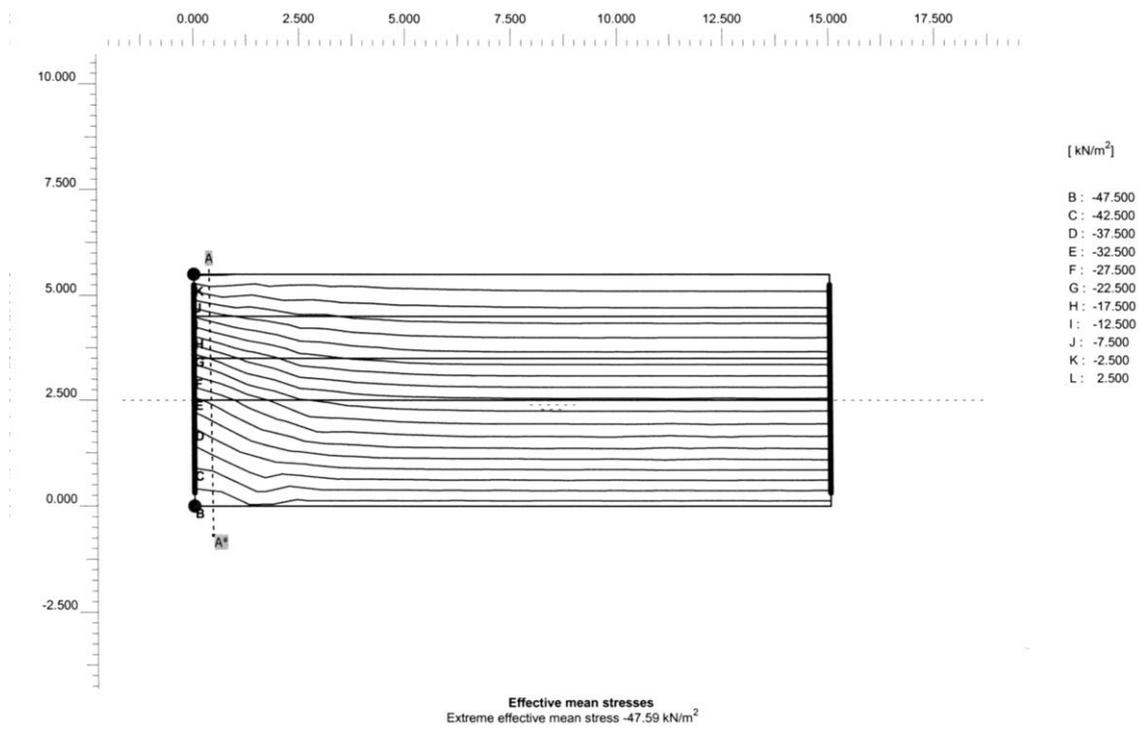


Figura 5-16: Tensiones efectivas en el modelo

Realizando una sección por la línea representada en la figura anterior, se tienen las siguientes tensiones totales:

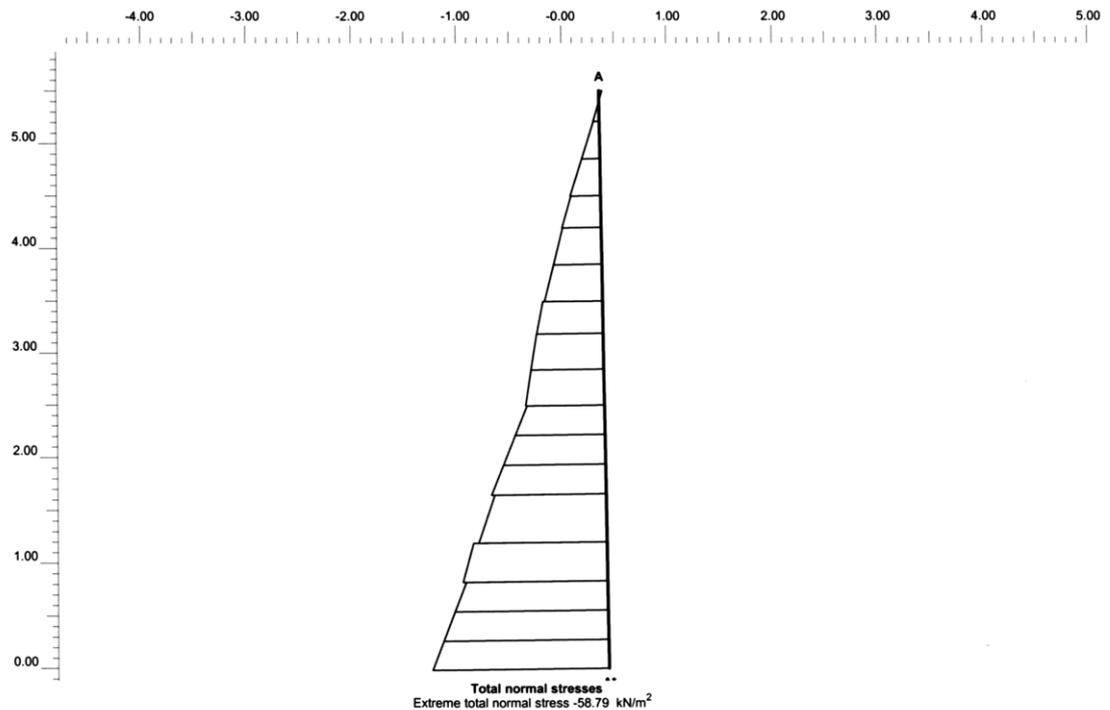


Figura 5-17: Tensiones totales junto al estribo

Además, en el apéndice III se muestran los resultados obtenidos tales como deformación del modelo, tensiones totales, tensiones efectivas, etc.

C) Análisis de resultados.

Como se observa en las figuras anteriores, la deformación del relleno es similar al comportamiento mostrado en el ensayo. La superficie del relleno experimenta un

descenso uniforme, salvo en la zona junto al estribo, donde este asiento es mayor. Asimismo, la distribución de tensiones es uniforme, como cabría esperar en un relleno de este tipo sometido únicamente a la carga de peso propio.

A continuación, se van a comparar los valores obtenidos para los parámetros de control, es decir, los asientos superficiales y las células de presión total:

- Asientos de la superficie. En la tabla 5-10 se recogen los resultados obtenidos en el modelo de elementos finitos y en el ensayo real para los asientos de los puntos de control.

Tabla 5-10: Comparación entre asientos obtenidos y calculados en el estribo A2.

DEFORMACIONES OBTENIDAS EN EL ESTRIBO A2												
PUNT	54 días				139 días				255 días			
	Obtenid	Calculad	Diferen	%	Obteni	Calculad	Diferenc	%	Obtenic	Calculac	Diferenci	%
A	-0,0068	-0,0069	0,0001	-1,47%	-0,0092	-0,0099	0,0007	-7,61%	-0,0111	-0,0110	-0,0001	0,90%
B	-0,0075	-0,0056	-0,0019	25,33%	-0,0096	-0,0092	-0,0004	4,17%	-0,0109	-0,0103	-0,0006	5,50%
C	-0,00	-0,0051	0,0002	-4,08%	-0,0075	-0,0086	0,0011	-14,6%	-0,0100	-0,0101	0,0001	-1,00%
D	-0,00	-0,0049	0,0000	0%	-0,0064	-0,0085	0,0021	32,81%	-0,0091	-0,0100	0,0009	-9,89%

En la figura 5-18 se muestra la comparación entre los resultados obtenidos por el modelo y los que resultan de los datos tomados en campo

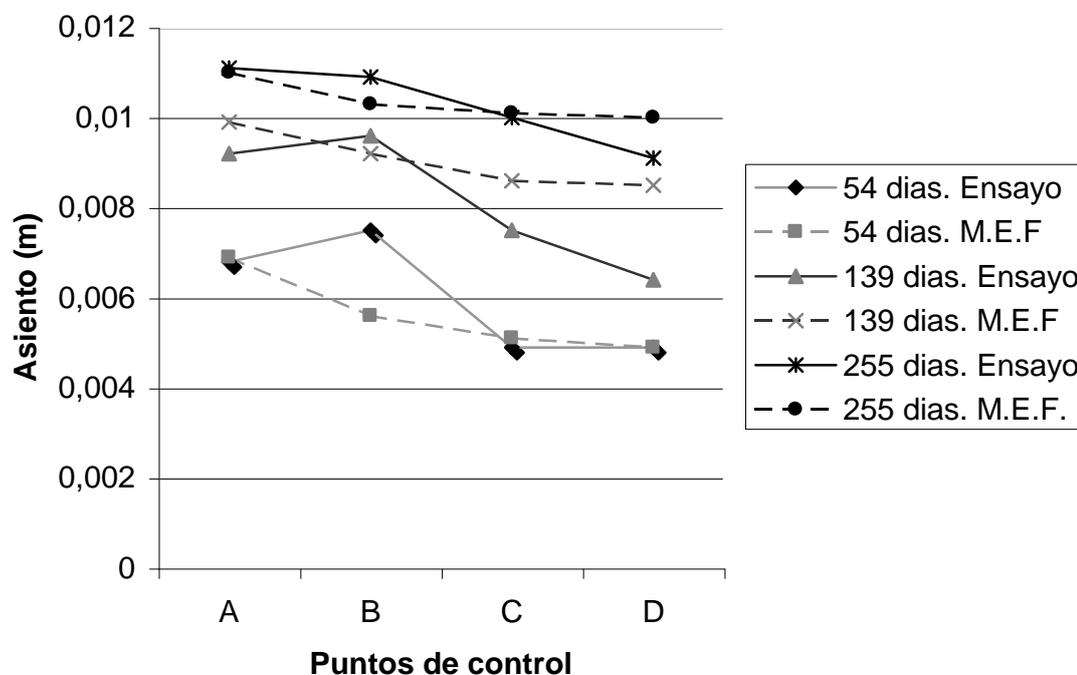


Figura 5-18: Caso A2. Comparación entre asientos. $t = 54$ días

Se observa que para $t = 54$ días los resultados del modelo prácticamente concuerdan con los obtenidos en el ensayo, excepto en el punto B. Para $t = 139$ días la discrepancia es algo mayor, sobre todo en los puntos C y D, en el que la diferencia es del orden de tres milímetros. Para $t = 255$ días la coincidencia es muy buena, con diferencias menores de 1 milímetro

Los porcentajes de error son menores del 10 % en trece de los 16 puntos (un 80 %), lo que representa una precisión que se entiende adecuada. Además, únicamente en un caso, el punto D a 139 días, las diferencias superan el 20 %

En las figuras 5-19 y 5 – 20 se muestra la comparación entre la evolución que presenta a lo largo del tiempo de las deformaciones según los resultados del modelo y los

resultados del ensayo. Para mayor claridad del grafico, se presentan por separado el grafico correspondiente a los puntos A y B y el correspondiente a los puntos C y D.

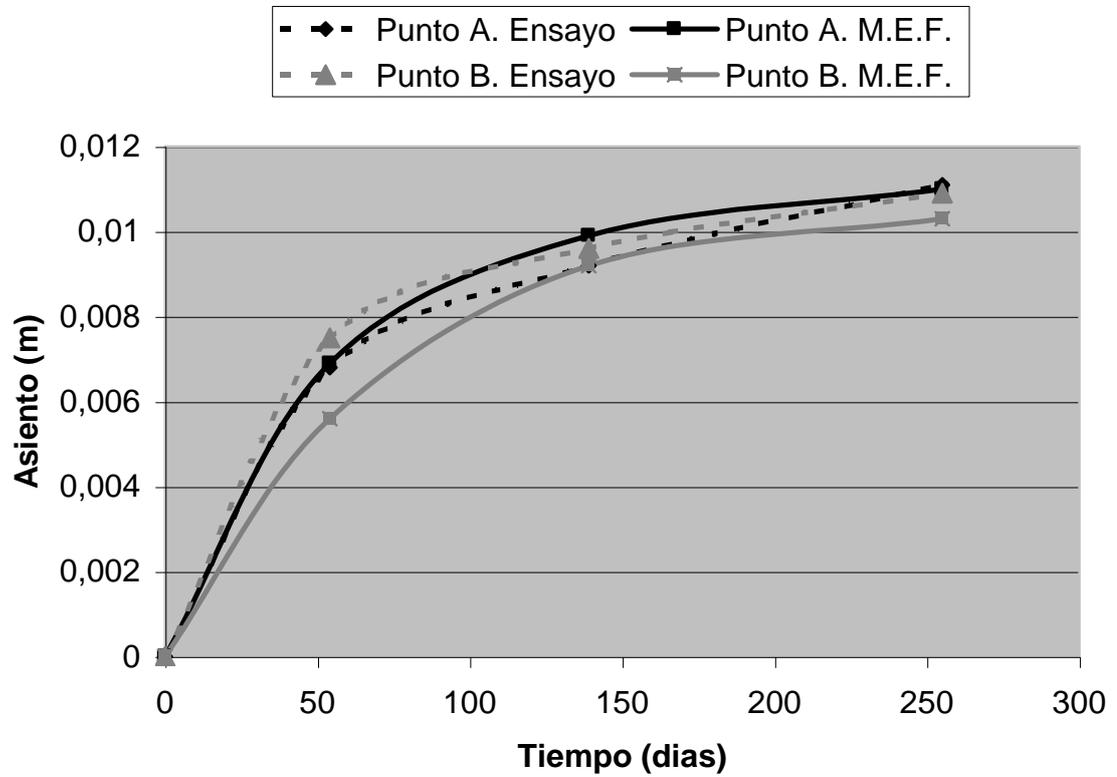


Figura 5-19 : Evolucion de los asientos en los puntos de control A y B. Estribo A2

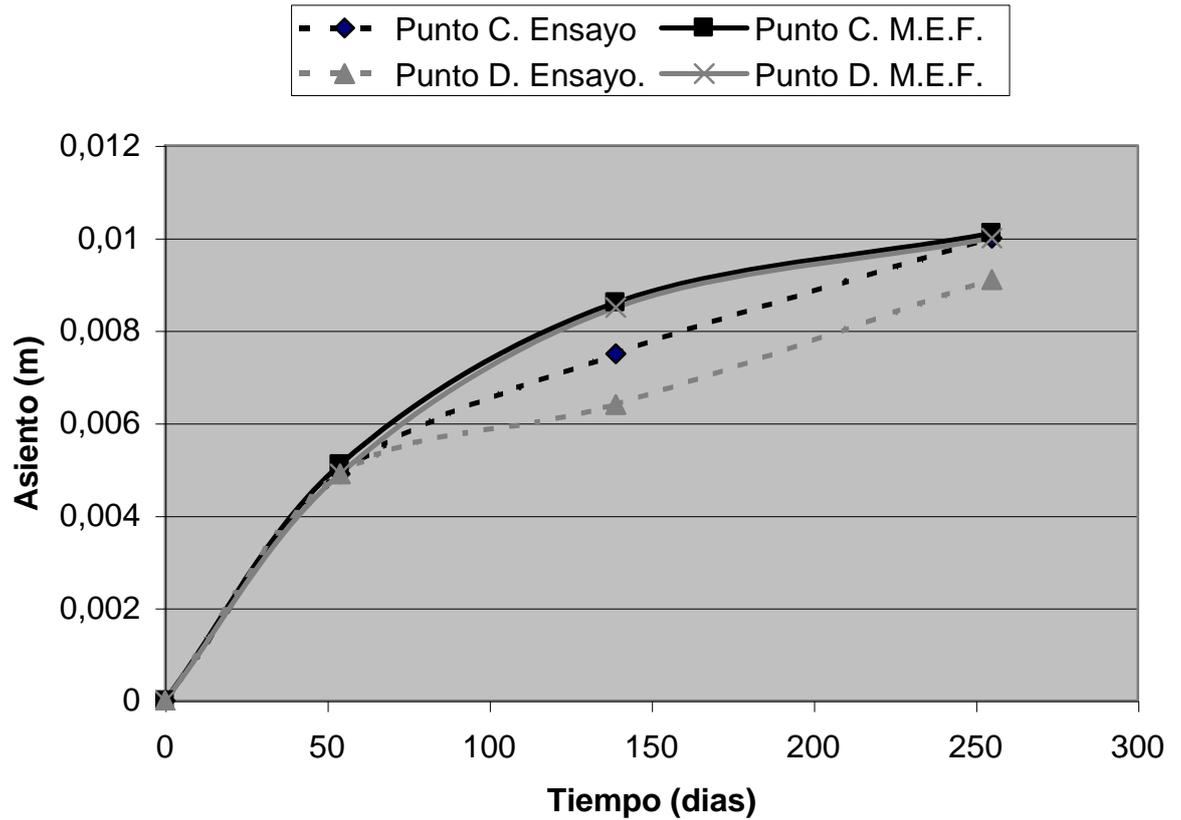


Figura 5-20: evolución de los asientos en los puntos C y D. Estribo A2

Se observa una coincidencia en los resultados casi perfecta para $t = 54$ días y para $t = 255$ días, el final del ensayo. En el punto central se separa ligeramente, sobre todo en las curvas pertenecientes a los puntos C y D. La curva es mas tendida en el modelo de elementos finitos, mientras que la pendiente es algo mayor en los resultados del ensayo. De todos modos, las diferencias no son significativas.

En general, puede concluirse que el modelo reproduce con bastante exactitud el comportamiento de los asientos mostrados por la superficie del relleno del estribo A2. Las diferencias de los asientos en general son inferiores a dos milímetros, con porcentajes de error inferiores al 10 % en la mayor parte de los casos.

- células de presión total:

En la tabla 5-11 se recogen los resultados obtenidos en las células de presión total, tanto en el modelo de elementos finitos como en el ensayo a escala real.

Tabla 5-11: Resultados de las celulas de presion total. Estribo A2

	Ensayo (psi)	Ensayo (Kpa)	M.E.F (Kpa)
Célula superior	1,3	8,9	9,1
Célula intermedia:	1,6	11,0	16,18
Célula inferior:	0,3	2,1	24,27

Los resultados no muestran una concordancia tan marcada como en el caso de los asientos. De todas formas, al observar el comportamiento seguido por la presión que marca las células a lo largo del tiempo se aprecia que los resultados registrados muestran varias anomalías, fundamentalmente en las células intermedia e inferior.

La célula inferior muestra valores muy por debajo de las otras dos, cuando la teoría indica que debería ser la célula que arrojara unos valores mayores de las tensiones totales. En el documento que sirve de base al estudio ya se aprecia este hecho, que se intenta explicar por un efecto arco del terreno en la parte inferior del estribo, que descarga el relleno situado en esta zona y hace que la célula obtenga valores menores de los esperados. Por lo que respecta a la célula intermedia, muestra unos valores muy erráticos, con grandes oscilaciones. El máximo valor obtenido es de 2,3 psi, que equivalen a 15,86 Kpa. Este ultimo valor es muy aproximado a los 16,18 Kpa que se obtienen con el modelo de Elementos finitos.

D) Conclusiones.

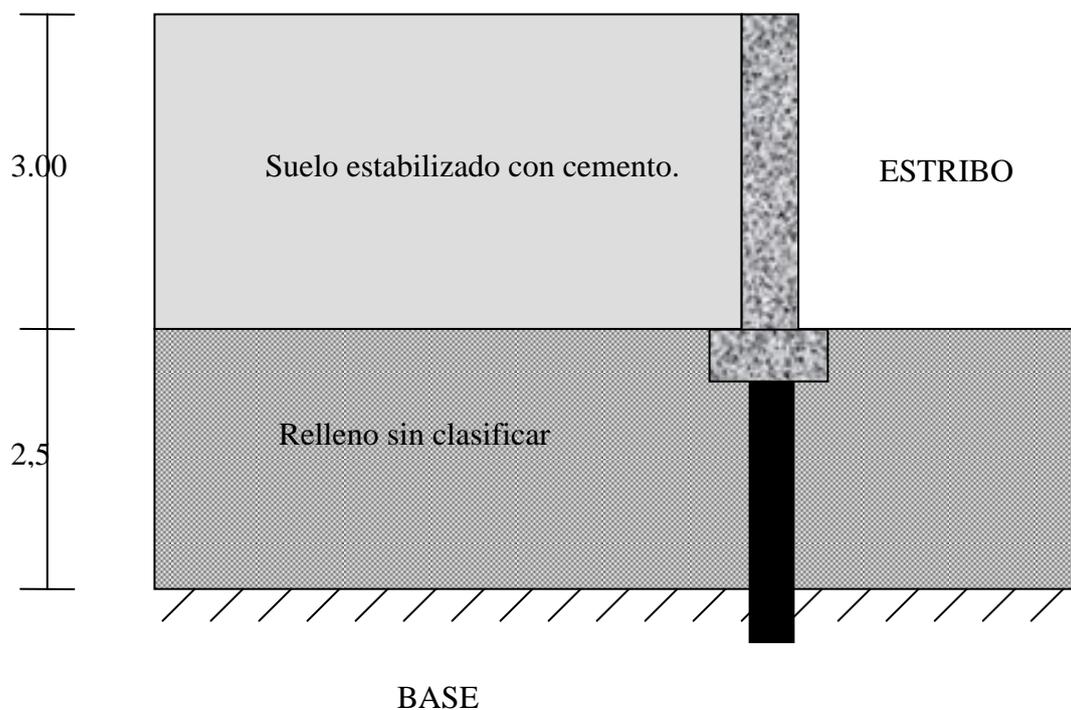
Visto lo expuesto en los apartados anteriores, puede concluirse lo siguiente:

El modelo elaborado reproduce con la precisión suficiente los movimientos de la superficie del estribo A2, así como los valores que arrojan las células de presión total instaladas en el mismo. Por ello, se admite este modelo como valido para reproducir el comportamiento del estribo A2 con relleno sin clasificar.

5.6.2. Estribo B2

A) Características del modelo.

La transición correspondiente al estribo B2 tiene como material de relleno del trasdos un suelo estabilizado con cemento. La configuración de la transición es la siguiente:



5,0
Figura 5-21: Configuración del estribo B2



A la hora de abordar el calculo de este estribo, se tienen dos tipos de materiales.

- El cimiento. Es un material sin clasificar, similar al utilizado para el estribo A2. Por ello, se utilizaran como base para el calculo las propiedades ya obtenidas para este material en el estribo A2.

Densidad seca:	$\gamma_s = 14 \text{ kN} / \text{m}^3$
Densidad húmeda:	$\gamma_h = 18 \text{ kN} / \text{m}^3$
Permeabilidad:	$k_x = k_y = 2 \cdot 10^{-5} \text{ m/dia}$
Modulo de Young:	$E = 12.000 \text{ kN/m}^2$
Modulo de Poisson:	$\Lambda = 0,3$
Angulo de rozamiento:	$N = 30^\circ$

Posteriormente, se admitirá la realización de pequeños ajustes en estos valores, perfectamente admisibles ya que aunque el material sea el mismo, puede sufrir pequeños cambios en sus propiedades cuando se coloca en dos lugares diferentes.

- El relleno. En este estribo el relleno consiste en un suelo estabilizado con cemento. Este material tiene mucha mayor rigidez que el terreno normal. Si un material granular convencional puede tener un modulo de elasticidad de 10.000 a 20.000 kN/m^2 , el suelo estabilizado con cemento puede alcanzar valores de 100.000 a 1.000.000 kN/m^2 . (O.C. 1 – 99 . Junta de Andalucía). Asimismo, tiene una densidad elevada.

Tras efectuar el calculo iterativo, ajustando los parámetros de los materiales, se han obtenido los siguientes valores para reproducir los resultados del ensayo.

Tabla 5-12: Parámetros de ajuste de los materiales. Estribo B2

CIMIENTO	
Densidad seca	14 kN / m ³
Densidad húmeda	18 kN / m ³
Permeabilidad:	1 10 ⁻⁵ m/dia
Modulo de Young	14.000 kN/m ²
Modulo de Poisson	0,3
Angulo de rozamiento	30 °
RELLENO	
Densidad seca	18 kN / m ³
Densidad húmeda	20 kN / m ³
Permeabilidad:	4 10 ⁻⁵ m/dia
Modulo de Young	1.000.000 kN/m ²
Modulo de Poisson	0,3
Angulo de rozamiento	35 °

Una vez realizado el calculo con las características de los materiales que se describen en la tabla anterior, se obtienen los siguientes resultados.

B) Resultados del calculo

Como resultados fundamentales del calculo se obtienen la deformación del modelo, la evolución de los asientos de los puntos de control a lo largo del tiempo, y la distribución de tensiones en el material.

La deformación del modelo es la siguiente:

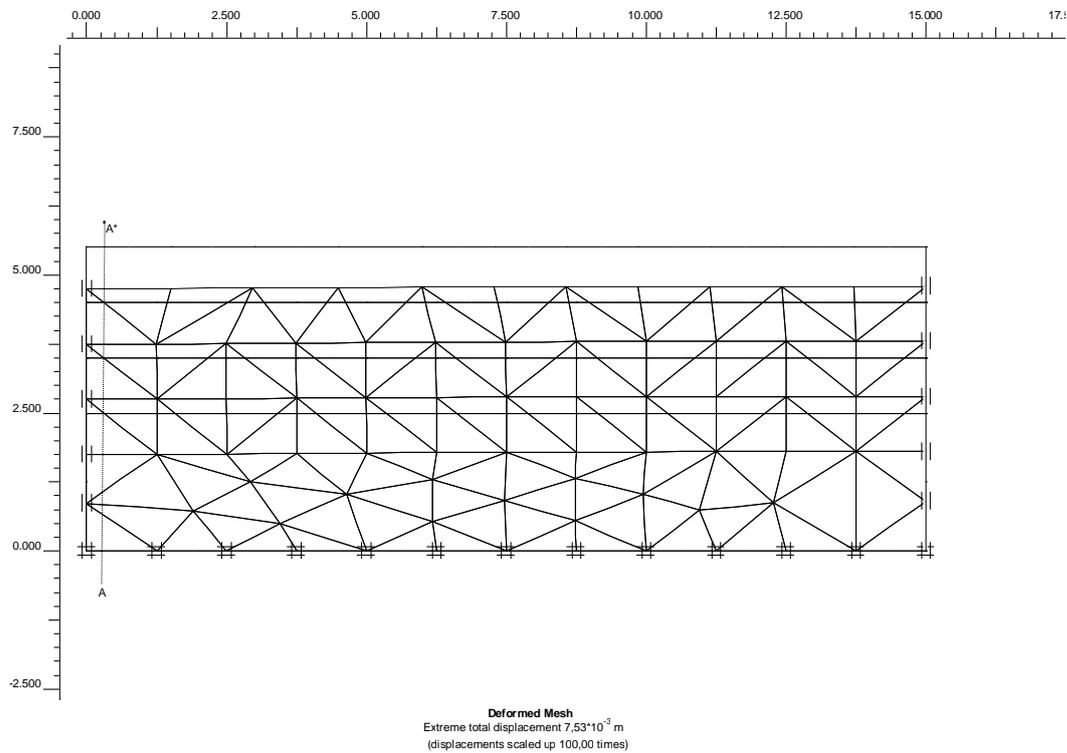


Figura 5-22: Deformación del modelo del estribo B2

Se aprecia que el material experimenta un asiento prácticamente uniforme en todo el relleno. En la zona junto al estribo, los valores son algo inferiores, pero del mismo orden de magnitud.

En la figura 5 - 23 se muestran los resultados obtenidos por el modelo para los asientos correspondientes a los cuatro puntos de control de la superficie.

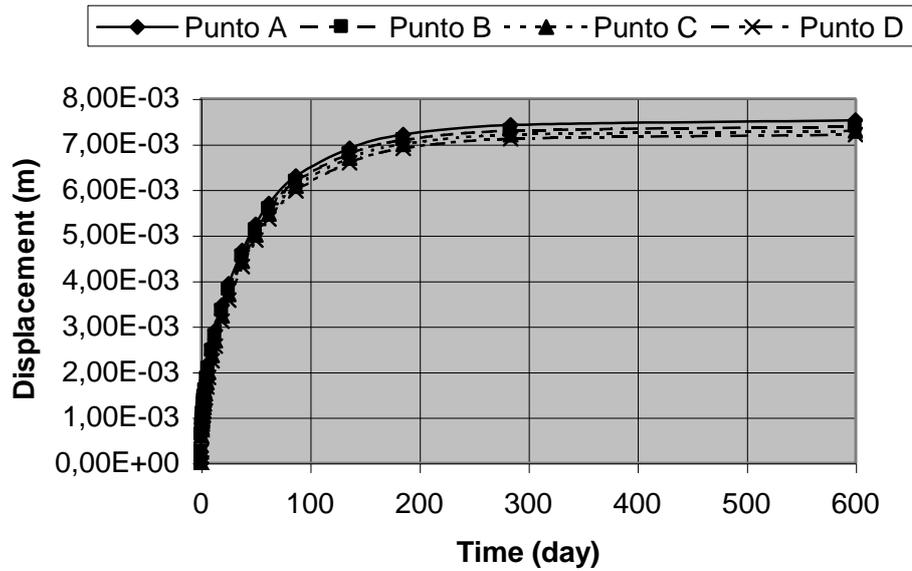


Figura 5-23: Asientos calculados en los puntos de control en el estribo B2

Realizando una sección por una línea vertical junto al estribo, se tienen las siguientes tensiones totales:

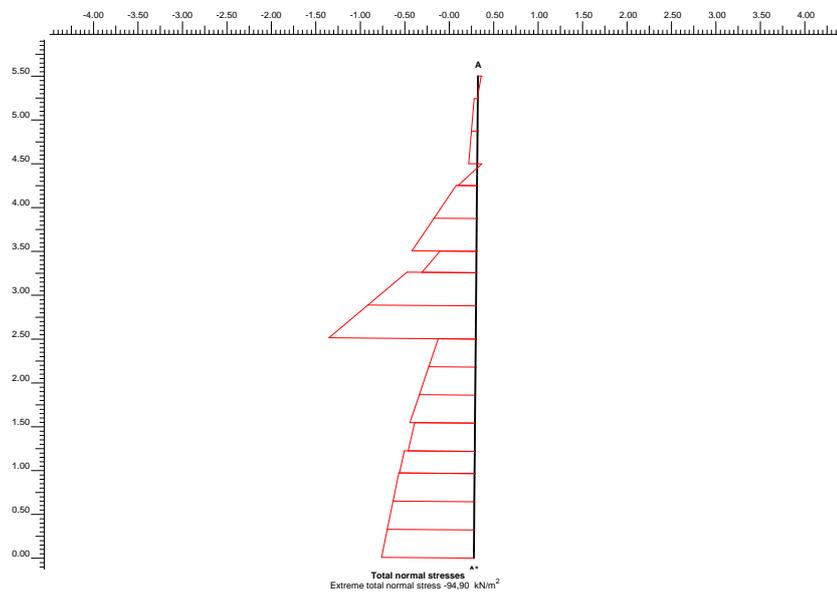


Figura 5-24: Tensiones totales junto al estribo

C) Análisis de resultados.

Como se observa en las figuras anteriores, la deformación del relleno es similar al comportamiento mostrado en el ensayo, con un menor asiento en la zona junto al estribo. La distribución de tensiones es irregular, presenta valores elevados en la parte media del relleno. En esta zona se concentran en el modelo varios puntos en los que se ha alcanzado la plasticidad, lo que explicaría los elevados valores encontrados.

A continuación, se van a comparar los valores obtenidos para los parámetros de control, es decir, los asientos superficiales y las células de presión total:

- Asientos de la superficie. En la tabla 5-13 se recogen los resultados obtenidos en el modelo de elementos finitos y en el ensayo real para los asientos de los puntos de control.

Tabla 5-13: Comparación entre asientos obtenidos y calculados en el estribo B2.

DEFORMACIONES OBTENIDAS EN EL ESTRIBO B2												
	54 días				139 días				255 días			
PUNTO	Obtenido	Calculado	Diferencia	%	Obtenido	Calculado	Diferencia	%	Obtenido	Calculado	Diferencia	%
A	-0,0038	-0,0052	0,0014	-37,89%	-0,0059	-0,0069	0,0010	-16,95%	-0,0075	-0,0074	-0,0001	1,33%
B	-0,0032	-0,0051	0,0019	-59,38%	-0,0055	-0,0068	0,0013	-23,64%	-0,0058	-0,0073	0,0015	-25,86%
C	-0,0053	-0,0051	-0,0002	3,77%	-0,0076	-0,0067	-0,0009	11,84%	-0,0084	-0,0072	-0,0012	14,29%
D	-0,0045	-0,0049	0,0004	-8,89%	-0,0060	-0,0066	0,0006	-10,00%	-0,0068	-0,0071	0,0003	-4,41%

En la figura 5-25 se muestra la comparación entre los resultados obtenidos por el modelo y los que resultan de los datos tomados en campo

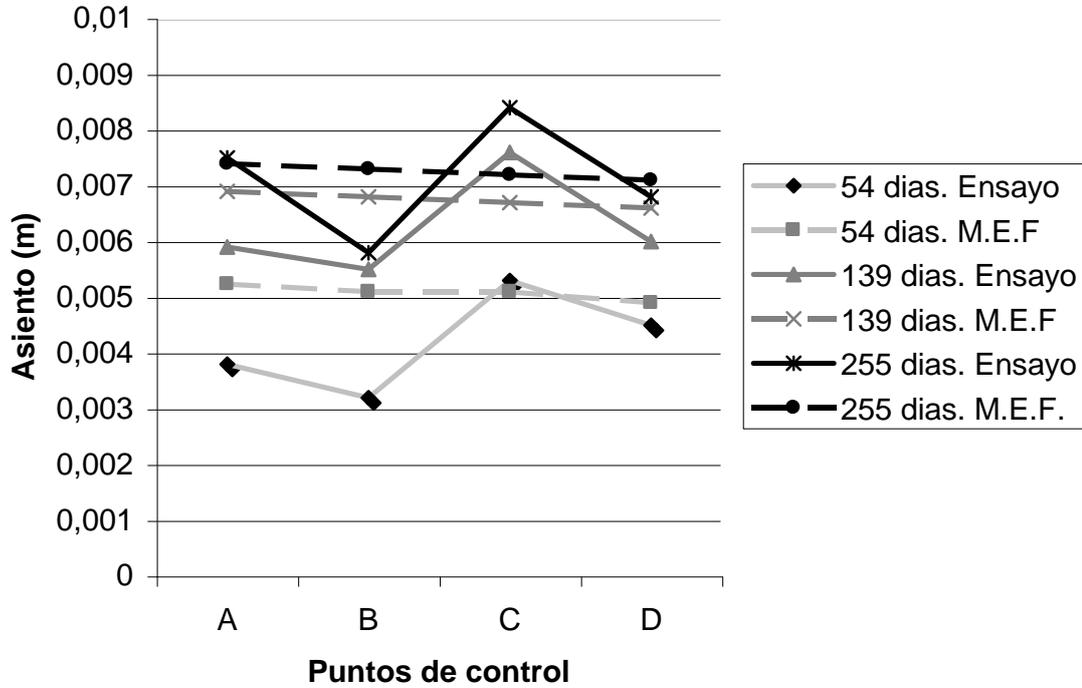


Figura 5-25: Caso B2. Comparación entre asientos.

Se observa que para $t = 54$ días los valores son muy diferentes. Existen diferencias importantes, sobre todo en los puntos A y B. En los puntos C y D la concordancia es buena, con diferencias menores de 0,5 mm, muy poco significativas. En las curvas correspondientes a los tiempos 139 y 255 días, la aproximación es mejor. Los errores se reducen hasta que las diferencias son del orden de un milímetro.

En la figura 5-26 y 5-27 se muestra la comparación entre la evolución que presenta a lo largo del tiempo de las deformaciones según los resultados del modelo y los resultados del ensayo. Para mayor claridad del grafico, se han diferenciado por separado el gráfico correspondiente a los puntos A y B del correspondiente a los puntos C y D

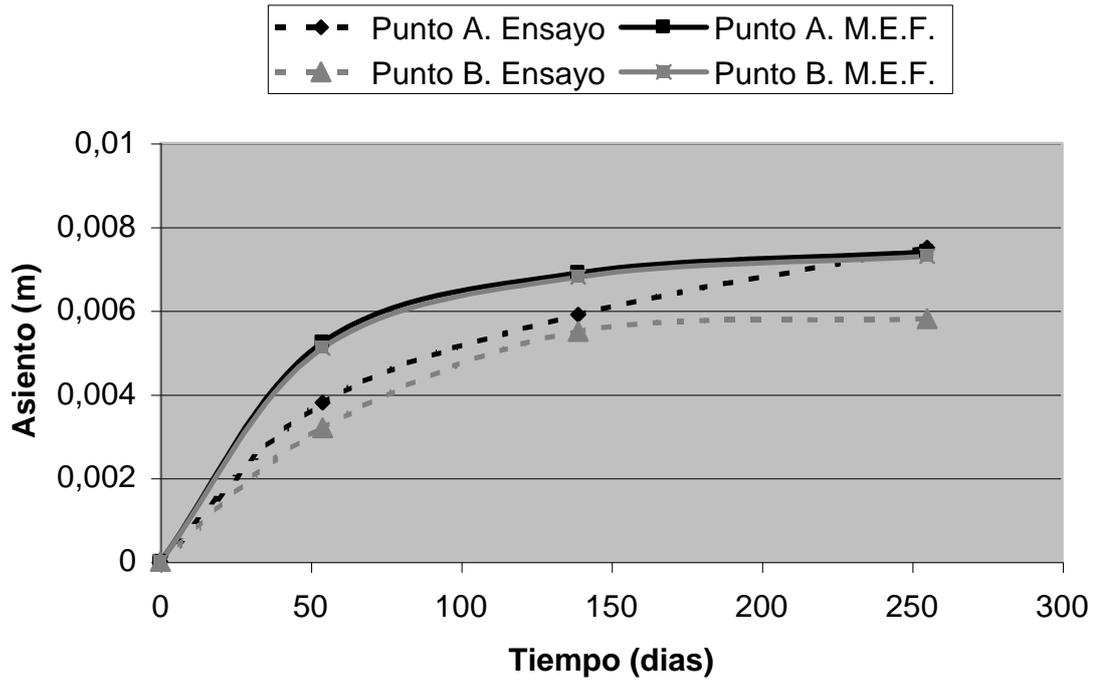


Figura 5-26 : Evolucion de los asientos en los puntos de control A y B. Estribo B2

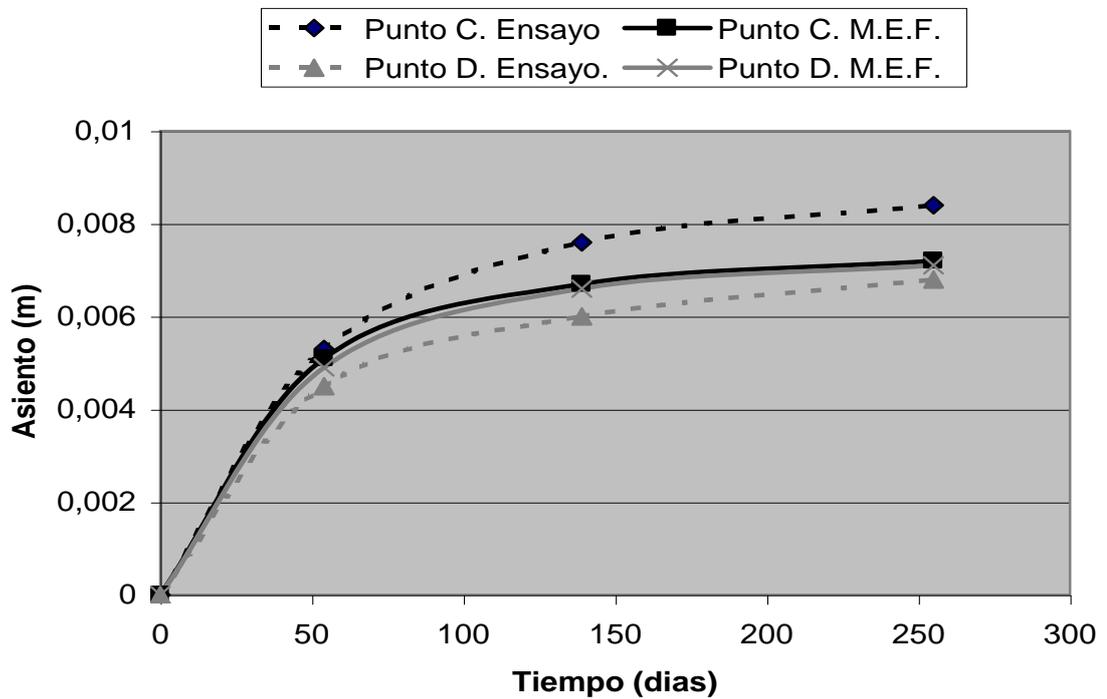


Figura 5-27: Evolucion de los puntos de control C y D. Estribo B2

Se observa una coincidencia en los resultados muy buena en los puntos C y D. Aunque existen ligeras diferencias entre las curvas correspondientes al ensayo y al modelo, los valores están en el entorno de un milímetro, y la pendiente de la curva es similar. No sucede lo mismo con los otros dos puntos de control. Los valores del ensayo son considerablemente inferiores a los del modelo, sobre todo en la medición correspondiente a los 54 días. Posteriormente, se corrige esta tendencia, tendiendo a igualarse los valores de ambas fuentes.

Se considera que el modelo reproduce con la suficiente fidelidad el comportamiento del ensayo. Las discrepancias existentes en los puntos cercanos al estribo son importantes, pero el resto del modelo se comporta adecuadamente. Es más, surgen serias dudas a la hora de evaluar el punto correspondiente al asiento de B para los 255 días, ya que presenta muy poca diferencia respecto al dato de los 139 días. Todos los puntos tienen un ajuste por debajo de los dos milímetros de diferencia, lo que se considera correcto.

De todos modos, los valores de los asientos medidos en el ensayo son muy heterogéneos. No existe ninguna relación clara entre el comportamiento de unos y de otros. La línea que representa los asientos (figura 5-25) no marca ninguna tendencia, hay saltos bruscos, como si existiera un “bache” entre los puntos B y D.

En general, puede concluirse que el modelo reproduce con bastante exactitud el comportamiento de los asientos mostrados por la superficie del relleno del estribo B2. Las diferencias de los asientos en general son inferiores a dos milímetros, con porcentajes de error inferiores al 10 % en la mayor parte de los casos.

- Células de presión total:

En este ensayo carece de sentido hablar de la presión que ejerce el relleno sobre el estribo. El material mejorado con cemento fragua y se hace rígido, por lo que las presiones transmitidas son muy reducidas. Esto se refleja en los resultados de las células

que en el caso del ensayo B2 muestra valores muy dispersos, y muy bajos, que no son representativos de su comportamiento. No se pueden comparar los resultados entre ambos, ya que no sería representativo.

D) Conclusiones.

Visto lo expuesto en los apartados anteriores, puede concluirse lo siguiente:

El modelo elaborado reproduce con la precisión suficiente los movimientos de la superficie del estribo B2. Por ello, se admite este modelo como valido para reproducir el comportamiento del relleno con suelo cemento,.

5.6.3. Estribo C1

A) Características del modelo.

La transición correspondiente al estribo C1 tiene como material de relleno del trasdos material granular seleccionado, compactado dinámicamente mediante impactos. La configuración de la transición es la siguiente:

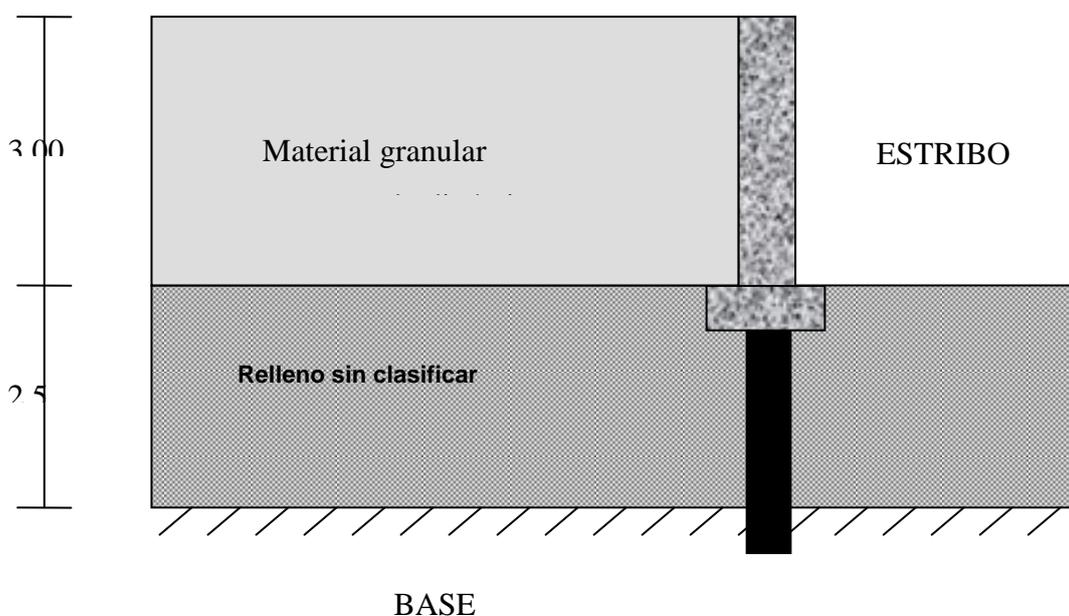


Figura 5-28: Configuración del estribo C1



A la hora de abordar el calculo de este estribo, se tienen dos tipos de materiales.

- El cemento. Es un material sin clasificar, similar al utilizado para el estribo A2. Por ello, se utilizaran como base para el calculo las propiedades ya obtenidas para este material en el estribo A2.

Densidad seca:	$\rho_s = 14 \text{ kN} / \text{m}^3$
Densidad húmeda:	$\rho_h = 18 \text{ kN} / \text{m}^3$
Permeabilidad:	$k_x = k_y = 2 \cdot 10^{-5} \text{ m/dia}$
Modulo de Young:	$E = 12.000 \text{ kN/m}^2$
Modulo de Poisson:	$\Lambda = 0,3$
Angulo de rozamiento:	$N = 30^\circ$

Posteriormente, se admitirá la realización de pequeños ajustes en estos valores, perfectamente admisibles ya que aunque el material sea el mismo, puede sufrir pequeños cambios en sus propiedades cuando se coloca en dos lugares diferentes.

- El relleno. En este estribo el relleno consiste en un material granular compactado dinámicamente. Este tipo de material alcanzar valores de rigidez muy elevados, superiores a 100 Mpa.

Tras efectuar el calculo iterativo, ajustando los parámetros de los materiales, se han obtenido los siguientes valores para reproducir los resultados del ensayo.

Tabla 5-14: Parámetros de ajuste de los materiales. Estribo C1

CIMIENTO	
Densidad seca	14 kN / m ³
Densidad húmeda	18 kN / m ³
Permeabilidad:	1 10 ⁻⁵ m/dia
Modulo de Young	10.000 kN/m ²
Modulo de Poisson	0,3
Angulo de rozamiento	30 °
RELLENO	
Densidad seca	19 kN / m ³
Densidad húmeda	22 kN / m ³
Permeabilidad:	5 10 ⁻⁶ m/dia
Modulo de Young	100.000 kN/m ²
Modulo de Poisson	0,3
Angulo de rozamiento	30 °

Una vez realizado el calculo con las características de los materiales que se describen en la tabla anterior, se obtienen los siguientes resultados.

B) Resultados del calculo

Como resultados fundamentales del calculo se obtienen la deformación del modelo, la evolución de los asientos de los puntos de control a lo largo del tiempo, y la distribución de tensiones en el material.

La deformación del modelo es la siguiente:

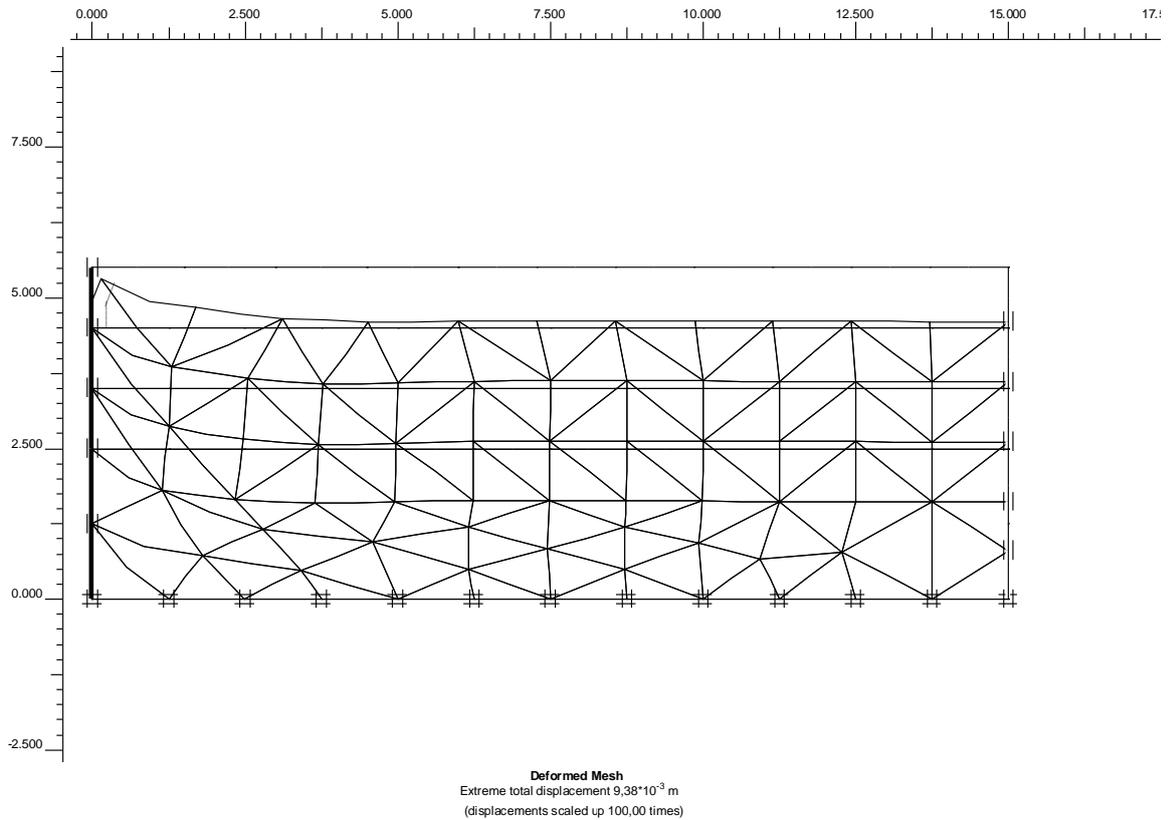


Figura 5-29: Deformación del modelo del estribo C1

Se aprecia que el material experimenta un asiento uniforme excepto en la zona junto al estribo, en que el asiento es mucho menor.

En la figura 5 -30 se muestran los resultados obtenidos por el modelo para los asientos correspondientes a los cuatro puntos de control de la superficie.

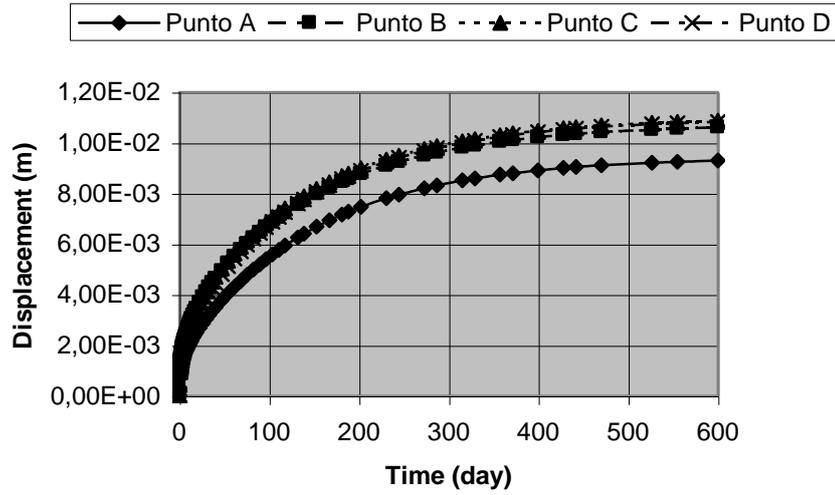


Figura 5-30: Asientos calculados en los puntos de control en el estribo C1

Realizando una sección por una línea vertical junto al estribo, se tienen las siguientes tensiones totales:

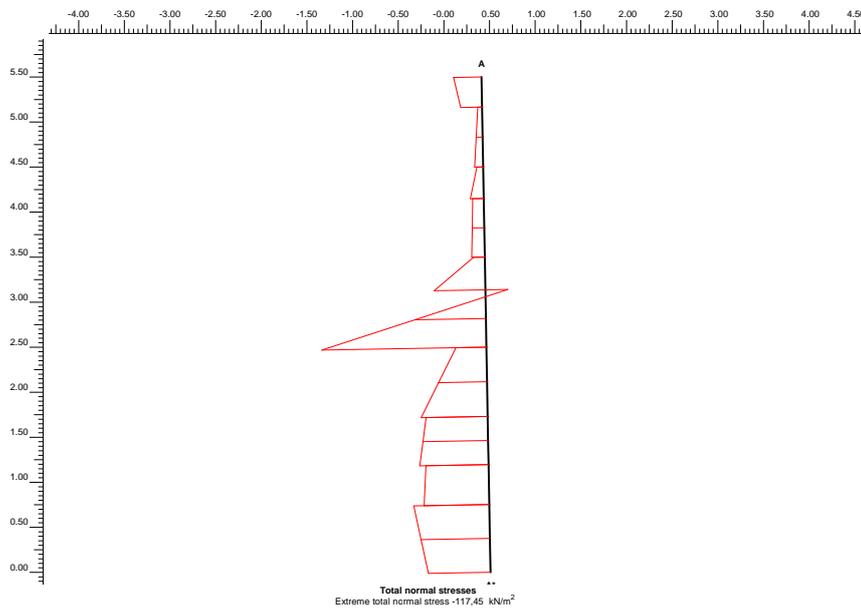


Figura 5-31: Tensiones totales junto al estribo

C) Análisis de resultados.

Como se observa en las figuras anteriores, la deformación del relleno es similar al comportamiento mostrado en el ensayo, con un menor asiento en la zona junto al estribo. La distribución de tensiones es irregular, presenta valores elevados en la parte media del relleno. En esta zona se concentran en el modelo varios puntos en los que se ha alcanzado la plasticidad, lo que explicaría los elevados valores encontrados.

A continuación, se van a comparar los valores obtenidos para los parámetros de control, es decir, los asientos superficiales y las células de presión total:

- Asientos de la superficie. En la tabla 5-15 se recogen los resultados obtenidos en el modelo de elementos finitos y en el ensayo real para los asientos de los puntos de control.

Tabla 5-15: Comparación entre asientos obtenidos y calculados en el estribo C1.

DEFORMACIONES OBTENIDAS EN EL ESTRIBO C1												
	54 días				139 días				255 días			
PUNTO	Obtenido	Calculado	Diferencia	%	Obtenido	Calculado	Diferencia	%	Obtenido	Calculado	Diferencia	%
A	-0,0023	-0,0040	0,0017	-73,91%	-0,0072	-0,0064	-0,0008	11,11%	-0,0068	-0,0079	0,0011	-16,18%
B	-0,0035	-0,0052	0,0017	-48,57%	-0,0077	-0,0077	0,0000	0,00%	-0,0091	-0,0092	0,0001	-1,10%
C	-0,0041	-0,0053	0,0012	-29,27%	-0,0085	-0,0079	-0,0006	7,06%	-0,0093	-0,0095	0,0002	-2,15%
D	-0,0035	-0,0051	0,0016	-45,71%	-0,0074	-0,0078	0,0004	-5,41%	-0,0093	-0,0094	0,0001	-1,08%

En la figura 5-32 se muestra la comparación entre los resultados obtenidos por el modelo y los que resultan de los datos tomados en campo

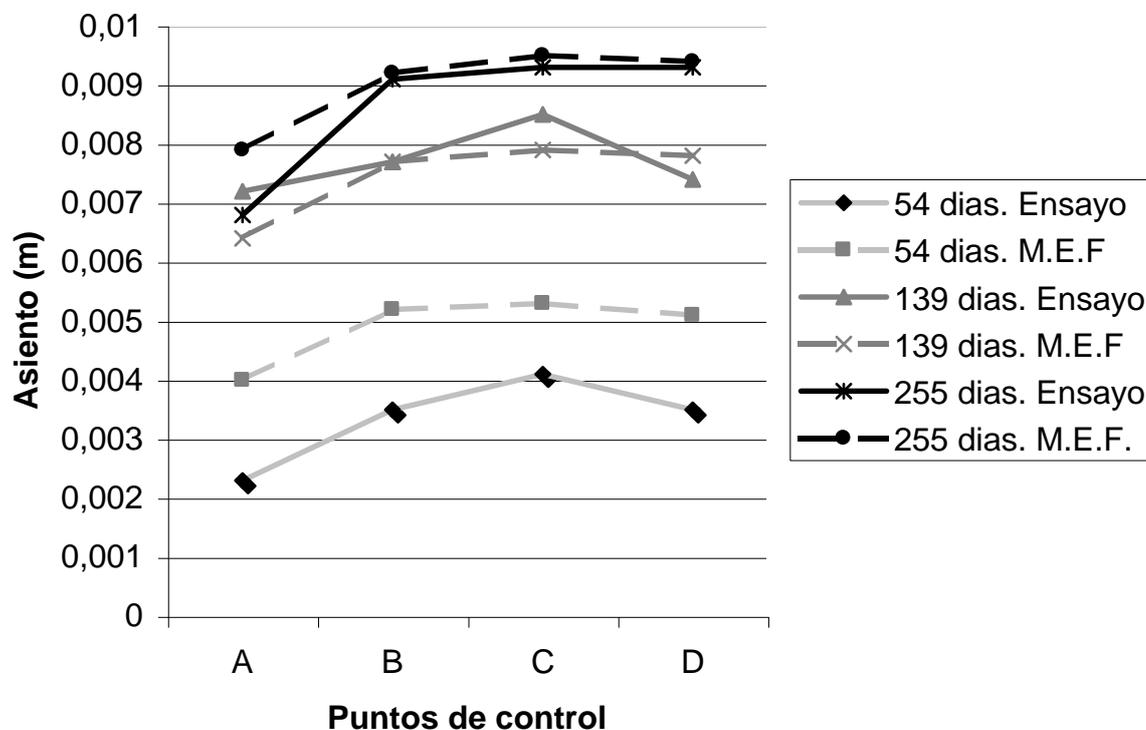


Figura 5-32: Caso C1. Comparación entre asientos.

Los asientos obtenidos en los puntos de control siguen la misma tendencia en el modelo y en el ensayo. El ajuste realizado presenta importantes diferencias para el tiempo de 54 días, con errores mayores de 1,5 mm y superiores al 30 % en porcentaje. Sin embargo, en los siguientes puntos temporales de comprobación la coincidencia es mucho mejor. Para los tiempos correspondientes a 139 días y a 255 días, en los puntos B, C y D la coincidencia es casi total. Los errores son menores del 5 %. En el caso del punto A las diferencias son algo mayores en porcentaje, pero inferiores a 1 mm..

En la figura 5-33 y 5-34 se muestra la comparación entre la evolución que presenta a lo largo del tiempo de las deformaciones según los resultados del modelo y los resultados

del ensayo. Para mayor claridad del grafico, se han diferenciado por separado el gráfico correspondiente a los puntos A y B del correspondiente a los puntos C y D

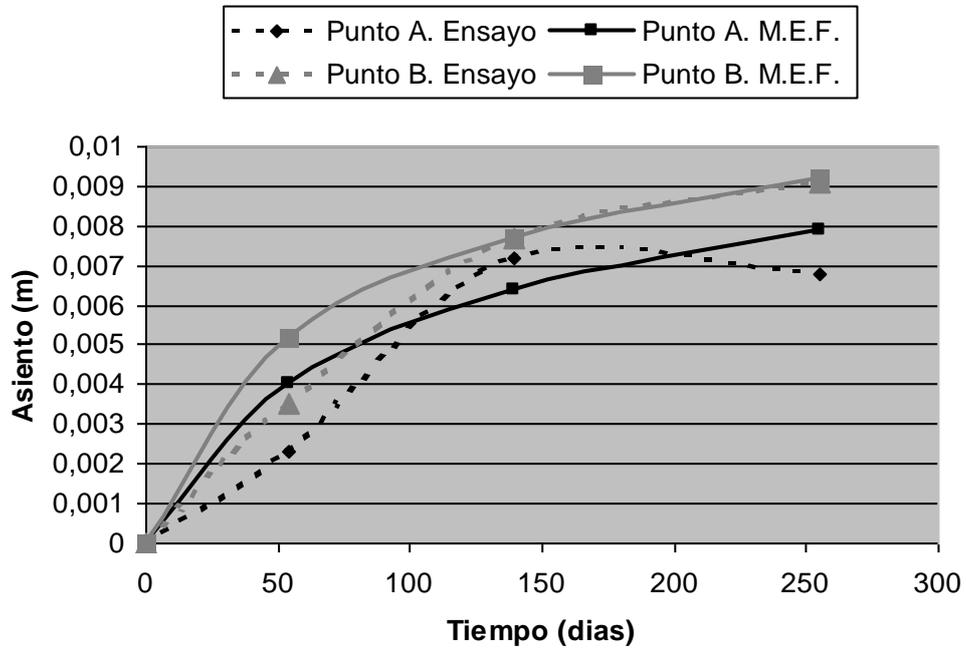


Figura 5-33 : Evolucion de los asientos en los puntos de control A y B. Estribo C1

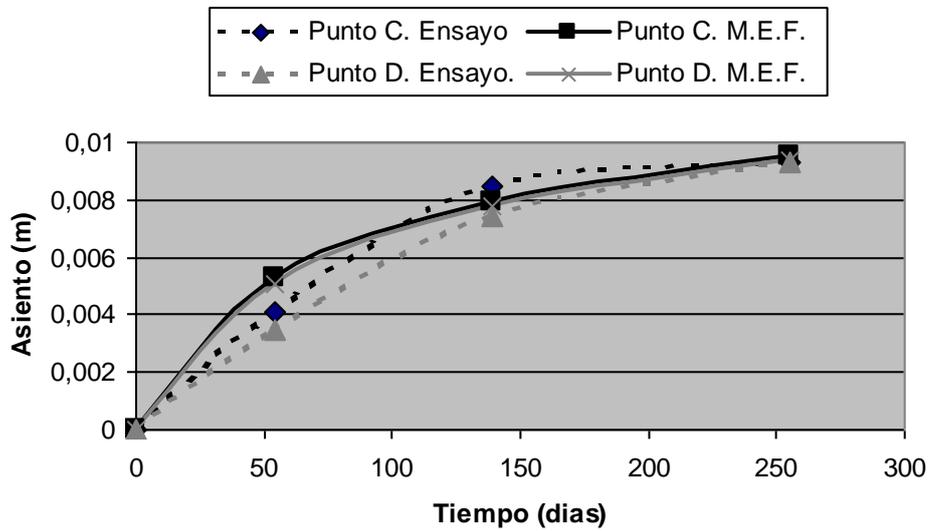


Figura 5-34: Evolucion de los asientos en los puntos de control C y D. Estribo C1

La coincidencia es excelente en casi todos los puntos de medida a partir de 139 días, excepto en el punto A, que presenta un comportamiento errático. En el primer punto temporal de control la diferencia es mayor, pero en el resto del intervalo, el modelo reproduce adecuadamente los resultados del ensayo.

Las discrepancias existentes en el punto mas cercano al estribo son importantes, pero de reducida magnitud. El resto del modelo se comporta adecuadamente. Asimismo, dado que el punto A presenta una tendencia de asentamiento diferente a los otros tres puntos de control, es posible que este punto se vea afectado por algún tipo de fenómeno local imposible de reproducir por el modelo.. Todos los puntos tienen un ajuste por debajo de los dos milímetros de diferencia, y a partir de 139 días por debajo de un milímetro. Estos valores son muy reducidos, y permiten afirmar la validez del modelo.

En general, puede concluirse que el modelo reproduce con bastante exactitud el comportamiento de los asientos mostrados por la superficie del relleno del estribo C1. Las diferencias de los asientos en general son inferiores a dos milímetros, con porcentajes de error inferiores al 10 % en la mayor parte de los casos.

- células de presión total:

Tabla 5-16: Resultados de las celulas de presion total. Estribo C1

	Ensayo (psi)	Ensayo (Kpa)	M.E.F (Kpa)
Célula superior	0,3	2,0	4,9
Célula intermedia:	1,6	11,0	19,0
Célula inferior:	3,3	22,6	26,6

Los valores obtenidos concuerdan en las células de presión total. Los resultados del modelo de elementos finitos son concordantes con los resultados del ensayo, aunque algo superiores.

D) Conclusiones.

Visto lo expuesto en los apartados anteriores, puede concluirse lo siguiente:

El modelo elaborado reproduce con la precisión suficiente los movimientos de la superficie del estribo C1. Por ello, se admite este modelo como valido para reproducir el comportamiento este estribo, con un relleno de material granular compactado dinámicamente.

5.6.4. Estribo C2

A) Características del modelo.

La transición correspondiente al estribo C2 tiene como material de relleno del trasdos material granular seleccionado, humedecido con cisternas y compactado mediante vibradores de aguja similares a los empleados para el vibrado del hormigón.

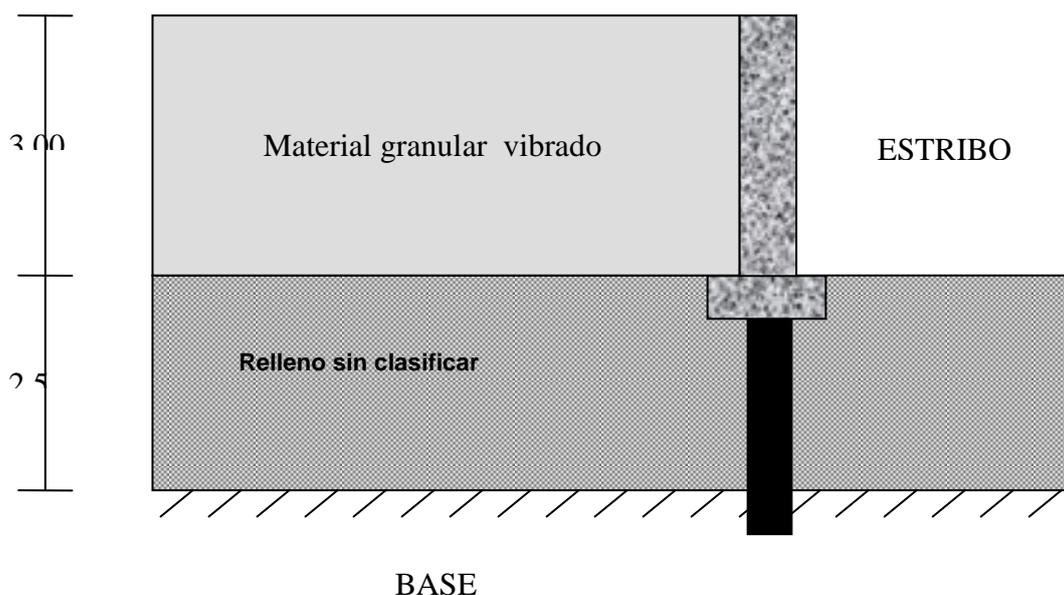


Figura 5-35: Configuración del estribo C2



A la hora de abordar el calculo de este estribo, se tienen dos tipos de materiales.

- El cimient. Es un material sin clasificar, similar al utilizado para el estribo A2. Por ello, se utilizaran como base para el calculo las propiedades ya obtenidas para este material en el estribo A2.

Densidad seca:	$\rho_s = 14 \text{ kN} / \text{m}^3$
Densidad húmeda:	$\rho_h = 18 \text{ kN} / \text{m}^3$
Permeabilidad:	$k_x = k_y = 2 \cdot 10^{-5} \text{ m/dia}$
Modulo de Young:	$E = 12.000 \text{ kN/m}^2$
Modulo de Poisson:	$\Lambda = 0,3$
Angulo de rozamiento:	$N = 30^\circ$

Posteriormente, se admitirá la realización de pequeños ajustes en estos valores, perfectamente admisibles ya que aunque el material sea el mismo, puede sufrir pequeños cambios en sus propiedades cuando se coloca en dos lugares diferentes.

- El relleno. En este estribo el relleno consiste en un material granular compactado. Este tipo de material puede tener un modulo de elasticidad de 10.000 a 100.000 kn/m2.

Tras efectuar el calculo iterativo, ajustando los parámetros de los materiales, se han obtenido los siguientes valores para reproducir los resultados del ensayo.

Tabla 5-17: Parámetros de ajuste de los materiales. Estribo C2

CIMIENTO	
Densidad seca	14 kN / m ³
Densidad húmeda	18 kN / m ³
Permeabilidad:	10 ⁻⁵ m/dia
Modulo de Young	8.000 kN/m ²
Modulo de Poisson	0,3
Angulo de rozamiento	30 °
RELLENO	
Densidad seca	19 kN / m ³
Densidad húmeda	22 kN / m ³
Permeabilidad:	8 10 ⁻⁵ m/dia
Modulo de Young	100.000 kN/m ²
Modulo de Poisson	0,3
Angulo de rozamiento	30 °

Una vez realizado el calculo con las características de los materiales que se describen en la tabla anterior, se obtienen los siguientes resultados.

B) Resultados del calculo

Como resultados fundamentales del calculo se obtienen la deformación del modelo, la evolución de los asientos de los puntos de control a lo largo del tiempo, y la distribución de tensiones en el material.

La deformación del modelo es la siguiente:

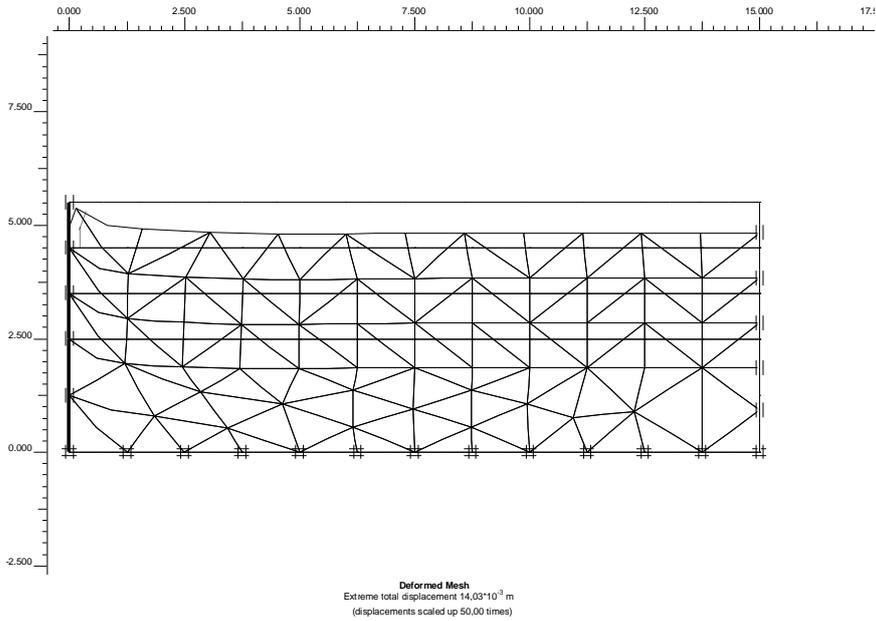


Figura 5-36: Deformación del modelo del estribo C2

Se aprecia que el material experimenta un asiento uniforme excepto en la zona junto al estribo, en que el asiento es mucho menor.

En la figura 5 - 37 se muestran los resultados obtenidos por el modelo para los asientos correspondientes a los cuatro puntos de control de la superficie.

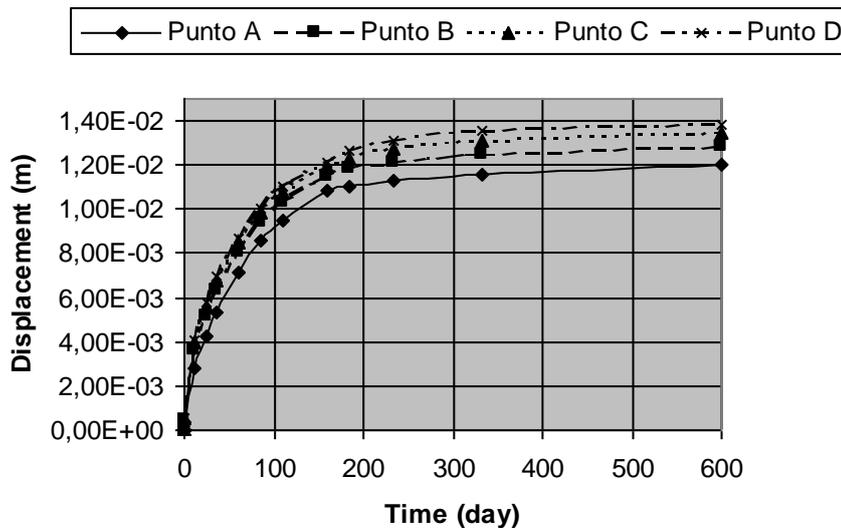


Figura 5-37: Asientos calculados en los puntos de control en el estribo C2

Realizando una sección por una línea vertical junto al estribo, se tienen las siguientes tensiones totales:

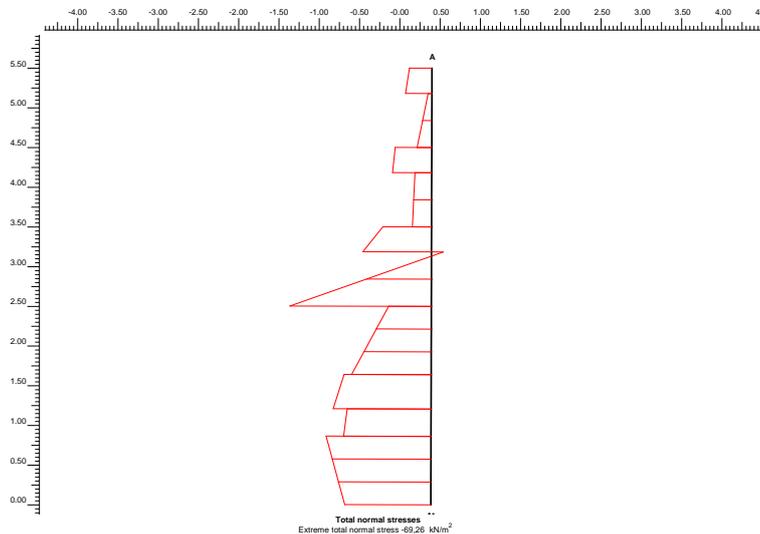


Figura 5-38: Tensiones totales junto al estribo

C) Análisis de resultados.

Como se observa en las figuras anteriores, la deformación del relleno es similar al comportamiento mostrado en el ensayo, con un menor asiento en la zona junto al estribo. La distribución de tensiones es irregular, presenta valores elevados en la parte media del relleno. En esta zona se concentran en el modelo varios puntos en los que se ha alcanzado la plasticidad, lo que explicaría los elevados valores encontrados.

A continuación, se van a comparar los valores obtenidos para los parámetros de control, es decir, los asientos superficiales y las células de presión total:

- Asientos de la superficie. En la tabla 5-18 se recogen los resultados obtenidos en el modelo de elementos finitos y en el ensayo real para los asientos de los puntos de control.

Tabla 5-18: Comparación entre asientos obtenidos y calculados en el estribo C2.

DEFORMACIONES OBTENIDAS EN EL ESTRIBO C2												
	54 días				139 días				255 días			
PUNTO	Obtenido	Calculado	Diferencia	%	Obtenido	Calculado	Diferencia	%	Obtenido	Calculado	Diferencia	%
A	-0,0068	-0,0066	-0,0002	2,94	-0,0091	-0,0094	0,0003	-3,30%	-0,0113	-0,0113	0,0000	0,00%
B	-0,0057	-0,0070	0,0013	-22,81	-0,0086	-0,0100	0,0014	-16,28%	-0,0126	-0,0120	-0,0006	4,76%
C	-0,0064	-0,0080	0,0016	-25,00	-0,0084	-0,0107	0,0023	-27,38%	-0,0125	-0,0127	0,0002	-1,60%
D	-0,0077	-0,0081	0,0004	-5,19	-0,0101	-0,0110	0,0009	-8,91%	-0,0139	-0,0131	-0,0008	5,76%

En la figura 5-39 se muestra la comparación entre los resultados obtenidos por el modelo y los que resultan de los datos tomados en campo

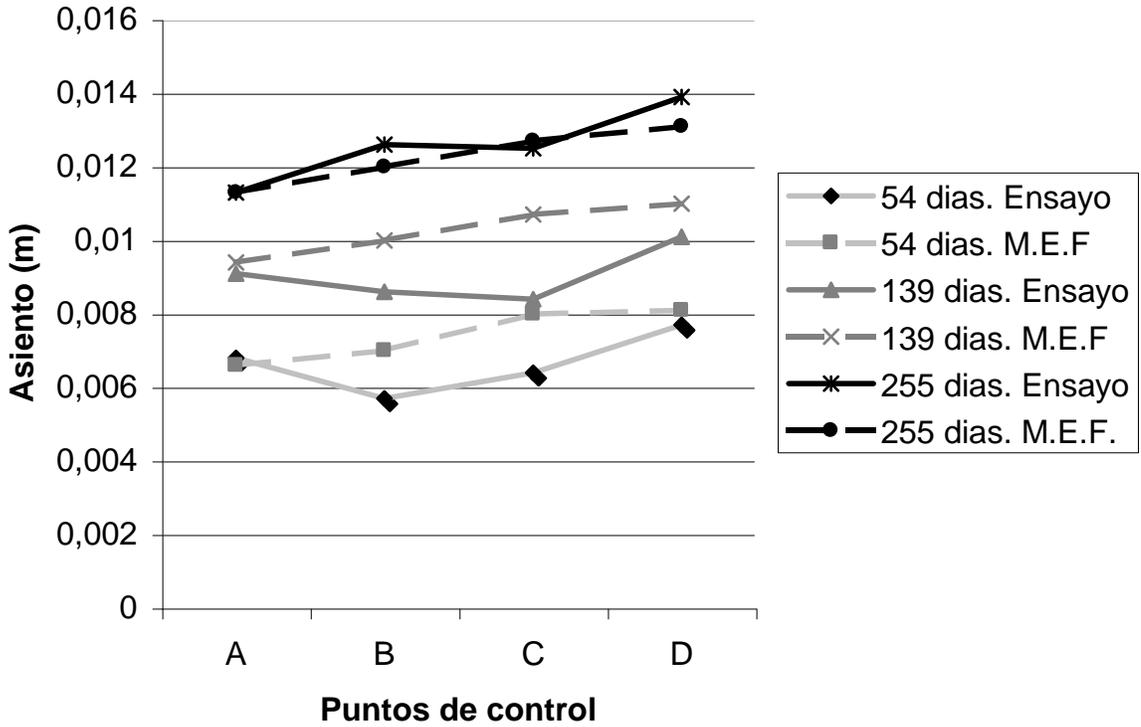


Figura 5-39: Caso C2. Comparación entre asentos.

La coincidencia en la respuesta a 255 días entre ambos ensayos es absoluta. Los errores son muy pequeños, tanto en magnitud como en porcentaje. El resultado a 139 días presenta mayores diferencias, sobre todo en el punto C. En cuanto a los valores obtenidos a 54 días, los mayores errores son del orden de 1,5 mm, de pequeña magnitud.

En la figura 5-40 y 5-41 se muestra la comparación entre la evolución que presenta a lo largo del tiempo de las deformaciones según los resultados del modelo y los resultados del

ensayo. Para mayor claridad del grafico, se han diferenciado por separado el gráfico correspondiente a los puntos A y B del correspondiente a los puntos C y D

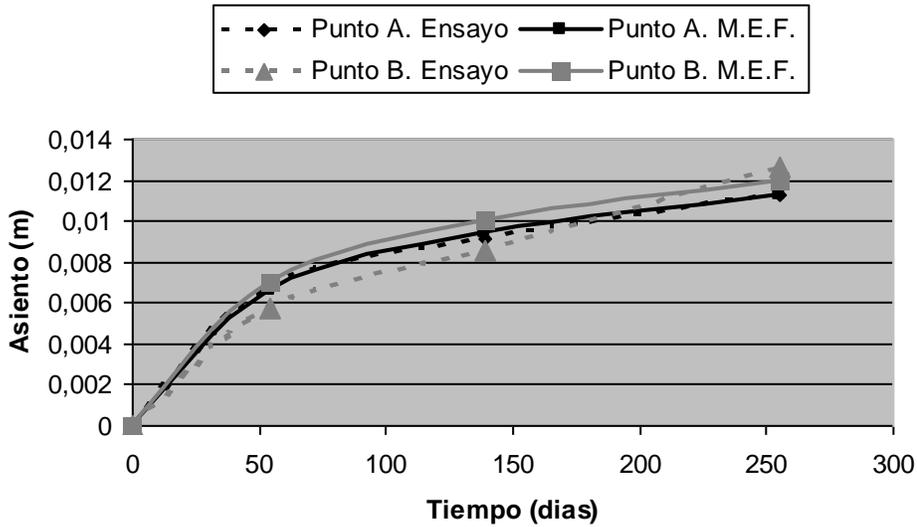


Figura 5-40 : Evolucion de los asientos en los puntos de control A y B. Estribo C2

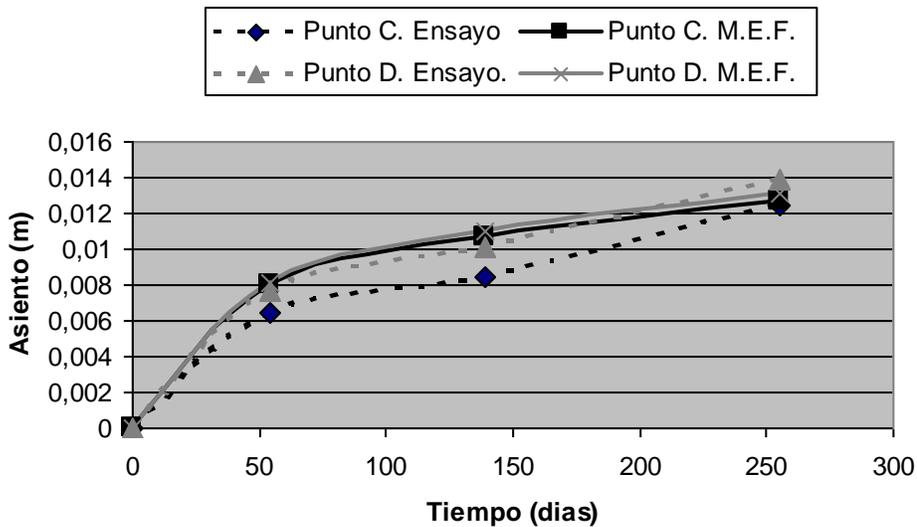


Figura 5-41: Evolucion de los asientos en los puntos de control C y D. Estribo C2

La correspondencia entre el ensayo y el modelo es casi total en lo que respecta a los puntos A y D. En el punto B se aprecian mayores diferencias, pero de pequeña magnitud. El punto C tiene un comportamiento peor, pero cuando el tiempo llega a 255 días los resultados son muy similares en ambos casos.

Se considera que el modelo reproduce muy bien el comportamiento del ensayo. Las discrepancias existentes son muy pequeñas, y casi exclusivamente se centran en el punto C.. Todos los puntos excepto uno tienen un ajuste por debajo de los dos milímetros de diferencia, y en su mayoría el error obtenido es menor de un milímetro, lo que se considera una convergencia entre el modelo y el ensayo excelente.

En general, puede concluirse que el modelo reproduce con fidelidad el comportamiento de los los asientos mostrados por la superficie del relleno del estribo C2. Las diferencias de los asientos en general son inferiores a dos milímetros, con porcentajes de error inferiores al 10 % en la mayor parte de los casos, y una coincidencia casi exacta en el ultimo punto temporal medido.

- Células de presión total:

Tabla 5-19: Resultados de las celulas de presion total. Estribo C2

	Ensayo (psi)	Ensayo (Kpa)	M.E.F (Kpa)
Célula superior	0,2	1,4	1,18
Célula intermedia:	1,8	12,4	15,2
Célula inferior:	2,4	16,5	25,2

Los valores obtenidos concuerdan en las células de presión total. Los resultados del modelo de elementos finitos son concordantes con los resultados del ensayo, aunque algo superiores.

D) Conclusiones.

Visto lo expuesto en los apartados anteriores, puede concluirse lo siguiente:

El modelo elaborado reproduce con mucha precisión los movimientos de la superficie del estribo C2. Por ello, se admite este modelo como válido para reproducir el comportamiento de este estribo relleno con material granular vibrado.

5.7. CONCLUSIONES

La principal conclusión es que se ha construido un modelo de elementos finitos que simplemente modificando los parámetros que caracterizan los materiales que lo conforman, es capaz de reproducir con suficiente precisión los resultados obtenidos en un caso real

Sin embargo, la precisión obtenida en el ajuste de los resultados es variable. En general, se ha tratado de ajustar la respuesta del modelo para el asiento correspondiente al último intervalo temporal. Esto ha motivado que los valores correspondientes a los puntos intermedios, principalmente los datos correspondientes a un intervalo de tiempo de 54 días, tengan un error mayor.

En cada uno de los estribos se comparan los resultados que presentan cuatro puntos de control en un total de tres intervalos temporales. En total, se tienen un total de doce puntos de comprobación por estribo. Para obtener un índice acerca de la precisión de cada modelo, se evaluará el error medio porcentual de cada uno de los puntos de comprobación, así como la diferencia media en valor absoluto

El ajuste obtenido en cada uno de los modelos es el siguiente:

Tabla 5-20: Errores de los modelos

Estribo	Error medio Absoluto	Error medio porcentual
A2	0,7 mm	9 %
B2	0,9 mm	18 %
C1	0,8 mm	20 %
C2	1,0 mm	11 %

Los errores obtenidos en valor absoluto son pequeños. Un error medio de un milímetro no es significativo, y en ninguna de las cuatro transiciones se supera. Los errores porcentuales son algo mayores en los casos B2 y C1. Los casos C2 y A2 son los que presentan una mejor aproximación.

Se concluye que el modelo construido tal y como se describe en este capítulo es válido para reproducir el comportamiento de las transiciones, ya que utilizando valores típicos de los materiales habituales de construcción de los rellenos, se obtienen resultados adaptados a la realidad.

6. APLICACIÓN DEL MODELO A DOS ESTRUCTURAS DE LA A-92 EN LOS P.K. 391 Y 399. PROVINCIA DE ALMERIA.

6.1. INTRODUCCION

En el apartado anterior, se ha estudiado el comportamiento de las transiciones con dos características fundamentales:

- El estribo de la estructura es un estribo rígido, es decir, formado por un muro vertical que sirve para contener el terraplén adyacente y el cargadero de la estructura.
- No tiene losa de transición.

Se han modelizado cuatro tipos de relleno distintos, comprobando el correcto funcionamiento del modelo construido, que permite reproducir correctamente el comportamiento que han mostrado las transiciones documentadas.

Como continuación del estudio acerca de las transiciones, se va a continuar aplicando el modelo existente para estudiar el comportamiento que muestran las transiciones construidas en dos estructuras existentes en la A-92 en la provincia de Almería. Estas transiciones tienen la particularidad de que se han construido siguiendo las recomendaciones que establece la Nota de Servicio del Ministerio de Obras Públicas del 28 de junio de 1992, complementada con la nueva redacción del PG-3 del año 2002. Esta solución consiste en colocar un relleno de suelo seleccionado en el trasdos del estribo y construir la losa de transición. Por otra parte, el tipo de estribo de las dos estructuras es diferente. Una de ellas tiene un estribo rígido, con un muro de contención de tierras, mientras que la otra estructura tiene un estribo flotante, con un cargadero en el que se apoya la estructura, que se apoya directamente sobre el terraplén.

De este modo, se consigue ampliar el ámbito de aplicación del modelo a transiciones de otra tipología diferente de la que se ha contemplado en el capítulo 5. Este permitirá luego

realizar el estudio del comportamiento de las transiciones en un ámbito mucho mas amplio, al poder estudiar transiciones compuestas por los dos tipos principales de estribos, dotadas de losas de transición.

6.2. Descripción de las estructuras de ensayo.

6.2.1. Estructura 1. Autovía A-92. P.K..399 + 775

Esta estructura consiste en un tablero de vigas prefabricadas con losa de compresión y un vano de 32,36 metros de longitud en la calzada izquierda y de 32,446 m de longitud en la calzada derecha. El tablero tiene 11,36 m de anchura en la calzada izquierda y 14,86 metros en la calzada derecha. Esta formado por una losa de hormigón de 0,26 metros de espesor mínimo.

La transmisión de las cargas al terreno se realizan a través de dos estribos de hormigón con muros frontales de altura variable entre siete y nueve metros, cimentados directamente sobre niveles de arenas limosas con cantos y gravas.

La losa de transición es la losa definida por la instrucción, de hormigón armado de cinco metros de longitud y treinta centímetros de espesor.

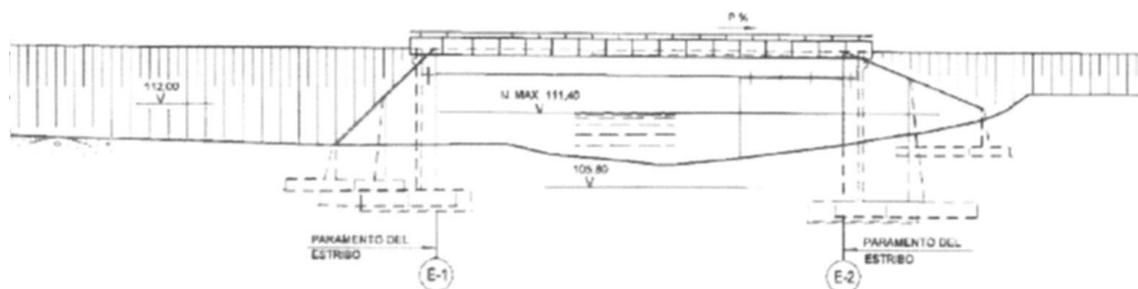


Figura 6-1: Alzado de la estructura 1

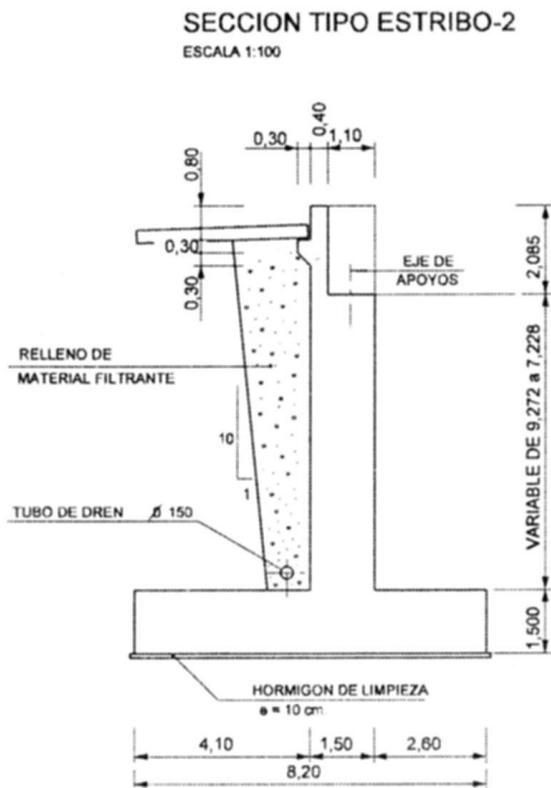


Figura 6-2: Sección tipo del estribo de la estructura 1

Los terraplenes de acceso tienen una altura variable entre siete y nueve metros, y esta formado por una sucesión de quince tongadas construidas con material procedente de la traza, consistentes en arenas limosas. Según los informes redactados por la empresa Urci, asistencia técnica a la dirección de la obra, los materiales tienen las siguientes características medias:

Limite liquido: 22

Limite plástico: 17

Índice de plasticidad: 4

Densidad media: 2 000 kg/m³

Humedad: 8,5%

Compactación: 99% PM

Bajo la Losa de transición se ha colocado suelo seleccionado con una densidad de 2.200 kg/m³, sin plasticidad, compactado al 100 % P.M.

6.2.2. Estructura 2. Autovía A – 92. P.K 391 + 835

La estructura consiste en un viaducto con un tablero de vigas prefabricadas con osa de compresión y tres vanos de aproximadamente treinta metros de longitud cada uno de ellos. El tablero tiene 11,36 metros de anchura en la calzada izquierda y 14,86 m en la calzada derecha, y consta de un a losa de hormigón de 0,26 m de espesor.

Las cargas se transmiten al terreno mediante dos pilas de altura variable entre 16 y 17 metros y de estribos formados por cargaderos de hormigón de altura variable entre 2,86 y 3,64 metros, apoyados sobre los terraplenes de acceso La cimentación de las pilas se resuelve mediante pilotes de 1,30 metros de diámetro y una profundidad de 17 metros.

La losa de transición es la losa definida por la instrucción, de hormigón armado de cinco metros de longitud y treinta centímetros de espesor

Las características geométricas de la estructura se reflejan en la figura 6-3

El cargadero de la estructura tiene una altura variable entre 2,86 metros y 3,64 metro, y 1,30 metros de espesor, cimentado sobre una losa de siete metros de longitud y 0,80 metros de espesor. El relleno de este cargadero entre la cimentación y la losa de transición se ha realizado con una capa de mejora de suelo seleccionado que cumple a las especificaciones del PG-3 respecto a este material.

Los terraplenes de acceso a la estructura tienen una altura de 17 metros. Al llegar al estribo presentan un derrame de 30,3 metros de longitud, por lo que el talud existente es de 30 grados. En la base se coloca un repie de escollera para estabilizarlo de cuatro metros de altura y 1,3 metros de espesor.

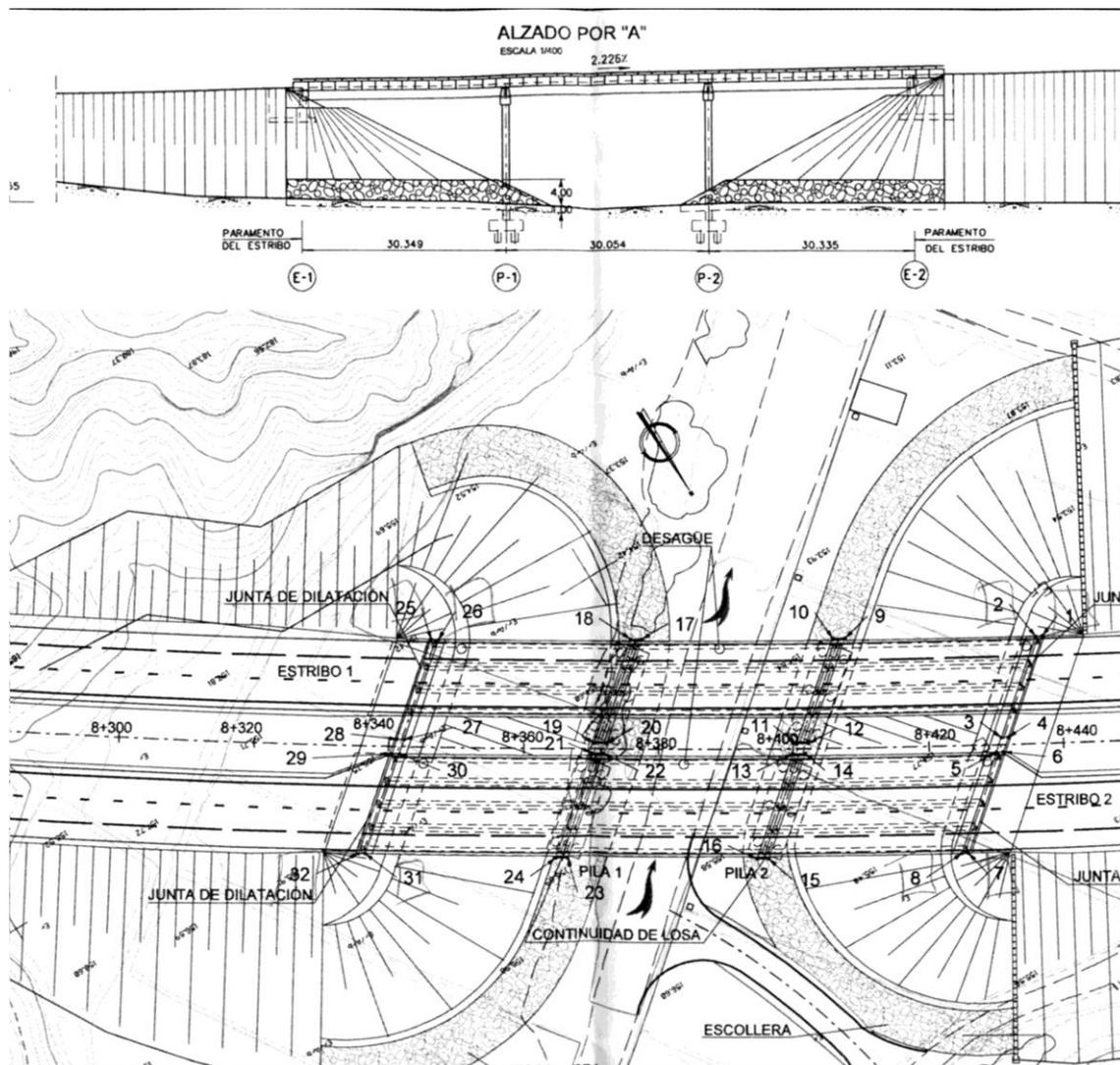


Figura 6-3: Plano de la estructura 2

Según los informes realizados por la asistencia técnica ala dirección de obra, los terraplenes se han construido mediante una sucesión de treinta tongadas construidas con material procedente de la traza, consistentes en arenas limosas. El setenta por ciento de las tongadas utilizadas para la construcción del terraplén presentan un porcentaje de finos superior al 35 %, por lo que se estima que el terraplén es de naturaleza limosa. Se pueden adoptar como validas las siguientes características medias:

Limite liquido: 23

Limite plástico: 18

Índice de plasticidad: 4

Densidad media: 2 000 kg/m³

Humedad: 9%

compactación: 99% PM

El suelo seleccionado utilizado en el relleno bajo la losa de transición es un suelo sin plasticidad, con una densidad de 2.160 kg / m³ y una humedad óptima PM de 5 %. Se ha colocado con un grado de compactación del 100 % PM.

El tramo en el que están incluidas estas estructuras se abrió al tráfico el día 1 de Noviembre de 2.002

6.3. Instrumentación y resultados.

6.3.1. Situación de los puntos de control de asientos.

Para comprobar la respuesta de las transiciones mencionadas, se ha dispuesto una red de puntos en la superficie de rodadura de la carretera, de forma que se conozca la evolución de la deformación de la superficie a lo largo del tiempo. Este es el principal parámetro a considerar en el comportamiento de una transición, dado que el estado de la superficie de rodadura es lo que marca las prestaciones de confort y seguridad de una carretera.

Las estructuras mencionadas están ubicadas en una autovía con dos calzadas de circulación, una para cada sentido. Por ello, en cada una de las estructuras se tiene cuatro transiciones distintas. En cada una de ellas se han colocado un total de 20 clavos de control topográfico incrustados en la capa de rodadura de la carretera, de forma que se mantenga un punto fijo de lectura y se puede realizar mediciones de la deformación que experimenta la superficie a lo largo del tiempo.

Para medir la deformación existente en toda la calzada, en cada una de las transiciones se han colocado un total de 20 puntos de comprobación de la cota de la carretera, distribuidos en una red de 5x 4 puntos de la siguiente forma.

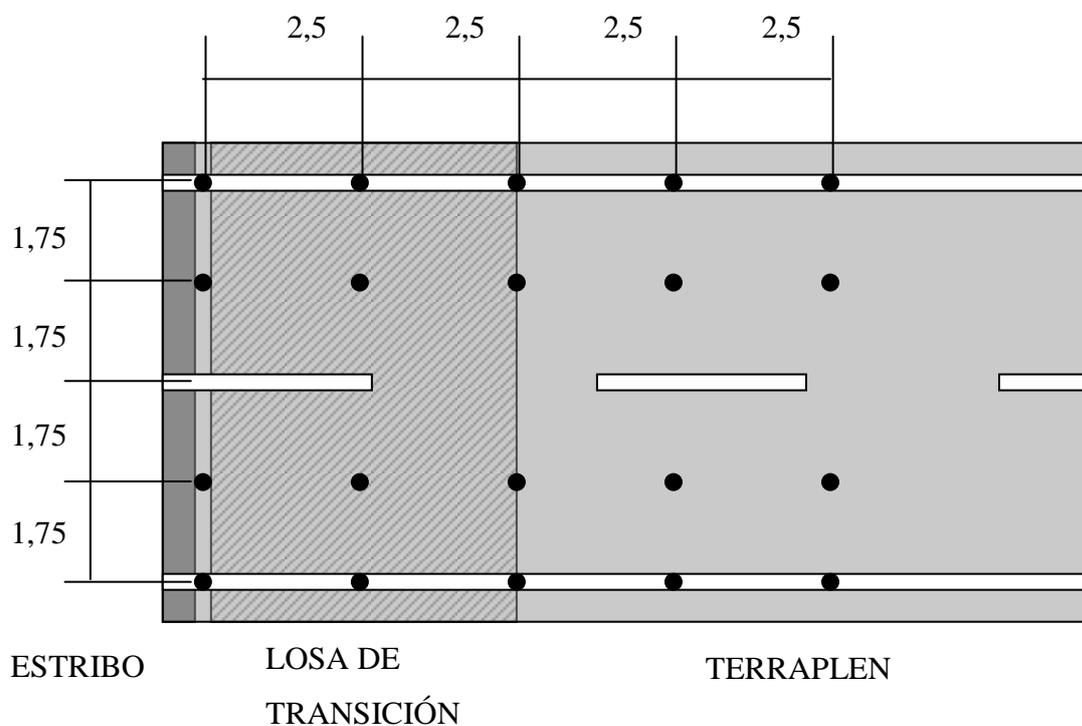


Figura 6-4: Distribución de los puntos de medida de asientos superficiales

En el sentido transversal, la calzada de circulación consta de dos carriles de 3,5 metros, para un total de 7 metros. Se colocan cuatro puntos de medida, uno en cada una de las dos rayas blancas exteriores y otro en el centro de cada uno de los dos carriles de circulación. Esto arroja un total de cuatro puntos, separados entre sí una distancia de 1,75 metros.

En sentido longitudinal, a partir del estribo está la losa de transición que tiene cinco metros de longitud. Para captar tanto los movimientos de la losa de transición como los asientos de la superficie de rodadura en la zona que no tiene losa de transición, se coloca un total de cinco puntos en sentido longitudinal, separados entre sí 2,5 metros. El

primero de ellos se sitúa en el extremo de la losa situada junto al estribo. El segundo esta en el centro de la losa de transición, el tercero en el otro extremo, y el cuarto y el quinto se sitúan sobre el terraplén.

Así se tiene una red de veinte puntos distribuidos por toda la calzada en la zona correspondiente a cada una de las transiciones. Dado que en cada estructura se tiene un total de cuatro transiciones, se tiene un total de cien puntos de medida en cada una de las dos estructuras. A cada uno de estos puntos se le asigna un número que lo identifica.

La numeración de cada uno de los puntos y su situación en cada una de las dos estructuras se recoge en los gráficos adjuntos:

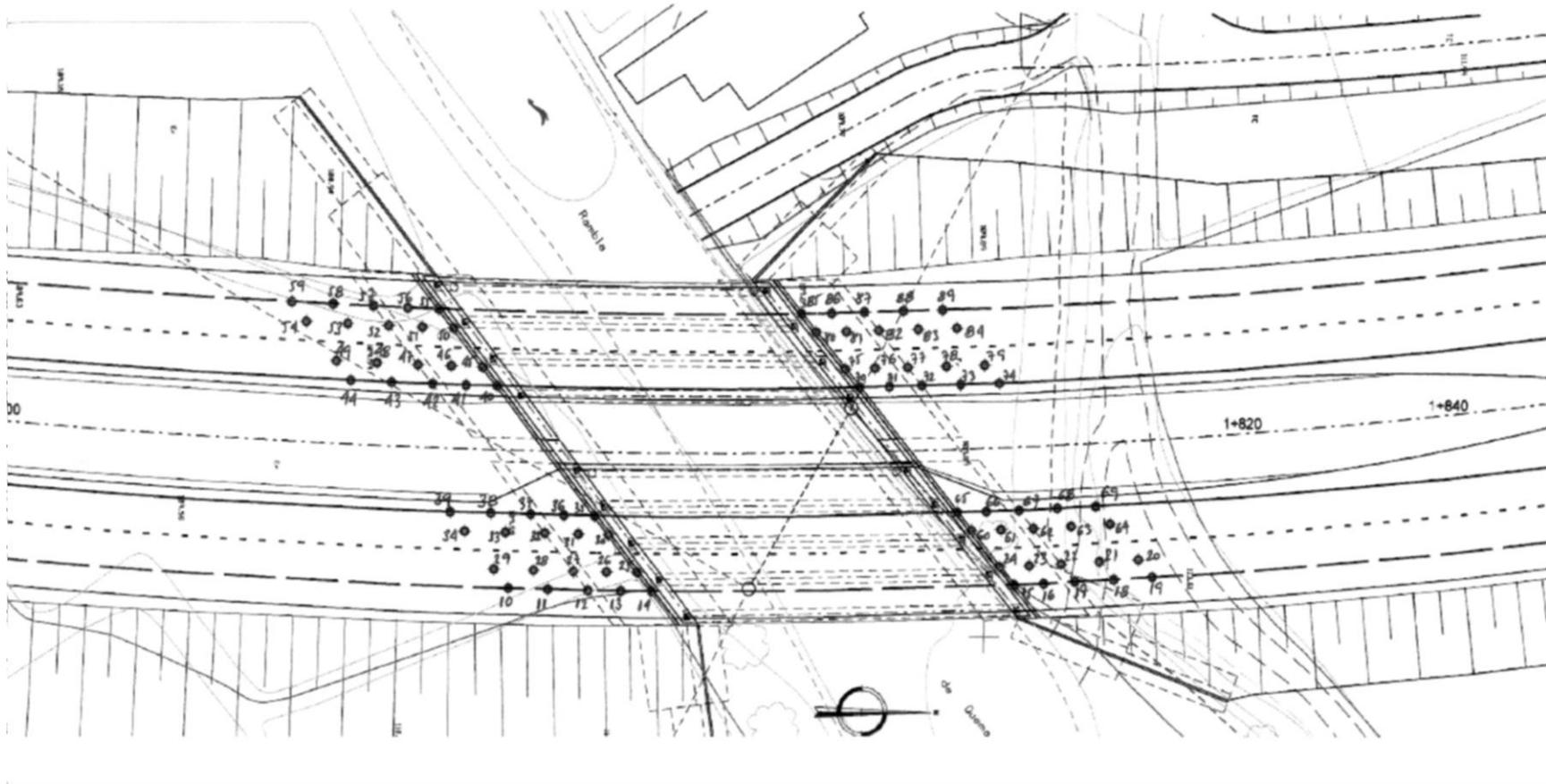


Figura 6-6-5: Localización de los puntos de medida de la estructura 1

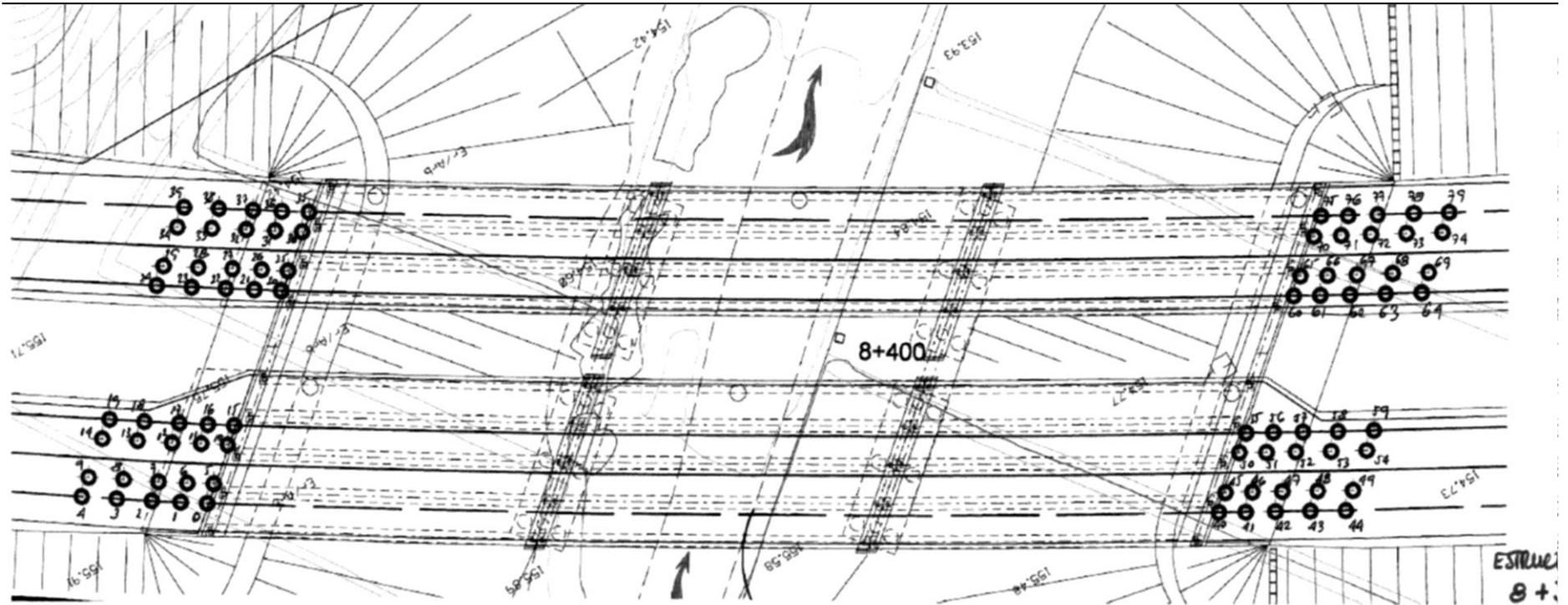


Figura 6-6-6: Localización de los puntos de medida dela estructura 2

6.3.2. Resultados

Para observar la evolución de los asientos de cada una de las dos estructuras, se ha realizado una primera lectura el día 30-10-2002 un día antes de que la carretera se abriera al tráfico. A partir de entonces, se ha realizado una lectura el día 19 - 02 - 2003, una vez transcurridos un total de 109 días desde su apertura al tráfico.

Los resultados obtenidos en cada estructura son los siguientes:

Tabla 6-1: Cotas medidas en la estructura 1

	Cota	Cota	
nº punto	30/10/2002	19/02/2003	Diferencia en m
10	117,176	117,175	-0,7
11	117,182	117,181	-0,7
12	117,187	117,185	-1,5
13	117,181	117,181	-0,8
14	117,176	117,175	-0,8
15	117,014	117,014	0,4
16	116,998	116,997	-0,4
17	116,978	116,978	-0,1
	116,962	116,961	-1,0
19	116,950	116,949	-0,8
20	116,810	116,808	-1,8
21	116,821	116,819	-1,7
22	116,838	116,837	-0,9
23	116,858	116,858	0,1
24	116,872	116,870	-1,3
25	117,034	117,033	-0,8
26	117,037	117,039	1,9

APLICACIÓN DEL MODELO

	Cota	Cota	
nº punto	30/10/2002	19/02/2003	Diferencia en m
27	117,042	117,041	-0,9
28	117,041	117,040	-0,9
29	117,039	117,038	-0,9
30	116,766	116,765	-1,7
31	116,761	116,760	-1,6
32	116,756	116,754	-1,4
33	116,748	116,746	-1,8
34	116,739	116,738	-1,5
35	116,603	116,601	-1,8
36	116,611	116,610	-1,3
37	116,622	116,621	-1,1
38	116,632	116,631	-1,3
39	116,640	116,640	-0,9
40	116,180	116,178	-1,6
41	116,211	116,210	-1,3
42	116,234	116,232	-2,2
43	116,251	116,249	-1,3
44	116,273	116,272	-1,2
45	116,069	116,068	-1,4
46	116,097	116,096	-0,9
47	116,116	116,115	-1,0
48	116,141	116,140	-0,9
49	116,169	116,169	-0,6
50	115,856	115,855	-1,5
51	115,883	115,882	-1,4
52	115,913	115,911	-2,1
53	115,952	115,951	-1,4
54	115,994	115,993	-1,1
55	115,745	115,744	-1,0

APLICACIÓN DEL MODELO

	Cota	Cota	
nº punto	30/10/2002	19/02/2003	Diferencia en m
56	115,779	115,778	-0,8
57	115,809	115,808	-1,1
58	115,855	115,854	-1,7
59	115,903	115,902	-0,9
60	116,575	116,574	-1,3
61	116,568	116,567	-1,2
62	116,546	116,545	-0,8
63	116,525	116,525	-0,3
64	116,512	116,512	-0,1
65	116,433	116,432	-1,2
66	116,430	116,430	-0,5
67	116,410	116,410	-0,5
68	116,384	116,383	-0,3
69	116,365	116,365	-0,2
70	115,960	115,958	-1,8
71	115,939	115,939	-0,4
72	115,915	115,914	-1,3
73	115,892	115,890	-1,7
74	115,874	115,872	-1,2
75	115,810	115,809	-1,7
76	115,802	115,800	-1,2
77	115,781	115,779	-1,8
78	115,762	115,761	-1,4
79	115,746	115,744	-1,5
80	115,538	115,537	-1,0
81	115,536	115,535	-1,1
82	115,519	115,517	-1,5
83	115,502	115,500	-1,5
84	115,476	115,474	-1,2

APLICACIÓN DEL MODELO

	Cota	Cota	
nº punto	30/10/2002	19/02/2003	Diferencia en m
85	115,395	115,394	-1,3
86	115,387	115,386	-1,2
87	115,370	115,368	-1,8
88	115,356	115,355	-1,6
89	115,329	115,328	-0,9

Tabla 6-2: Cotas medidas en la estructura 2.

	Cota	Cota	
nº punto	30/10/2002	19/02/2003	Diferencia en m
0	172,440	172,436	-3,9
1	172,388	172,385	-3,0
2	172,335	172,331	-3,4
3	172,273	172,270	-2,9
4	172,212	172,210	-2,8
5	172,384	172,380	-3,9
6	172,333	172,328	-5,1
7	172,273	172,271	-2,2
8	172,209	172,206	-3,4
9	172,144	172,142	-2,3
10	172,248	172,241	-6,7
11	172,199	172,193	-6,0
12	172,145	172,139	-6,0
13	172,079	172,073	-5,8
14	172,014	172,009	-5,0
15	172,176	172,171	-5,7
16	172,133	172,127	-5,6
17	172,084	172,079	-5,2
18	172,027	172,023	-4,7

APLICACIÓN DEL MODELO

	Cota	Cota	
nº punto	30/10/2002	19/02/2003	Diferencia en m
19	171,961	171,956	-5,2
20	171,992	171,985	-6,7
21	171,933	171,926	-6,7
22	171,872	171,865	-6,7
23	171,793	171,788	-5,8
24	171,724	171,718	-6,2
25	171,925	171,918	-6,4
26	171,870	171,863	-6,6
27	171,806	171,800	-6,7
28	171,730	171,724	-6,3
29	171,657	171,651	-5,8
30	171,807	171,798	-8,3
31	171,756	171,750	-6,4
32	171,692	171,685	-6,6
33	171,613	171,608	-5,4
34	171,537	171,531	-6,1
35	171,728	171,726	-2,0
36	171,686	171,680	-5,7
37	171,622	171,617	-5,5
38	171,546	171,540	-5,9
39	171,470	171,465	-5,5
40	174,431	174,424	-7,0
41	174,478	174,471	-6,9
42	174,524	174,516	-7,6
43	174,578	174,571	-7,3
44	174,640	174,633	-6,7
45	174,371	174,367	-4,6
46	174,420	174,412	-7,5
47	174,462	174,454	-7,9

APLICACIÓN DEL MODELO

	Cota	Cota	
nº punto	30/10/2002	19/02/2003	Diferencia en m
48	174,517	174,510	-7,7
49	174,579	174,575	-4,1
50	174,253	174,245	-7,2
51	174,295	174,288	-7,3
52	174,344	174,337	-7,3
53	174,409	174,402	-7,2
54	174,476	174,469	-7,4
55	174,201	174,195	-5,9
56	174,241	174,234	-7,0
57	174,295	174,289	-6,2
58	174,364	174,357	-6,5
59	174,433	174,426	-6,4
60	174,044	174,036	-7,6
61	174,095	174,087	-8,3
62	174,148	174,139	-8,5
63	174,220	174,212	-8,0
64	174,292	174,283	-8,6
65	173,991	173,983	-7,8
66	174,038	174,030	-8,3
67	174,094	174,085	-8,7
68	174,168	174,160	-8,5
69	174,244	174,235	-8,7
70	173,886	173,878	-8,1
71	173,938	173,930	-7,8
72	173,999	173,990	-8,4
73	174,070	174,063	-7,7
74	174,152	174,143	-8,8
75	173,829	173,821	-7,5
76	173,881	173,874	-7,5

	Cota	Cota	
n° punto	30/10/2002	19/02/2003	Diferencia en m
77	173,942	173,936	-6,2
78	174,018	174,009	-8,3
79	174,094	174,085	-8,4

Una vez realizada la toma de datos, para realizar la comparación con los modelos de elementos finitos, se hace la media de todas las medidas de todos los puntos situados a lo largo del eje longitudinal de la carretera. En cada una de las transiciones se tiene un total de cuatro líneas longitudinales de puntos de medida. Cada una de estas líneas esta compuesta de cinco puntos. Con las cotas medidas en cada punto de control, se puede obtener un total de veinte líneas de deformación longitudinal. La línea de comparación estará constituida por la media de los asientos obtenidos en cada una de las veinte líneas de medida.

Estructura 1.

En el caso de la estructura 1, las cuatro transiciones existentes se pueden denominar de la siguiente forma:

- Transición Este. Puntos 10-14, 25-29,34-30,35-39
- Transición Sur: Puntos 40-59
- Transición Norte: Puntos 15-19,20-24,60-64,65-69
- Transición Oeste: Puntos 70-89

Los asientos obtenidos en los puntos de medida se agrupan en cinco puntos de comparación, que se denominan de la siguiente forma:

Punto 1: Apoyo la losa en el estribo.

Punto 2: Centro de la losa de transición.

Punto 3: Borde de la losa de transición.

Punto 4: Situado a 2,5 m de la losa sobre el terraplén.

Punto 5: Situado a 5 m de la losa de transición sobre el terraplén.

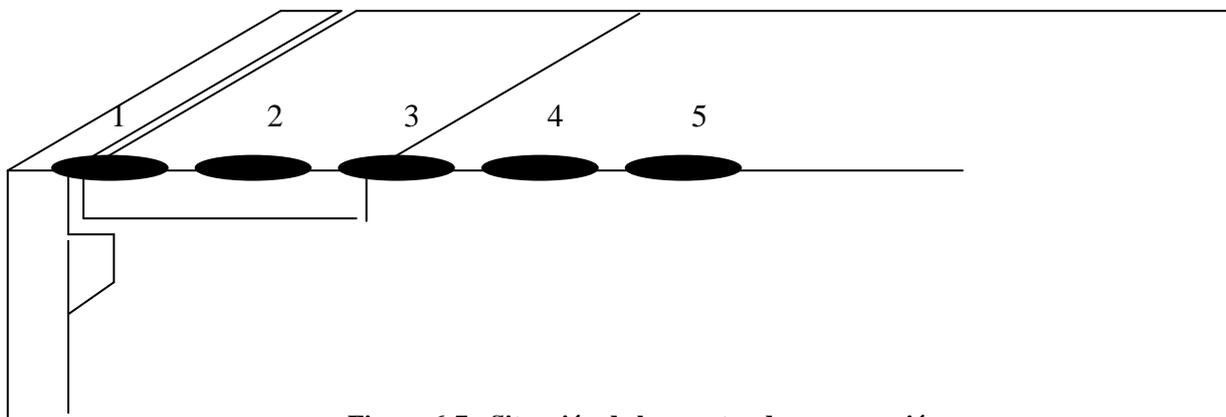


Figura 6-7: Situación de los puntos de comparación

En la siguiente tabla se calcula el asiento correspondiente a cada uno de los puntos de comparación, hallando el valor medio de los asientos obtenidos en los puntos de la misma que tienen su misma posición en el sentido longitudinal:

Tabla 6-3: Asientos en los puntos correspondientes a la estructura 1

Punto	transición St	Asiento	Punto	transición Es	Asiento
1	40-45-50-55	-1,4	1	14-25-30-35	-1,3
2	41-46-51-56	-1,1	2	13-26-31-36	-1,2
3	42-47-52-57	-1,6	3	12-27-32-37	-1,2
4	43-48-53-58	-1,3	4	11-28-33-38	-1,2
5	44-49-54-59	-0,9	5	10-29-34-39	-1,0

APLICACIÓN DEL MODELO

Punto	transición Oest	Asient	Punto	transición No.	Asiento
1	70-75-80-85	-1,45	1	15-24-60-65	-0,8
2	71-76-81-86	-0,975	2	16-23-61-66	-0,5
3	72-77-82-87	-1,6	3	17-22-62-67	-0,6
4	73-78-83-88	-1,55	4	18-21-63-68	-0,8
5	74-79-84-89	-1,2	5	19-20-64-69	-0,725

Los valores obtenidos en cada una de las transiciones, así como el valor medio de cada uno de los puntos se representan en la siguiente figura .

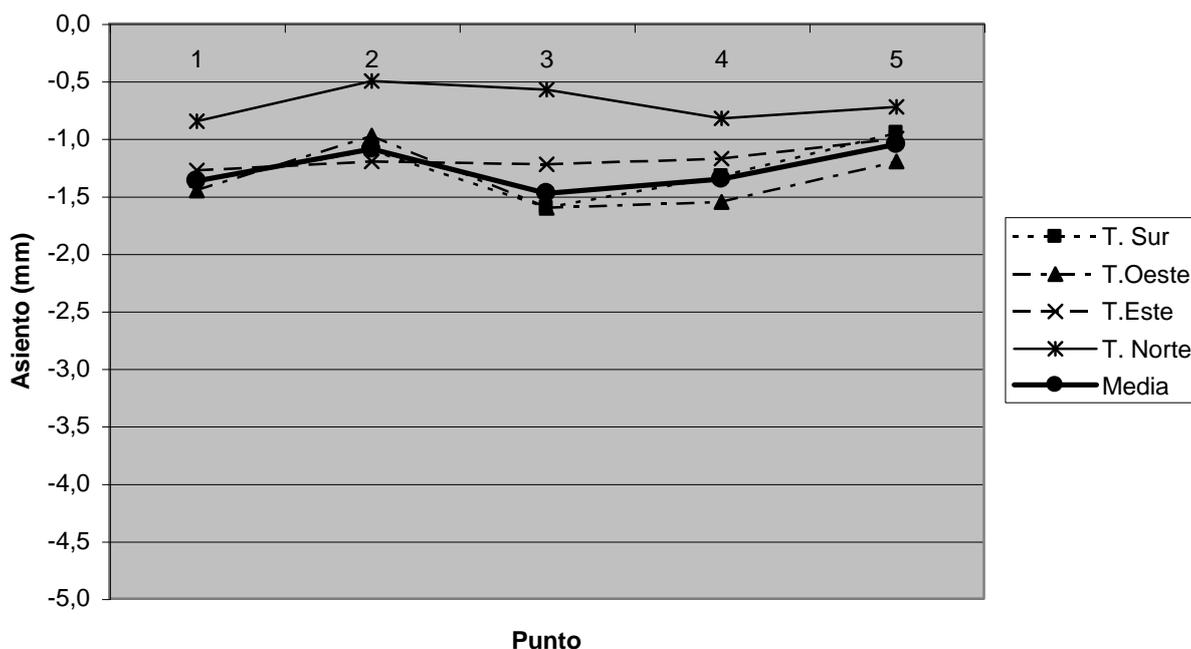


Figura 6-8: Asientos medidos en la estructura 1

El asiento medido es muy reducido, y prácticamente uniforme en todas las transiciones. En todas ellas el asiento de la superficie oscila entre los 1,2 y 1,6 mm, excepto la transición norte, en la que el descenso es inferior a 1 mm. El valor medio también se

localiza en la banda entre los 1 y 1,6 mm. Se observa que la transición construida tiene un correcto comportamiento, y los asientos son pequeños. Como tendencia se observa que en el punto tres, el correspondiente al extremo de la losa de transición, en todos los casos el asiento es el mas elevado.

El valor medio de los asientos obtenidos en los puntos de control es el siguiente:

- Punto 1: 1,36 mm
- Punto 2: 1,09 mm
- Punto 3: 1,47 mm
- Punto 4: 1,35 mm
- Punto 5: 1,05 mm

Estructura 2.

En el caso de la estructura 2, las cuatro transiciones existentes se pueden denominar de la siguiente forma:

- Transición Este. Puntos 0-19
- Transición Sur: Puntos 20-39
- Transición Norte: Puntos 40-59
- Transición Oeste: Puntos 60 - 79

Los asientos obtenidos en los puntos de medida se agrupan en cinco puntos de comparación, que se denominad de la siguiente forma:

Punto 1: Apoyo la losa en el estribo.

Punto 2: Centro de la losa de transición.

Punto 3: Borde de la losa de transición.

Punto 4: Situado a 2,5 m de la losa sobre el terraplén.

Punto 5: Situado a 5 m de la losa de transición sobre el terraplén.

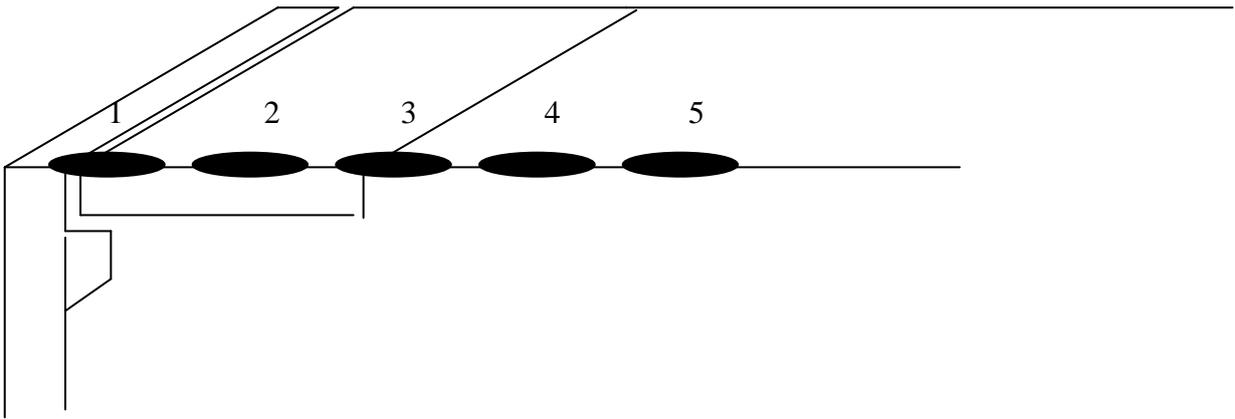


Figura 6-9: Situación de los puntos de comparación

En la siguiente tabla se calcula el asiento correspondiente a cada uno de los puntos de comparación, hallando el valor medio de los asientos obtenidos en los puntos de la misma que tienen su misma posición en el sentido longitudinal:

Tabla 6-4: Asientos obtenidos en los puntos de control en cada una de las transiciones.

Punto	transición Este	Asiento	Punto	transición Norte	Asiento
1	0-5-10-15	-4,9	1	40-45-50-55	-6,2
2	1-6-11-16	-5,2	2	41-46-51-56	-7,2
3	2-7-12-17	-4,6	3	42-47-52-57	-7,2
4	3-8-13-18	-4,7	4	43-48-53-58	-7,2
5	4-9-14-19	-2,8	5	44-49-54-59	-6,2

APLICACIÓN DEL MODELO

Punto	transición St	Asiento	Punto	transición Oest	Asiento
1	20-25-30-35	-5,85	1	60-65-70-75	-7,7
2	21-26-31-36	-6,35	2	61-66-71-76	-8,0
3	22-27-32-37	-6,375	3	62-67-72-77	-8,0
4	23-28-33-38	-5,85	4	63-68-73-78	-8,1
5	24-29-34-39	-5,9	5	64-69-74-79	-8,6

Los valores obtenidos en cada una de las transiciones, así como el valor medio de cada uno de los puntos se representan en la siguiente figura. Se aprecia que en todas las transiciones se ha experimentado un descenso de la superficie. Se observa que la magnitud del descenso es similar en todos los puntos de control correspondientes a la misma transición, lo que significa que el descenso de la superficie es uniforme. Se aprecia asimismo que en el punto 5 el descenso tiende a ser inferior al registrado en los otros puntos de la misma transición.

La magnitud del descenso de la superficie oscila entre los 5 milímetros correspondientes a la transición este y los ocho milímetros correspondientes a la transición Oeste.

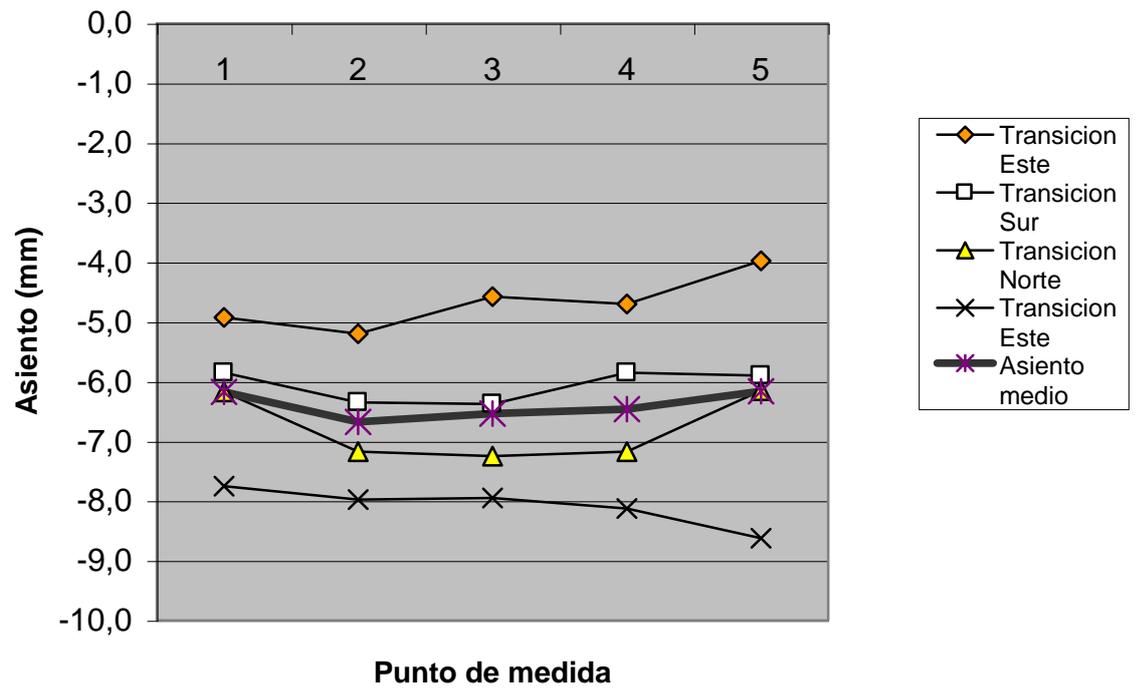


Figura 6-10: Asientos medidos en la estructura 2

La media de los asientos obtenidos en los puntos de control se establece en torno a los 6,5 milímetros. La distribución por puntos es la siguiente:

- Punto 1: 6,17 mm
- Punto 2: 6,67 mm.
- Punto 3: 6,54 mm.
- Punto 4: 6,46 mm.
- Punto 5: 5,86 mm.

6.4. Resultados del modelo.

6.4.1. Caracterización de los materiales.

En el modelo de la estructura 1 se tiene en cuenta un total de tres materiales distintos: El cimiento del sistema, el relleno del estribo y el terraplén de acceso. En la siguiente tabla (Recomendaciones para el calculo de cimentaciones. Ministerio de Fomento. 2003) se facilitan unos valores típicos para los suelos mas comunes.

Tabla 6-5: Características preliminares de los suelos

	Densidad seca kN/m ²	Cohesión KPa	Angulo rozamiento (°)	Modulo de deformación (MPa)
Gravas	17-22	0	25-40	20-50
Arenas	16-20	0	30-35	10-30
Limos	12-18	0-10	25-30	5-20
Arcilla	11-16	0-10	15-25	1-20

Los resultados obtenidos por la asistencia técnica a la obra en los ensayos de caracterización de suelos son los siguientes:

Cimiento: Arenas limosas con cantos y gravas.

Densidad Proctor: $\gamma_s = 20 \text{ kN} / \text{m}^3$

Humedad: $h = 12 \%$

Terraplén: Arenas limosas.

Densidad Proctor: $\gamma_s = 19 \text{ kN / m}^3$

Humedad: $h = 8 \%$

Suelo seleccionado.

Densidad Proctor: $\gamma_s = 21,5 \text{ kN / m}^3$

Humedad: $h = 5 \%$

A partir de estos datos, se conoce la densidad de los materiales que intervienen en la construcción de las transiciones de este tramo de autovía. Para caracterizar el resto de los parámetros resistentes se aplican los valores aproximados representados en la tabla 6-5. De este modo, el intervalo de variación de los mismos es el siguiente:

Arenas limosas:

Permeabilidad: $k_x = k_y = 0,0001 - 0,000001 \text{ m/día}$

Modulo de Young: $E = 5000 - 20.000 \text{ kN/m}^2$

Modulo de Poisson: $\Lambda = 0,3$

Angulo de rozamiento: $N = 25 - 35^\circ$

Suelo Seleccionado

Permeabilidad: $k_x = k_y = 0,001 \text{ m/día}$

Modulo de Young: $E = 100000 - 30000 \text{ kN/m}^2$

Modulo de Poisson: $\Lambda = 0,3$

Angulo de rozamiento: $N = 30^\circ$

El proceso de ajuste del modelo a los resultados experimentales consiste en realizar un primer calculo considerando estos valores para caracterizar a los materiales que componen la obra. Posteriormente, mediante un proceso iterativo, se modifican las

propiedades de los materiales dentro de los límites ya marcados, hasta obtener los resultados aproximados de la deformación de la carretera en la superficie.

6.4.2. Estructura 1

A) Características del modelo.

La transición tipo correspondiente a esta estructura consiste en un estribo vertical de hormigón armado, con cimentación directa. La altura del muro de hormigón se adopta de siete metros. El material de relleno del trasdos es un suelo seleccionado, de densidad 2,2. Asimismo, consta de una losa de transición de cinco metros de longitud. La configuración de la transición es la siguiente:

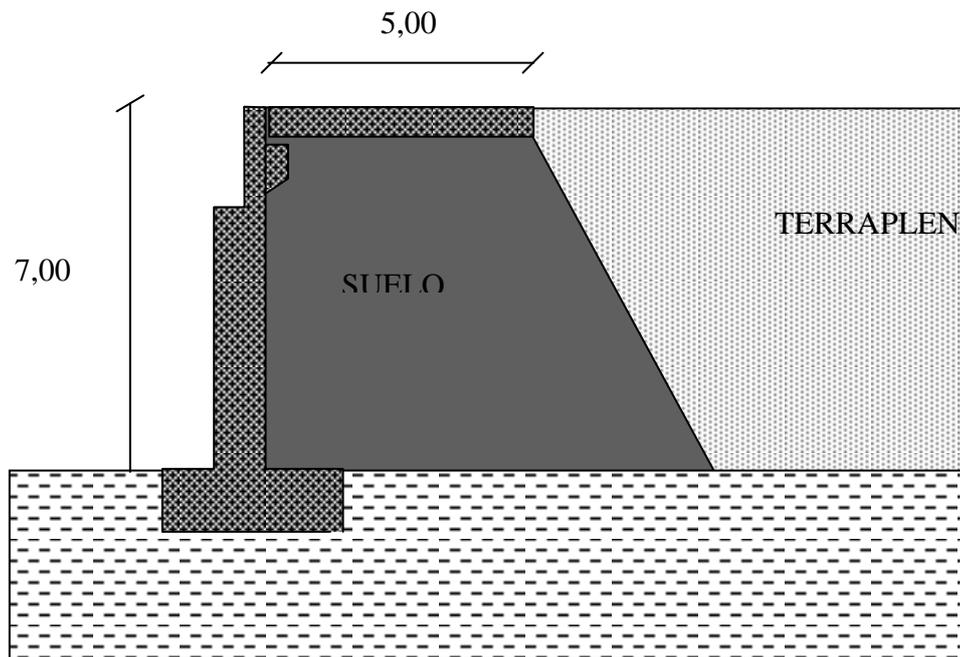


Figura 6-11: Configuración de la transición de la estructura 1

Utilizando estas características de los materiales, se sigue el siguiente proceso de calculo, teniendo en cuenta el proceso constructivo del relleno. En primer lugar se calcula el estado tensional del material de cimentación. Después, en sucesivas iteraciones se van añadiendo las siguientes tongadas en las que se divide la construcción del relleno, obteniendo el estado tensional correspondiente a cada etapa. Para no alargar innecesariamente. Finalmente, se modeliza el proceso de consolidación del mismo, obteniendo el asiento previsible, asumiendo que el agua existente en los poros del terreno únicamente se elimina por la base del relleno.

Las etapas en las que se divide el calculo son:

- 1.- Obtención de las presiones hidrostáticas correspondientes a la capa inferior.
- 2.- Obtención del estado tensional existente en el cimiento antes de la construcción del relleno del estribo.
- 3.- Obtención del estado tensional correspondiente a cada una de las tongadas en que se divide la construcción del relleno, hasta situar la losa de transición. Por simplicidad, se ha dividido el proceso constructivo en 4 capas de 1,5 metros de espesor cada una.
- 6.- Calculo del proceso de consolidación del relleno del estribo a lo largo de un periodo de tiempo de 200 días.

El modelo de calculo obtenido se representa en la siguiente figura

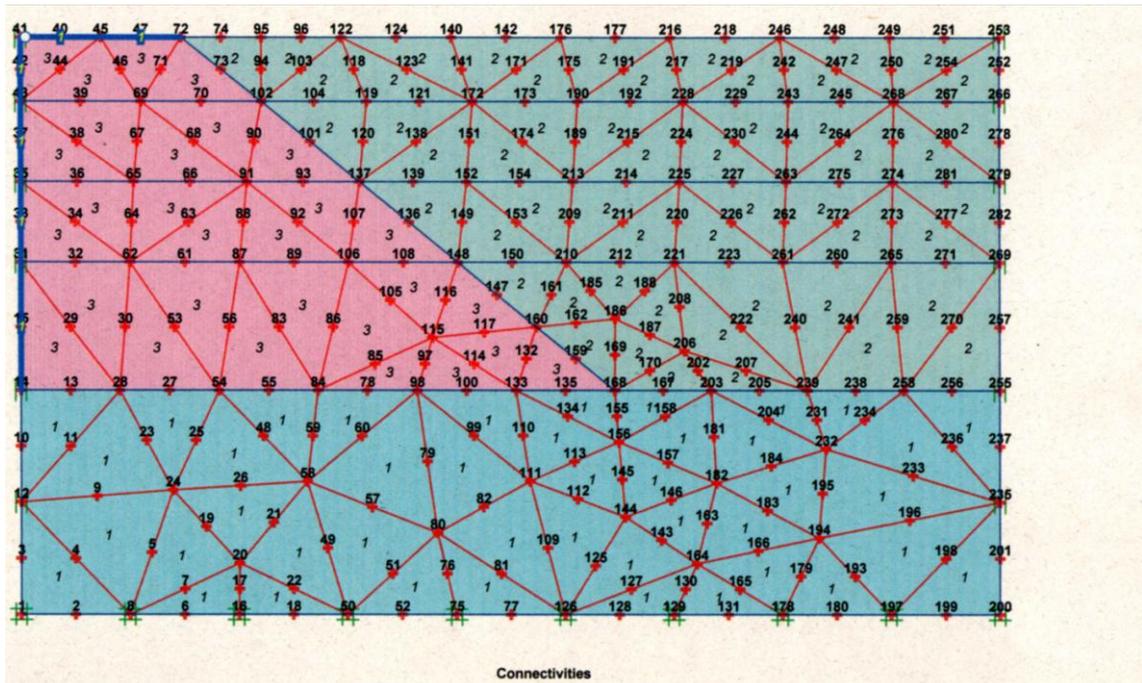


Figura 6-12: Modelo estructura Almería 1

Resultados.

Una vez efectuado el proceso de ajuste del modelo, se han obtenido los siguientes valores para los parámetros del material, que permiten un ajuste de los resultados del modelo con los datos observados.

Cimiento de la transición: Arenas limosas con cantos y gravas.

- | | |
|-----------------------|---------------------------------------|
| Densidad seca: | $\rho_s = 16$ |
| Densidad húmeda: | $\rho_h = 20 \text{ kN} / \text{m}^3$ |
| Permeabilidad: | $k_x = k_y = 0,00001 \text{ m/dia}$ |
| Modulo de Young: | $E = 15000 \text{ kN/m}^2$ |
| Modulo de Poisson: | $\Lambda = 0,3$ |
| Angulo de rozamiento: | $N = 30^\circ$ |

Terraplén: Arenas limosas

Densidad seca:	$\rho_s = 16 \text{ kN / m}^3$
Densidad húmeda:	$\rho_h = 20 \text{ kN / m}^3$
Permeabilidad:	$k_x = k_y = 0,00001 \text{ m/dia}$
Modulo de Young:	$E = 20000 \text{ kN/m}^2$
Modulo de Poisson:	$\Lambda = 0,3$
Angulo de rozamiento:	$N = 30^\circ$

Relleno del trasdos: Suelo Seleccionado

Densidad seca:	$\rho_s = 18 \text{ kN / m}^3$
Densidad húmeda:	$\rho_h = 22 \text{ kN / m}^3$
Permeabilidad:	$k_x = k_y = 0,001 \text{ m/dia}$
Modulo de Young:	$E = 200.000 \text{ kN/m}^2$
Modulo de Poisson:	$\Lambda = 0,3$
Angulo de rozamiento:	$N = 30^\circ$

Como resultados del proceso de calculo, se obtienen los siguientes valores:

- Desplazamientos verticales y horizontales en cada uno de los puntos de la malla.
- Deformaciones en los nudos.
- Tensiones totales y efectivas.
- Presiones en los poros.

B) Resultados del calculo

La instrumentación dispuesta para controlar el comportamiento de la transición es la medida de los asientos superficiales. Por ello, como principales resultados del calculo se

tendrá en cuenta la deformación del modelo y la evolución de los asientos de los puntos de control a lo largo del tiempo.

La deformación del modelo es la siguiente:

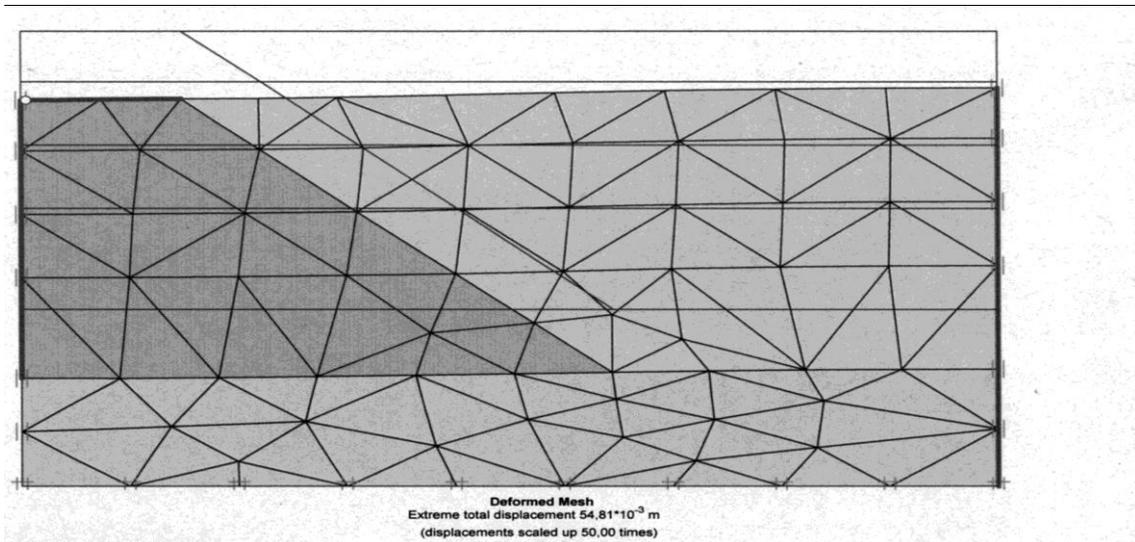


Figura 6-13: Deformación del modelo de la transición de la estructura 1

En la siguiente figura se muestran los resultados obtenidos por el modelo para los asientos correspondientes a los puntos de control de la superficie.

Los asientos obtenidos en el calculo son:

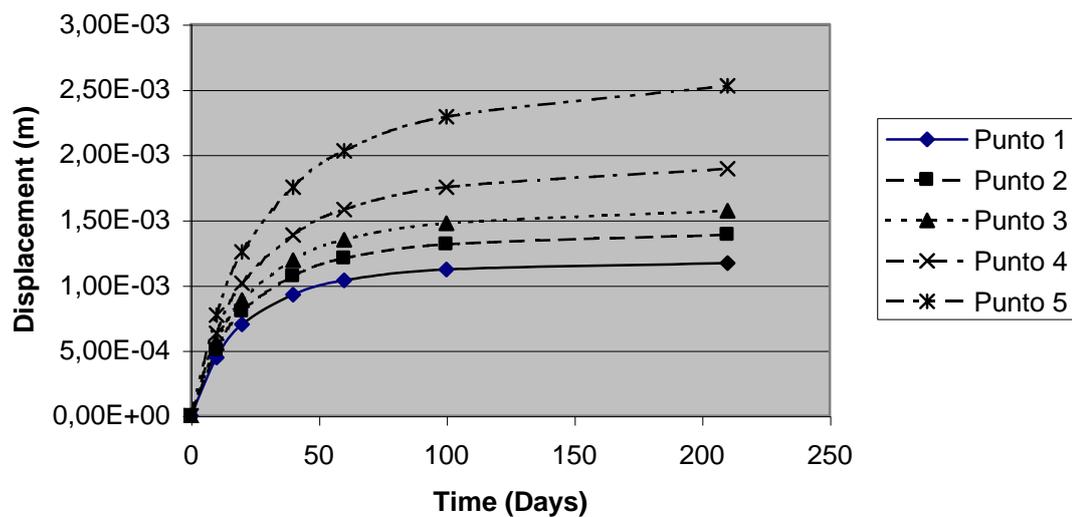


Figura 6-14: Asientos calculados en el estribo de la estructura 1

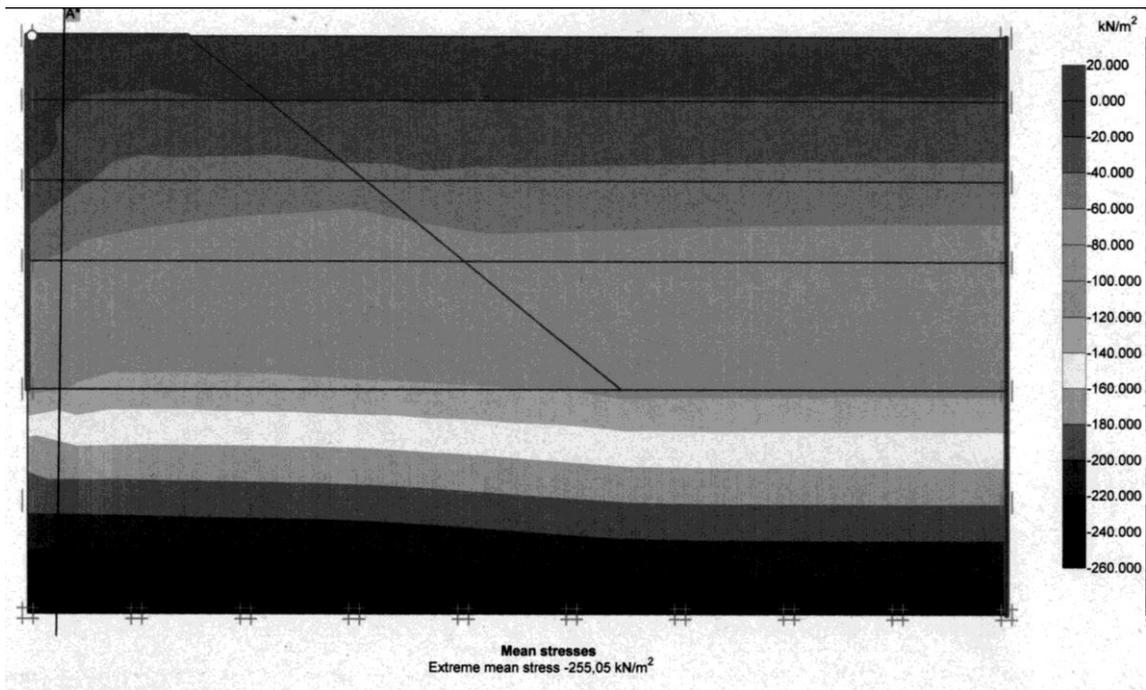


Figura 6-15: Tensiones efectivas en el modelo

Realizando una sección por la línea representada en la figura anterior, se tienen las siguientes tensiones totales:

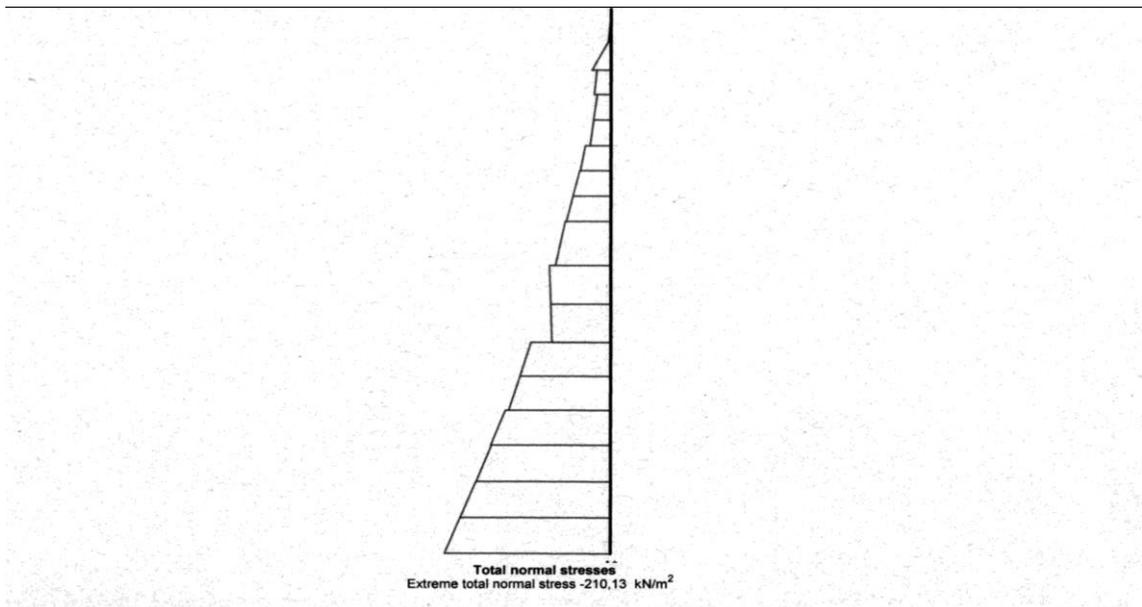


Figura 6-16: Tensiones totales junto al estribo

Además, en el apéndice II se muestran los resultados obtenidos tales como deformación del modelo, tensiones totales, tensiones efectivas, etc.

C) Análisis de resultados.

Como se observa en las figuras anteriores, la deformación del relleno es similar al comportamiento mostrado en el ensayo. El asiento obtenido es menor en la unión de la losa de transición con el estribo, y aumenta conforme el punto de control se aleja del estribo. Asimismo, la distribución de tensiones es uniforme, como cabría esperar.

A continuación, se van a comparar los valores obtenidos para los parámetros de control, es decir, los asientos superficiales:

- Asientos de la superficie. En la tabla 6-6 se recogen los resultados obtenidos en el modelo de elementos finitos y en el ensayo real para los asientos de los puntos de control.

Tabla 6-6: comparación de asientos de la estructura 1

Punto	Asiento t = 109 días			
	Obtenido	Calculado	Diferencia	%
1	1,36E-03	1,12E-03	2,39E-04	17,6%
2	1,09E-03	1,31E-03	-2,24E-04	-20,5%
3	1,47E-03	1,48E-03	-6,29E-06	-0,4%
4	1,35E-03	1,75E-03	-4,02E-04	-29,8%
5	1,05E-03	2,29E-03	-1,24E-03	-118,3%

En la figura 6-17 se muestra la comparación entre los resultados obtenidos por el modelo y los que resultan de los datos tomados en campo

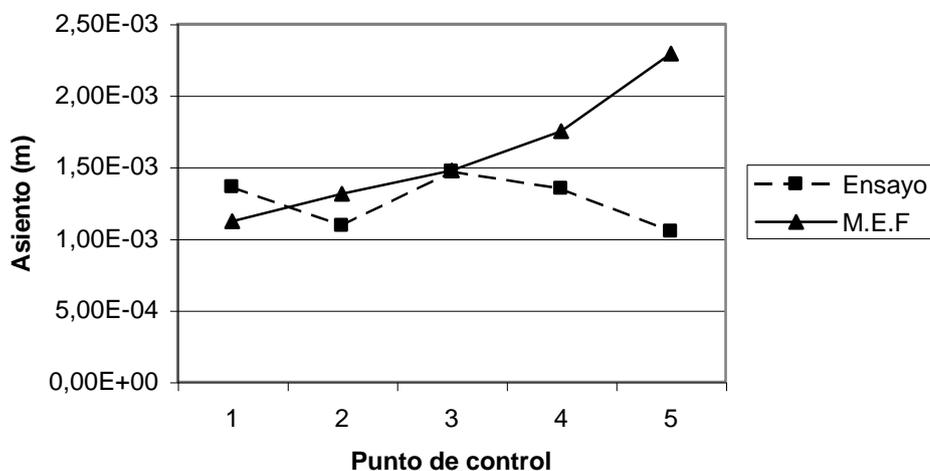


Figura 6-17: Estructura 1. Comparación entre asientos obtenidos y calculados

En el caso real, la superficie experimenta un descenso prácticamente uniforme. Si embargo, en el modelo el asiento va creciendo a medida que el punto de control se aleja del estribo. En los cuatro primeros puntos de control la coincidencia es muy buena, con errores menores del 20 %. Sin embargo, la diferencia aumenta considerablemente para el quinto punto, por encima del 100 %. No obstante, los asientos que se han medido son muy reducidos, con valores en el entorno de uno a dos milímetros. Es difícil que en una sola medida realizada y con valores tan pequeños de los asientos, establecer el buen comportamiento del modelo. Se estima que en cuatro de los cinco puntos existe una coincidencia suficiente entre el ensayo y el modelo. Por ello, el modelo de elementos finitos se considera suficiente para una primera aproximación.

6.4.3. Estructura 2

A) Características del modelo.

La transición tipo correspondiente a esta estructura consiste en un estribo flotante de hormigón armado, cimentado sobre el terraplén de acceso. Estos terraplenes tienen una altura de 17 metros. Al llegar al estribo presentan un derrame de 30,3 metros de longitud, por lo que el talud existente es de 30 grados. Consta de una losa de transición de cinco metros de longitud. El material de relleno bajo la losa es un suelo seleccionado, de densidad 2,16. El espesor medio de este relleno es de tres metros. La configuración de la transición es la siguiente:

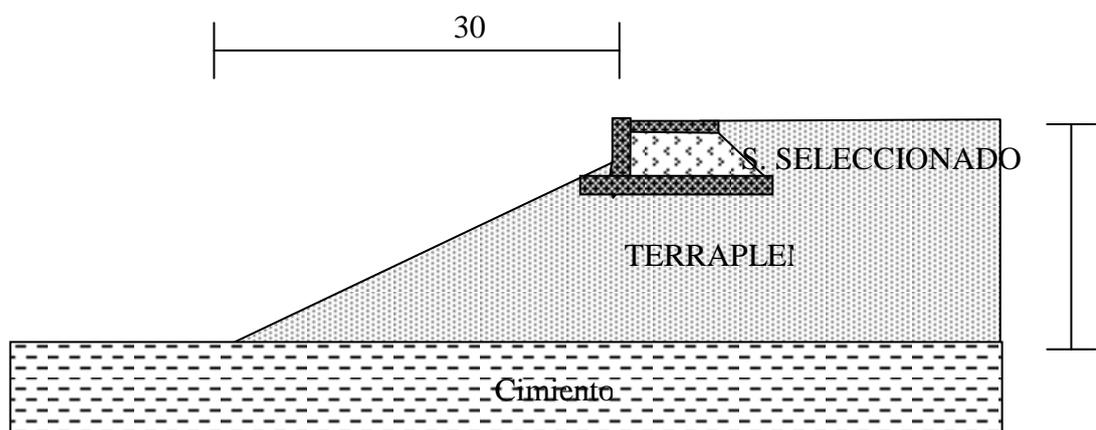


Figura 6-18: Configuración de la transición de la estructura 2

En el modelo de la estructura 2 se tienen en cuenta un total de tres materiales distintos: El cimiento del sistema, el terraplén de acceso y el relleno bajo la losa. El proceso de calculo consiste en variar los parámetros que caracterizan el comportamiento de estos materiales dentro de unos valores típicos de los mismos, de forma que como resultado se obtenga una deformación en la superficie similar a la medida directamente.

Utilizando estas características de los materiales, se sigue el siguiente proceso de cálculo, que tiene en cuenta el proceso constructivo del terraplén. En primer lugar se calcula el estado tensional del material de cimentación. Después, en sucesivas iteraciones se van añadiendo varias capas de terraplén, que representan a las diferentes tongadas en las que se divide la construcción del relleno, obteniendo el estado tensional correspondiente a cada capa. Finalmente, se modeliza el proceso de consolidación del mismo, obteniendo el asiento previsible, asumiendo que el agua existente en los poros del terreno únicamente se elimina por la base del relleno.

Las etapas en las que se divide el cálculo son:

- 1.- Obtención de las presiones hidrostáticas correspondientes a la capa inferior.
- 2.- Obtención del estado tensional existente en el cimiento antes de la construcción del relleno del estribo.
- 3.- Obtención del estado tensional correspondiente a cada una de las tongadas en que se divide la construcción del relleno, hasta situar la losa de transición..
- 6.- Cálculo del proceso de consolidación del relleno del estribo a lo largo de un periodo de tiempo de 200 días.

El modelo de cálculo obtenido se representa en la siguiente figura

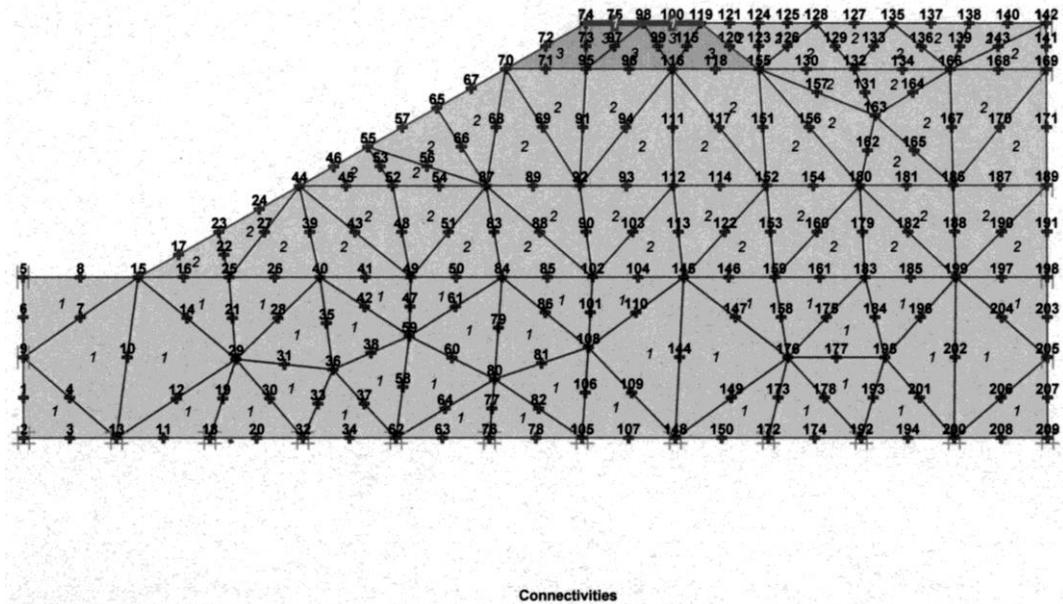


Figura 6-19: Modelo elementos finitos Almería 2

Resultados.

Como resultados del proceso de calculo, se obtienen los siguientes valores:

- Desplazamientos verticales y horizontales en cada uno de los puntos de la malla.
- Deformaciones en los nudos.
- Tensiones totales y efectivas.
- Presiones en los poros.

B) Resultados del calculo

A la finalizacion del proceso de calculo, los materiales tienen los siguientes valores:

Los valores adoptados finalmente para cada uno de los materiales presentes son los siguientes:

Cimiento de la transición: Arenas limosas con cantos y gravas.

Densidad seca:	$\rho_s = 16 \text{ kN / m}^3$
Densidad húmeda:	$\rho_h = 20 \text{ kN / m}^3$
Permeabilidad:	$k_x = k_y = 10^{-5} \text{ m/dia}$
Modulo de Young:	$E = 7000 \text{ kN/m}^2$
Modulo de Poisson:	$\Lambda = 0,3$
Angulo de rozamiento:	$N = 30^\circ$

Terraplén: Arenas limosas

Densidad seca:	$\rho_s = 17 \text{ kN / m}^3$
Densidad húmeda:	$\rho_h = 20 \text{ kN / m}^3$
Permeabilidad:	$k_x = k_y = 10^{-4} \text{ m/dia}$
Modulo de Young:	$E = 12.000 \text{ kN/m}^2$
Modulo de Poisson:	$\Lambda = 0,3$
Angulo de rozamiento:	$N = 30^\circ$

Relleno del trasdos: Suelo Seleccionado

Densidad seca:	$\rho_s = 18 \text{ kN / m}^3$
Densidad húmeda:	$\rho_h = 22 \text{ kN / m}^3$
Permeabilidad:	$k_x = k_y = 0,001 \text{ m/dia}$
Modulo de Young:	$E = 300.000 \text{ kN/m}^2$
Modulo de Poisson:	$\Lambda = 0,3$
Angulo de rozamiento:	$N = 30^\circ$

La instrumentación dispuesta para controlar el comportamiento de la transición es la medida de los asientos superficiales. Por ello, como principales resultados del calculo se tendrá en cuenta la deformación del modelo y la evolución de los asientos de los puntos de control a lo largo del tiempo.

La deformación del modelo es la siguiente:

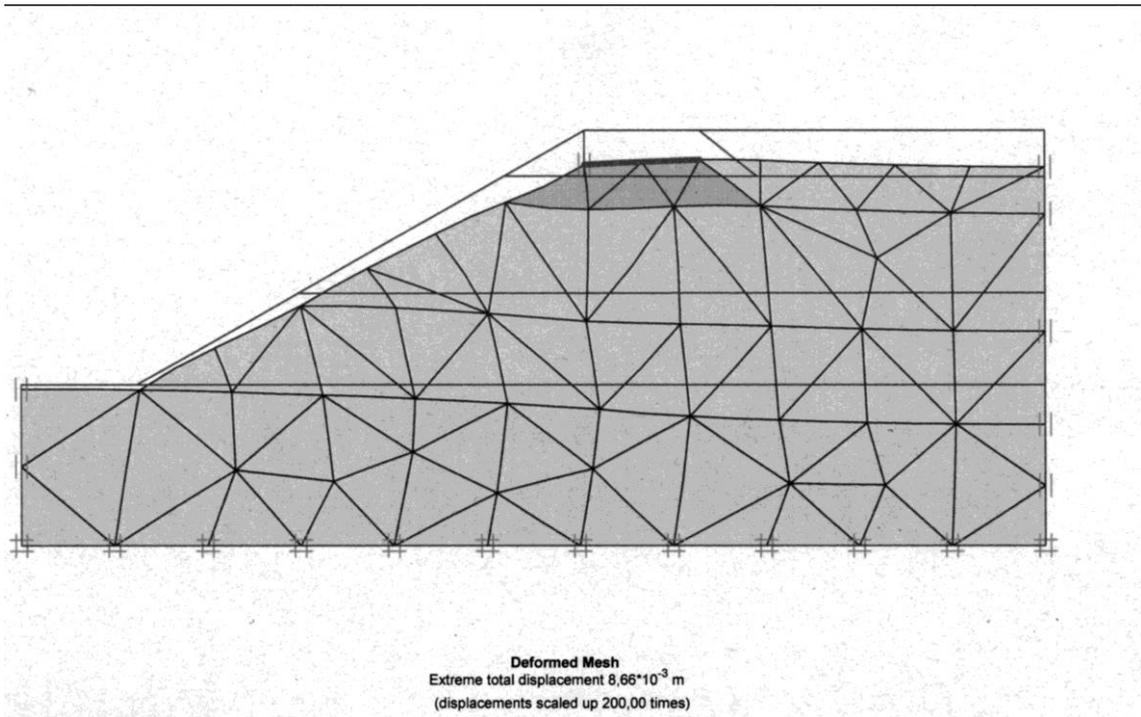


Figura 6-20: Deformación del modelo de la transición de la estructura 2

La evolución de los asientos obtenidos en el calculo es la siguiente:

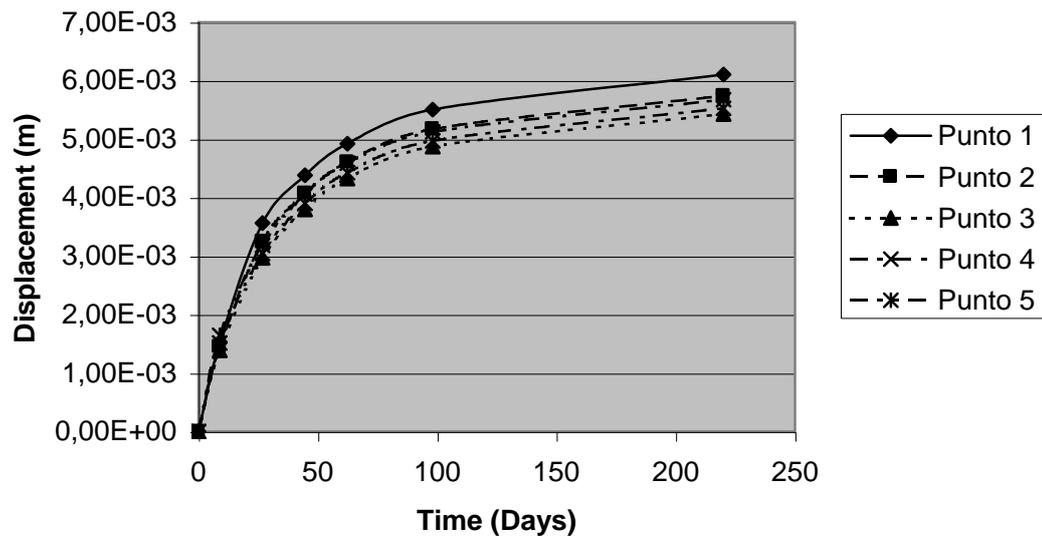


Figura 6-21: Asientos calculados en el estribo de la estructura 2

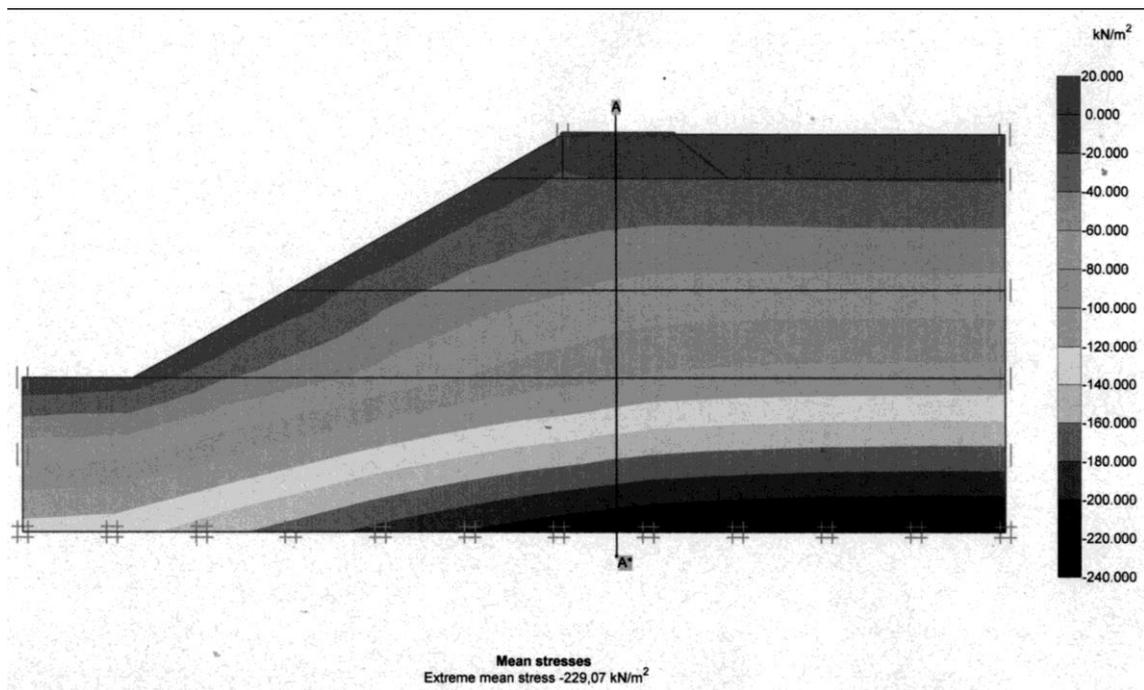


Figura 6-22: Tensiones efectivas en el modelo

Además, en el apéndice III se muestran los resultados obtenidos tales como deformación del modelo, tensiones totales, tensiones efectivas, etc.

C) Análisis de resultados.

Como se observa en las figuras anteriores, la deformación del conjunto de la transición es similar al comportamiento mostrado en el ensayo. La deformación de la superficie es mayor en el punto donde se apoya el estribo, y disminuye conforme el punto de control se aleja del estribo. El valor medio del asiento de la superficie está en torno a los seis milímetros.

A continuación, se van a comparar los valores obtenidos para los parámetros de control, es decir, los asientos superficiales:

- Asientos de la superficie. En la tabla 6-7 se recogen los resultados obtenidos en el modelo de elementos finitos y en el ensayo real para los asientos de los puntos de control.

Tabla 6-7: Comparación de asientos. Estructura 2

Punto	Asiento t = 109 días			
	Obtenido	Calculado	Diferencia	%
1	6,17E-03	6,10E-03	6,53E-05	1,1%
2	6,67E-03	5,74E-03	9,27E-04	13,9%
3	6,54E-03	5,43E-03	1,11E-03	17,0%
4	6,46E-03	5,53E-03	9,34E-04	14,5%
5	5,86E-03	5,68E-03	1,83E-04	3,1%

En la figura 6-23 se muestra la comparación entre los resultados obtenidos por el modelo y los que resultan de los datos tomados en campo

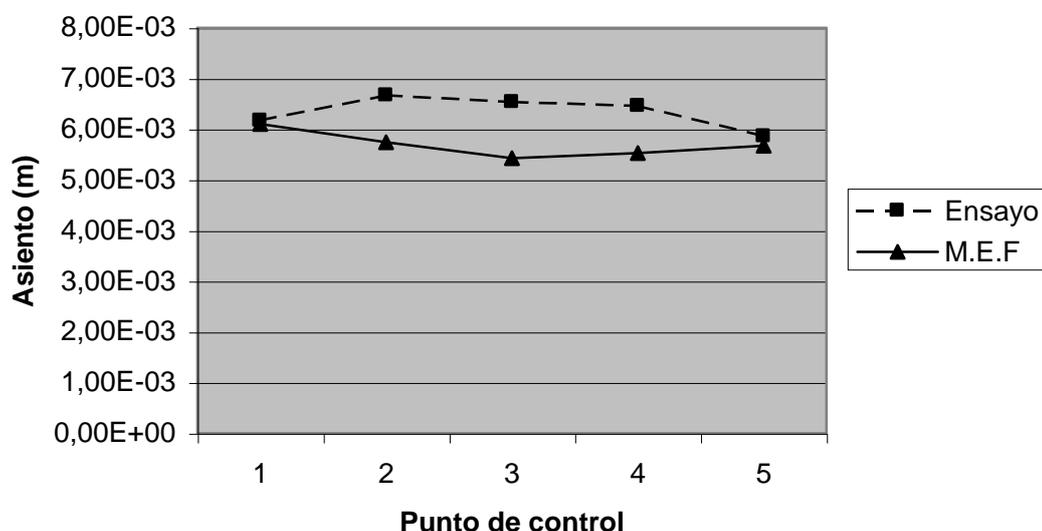


Figura 6-23: Estructura 2 Comparación entre asientos obtenidos y calculados

En el caso real, la superficie experimenta un descenso en torno a los seis milímetros, que es en la zona correspondiente a la losa de transición. Este descenso se reduce en el punto 5, situado ya directamente en el terraplén de acceso. El modelo de elementos finitos presenta un comportamiento similar, aunque presenta valores algo inferiores del asiento en los puntos de control centrales. La correspondencia es prácticamente total en los dos puntos extremos. Los errores que se obtienen son inferiores al 20 % en todos los puntos, para valores del asiento en torno a los seis milímetros. Se estima que existe una buena coincidencia entre los valores obtenidos en el modelo y los medidos directamente sobre la carretera.

Por ello, el modelo de elementos finitos de este tipo de transición con estribo flotante y losa de transición se considera que reproduce con suficiente precisión el comportamiento del sistema.

7. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD

7.1. INTRODUCCIÓN.

En estas alturas del trabajo, ya se dispone de un modelo de elementos finitos que reproduce el comportamiento de varios tipos de transiciones, que han sido instrumentadas. En particular, se dispone de un modelo para los siguientes tipos:

Estribo	Relleno	Losa de Transición	M.E.F.
Rígido	Normal	No	Caso A2
Rígido	Granular	No	Casos C1 y C2
Rígido	Seleccionado	Si	Almería. Estructura 1
Flotante	Seleccionado	Si	Almería. Estructura 2

Asimismo, se dispone de los resultados obtenidos para los puntos de control en cada de los modelos anteriormente señalados.

En este punto, utilizando los modelos de elementos finitos construidos se puede analizar la influencia de los distintos factores en el comportamiento de las transiciones, sin mas que realizar la correspondiente variación en los parámetros adecuados del modelo, y estudiar la respuesta del mismo.

Para analizar la respuesta de cada uno de los parámetros, se va a utilizar el modelo correspondiente al estribo C2, que es el que mejor se ajusta a los resultados del ensayo.

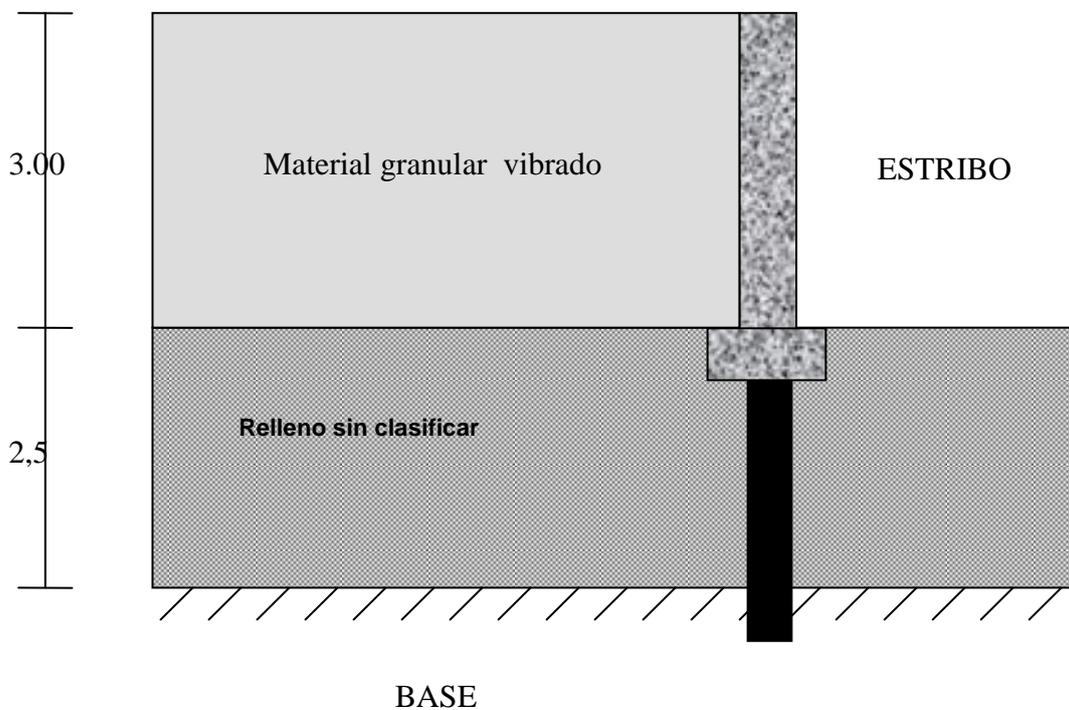
7.2. estribo c2. ANÁLISIS de sensibilidad

7.2.1. Modelo base.

El modelo base que sirve para la comparación de los resultados obtenidos con la variación de los valores de los distintos parámetros es el correspondiente al estribo C2. Esta transición tiene definidos dos materiales distintos para caracterizarla, correspondientes al relleno del trasdos y al cimient.

El modelo de calculo ya se ha descrito en el apartado 5.6.4. En cualquier caso, se reproducen sus características principales:

La transición correspondiente al estribo C2 tiene como material de relleno del trasdos material granular seleccionado, humedecido con cisternas y compactado mediante vibradores de aguja similares a los empleados para el vibrado del hormigón.



5,0
Figura 7-1 Configuración del estribo C2



Tras efectuar el calculo iterativo, ajustando los parámetros de los materiales, se han obtenido los siguientes valores para reproducir los resultados del ensayo.

Tabla 7-1: Características de los materiales. Estribo C2

CIMIENTO	
Densidad seca	14 kN / m ³
Densidad húmeda	18 kN / m ³
Permeabilidad:	10 ⁻⁵ m/dia
Modulo de Young	8.000 kN/m ²
Modulo de Poisson	0,3
Angulo de rozamiento	30 °
RELLENO	
Densidad seca	19 kN / m ³
Densidad húmeda	22 kN / m ³
Permeabilidad:	8 10 ⁻⁵ m/dia
Modulo de Young	100.000 kN/m ²
Modulo de Poisson	0,3
Angulo de rozamiento	30 °

7.2.2. Factores a analizar.

Las causas que provocan la aparición de asientos en la superficie de las transiciones son las siguientes (Hoppe, 1999):

- La deformación del suelo del cimiento
- La deformación del material del relleno.

La deformabilidad de los materiales viene dada por sus propiedades intrínsecas. Por ello, los principales parámetros que se tendrán en cuenta para analizar su influencia son los que determinan las características mecánicas de los materiales. Estos son:

- Modulo de elasticidad.
- Modulo de Poisson.
- Permeabilidad
- Angulo de rozamiento interno

Se realizaran la influencia de cada uno de estos parámetros en cada uno de los dos materiales que componen el sistema, el cimiento y el relleno.

Además, se estudia la influencia de tres factores adicionales:

La altura del relleno. Cuando mayor sea el espesor del relleno que se coloca sobre el cimiento, mayor será el peso que soporta y aumentaran sus asientos.

La densidad del relleno. Al aumentar el peso del relleno, aumentara asimismo el asiento del cimiento. Aunque no es un parámetro resistente del terreno, influye en el comportamiento de la transición.

La presencia de una losa de transición. El modelo del estribo C2 no considera la presencia de losa de transición. Se comprobara como se modifica su respuesta cuando se colocan losas de transición de diversas longitudes.

Por lo tanto, se va analizar la influencia de cada uno de los siguientes factores:

Tabla 7-2: Parámetros de análisis

CIMIENTO
Modulo de Elasticidad
Modulo de Poisson
Permeabilidad
Angulo de rozamiento interno
RELLENO
Modulo de Elasticidad
Modulo de Poisson
Permeabilidad
Angulo de rozamiento interno
GEOMETRÍA
Altura del relleno
Densidad del relleno.
Longitud de la losa de transición

Se analizara la influencia de estos once factores en las deformaciones de la superficie del relleno.

7.2.3. Valores de comparación

Para comprobar la influencia de cada uno de los factores anteriores, es necesario establecer una serie de valores que servirán para comparar los resultados de cada uno de

los modelos, y de este modo calibrar la influencia de cada uno de ellos en su comportamiento.

Se adoptan como parámetros la deformación de los puntos A, B, C y D, que sirvieron para ajustar el modelo, como se describió en el capítulo 5. Se trata de cuatro puntos situados en la superficie del relleno, distantes entre si 1,5 m siguiendo el eje longitudinal del estribo. En ellos, en el modelo base se calcula la evolución de las deformaciones a lo largo de tiempo. Sin embargo, por facilidad de uso, únicamente se tendrán en cuenta las deformaciones de los cuatro puntos en un instante de tiempo determinado. Con conveniencia, se adopta como tiempo de referencia el tiempo de 255 días, del que ya se conocen los resultados del modelo base.

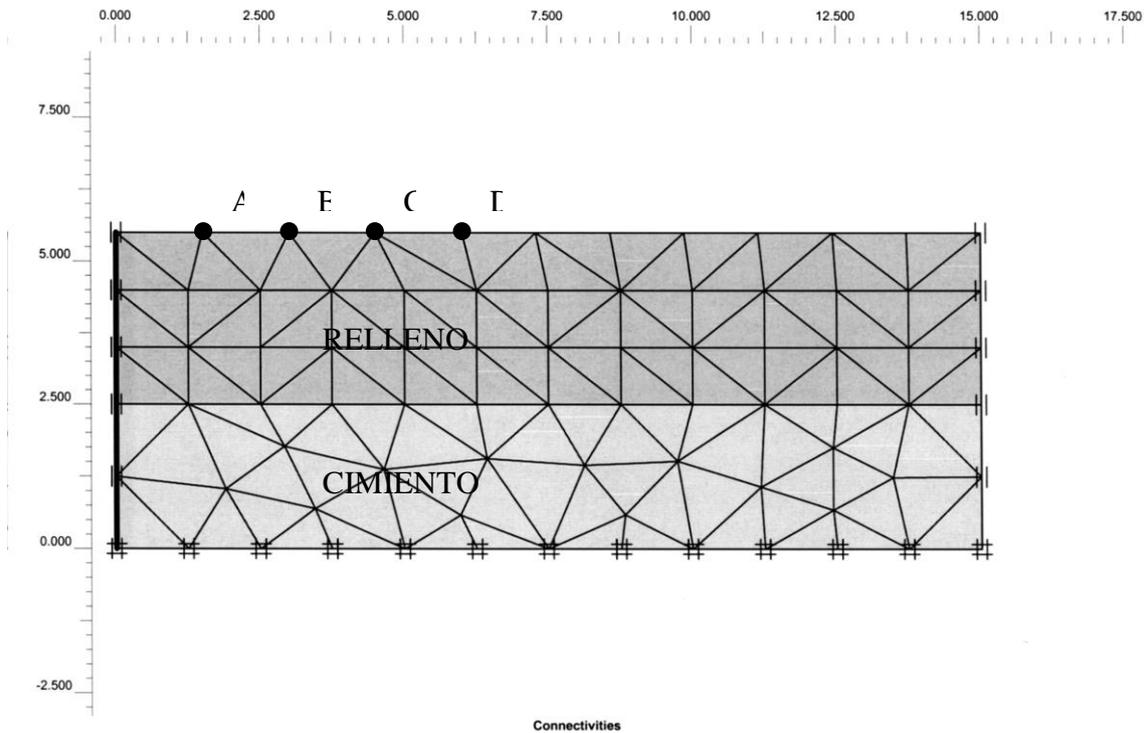


Figura 7-2: Puntos de control de asentamientos.

El valor de estos parámetros en el modelo base es el siguiente:

	A	B	C	D
Asiento (mm)	11,3	12	12,7	13,1

7.2.4. Variación del modulo de elasticidad del cimiento.

El modulo de elasticidad del suelo de cimentación tiene un valor de 8 Mpa. Se ha realizado una serie de cálculos adoptando los siguientes valores

4, 6, 8 (Modelo Base), 10, 15, 30 y 60 Mpa.

Los resultados obtenidos son los siguientes:

Tabla 7-3: Asientos de los puntos de control en función del modulo de elasticidad del cimiento

Deformación (mm)				
E (Mpa)	A	B	C	D
4	19,0	20,9	21,9	22,4
6	14,1	15,3	16,0	16,5
8	11,3	12,0	12,7	13,1
10	10,0	10,3	10,7	10,9
15	6,9	7,2	7,5	7,6
30	3,6	3,9	4,1	4,1
60	2,1	2,3	2,4	2,4

La variación de la superficie de la transición en función de este parámetro es la siguiente:

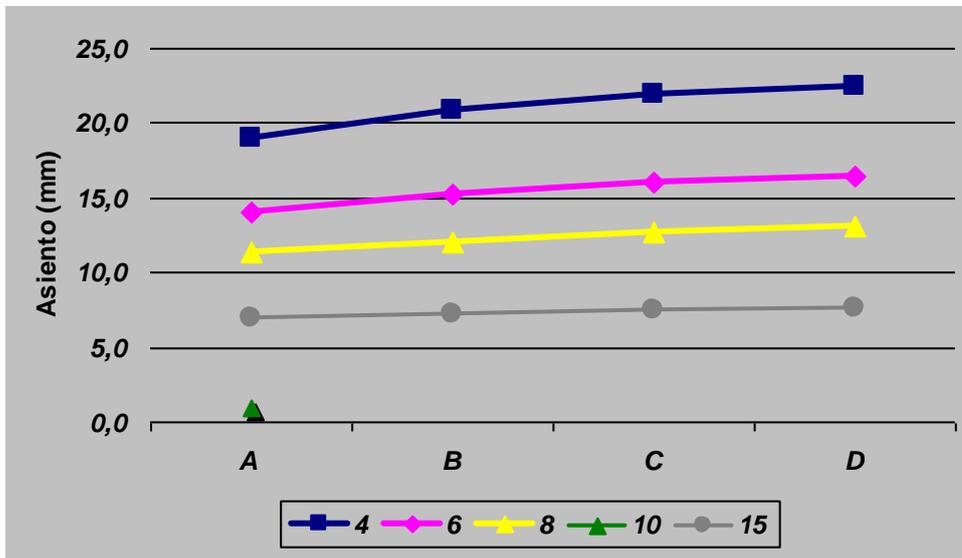


Figura 7-3 Deformación de la superficie en función del modulo de elasticidad del cemento

El asiento obtenido en cada punto en función del modulo de elasticidad del cemento es:

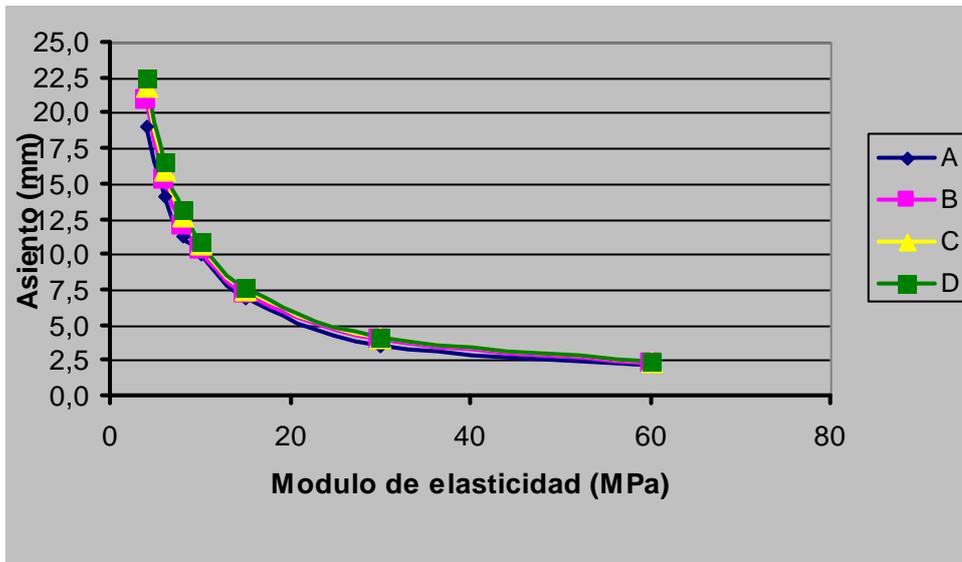


Figura 7-4: Variación del asiento en función del modulo de elasticidad del cemento

En este caso existe una mayor variación de los resultados. En primer lugar, cuanto mayores la rigidez del modulo de cimiento, mas uniforme es el asiento de la superficie. Para el menor valor del modulo de elasticidad, 4 Mpa, la diferencia entre los asientos del punto A y del punto D es de 3,5 mm, mientras que para un modulo de 15 Mpa la diferencia se reduce a 0,6 mm.

La superficie del relleno asimismo deja de ser uniforme en el caso de que la deformabilidad del cimiento tenga valores por debajo de 8 Mpa

Se aprecia que la deformabilidad del cimiento es fundamental a la hora de hallar la deformación de la superficie. Una disminución del 50 % del modulo de deformación (pasar de 8 a 4 Mpa) origina un aumento de la deformación de ocho milímetros, un 75 %, capaz de provocar la aparición del punto duro.

A medida que aumenta el valor del modulo de elasticidad, se reduce la deformación que se refleja en la superficie. Para un modulo de elasticidad de 60 Mpa, el asiento en la superficie es de 2,5 milímetros, casi uniforme en todo el relleno. Se puede considerar que la contribución del relleno al asentamiento de la superficie es del orden de dos milímetros a 255 días, mientras que el resto del asiento viene causado por la consolidación del cimiento.

A partir de un modulo de deformación de 20 Mpa, los asientos se reducen en gran medida. Puede decirse que este valor marca el inicio de la asíntota de la curva, a partir de la cual las deformaciones de la superficie se reducen considerablemente.

7.2.5. Variación de la permeabilidad del cimiento

La permeabilidad del cimiento en el modulo base tiene un valor de 10^{-5} m/día. Se ha realizado una serie de seis cálculos adoptando los siguientes valores:

10^{-6} , $5 \cdot 10^{-6}$, 10^{-5} (base), $5 \cdot 10^{-5}$, 10^{-4} m/día

Los asientos obtenidos en los puntos de control para $t = 255$ días son los siguientes:

Tabla 7-4 Asientos obtenidos variando la permeabilidad del cimiento

Deformación (mm)				
K (m/día)	A	B	C	D
10^{-6}	6	6,6	7	7,05
$5 \cdot 10^{-6}$	10,5	11,1	11,5	11,8
10^{-5}	11,3	12	12,7	13,1
$5 \cdot 10^{-5}$	11,9	13,2	13,9	14,2
10^{-4}	12,5	13,7	14,1	14,2

La variación de la superficie de la transición en función de este parámetro es la siguiente:

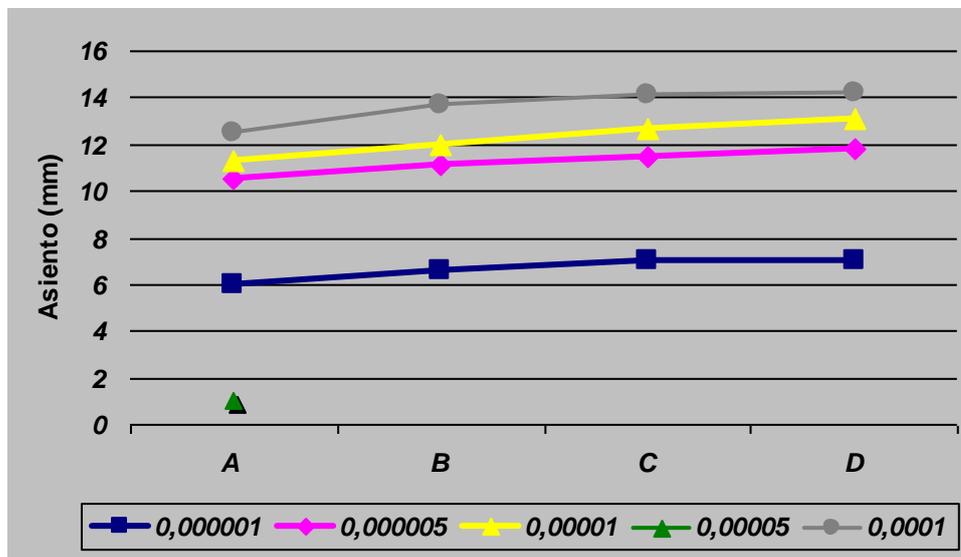


Figura 7-5 Deformación de la superficie en función de la permeabilidad

Representando los asientos en función de la permeabilidad, utilizando una escala logarítmica, se obtiene:

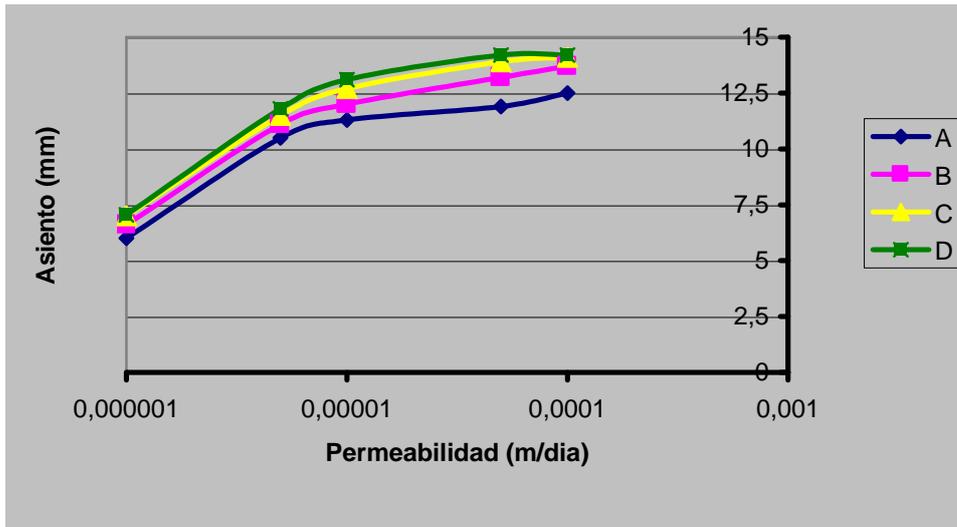


Figura 7-6: variación del asiento en función de la permeabilidad

Los valores bajos de permeabilidad retrasan el proceso de consolidación del relleno. Sin embargo, valores altos originan diferencias relativas entre los asientos de la superficie, aunque de poca importancia (1,5 mm). En general, la deformación de la superficie es prácticamente horizontal.

Aparece claramente una asíntota para una deformación de 13 milímetros, que parece ser la capacidad de deformación total de la transición tal y como esta definida.

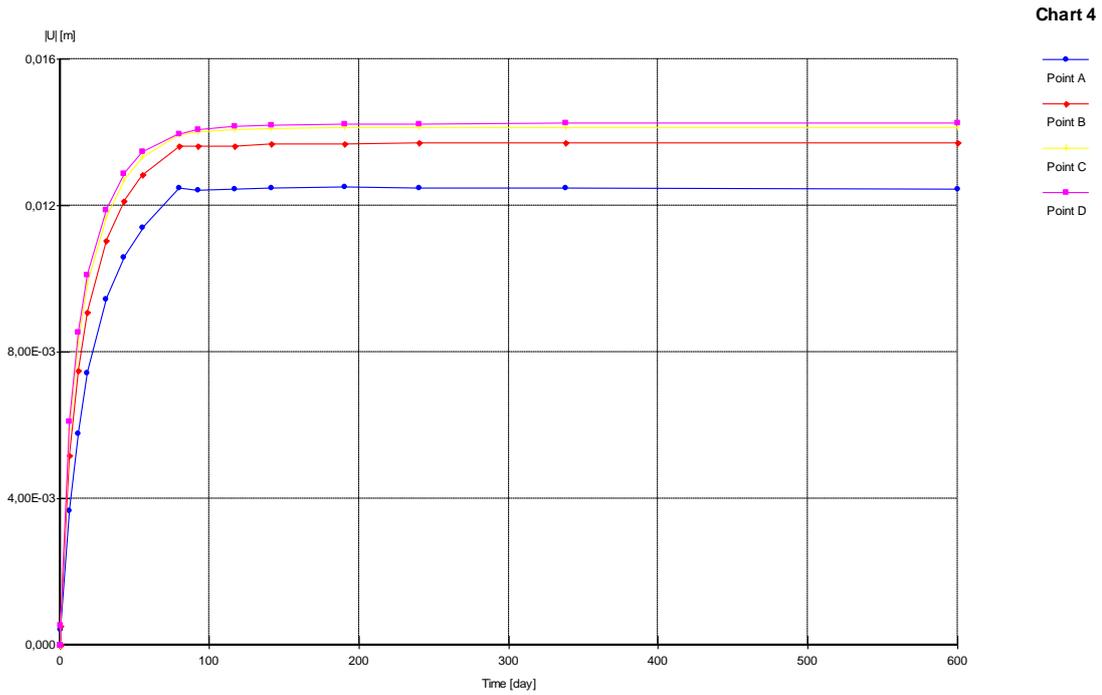


Figura 7-7: Evolución de la deformación para una permeabilidad de 10^{-4}

Si se analizan las curvas de la evolución de la deformación del conjunto para una permeabilidad muy alta, se aprecia que para los valores del modulo de elasticidad utilizados para el ajuste del modelo, existe un limite de los asientos de la superficie. Este limite corresponde con 14 milímetros para los puntos B, C y D y de 12,5 mm para el punto A. Una vez que se alcanzan, la transición se estabiliza, y los asientos no aumentan

Por ello, para las permeabilidades altas, en menos de 255 días se ha consolidado completamente la transición. Para permeabilidades menores, aun no se ha completado el proceso.

7.2.6. Variación del módulo de Poisson del cemento

El modulo de Poisson del cemento tiene un valor de 0,3. Se ha realizado una serie de cálculos adoptando los siguientes valores

0,25, 0,3 (Base), 0,35

Los resultados obtenidos son los siguientes:

Tabla 7-5: Asientos de los puntos de control en función del Modulo de Poison del cemento

	Deformación (mm)			
	A	B	C	D
0,25	12,3	12,8	13,3	13,7
0,30	11,3	12,0	12,7	13,1
0,35	11,3	12,0	12,7	13,2

La variación de la superficie de la transición en función de este parámetro es la siguiente:

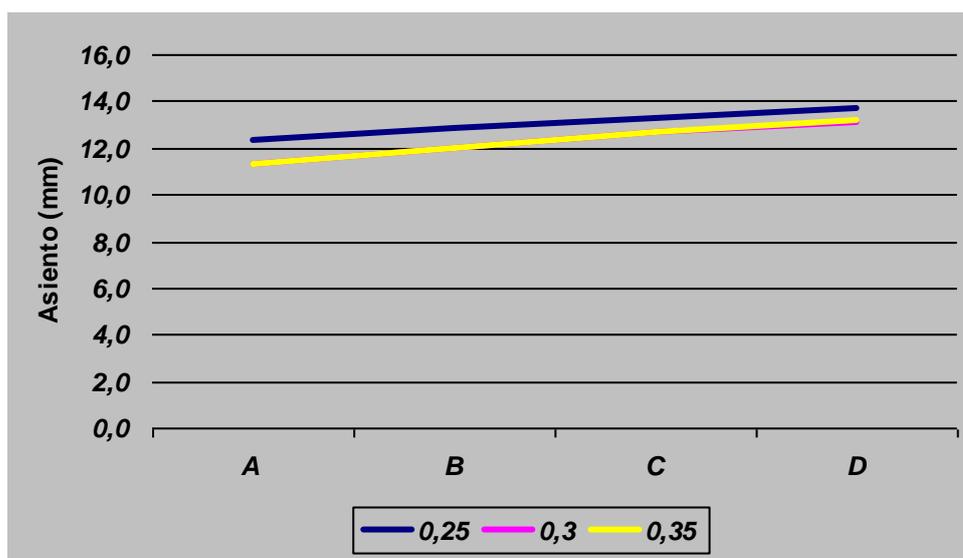


Figura 7-8 Deformación de la superficie en función del modulo de Poisson del cimient

El asiento obtenido en cada punto en función del modulo de Poisson del cimient es:

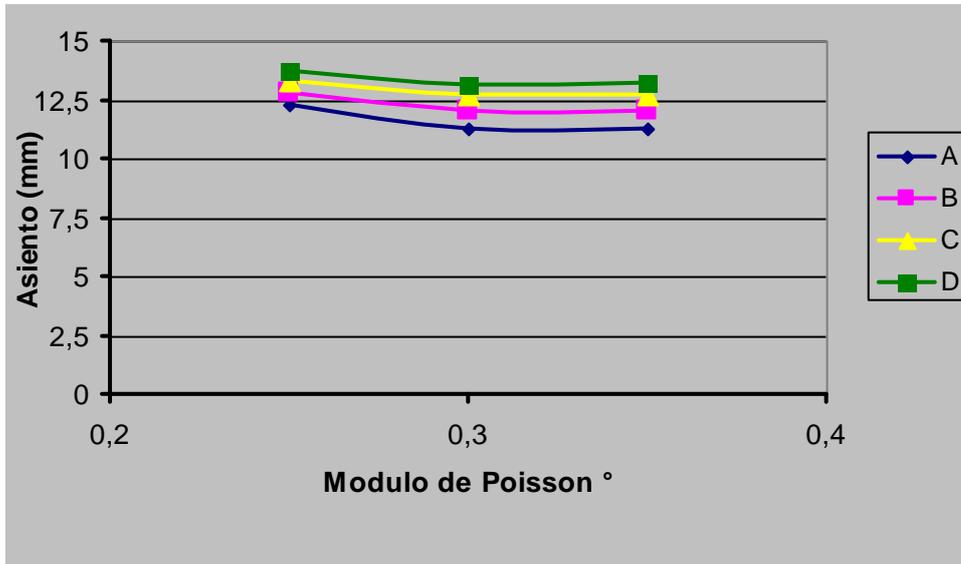


Figura 7-9: Variación del asiento en función del modulo de Poisson del cimient

La influencia de las variaciones de este parámetro son muy pequeñas. Si se calcula los resultados para valores del modulo de Poisson situados en los extremos del intervalo máximo de variación, se obtienen diferencias en los asientos inferiores a un milímetro.

7.2.7. Variación del ángulo de rozamiento interno del cimient.

El coeficiente de rozamiento del material del cimient tiene un valor de 30°. Se ha realizado una serie de cálculos adoptando los siguientes valores

25°, 30° (Base), 35°

Los resultados obtenidos son los siguientes:

Tabla 7-6: Asientos de los puntos de control en función del ángulo de rozamiento del cemento

	Deformación (mm)			
	A	B	C	D
25	12,1	12,8	13,4	13,7
30	11,3	12,0	12,7	13,1
35	11,2	11,9	12,6	13,0

La variación de la superficie de la transición en función de este parámetro es la siguiente:

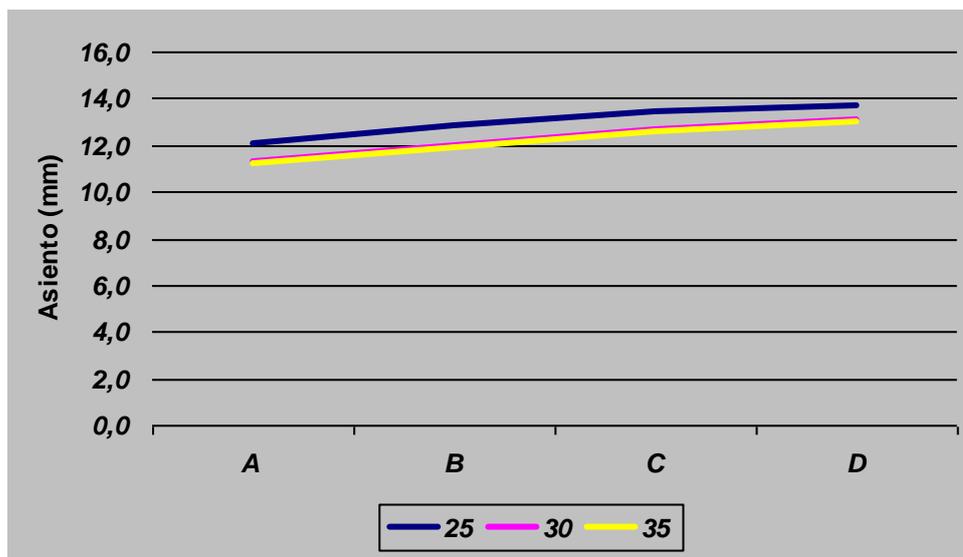


Figura 7-10 Deformación de la superficie en función del ángulo de rozamiento del cemento

El asiento obtenido en cada punto en función del módulo de elasticidad del cemento es:

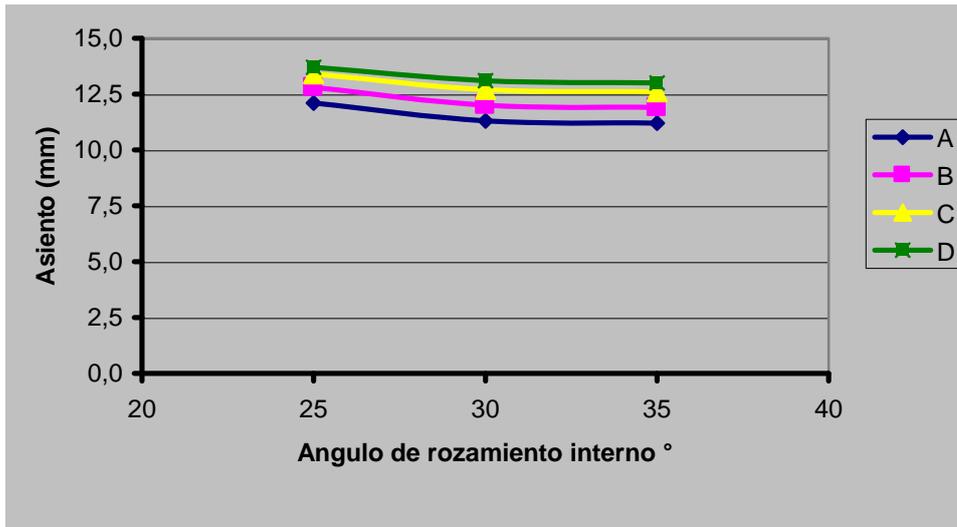


Figura 7-11: Variación del asiento en función del ángulo de rozamiento del cemento

La influencia de las variaciones de este parámetro son muy pequeñas. Si se calcula los resultados para valores del coeficiente de rozamiento situados en los extremos del intervalo máximo de variación, se obtienen diferencias en los asientos inferiores a un milímetro.

7.2.8. Variación del módulo de elasticidad del relleno del trasdos.

El módulo de elasticidad del relleno del trasdos tiene un valor de 100 Mpa. Se ha realizado una serie de cinco cálculos adoptando los siguientes valores:

10, 50, 100 (base), 250, 500 Mpa

Los asientos obtenidos en los puntos de control para $t = 255$ días son los siguientes:

Tabla 7-7 Asientos obtenidos variando el modulo de elasticidad del relleno del trasdos

Deformación (mm)				
E (Mpa)	A	B	C	D
10	16,5	17,6	18,1	17,8
50	12,5	13	13,5	13,8
100	11,3	12	12,7	13,1
250	10,8	12,1	12,6	12,8
500	10,8	11,8	12,4	12,7

La variación de la superficie de la transición en función de este parámetro es la siguiente:

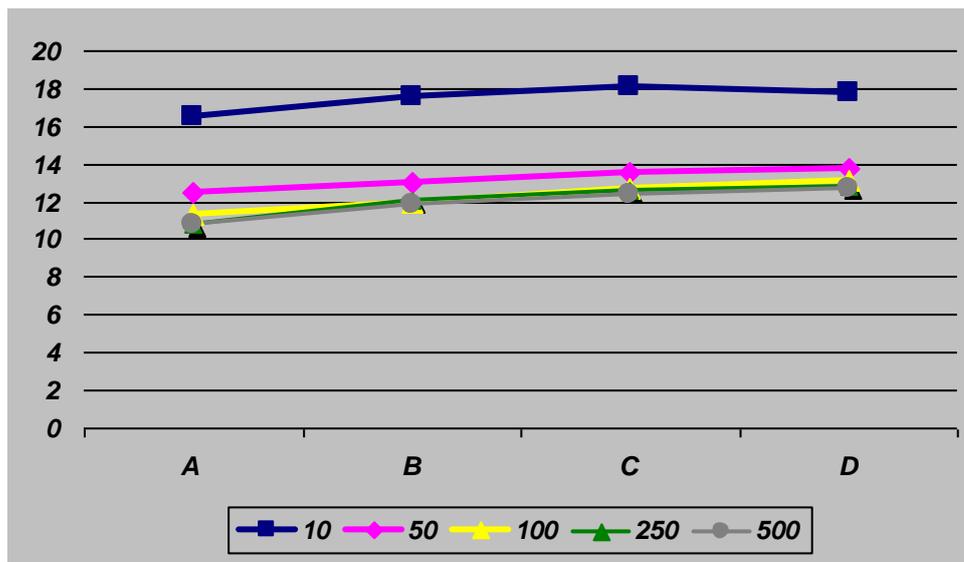


Figura 7-12 Deformación de la superficie en función del modulo de elasticidad del relleno

Representando los asientos en función del modulo de elasticidad, se obtiene:

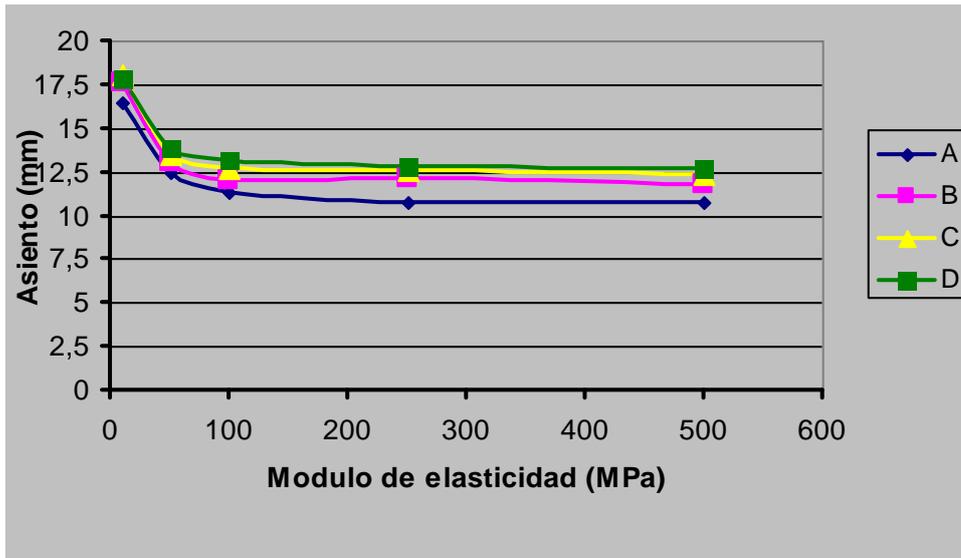


Figura 7-13: variación del asiento en función del módulo elasticidad del relleno

La deformación del relleno es aproximadamente uniforme, salvo en el punto A. Este punto, el más cercano al estribo, presenta un asiento menor. La diferencia de asientos entre los puntos B, C y D es menor de un milímetro. A medida que aumenta el módulo de elasticidad del relleno, disminuye el valor del asiento superficial. Esto se debe a que el relleno se hace casi indeformable, y el asiento que aparece en la superficie es debido al asiento producido por la consolidación del cemento, que es independiente del módulo de elasticidad del terraplén. Se muestra un valor mínimo de 12 mm aproximadamente, que es el valor del asiento del cemento.

Asumiendo que el asiento del cemento es de ocho milímetros, la mayor deformación es de 18 milímetros correspondiente al caso $E = 10$ Mpa y la menor de 12 milímetros correspondiente al caso $E = 500$ Mpa. La diferencia de asientos debida a la deformabilidad del material de relleno del trasdos es de cuatro milímetros. A partir de un módulo de elasticidad de 20-30 Mpa, la deformación producida por el relleno del trasdos es inferior a un milímetro, garantizando un buen comportamiento del mismo.

7.2.9. Variación de la permeabilidad del relleno del trasdos.

La permeabilidad del relleno del trasdos en el modulo base tiene un valor de $8 \cdot 10^{-5}$ m/día . Se ha realizado una serie de seis cálculos adoptando los siguientes valores:

10^{-6} , 10^{-5} , $4 \cdot 10^{-5}$, $8 \cdot 10^{-5}$ (base), 10^{-4} , $5 \cdot 10^{-4}$ m/día

Los asientos obtenidos en los puntos de control para $t = 255$ días son los siguientes:

Tabla 7-8 Asientos obtenidos variando la permeabilidad del relleno del trasdos

Deformación (mm)				
K (m/día)	A	B	C	D
10^{-6}	7,9	10,4	10,7	10,3
10^{-5}	9,7	11,4	11,9	11,8
$4 \cdot 10^{-5}$	11,2	12,1	12,6	12,9
$8 \cdot 10^{-5}$	11,3	12	12,7	13,1
10^{-4}	11,9	12,5	13	13,3
$5 \cdot 10^{-4}$	12	12,6	13,1	13,4

La variación de la superficie de la transición en función de este parámetro es la siguiente:

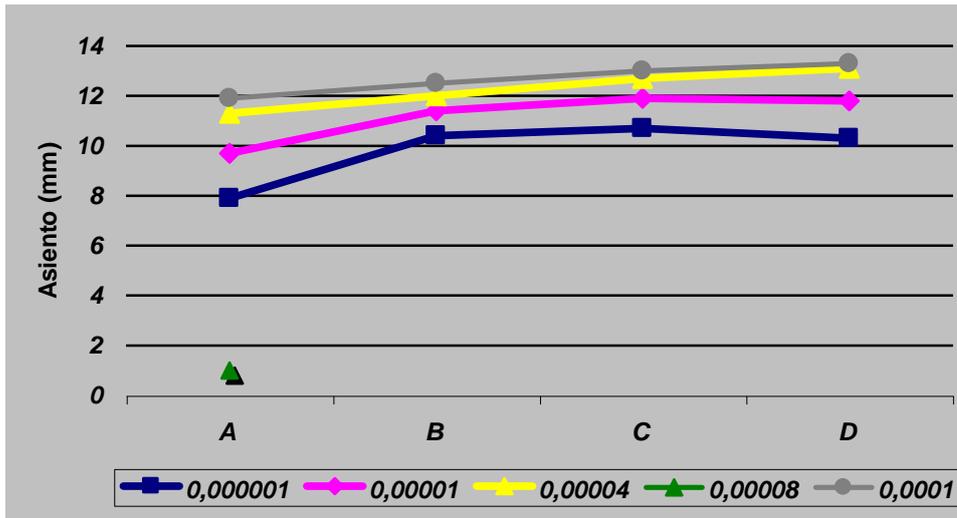


Figura 7-14 Deformación de la superficie en función de la permeabilidad del relleno.

Representando los asientos en función de la permeabilidad, utilizando una escala logarítmica, se obtiene:

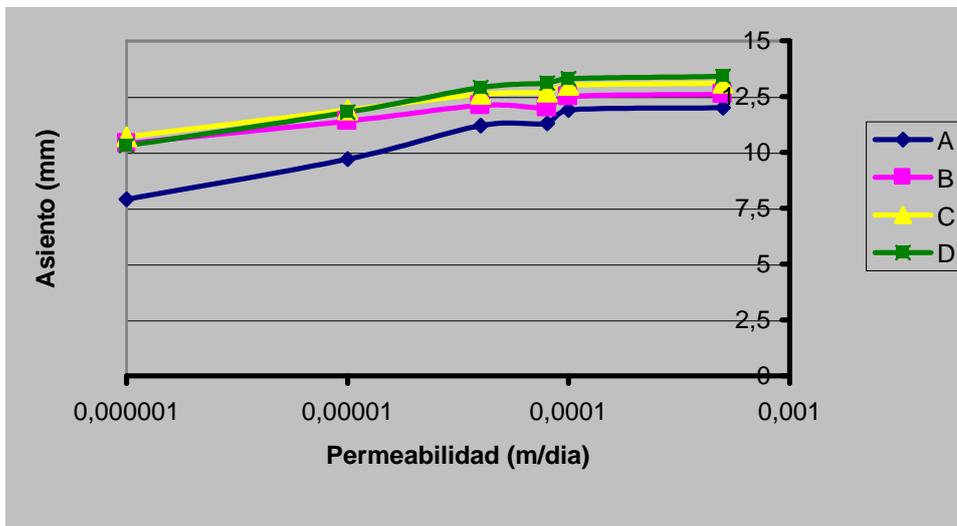


Figura 7-15: variación del asiento en función de la permeabilidad del relleno

Igual que en el caso anterior, aparece claramente una asíntota para una deformación de 12 milímetros, que se confirma que es la deformación que provoca el cimienta en la superficie de la transición. Cuanto menor es el valor de la permeabilidad, menor es la

deformación de la superficie, es decir, mas tiempo tarda en terminar el proceso de consolidación. Para valores bajos, inferiores a 10^{-5} , en 255 no ha dado tiempo todavía a consolidarse en su totalidad el relleno. Con permeabilidades mas elevadas, en este tiempo ha finalizado el proceso de consolidación del terraplén. La superficie de la transición se estabiliza en el valor de 12,5 mm

7.2.10. Variación del módulo de Poisson del relleno

El modulo de Poisson del relleno tiene un valor de 0,3. Se ha realizado una serie de cálculos adoptando los siguientes valores

0,25, 0,3 (Base), 0,35

Los resultados obtenidos son los siguientes:

Tabla 7-9: Asientos de los puntos de control en función del Modulo de Poison del relleno.

	Deformación (mm)			
	A	B	C	D
0,25	12,3	12,8	13,3	13,7
0,30	11,3	12,0	12,7	13,1
0,35	11,3	12,0	12,7	13,2

La variación de la superficie de la transición en función de este parámetro es la siguiente:

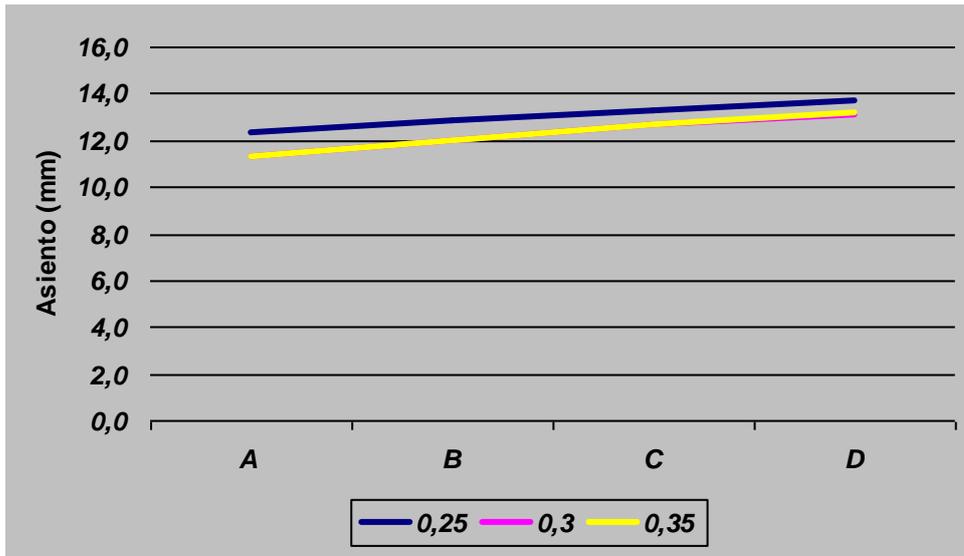


Figura 7-16 Deformación de la superficie en función del modulo de Poisson del relleno

El asiento obtenido en cada punto en función del modulo de Poisson del relleno es:

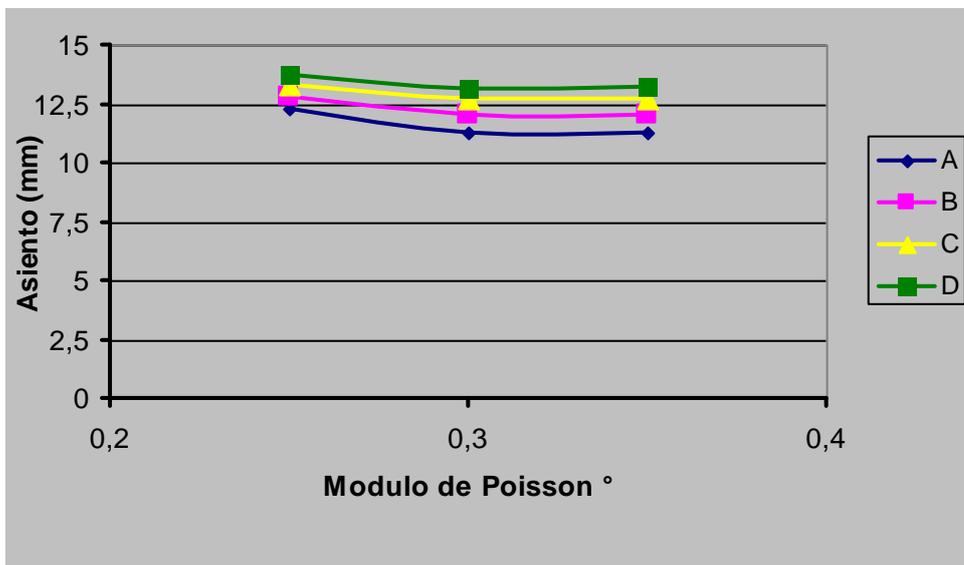


Figura 7-17: Variación del asiento en función del Modulo de Poisson del relleno

La influencia de las variaciones de este parámetro son muy pequeñas. Si se calcula los resultados para valores del modulo de Poisson situados en los extremos del intervalo máximo de variación, se obtienen diferencias en los asientos inferiores a un milímetro.

7.2.11. Variación del ángulo de rozamiento interno del relleno.

El coeficiente de rozamiento del relleno del trasdos tiene un valor de 30°. Se ha realizado una serie de cálculos adoptando los siguientes valores

25°, 30° (Base), 35°

Los resultados obtenidos son los siguientes:

Tabla 7-10: Asientos de los puntos de control en función del ángulo de rozamiento del relleno

Deformación (mm)				
	A	B	C	D
25	12,3	12,6	13,0	13,2
30	11,3	12,0	12,7	13,1
35	12,0	12,6	12,6	13,5

La variación de la superficie de la transición en función de este parámetro es la siguiente:

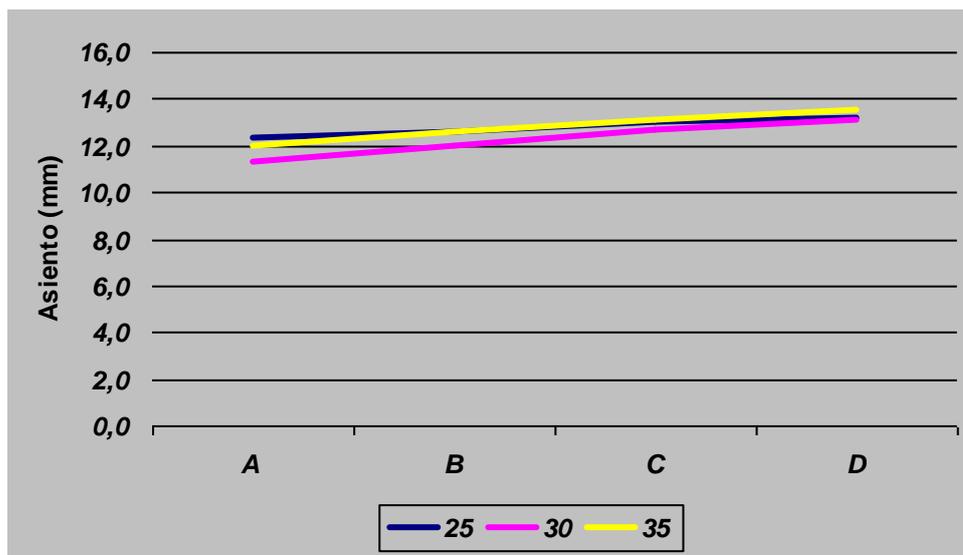


Figura 7-18 Deformación de la superficie en función del ángulo de rozamiento del relleno

El asiento obtenido en cada punto en función del módulo de elasticidad del relleno es:

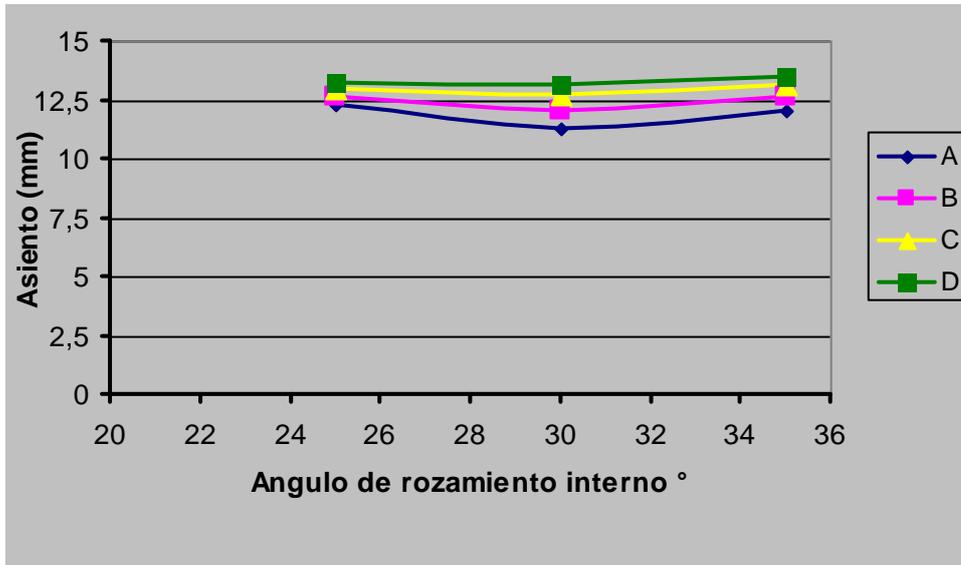


Figura 7-19: Variación del asiento en función del ángulo de rozamiento del relleno

La influencia de las variaciones de este parámetro son muy pequeñas. Si se calcula los resultados para valores del coeficiente de rozamiento situados en los extremos del intervalo máximo de variación, se obtienen diferencias en los asientos inferiores a un milímetro.

7.2.12. Variación de la densidad del relleno del trasdos.

La densidad del relleno del trasdos tiene un valor de 22 kN/m^3 . Se ha realizado una serie de cinco cálculos adoptando los siguientes valores:

18, 20, 22 (base), 24, 26 kN/m^3

Los asientos obtenidos en los puntos de control para $t = 255$ días son los siguientes:

Tabla 7-11 Asientos obtenidos variando la densidad del relleno del trasdos

Deformación (mm)				
D kN/m ³	A	B	C	D
18	9,4	9,9	10,3	10,6
20	10,6	11,2	11,6	11,9
22	11,3	12,0	12,7	13,1
24	13,4	14,0	14,6	14,9
26	13,8	15,1	15,9	16,4

La variación de la superficie de la transición en función de este parámetro es la siguiente:

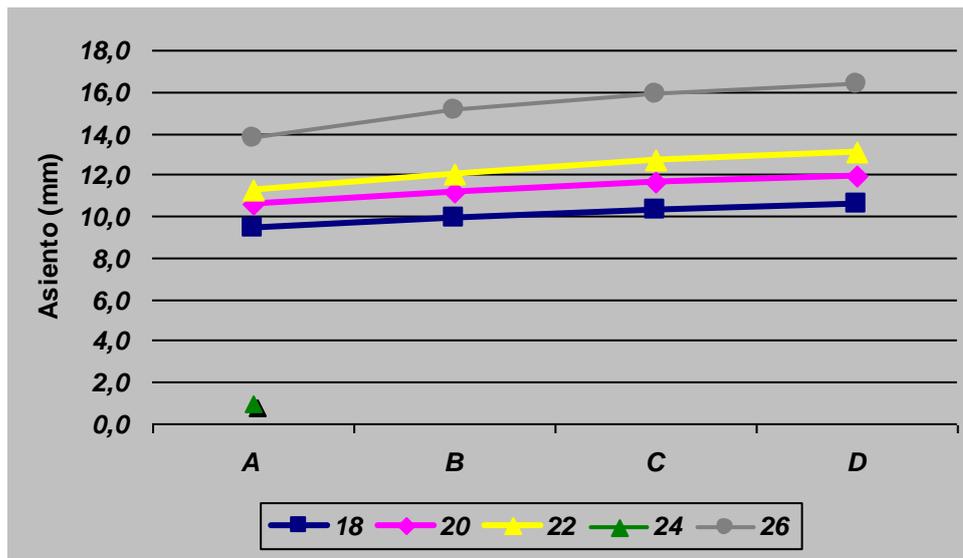


Figura 7-20 Deformación de la superficie en función del módulo de elasticidad del relleno

Representando los asientos en función de la densidad, se obtiene:

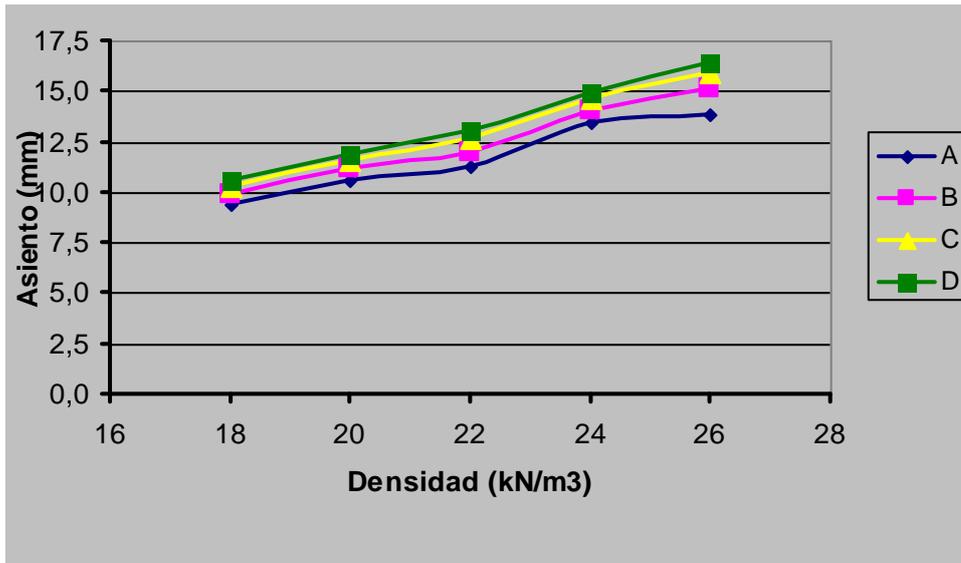


Figura 7-21: variación del asiento en función de la densidad del relleno

En la figura anterior se aprecia que existe una relación aproximadamente lineal entre el asiento y la densidad del relleno. Al ir aumentando la densidad, es decir, el peso del relleno que gravita sobre el cemento, el asiento del mismo aumenta proporcionalmente. Un incremento de la densidad de un 18 % supone un incremento del asiento de un 17 %, prácticamente la proporción directa.

7.2.13. Variación de la altura del estribo.

La altura del estribo que se ha tomado como base es de tres metros. Para evaluar la influencia de construir estribos con mayor altura (fundamentalmente el incremento de peso), se ha realizado una serie de cuatro cálculos adoptando los siguientes valores

3 (base), 6, 10, 15 m

El modelo se modifica ligeramente. Es necesario modificar su geometría, de forma que la altura del material de relleno se incrementa hasta alcanzar la altura considerada en cada caso.

Los asientos obtenidos en los puntos de control para $t = 255$ días son los siguientes:

Tabla 7-12 Asientos obtenidos variando la altura del relleno del trasdos

Deformación (mm)				
D kN/m ³	A	B	C	D
3	11,3	12,0	12,7	13,1
6	21,5	24,8	25,4	26,0
10	36,0	37,3	38,5	40,2
15	51,6	55,8	57,7	60,3

La variación de la superficie de la transición en función de este parámetro es la siguiente:

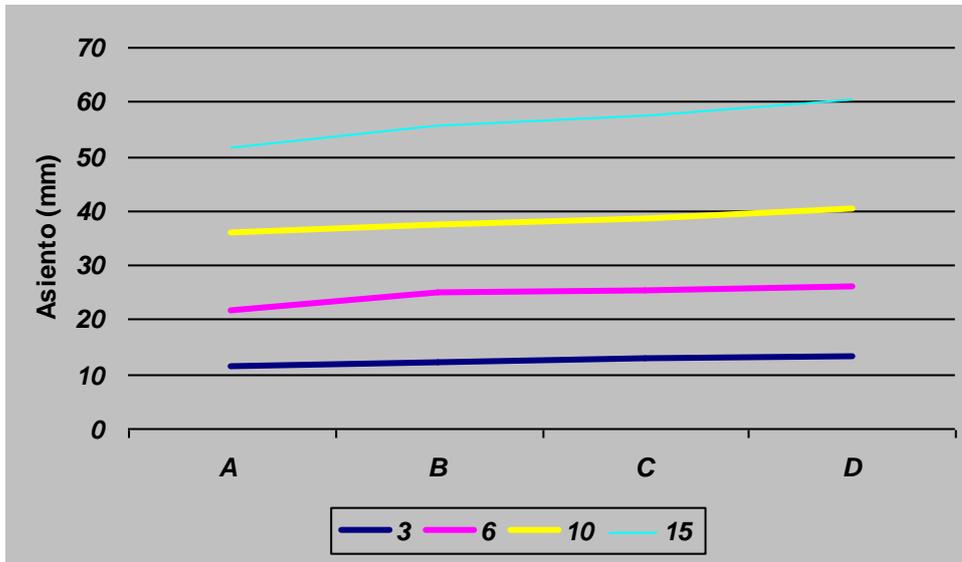


Figura 7-22 Deformación de la superficie en función de la altura relleno

Se aprecia un que la diferencia de los asientos es cada vez mayor a medida que va aumentando la altura del estribo. Además, la magnitud de los asientos comienza a ser muy importante. En el caso de los estribos de diez metros de altura, el asiento calculado es de 4 centímetros junto al estribo, lo que hace imprescindible la adopción de otro tipo de medidas para soslayar este efecto. De todos modos, la altura de los estribos rígidos raras veces sobrepasa los diez metros. Los valores habituales están en el entorno de los 5 a seis metros. Para esos valores de altura del estribo, el asiento previsto es de 21 milímetros, y la diferencia de asiento con el punto D de 5 milímetros. Son valores que empiezan a ser necesario tenerlos en cuenta.

Representando los asientos en función de la altura, se obtiene:

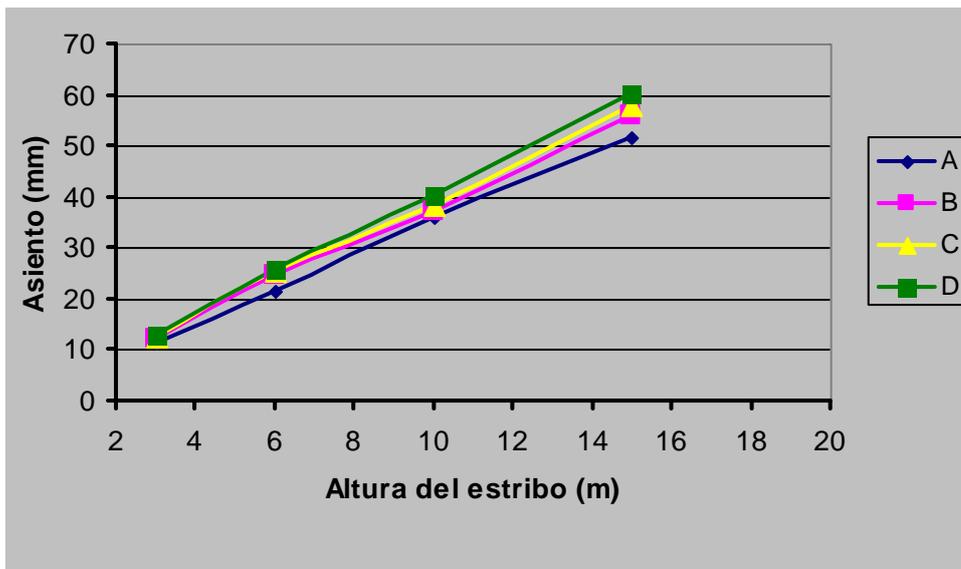


Figura 7-23: variación del asiento en función de la altura del relleno

En la figura anterior se aprecia que existe una relación aproximadamente lineal entre el asiento y la altura del relleno. Igual que en el caso anterior, al ir aumentando el peso del relleno que gravita sobre el cimiento, el asiento del mismo aumenta proporcionalmente. La duplicación de la altura del estribo, de tres a seis metros, supone que los asientos se multiplican asimismo por dos.

7.2.14. Colocación de la losa de transición.

Finalmente, se realiza una prueba consistente en realizar el calculo de consolidación del relleno con una losa de transición de distintas longitudes. Se ha realizado una serie de tres cálculos adoptando los siguientes valores:

3, 5, y 6 metros de longitud de la losa de transición.

En este caso el modelo varia ligeramente sobre lo indicado para los apartados anteriores, por la necesidad de incluir un nuevo elemento, una viga de hormigón que modeliza la losa de transición. Esta losa se considera articulada en la parte superior del estribo. El modelo resultante para la losa de cinco metros (La recomendada por la Instrucción Española) es el siguiente:

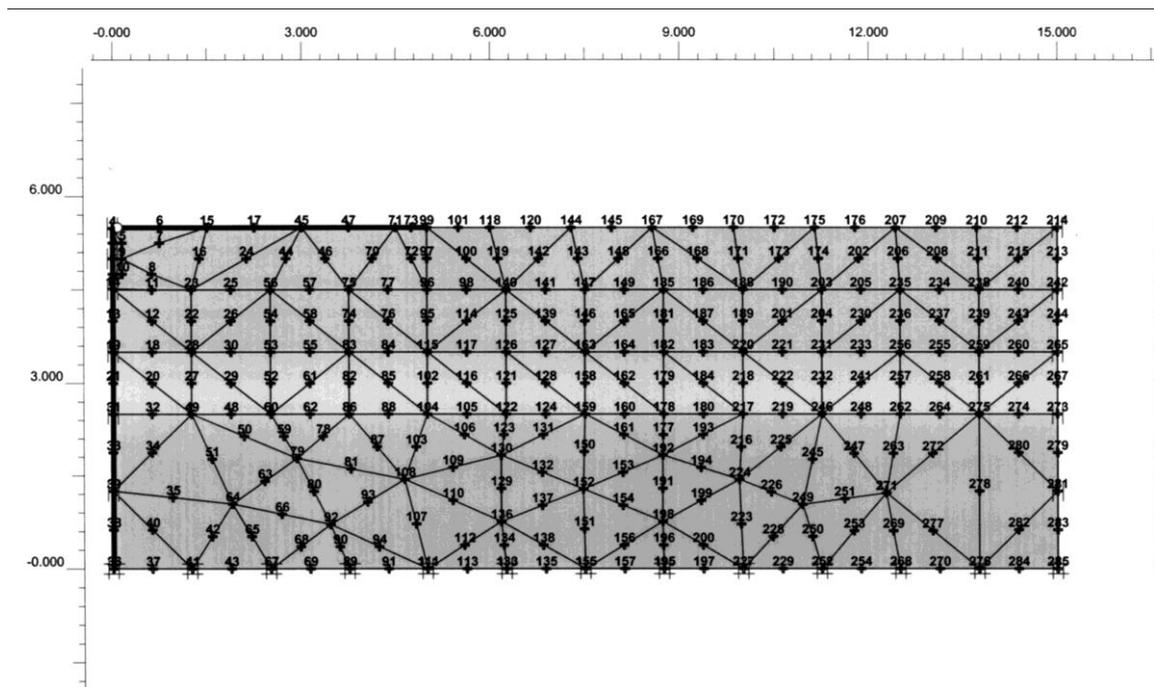


Figura 7-24: Modelo de elementos finitos incluyendo losa de transición

La deformada resultante tras el calculo se representa en la figura 7-23

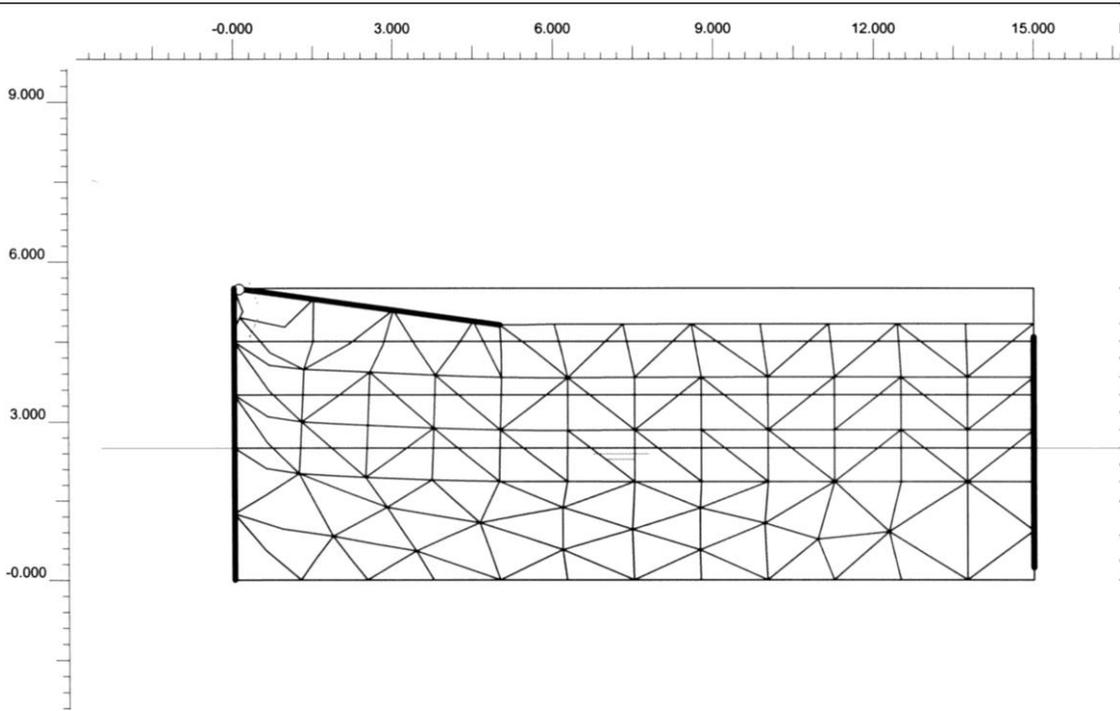


Figura 7-25: Deformada con losa de transicion

Los asientos obtenidos en los puntos de control para $t = 255$ días son los siguientes:

Tabla 7-13 Asientos obtenidos con losas de transición de distinta longitud

Longitud (Deformación (mm)			
	A	B	C	D
3	6,2	12,4	12,8	13,1
5	4,0	8,0	12,1	13,1
6	3,4	6,8	10,2	13,6

La variación de la superficie de la transición en función de la longitud de la losa de transición es la siguiente:

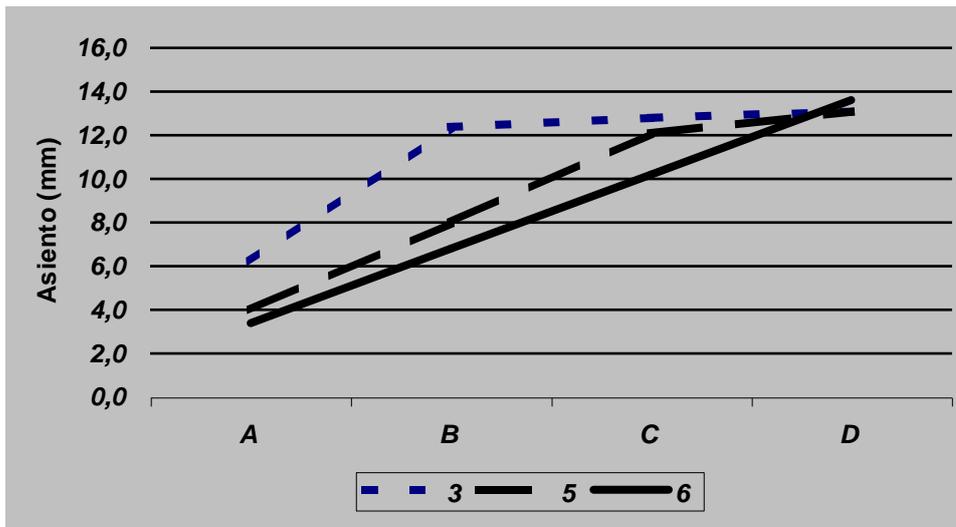


Figura 7-26 Deformación de la superficie en función de la longitud de la losa de transición

Se aprecia fácilmente la influencia de la losa de transición en la superficie del relleno. Esta losa forma una superficie de rodadura uniforme que proporciona una rodadura suave entre el terraplén y el estribo. Cuanto mayor es la longitud de la losa, menores son los asientos en las inmediaciones del estribo.

Representando los asientos en función de la longitud de la losa, se obtiene:

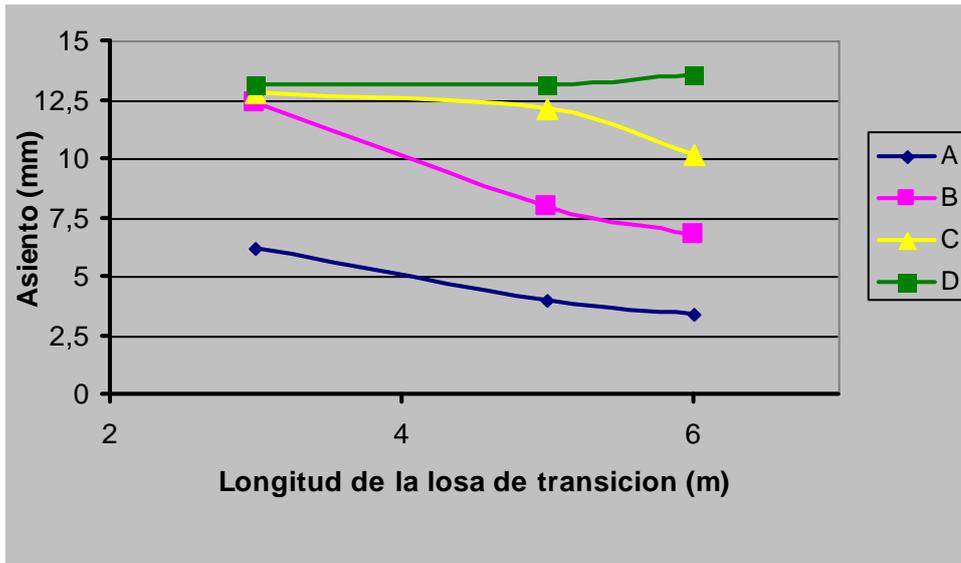


Figura 7-27: variación del asiento en función de la longitud de la losa de transición

Al disponer una losa sobre el relleno, la influencia sobre los asientos de cada uno de los puntos de control es muy diferente. La losa de tres metros únicamente afecta al punto A. La losa de cinco metros al punto A y B. La losa de seis metros afecta a los puntos A, B y C. El punto A, que siempre está protegido por la losa de transición, ve disminuir su deformación en gran medida, desde 11,3 mm sin losa hasta 3,5 mm en el caso de la losa más larga. El punto B, distante tres metros del estribo, en el caso de la losa de tres metros de longitud no mejora su comportamiento, pero para las losas más largas reduce mucho sus asientos. Los puntos C y especialmente el D no notan la presencia de las losas de transición.

Se aprecia que la losa corta, de tres metros, no supone apenas mejoría respecto a su ausencia. Sin embargo, la construcción de losas de mayor longitud, supone una mejora apreciable de los asientos que presenta la superficie de rodadura. En el caso del estribo C2, en el que se tiene asientos superiores al centímetro junto al estribo, lo que origina la aparición del punto duro, la existencia de una losa de transición de cinco metros eliminaría su aparición.

7.2.15. Factores que afectan al comportamiento de la transición.

Los principales factores que influyen en el comportamiento de las transiciones son los relacionados con las propiedades constitutivas de los materiales que forman parte del sistema, es decir, del material de cimiento de la estructura y el terraplén, el material del terraplén y el posible material seleccionado del relleno del trasdos de la estructura o bajo la losa de transición.

El principal factor que influye en el comportamiento de la transición es el modulo de deformación de cada uno de los materiales constituyentes de la misma. Para realizar el análisis de la influencia que tiene cada uno de los factores se toma como base el modelo que ha servido para reproducir el comportamiento de los ensayos. Se escoge el material sobre el que se va a realizar la variación y se realiza el mismo calculo de consolidación de la transición modificando exclusivamente el valor del modulo de Young del mismo. Se realizan distintos cálculos asignando distintos valores al parámetro que se considere en cada momento, y se analiza la influencia que tiene la variación de esta parámetro en los valores de los asientos obtenidos, asi como si la transición esta o no en buen estado.

Para comprobar el comportamiento del modelo con algunas transiciones de reciente construcción con losa de transición, se selecciona los modelos correspondientes a las estructuras 1 y 2 de Almería, en los que se dispone de un modelo de cada uno de los dos tipos de estribo, con losa de transición y relleno seleccionado del trasdos.

7.3. Estribo rígido, con losa de transición.

7.3.1. Modelo base.

El modelo base que sirve para el análisis de sensibilidad es el correspondiente a la estructura 1 de la A-92, en la provincia de Almería. El modelo de esta transición consta de tres materiales distintos, correspondientes al relleno del trasdos, al terraplén de acceso y al cimiento. El modelo se reproduce en la figura adjunta.

En este caso, los parámetros de control de los resultados del modelo son los siguientes:

- Asiento de los puntos de control. T = 100 días. (Puntos 1,2,3,4, y 5)
- Comprobación de la regularidad superficial, en particular el asiento diferencial en el contacto entre el terraplén y el estribo
- La pendiente de acceso al estribo.

Como se ha observado en el caso del estribo C2, los parámetros principales a la hora de modificar los resultados del modelo son los módulos de elasticidad de los distintos materiales que intervienen en la estructura. El resto de los factores tiene una influencia menor, y , en el caso de la permeabilidad, influyen en la velocidad de asentamiento del sistema. Dado que en la actualidad solo se dispone de un punto de la curva de asientos del terraplén, este parámetro se descarta para el análisis de sensibilidad actual.

Por ello, se van a variar los siguientes parámetros:

- Modulo de elasticidad del relleno del trasdos:
- Modulo de elasticidad del cimiento
- Modulo de elasticidad del terraplén.

El valor de estos parámetros en el modelo base es el siguiente:

- Modulo de elasticidad del relleno del trasdos: $E = 200 \text{ Mpa}$
- Modulo de elasticidad del cimiento. $E = 7 \text{ Mpa}$.
- Modulo de elasticidad del terraplén.: $E = 10 \text{ Mpa}$

Los valores de los parámetros de control en el modelo base son los siguientes:

Tabla 7-14 Valor de los parámetros de control en el caso 1

	1	2	3	4	5
Asiento (mm)	1,12	1,31	1,47	1,75	2,29
Asiento diferencial	-				
Pendiente acceso	1/4300				

7.3.2. Variación del modulo de elasticidad del relleno del trasdos.

El modulo de elasticidad del relleno del trasdos tiene un valor de 200 Mpa. Se han realizado cálculos variando este valor entre 100 y 400 Mpa.

Los resultados obtenidos son los siguientes:

Tabla 7-15: Asientos obtenidos variando el modulo de elasticidad del relleno del trasdos

Tiempo = 100 días					
deformación (mm)					
E (Mpa)	1	2	3	4	5
100	1,78	2,37	2,93	3,31	3,93
200	1,75	2,24	2,70	3,06	3,70
300	1,10	1,43	1,73	2,05	2,62
400	1,10	1,36	1,60	1,90	2,46

La deformación de la superficie presenta una pendiente ascendente hacia el estribo. Esta pendiente es tanto mas pronunciada cuanto menor es el valor del modulo de elasticidad del relleno del trasdos, pero en el caso mas desfavorable la pendiente es de 1/2500, muy alejado del limite marcado por Briaud.

Representando la deformación en función del modulo de elasticidad, se obtiene:

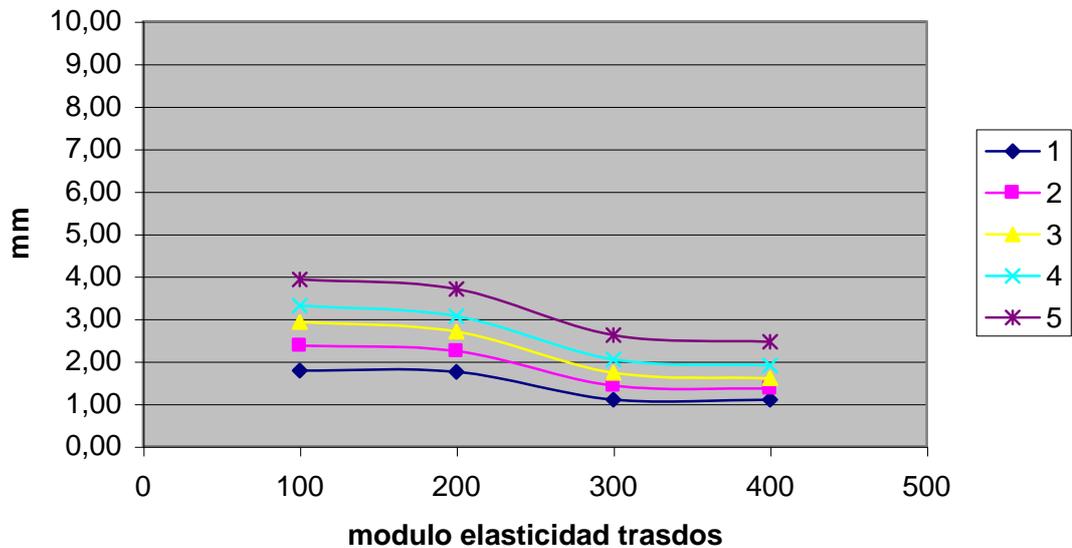


Figura 7-28: variación del asiento en función del modulo elasticidad del relleno

Existe un asiento mínimo en todos los casos, correspondiente al asiento del material del cimiento, de 1 milímetro. Este valor es prácticamente constante a partir de un modulo de deformación de 200 Mpa. Para valores inferiores, la deformación aumenta considerablemente, pero sin alcanzar valores importantes. En todos los casos esta deformación esta por debajo de cuatro milímetros.

7.3.3. Variación del modulo de elasticidad del cemento.

El modulo de elasticidad del relleno del trasdos tiene un valor de 7 Mpa. Se han realizado cálculos variando este valor entre 2,5 y 10 Mpa.

Los resultados obtenidos son los siguientes:

Tabla 7-16: Asientos de los puntos de control en función del modulo de elasticidad del cemento

Tiempo = 100 días deformación (mm)					
E (Mpa)	A	B	C	D	E
2,5	18,00	19,00	20,00	21,00	23,00
5	4,35	4,70	5,10	5,60	6,50
6	2,71	3,04	3,32	3,72	4,48
7	1,12	1,31	1,47	1,75	2,29
10	0,37	0,48	0,57	0,74	1,06

La variación de la superficie de la transición en función de este parámetro es la siguiente:

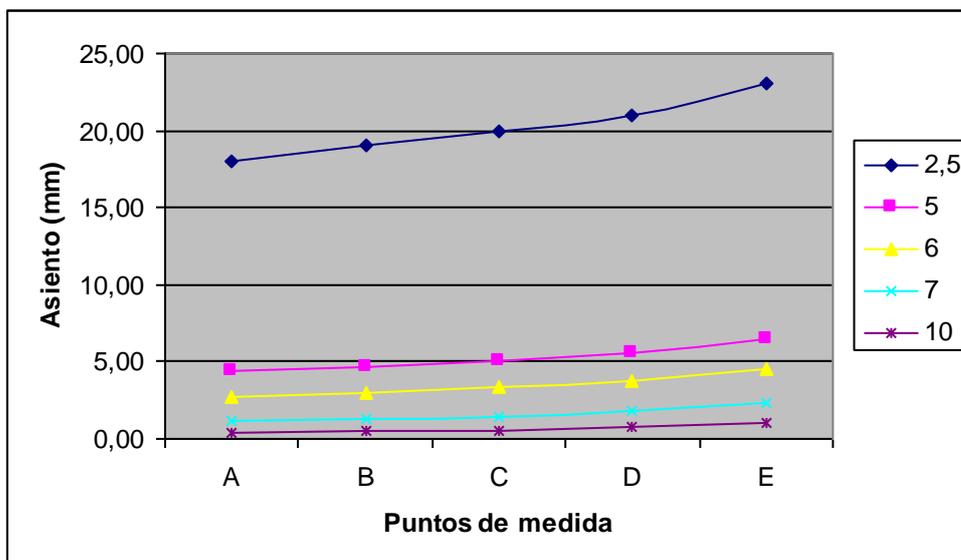


Figura 7-29: deformación de la superficie en función del módulo de elasticidad del cimiento

La superficie del relleno presenta una pendiente creciente conforme el modulo de elasticidad del relleno es menor. En el caso correspondiente a $E = 2,5$ la pendiente alcanza un valor de $1/430$, aproximándose al limite pero sin alcanzarlo. En el resto, la pendiente el inferior a $1/1400$, prácticamente horizontal.

El asiento obtenido en cada punto en función del modulo de elasticidad del cimiento es:

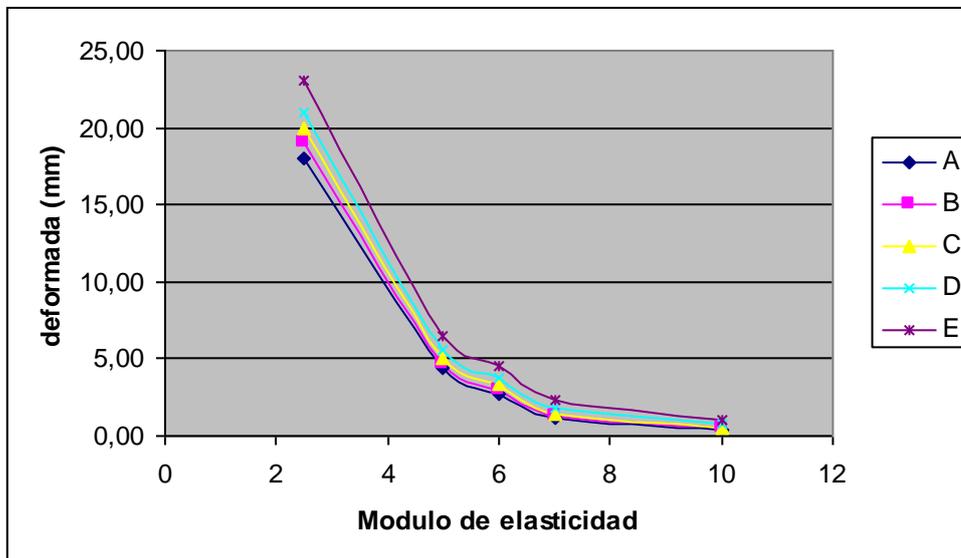


Figura 7-30: deformación de la superficie en función del módulo de elasticidad del cimiento

En este caso existe una mayor variación de los resultados. La diferencia esta entre los mas de veinte milímetros correspondientes a un modulo de 2,5 Mpa y un milímetros correspondientes a un modulo de 10 Mpa. Se pone de manifiesto la enorme importancia del deformabilidad del cimiento en la respuesta del sistema. Pequeñas variaciones del mismo conducen a importantes asientos, que alcanzan valores preocupantes cuando la deformabilidad del cimiento es elevada. Sin embargo, cuando el cimiento tiene unas características portantes adecuadas, la deformación es mínima.

7.3.4. Variación del modulo de elasticidad del terraplén de acceso.

El modulo de elasticidad del terraplén de acceso tiene un valor de 10 Mpa. Se han realizado cálculos variando este valor entre 2 y 20 Mpa.

Los resultados obtenidos son los siguientes:

Tabla 7-17 Asientos obtenidos variando el modulo de elasticidad del relleno del trasdos

Tiempo = 100 días deformación (mm)					
E (Mpa)	A	B	C	D	E
2	1,36	1,51	1,64	2,25	2,98
5	1,21	1,39	1,54	1,90	2,56
7,5	1,26	1,45	1,61	1,93	2,52
10	1,12	1,31	1,47	1,75	2,29
15	1,15	1,36	1,54	1,78	2,26
20	1,15	1,38	1,57	1,82	2,26

La variación de la superficie de la transición en función de este parámetro es la siguiente:

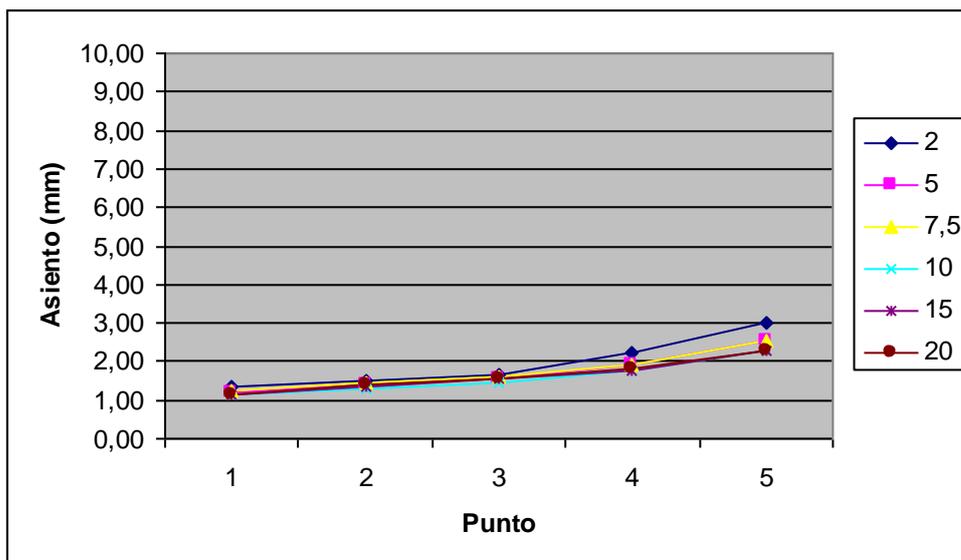


Figura 7-31: Deformación de la superficie en función del modulo de elasticidad del relleno

En la figura se aprecia que la deformación de la superficie en los puntos de control es casi independiente de la deformabilidad del terraplén. Únicamente en los puntos 4 y 5, que están situados directamente sobre el terraplén, se observan pequeñas variaciones, pero de valor inferior a un milímetro respecto a la que presenta el modelo base.

Representando la deformación en función del módulo de elasticidad, se obtiene:

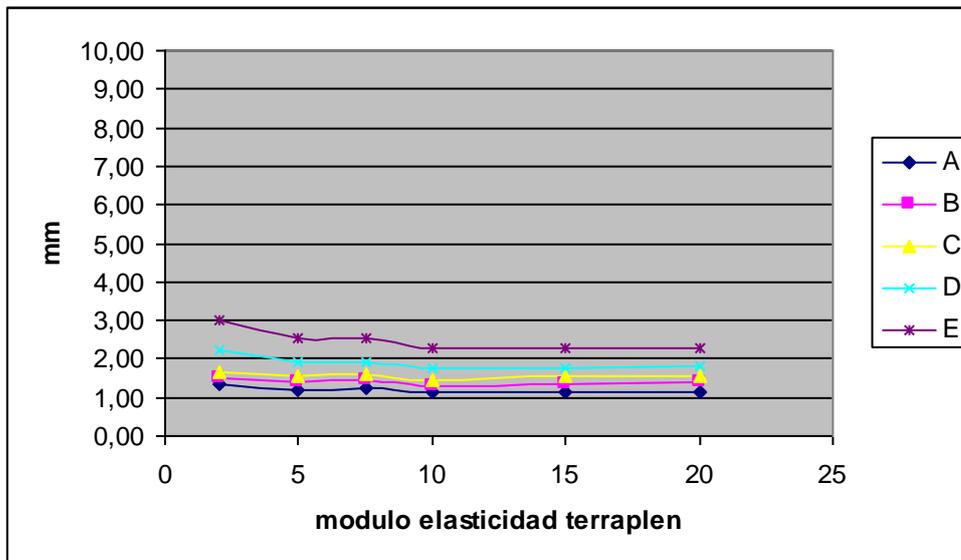


Figura 7-32 variación del asiento en función del modulo elasticidad del relleno

Prácticamente la respuesta es independiente del modulo de deformación del terraplén. Únicamente para valores muy pequeños el asiento aumenta en cierta medida pero con variaciones muy poco importantes, inferiores al milímetro.

7.4. Estribo flotante, con losa de transición.

7.4.1. Modelo base.

El modelo base que sirve para la comparación de los resultados obtenidos en el mismo con los que se obtienen variando los valores de los distintos factores principales que influyen en su comportamiento es el correspondiente a la estructura 2 de la A-92, en la provincia de Almería. El modelo de esta transición consta de tres materiales distintos, correspondientes al relleno del trasdos, al terraplén de acceso y al cimientado. El modelo se reproduce en la figura adjunta.

En este caso, los parámetros de control de los resultados del modelo son los siguientes:

Asiento de los puntos de control. T = 100 días. (Puntos 1,2,3,4, y 5)

Comprobación de la regularidad superficial, en particular el asiento diferencial en el contacto entre el terraplén y el estribo

La pendiente de acceso al estribo.

Se van a variar los siguientes parámetros:

- Modulo de elasticidad del relleno del trasdos:
- Modulo de elasticidad del cimientado
- Modulo de elasticidad del terraplén.

El valor de estos parámetros en el modelo base es el siguiente:

- Modulo de elasticidad del relleno del trasdos: $E = 200 \text{ Mpa}$
- Modulo de elasticidad del cimientado. $E = 17 \text{ Mpa}$.
- Modulo de elasticidad del terraplén.: $E = 10 \text{ Mpa}$

Los valores de los parámetros de control en el modelo base son los siguientes:

Tabla 7-18 Valor de los parámetros de control en el caso 2

	1	2	3	4	5
Asiento (mm)	7,17	6,55	6,10	6,30	6,80
Asiento diferencial	-				
Pendiente acceso	Horizontal				
Observaciones.	Transición en buen estado				

7.4.2. Variación del modulo de elasticidad del relleno del trasdos.

El modulo de elasticidad del relleno del trasdos tiene un valor de 300 Mpa. Se han realizado cálculos variando este valor entre 10 y 40 Mpa.

Los resultados obtenidos son los siguientes:

Tabla 7-19 Asientos obtenidos variando el modulo de elasticidad del relleno del trasdos

Tiempo = 100 días deformación (mm)					
E (Mpa)	1	2	3	4	5
100	7,22	6,57	6,15	6,41	6,86
200	7,20	6,55	6,14	6,36	6,85
300	7,17	6,55	6,10	6,30	6,80
400	7,00	6,54	5,92	6,24	6,76

La variación de la superficie de la transición en función de este parámetro es la siguiente:

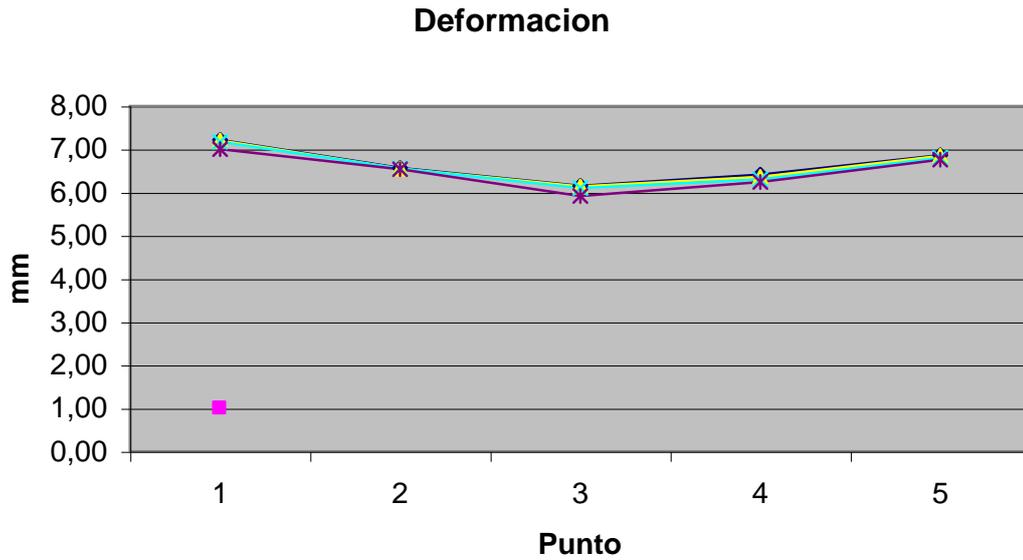


Figura 7-33: Deformación de la superficie en función del modulo de elasticidad del relleno

En esta caso, se aprecia que la deformación es prácticamente independiente de las características del material de relleno del trasdos. El asiento del sistema depende del terraplén y del cimiento, y el relleno del trasdos es un relleno localizado que ejerce escasa influencia en el asiento final.

Representando la deformación en función del modulo de elasticidad, se obtiene:

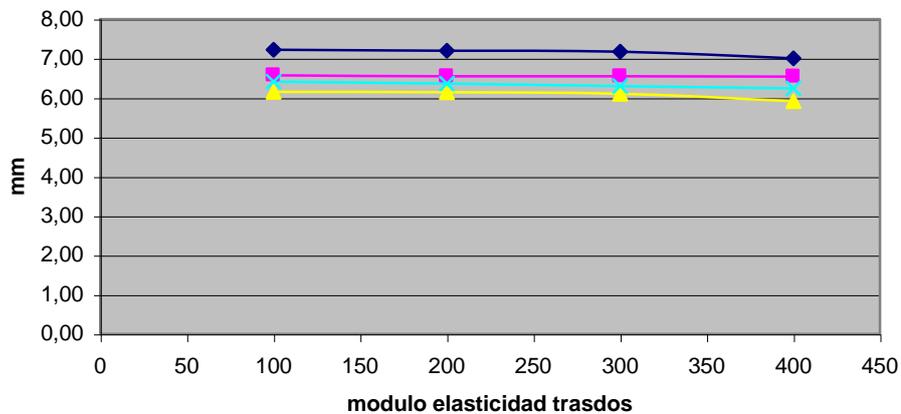


Figura 7-34: variación del asiento en función del modulo elasticidad del relleno

Se repite lo mismo que en el caso anterior. Independientemente del valor del modulo del relleno, la deformación de la superficie es casi la misma.

7.4.3. Variación del modulo de elasticidad del cemento.

El modulo de elasticidad del relleno del trasdos tiene un valor de 17 Mpa. Se han realizado cálculos variando este valor entre 10 y 25 Mpa.

Los resultados obtenidos son los siguientes:

Tabla 7-20: Asientos de los puntos de control en función del modulo de elasticidad del cemento

	Tiempo = 100 días deformación (mm)				
	1	2	3	4	5
10	12,00	11,00	11,00	11,00	12,00
15	8,34	7,52	6,95	7,12	7,92
17	7,17	6,55	6,10	6,30	6,80
20	6,52	5,76	5,15	5,32	5,75
25	5,38	4,67	4,10	4,17	4,52

La variación de la superficie de la transición en función de este parámetro es la siguiente:

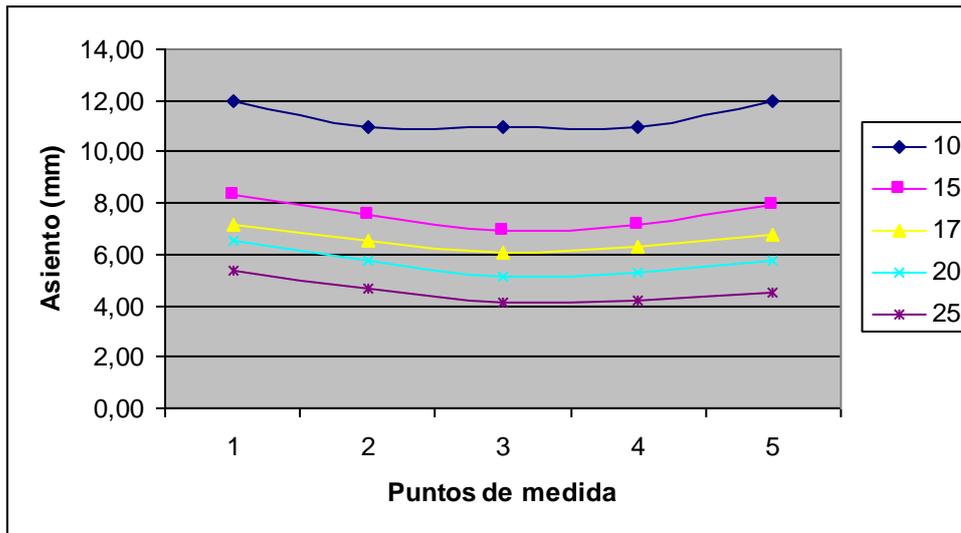


Figura 7-35: deformación de la superficie en función del modulo de elasticidad del cemento

La superficie del relleno presenta una superficie aproximadamente horizontal, con oscilaciones inferiores a dos milímetros en todos los casos, lo que garantiza la regularidad superficial. El asiento es mayor conforme disminuye el valor del modulo de Young del cemento.

El asiento obtenido en cada punto en función del modulo de elasticidad del cemento es:

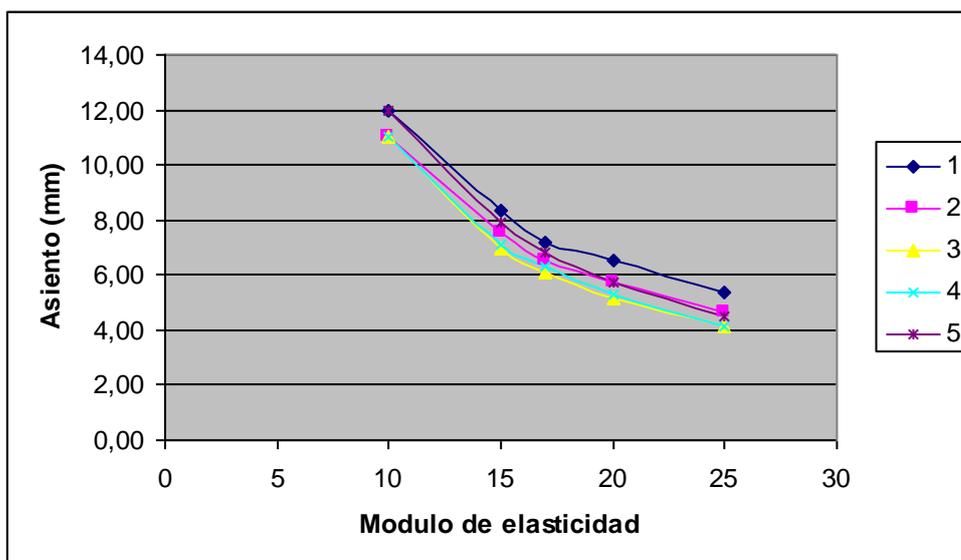


Figura 7-36: deformación de la superficie en función del modulo de elasticidad del cemento

Conforme es menor el modulo de elasticidad, aumenta el asiento de la superficie. Se observa un comportamiento casi lineal del asiento respecto a este parámetro, con una ligera tendencia a aumentar la pendiente de la línea cuando el modulo de deformación es menor.

7.4.4. Variación del modulo de elasticidad del terraplén de acceso.

El modulo de elasticidad del terraplén de acceso tiene un valor de 10 Mpa. Se han realizado cálculos variando este valor entre 5 y 20 Mpa.

Los resultados obtenidos son los siguientes:

Tabla 7-21:Asientos obtenidos variando el modulo de elasticidad del relleno del trasdos

Tiempo = 100 días deformación (mm)					
E (Mpa)	A	B	C	D	E
5	7,07	6,43	5,93	6,05	6,60
10	7,17	6,55	6,10	6,30	6,80
15	7,50	6,92	6,50	6,70	7,10
20	7,25	6,92	6,75	6,95	7,36

La variación de la superficie de la transición en función de este parámetro es la siguiente:

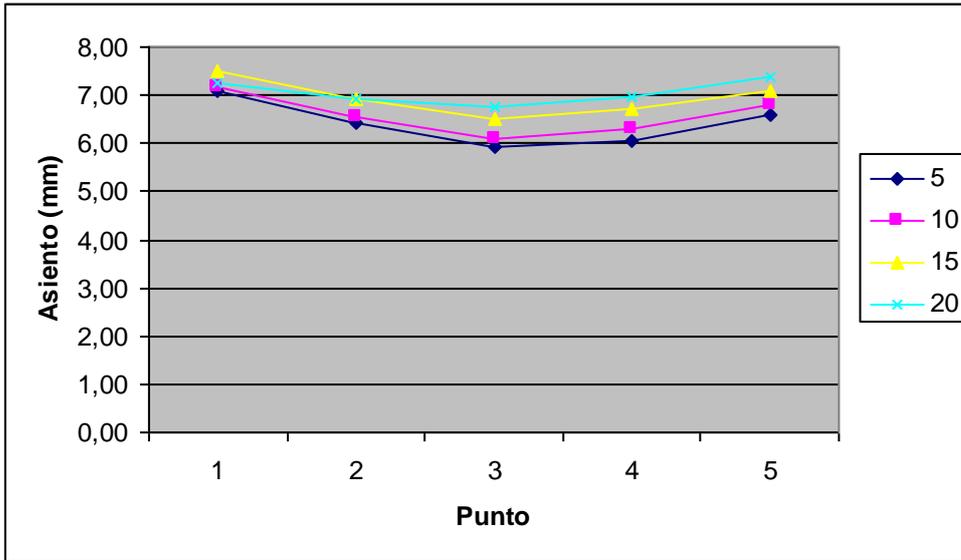


Figura 7-37 Deformación de la superficie en función del modulo de elasticidad del relleno

Representando la deformación en función del modulo de elasticidad, se obtiene:

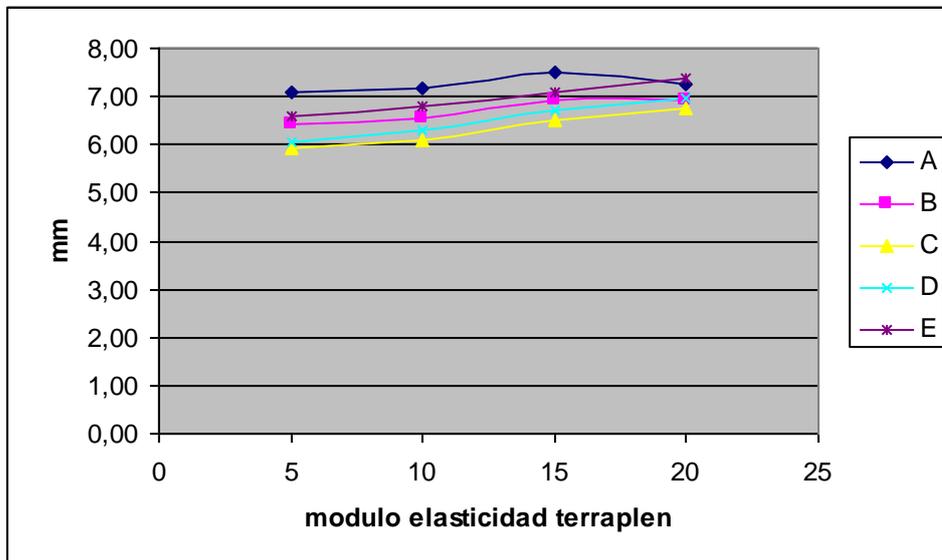


Figura 7-38: variación del asiento en función del modulo elasticidad del relleno

Prácticamente la respuesta es independiente del modulo de deformación del terraplén.

7.5. INFLUENCIA DE LOS FACTORES EN EL RESULTADO

7.5.1. Introducción.

Cada uno de los factores analizados afecta de manera diferente a los resultados obtenidos por el modelo. En general, los parámetros resistentes afectan principalmente al asiento final obtenido con el modelo, mientras que la permeabilidad varia en la distribución temporal de la ganancia de asientos. Para conocer cuales de los parámetros constitutivos de los materiales tienen mayor influencia en la respuesta del modelo, se va a realizar un estudio comparativo acerca de la modificación de los resultados que se obtienen con el modelo de elementos finitos cuando se modifica al valor de cada uno de estos parámetros en una magnitud de $\pm 25\%$ sobre el valor del modelo base. Cuanto mayor sea la diferencia entre los resultados que del modelo modificado y el modelo base, mas importancia tendrá un parámetro determinado en el comportamiento de las transiciones.

Los datos utilizados son los ya descritos en los apartados anteriores correspondientes a los análisis de sensibilidad. En el caso de que no se disponga del valor preciso del asiento resultante de modificar $\pm 25\%$ el valor del parámetro base, se realizará una interpolación lineal entre los valores mas próximos de la curva obtenida para cada factor. Como valor de comparación se utilizara el asiento del punto D, que es el menos afectado por los efectos de borde del modelo motivados por la presencia del estribo.

No se estudia la importancia de la adición de una losa de transición o de la modificación de la altura del estribo. Su influencia ya ha sido analizada en el apartado correspondiente.

7.5.2. Estribo C2.

Los factores considerados en el análisis de sensibilidad que se refieren a las propiedades constitutivas de los materiales son los siguientes:

Material del cimientto:

- Modulo de elasticidad.
- Modulo de Poisson.
- Permeabilidad.
- Angulo de Rozamiento interno.

Material del relleno:

- Modulo de elasticidad.
- Modulo de Poisson.
- Permeabilidad.
- Angulo de Rozamiento interno.
- Densidad.

Los resultados obtenidos modificando un 25 % en mas y en menos cada uno de los factores considerados es la siguiente:

Tabla 7-22: Variación del asiento del punto D.

PARÁMETRO		MODELO BASE		+ 25 %		- 25 %	
		Facto:	Asiento	Factor	Asien	Factor	Asien
CIMENTO	Modulo de elasticidad (Mpa)	8	13,1	10	10,9	6	16,5
	Modulo de Poisson	0,3	13,1	0,375	13,2	0,225	13,7
	Permeabilidad (m/dia)	10^{-5}	13,1	$1,25 \cdot 10^{-5}$	13,65	$7,5 \cdot 10^{-6}$	12,45
	Angulo de Rozamiento interno	30°	13,1	$37,5^\circ$	13,0	$22,5^\circ$	13,7
RELLENO	Modulo de elasticidad (Mpa)	100	13,1	125	13,05	75	13,45
	Modulo de Poisson	0,3	13,1	0,375	13,2	0,225	13,7
	Permeabilidad (m/dia)	$8 \cdot 10^{-5}$	13,1	10^{-4}	13,3	$6 \cdot 10^{-5}$	13,0
	Angulo de Rozamiento interno	30°	13,1	$37,5^\circ$	13,5	$22,5^\circ$	13,2
	Densidad KN/m^3	22	13,1	27,5	16,8	16,5	9,8

En la figura 7-38 se muestra la influencia de los distintos parámetros que influyen en el comportamiento del material que conforma el cimiento.

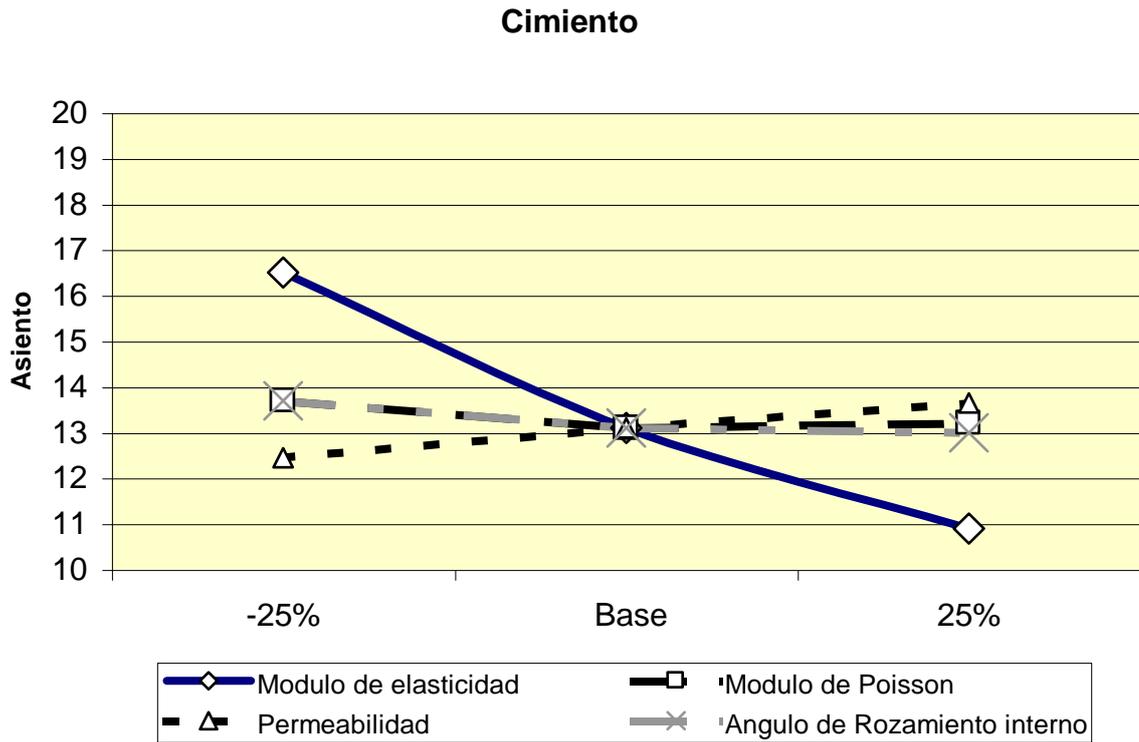


Figura 7-39: Influencia de los parametros del material del cimiento

El modulo de elasticidad es el parámetro determinante del comportamiento del material del cimiento. Le sigue la permeabilidad en importancia, mientras que los otros dos apenas tienen influencia en el resultado.

El grafico correspondiente al relleno se recoge en la figura 7-39

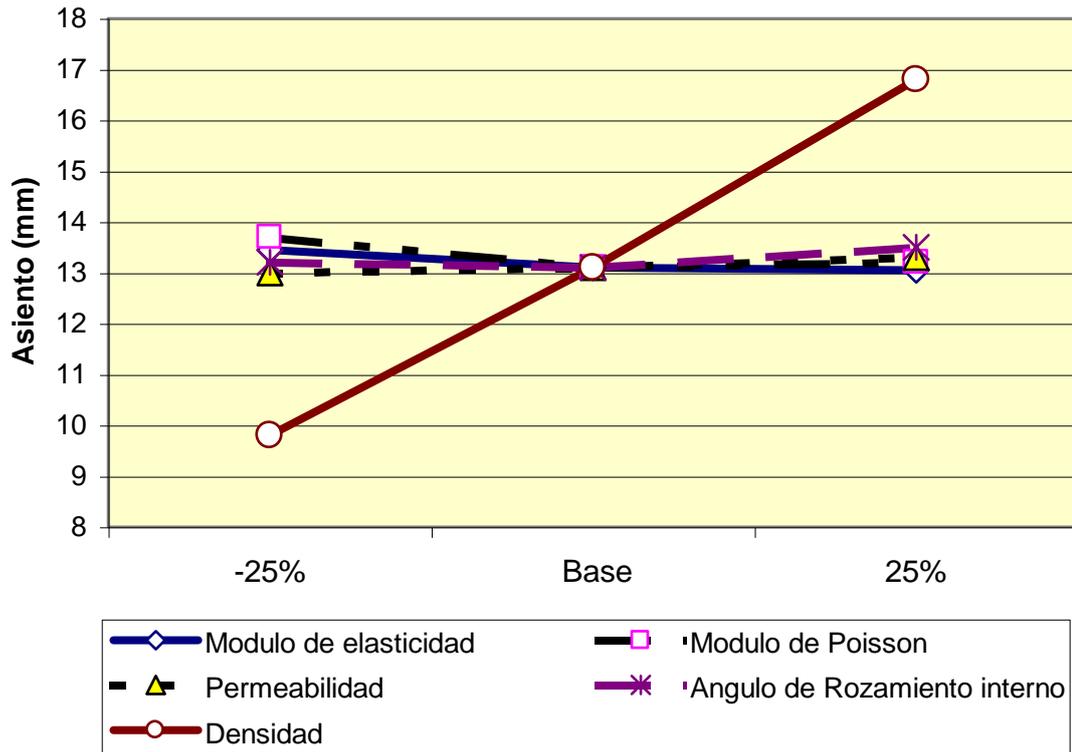


Figura 7-40: Influencia de los parámetros del material de relleno.

El parámetro fundamental es la densidad del material. Este valor es el que define el peso de relleno que gravita sobre el cimiento, es decir, la carga aplicada. En los apartados anteriores se ha visto que el peso es directamente proporcional al asiento obtenido. El resto de los factores tienen una menor importancia. De todos modos, hay que recordar que mientras que los valores del modulo de elasticidad del relleno permanecen por encima de 50 Mpa, su influencia es reducida, pero cuando descienden por debajo de 20-30 Mpa, la deformación aumenta considerablemente.

7.5.3. Estructuras de la A-92 en Almería.

En el caso de estas estructuras, unicamente se ha considerado en la influencia de los modulo de elasticidad de los materiales que conforman estas transiciones. El parámetro de control que se adopta, al igual que en el caso del estribo C2, es el asiento del punto mas alejado del estribo, en este caso del punto 5. Los resultados obtenidos son los siguientes:

Tabla 7-23. Variación de resultados en las estructuras de Almería. Punto 5.

MODULO DE ELASTICIDAD (Mpa)		MODELO BASE		+ 25 %		- 25 %	
		Facto:	Asiento	Factor	Asien	Factor	Asien
ESTRUCTURA 1. (RIGIDO)	Cimiento	7	2,29	8,75	1,67	5,25	6,0
	Relleno trasdos	200	2,29	250	2,21	150	2,39
	Terraplén acceso	10	2,29	12,5	2,275	7,5	2,52
ESTRUCTURA 2 (FLOTANTE)	Cimiento	17	6,8	21,25	5,51	12,75	9,76
	Relleno trasdos	300	6,8	375	6,77	225	6,84
	Terraplén acceso	10	6,8	12,5	6,95	7,5	6,70

En la figura 7-38 se muestra la influencia del modulo de elasticidad de los distintos materiales que forman el estribo de la estructura 1.

Estructura 1. Estribo rigido.

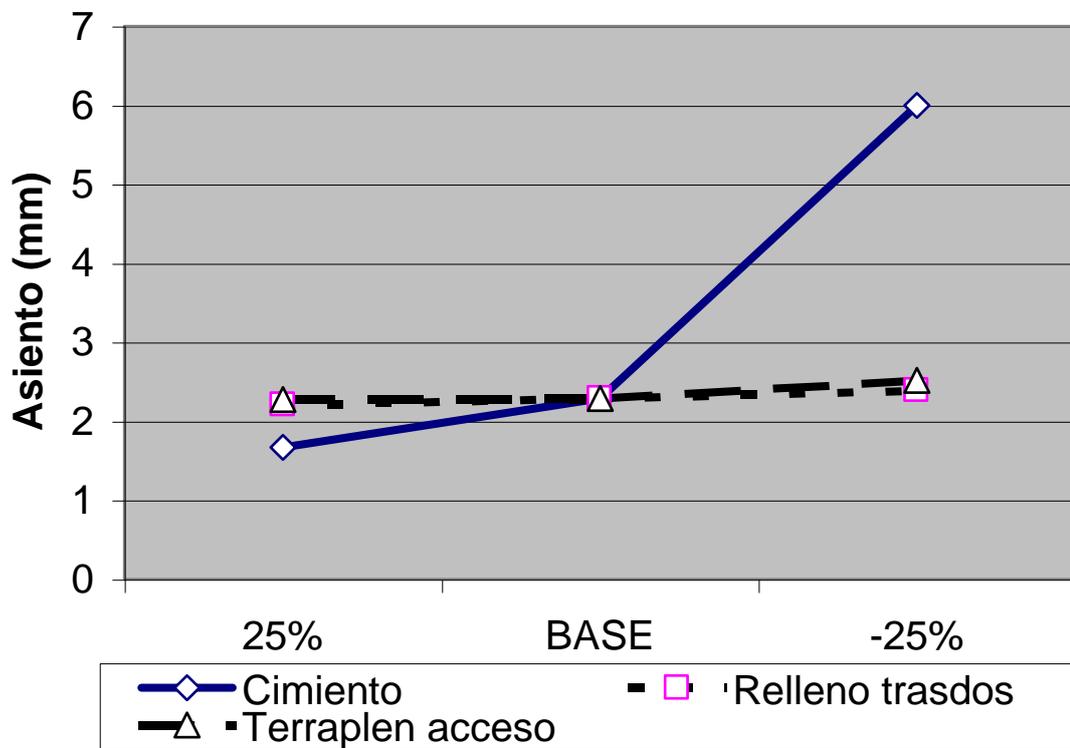


Figura 7-41: Influencia del modulo de elasticidad. Estructura 1.

Se aprecia que el modulo de elasticidad del cimiento es el factor mas influyente, con mucha diferencia sobre el resto.

Por lo que se refiere a la estructura 2, con el estribo flotante, el grafico resultante es el siguiente:

Estructura 2. Estribo flotante.

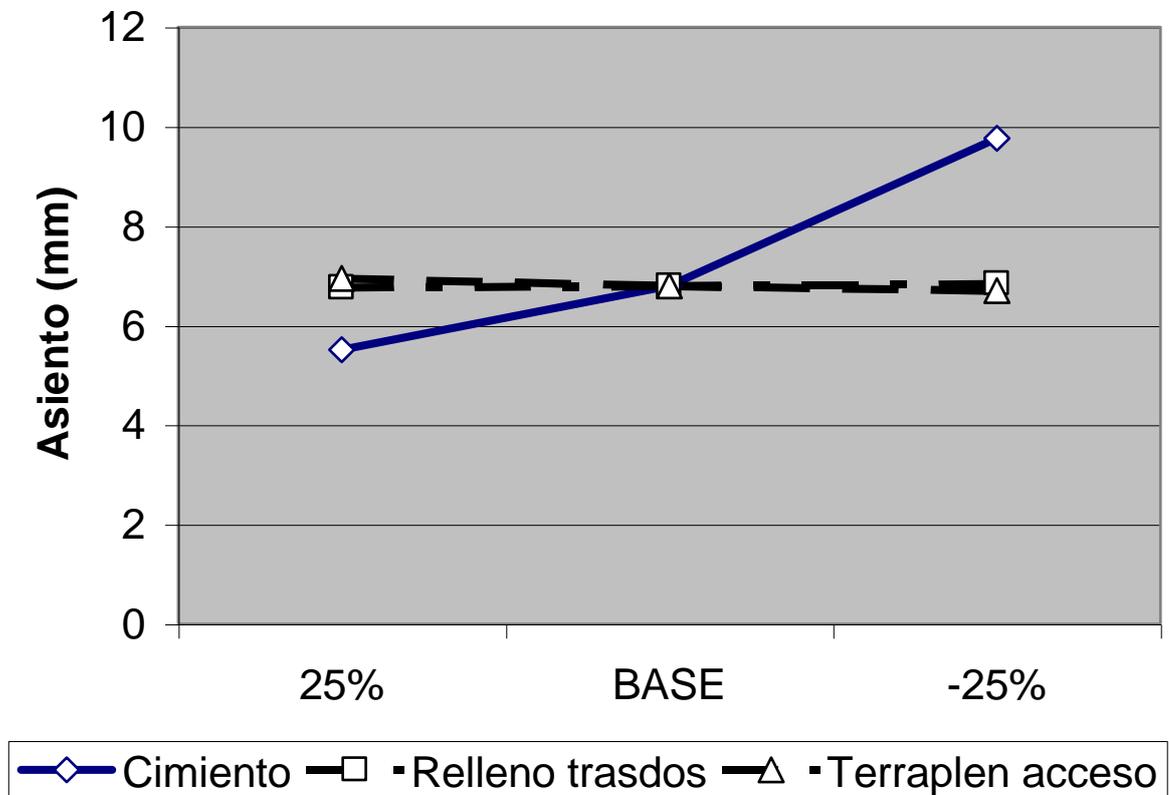


Figura 7-42: : Influencia del módulo de elasticidad. Estructura 2

La situación es la misma que en el caso anterior. La mayor influencia en el resultado corresponde al módulo de elasticidad del cimiento.

7.6. CONCLUSIONES.

Como principales conclusiones del análisis realizado, cabe destacar las siguientes.

- En todos los casos, el factor principal que influye en el comportamiento del modelo es el módulo de elasticidad del cimiento. Es lo esperable, ya que sobre el cimiento gravita todo el peso de la obra, y es el elemento que sufre las mayores deformaciones. Además, dado que en general la preparación

que se realiza del mismo antes de su construir el relleno sobre el es muy superficial, tiene los menores valores del modulo de elasticidad, lo que favorece este efecto.

- El siguiente factor en importancia es el peso del relleno que gravita sobre el cimiento, ya venga dado por la altura del estribo o por la densidad del material del relleno. La relación entre lo asientos obtenidos y el peso del relleno es prácticamente lineal.
- La permeabilidad no influye en la magnitud de los asientos de la superficie, peso si en la velocidad en la que se van produciendo.
- La presencia de la losa de transición modifica en gran medida los asientos que se reflejan en la superficie, mejorando en gran medida el comportamiento del sistema.

8. CONCLUSIONES

8.1. LAS TRANSICIONES tERRAPLEN-ESTRUCTURA.

8.1.1. Introducción.

A lo largo de la presente tesis se han estudiado las transiciones terraplén-estructura y su comportamiento en profundidad desde diferentes puntos de vista. En primer lugar se ha realizado una exhaustiva investigación en las fuentes bibliográficas para conocer los estudios realizados hasta la fecha. Asimismo se ha analizado el estado real de las transiciones construidas en a lo largo de la red de Carreteras de gran capacidad de Andalucía Oriental mediante una serie de observaciones in situ. Tras ello, se ha realizado una modelización mediante elementos finitos que reproduce el comportamiento de varias transiciones instrumentadas y documentadas con anterioridad. Este modelo permite además valorar cuales son los factores mas influyentes en el comportamiento de las transiciones. Finalmente, basándose en el modelo obtenido, se ha profundizado en la influencia individual de cada uno de los principales factores que determinan la respuesta del modelo. Las principales conclusiones obtenidas se detallan a continuación.

8.1.2. Funcionamiento de las transiciones.

El fenómeno de la aparición del “punto duro” en la carretera cuando los vehículos atraviesan la zona de contacto entre una estructura u obra de paso y el terraplén ha sido estudiada por varios autores a partir de 1990.. Existen un consenso general sobre las causas del problema y los fenómenos que lo originan, aunque no acerca de las soluciones adecuadas.

- El origen del punto duro y de los movimientos de los vehículos es el descenso de la calzada antes de llegar al estribo de la estructura. El estribo de la estructura no sufre movimientos, mientras que el relleno de su trasdos experimenta un proceso de consolidación que conlleva el descenso de su superficie. Por ello, se produce un

asentamiento diferencial entre el estribo y su relleno que deforma la calzada, afectando a la circulación rodada.

El sistema de ejecución habitual consiste en la construcción del muro del estribo, y el posterior relleno del trasdos. Entonces, una vez construido en terraplén, comienza el proceso de consolidación de los materiales, tanto del cimiento como del relleno. Sin embargo, el estribo no experimenta asientos.

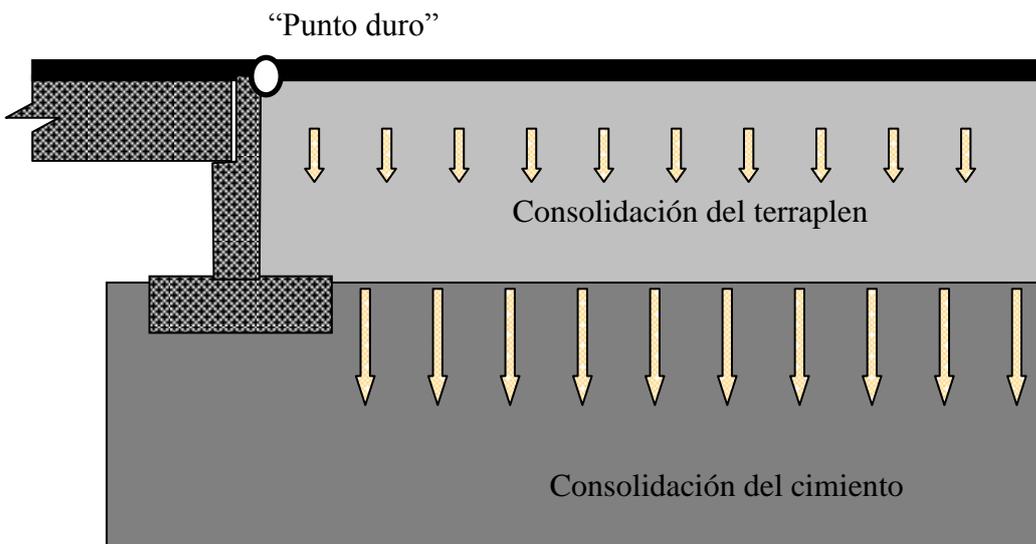


Figura 8-1: Causas del asiento de las transiciones.

Al consolidarse el relleno y el cimiento, la superficie del firme desciende respecto a la estructura, por lo que se produce un asiento diferencial, y finalmente, el "punto duro".

- Los dos principales fenómenos que producen los asientos de la superficie del firme son:

- **La consolidación del cimiento.**
- **La consolidación del terraplén.**

Dichos fenómenos son los responsables de los asientos localizados que se producen en el firme. Por ello, la naturaleza y propiedades de los materiales que los forman es

determinante en el comportamiento de las transiciones. Existe otro tipo de causas locales accesorias, que pueden producir fallos locales en caso de que el proyecto o la ejecución de la obra no hayan mantenido la calidad necesaria, como son:

- Defectos en la compactación junto al estribo
- Defectos de drenaje

Mientras que estos factores de riesgo es sencillo eliminarlos simplemente con un proyecto cuidadoso y una ejecución de calidad, no pasa lo mismo con la consolidación del terreno. Es una propiedad intrínseca del material, que se puede tratar de minimizar, o reducir sus efectos, pero no se puede eliminar.

Al producirse el asiento de la superficie del relleno, se produce un asiento diferencial entre el tablero de la estructura y el terraplén. Cuando este asiento alcanza una determinada magnitud, del orden de 15 mm (Wahls, 1990) el pavimento no es capaz de absorber los esfuerzos, y comienza un proceso de degeneración progresivo con aparición de fisuras, grietas, hundimiento del firme, y por fin la rotura total. Aparecen grietas que empeoran el comportamiento del relleno, ya que permiten la entrada de agua a la masa compactada, facilitando nuevos movimientos.

No hay unanimidad entre los investigadores sobre las soluciones a adoptar para resolver este problema. Las principales actuaciones propuestas son:

- La construcción de losas de Transición, de longitud variable. Se ha documentado la construcción de losas con longitudes entre tres y doce metros.
- La utilización de diversos tipos de materiales en la construcción del relleno de los estribos. Entre ellos cabe señalar los siguientes.
 - Material granular seleccionado
 - Suelos estabilizados con cemento.

- Rellenos ligeros especiales.
 - Hormigones ligeros
- La preconsolidación del cemento antes de la construcción del terraplén.

No existe ninguna coincidencia entre los distintos autores en señalar la idoneidad de una u otra solución. Existe una mayoría que preconiza el uso de la losa de transición, pero otros autores desaconsejan su uso expresamente. Cada estudio particular preconiza la utilización de una o varias de las medidas enunciadas con anterioridad, sin llegar a un consenso generalizado.

- La normativa internacional existente refleja la disparidad de criterios. No hay una solución de diseño estandarizada utilizada en todos los países, aunque la mayor parte de los organismos encargados de la construcción de las carreteras preconizan la utilización de losas de transición de longitud variable, y en los últimos años se tiende a complementar esta actuación con la colocación de materiales seleccionados en los rellenos.

8.1.3. Evolución del comportamiento de las transiciones a lo largo del tiempo.

La inspección efectuada en las transiciones existentes en la Red de carreteras de Andalucía Oriental, ha permitido realizar un análisis comparativo entre el estado que presentan y el tiempo transcurrido desde su puesta en servicio, lo que ha posibilitado el seguimiento del proceso evolutivo de las transiciones. Se ha constatado que este proceso depende principalmente de las características de los materiales que constituyen el material del terraplén de acceso y el suelo de su cimiento.

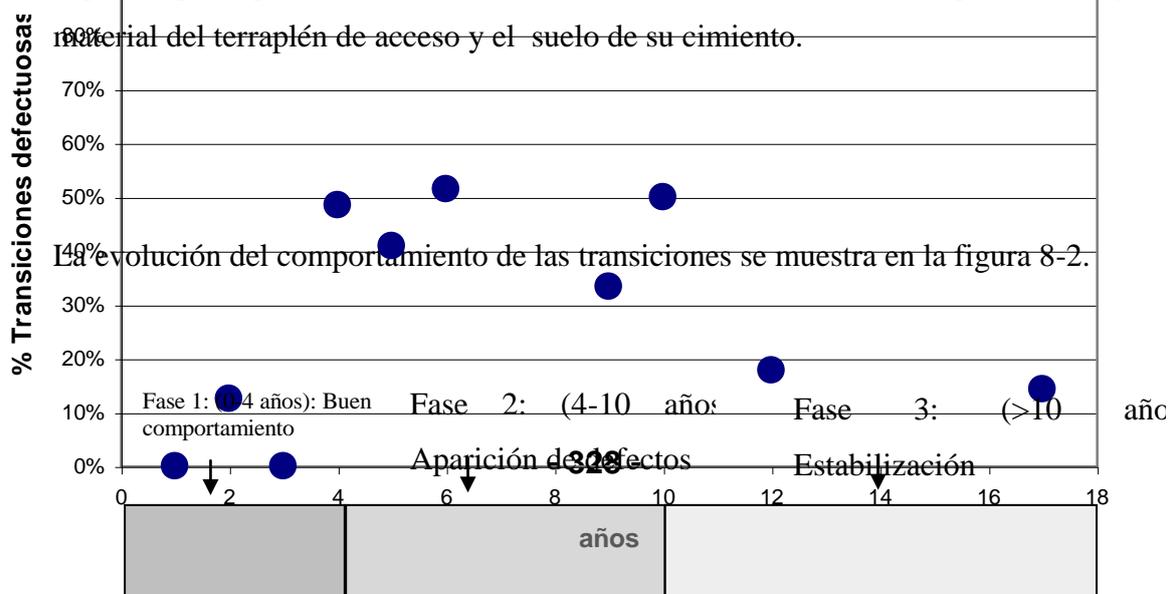


Figura 8-2: Fases de la evolución de una transición.

En una primera etapa, que dura hasta cuatro años, no aparecen anomalías significativas en las transiciones, excepto en aquellas con fallos de proyecto o de ejecución. A partir de este momento, comienza la segunda etapa, en las que la consolidación de los materiales en muchos casos origina la aparición de asientos en la calzada que causan un comportamiento defectuoso. El momento de aparición de estos defectos oscila entre los cuatro y los diez años. A partir de los diez años tras la puesta en servicio, el proceso de consolidación de los materiales ha finalizado, y se han construido los primeros refuerzos de firme. Por ello, los defectos se ocultan y habitualmente la transición se estabiliza. No vuelven a aparecer asentamientos significativos.

8.2. PARÁMETROS DE COMPROBACIÓN DE CALIDAD DE LA TRANSICIÓN.

Para evaluar el estado de la transición en base a la respuesta obtenida por el modelo de elementos finitos, es necesario establecer uno o varios parámetros de comparación que permitan determinar si una transición se considera adecuada para la circulación de vehículos o presenta defectos. En este caso se establecen dos criterios de comparación:

8.2.1. Regularidad superficial.

En cuanto a la regularidad superficial, la Orden Circular 308/89 CyE del antiguo Ministerio de Obras Publicas establece el criterio de que para la recepción de una obra de carreteras, la irregularidad máxima de la superficie de rodadura medida en una regla de tres metros, para una velocidad superior a 100 km/h es de cuatro milímetros.

Esta limitación es similar a las establecidas por los Departamentos de Transporte de los diversos estados de Estados Unidos. En particular, se admite una deformación de 0,15 pulgadas en una regla de doce pies, equivalentes a 3,8 mm de deformación medidos con una regla de 3,6 m

En las transiciones sin losa de transición, como ya se ha visto, se produce un descenso de la superficie del relleno respecto a la de la estructura. Basándose en lo anterior, se considera que cuando este asiento diferencial sobrepasa los cuatro milímetros, ha aparecido el “punto duro” de la estructura y la transición esta en mal estado.

Igualmente, si la diferencia de asiento entre dos puntos de control del modelo, distantes entre si menos de tres metros, es mayor de cuatro milímetros, se considera que la transición esta en mal estado.

Sin embargo, este valor de la deformación aunque produce una falta de confort en el usuario de la carretera, no es suficiente para producir la sensación de “punto duro”. Wahls, en 1990, establece el limite a partir del que es necesario reparar la transición en 0,5 pulgadas, equivalentes a 13 milímetros, que es el limite que se va a adoptar en esta tesis para suponer la aparición del punto duro.

8.2.2. Pendiente de acceso a la estructura.

Se adopta un segundo criterio de calidad de la transición, la pendiente de acceso a la estructura. Se acepta el criterio establecido por la instrucción española, que liga la máxima pendiente de acceso a la categoría de la carretera. Cuando el valor de dicha pendiente sea mayor, se considerara que la transición esta en mal estado.

Tabla 8-1: Criterios de validez de las transiciones con losas de transición

CLASE	MÁXIMA	MINIMA	RELACI	ASIENTO	MAXII
-------	--------	--------	--------	---------	-------

CARRETERA	DIFERENCIA PENDIENTE (%)	LONGITUD/ASIEN T	(cm) PARA U LONGITUD DE 5 m
Autopistas y autovías	1,3	300	1,5
Vías Rápidas	1,4	250	2,0
Convencionales circulación rápida	0,5	200	2,5
Convencionales circulación lenta	0,8	125	4,0

8.2.3. Validez de las transiciones.

En función de los resultados arrojados por el modelo de elementos finitos, se presentan dos casos diferentes a la hora de evaluar el estado de la transición. En cada uno de ellos se aplica uno de los dos criterios anteriores.

Ausencia de losa de transición.

En las transiciones carentes de losa, el fallo que aparece es la formación de un escalón en la calzada junto al estribo de la estructura. El criterio aplicable es el de la regularidad superficial, limitando el máximo asiento a un valor de 4 mm. Para determinar si un determinado análisis muestra una transición en buen estado o no, se tomara en cuenta el asiento obtenido en el punto D en el capítulo 7, que es el punto de control que presenta un el mayor valor del asiento en el modelo de control del análisis de sensibilidad.

Cuando el asiento del punto D sobrepase los 4 mm, se considerara que modelo analizado corresponde a una transición defectuosa.

Presencia de losa de transición.

En este caso también se tomara en cuenta la deformación del punto D. Como se ha comprobado en el análisis de sensibilidad del capítulo 7, la losa de transición adopta una pendiente que es muy aproximadamente igual al resultado de dividir el asiento del punto D por la longitud de dicha losa. Las deformaciones propias de la losa son de pequeña magnitud.

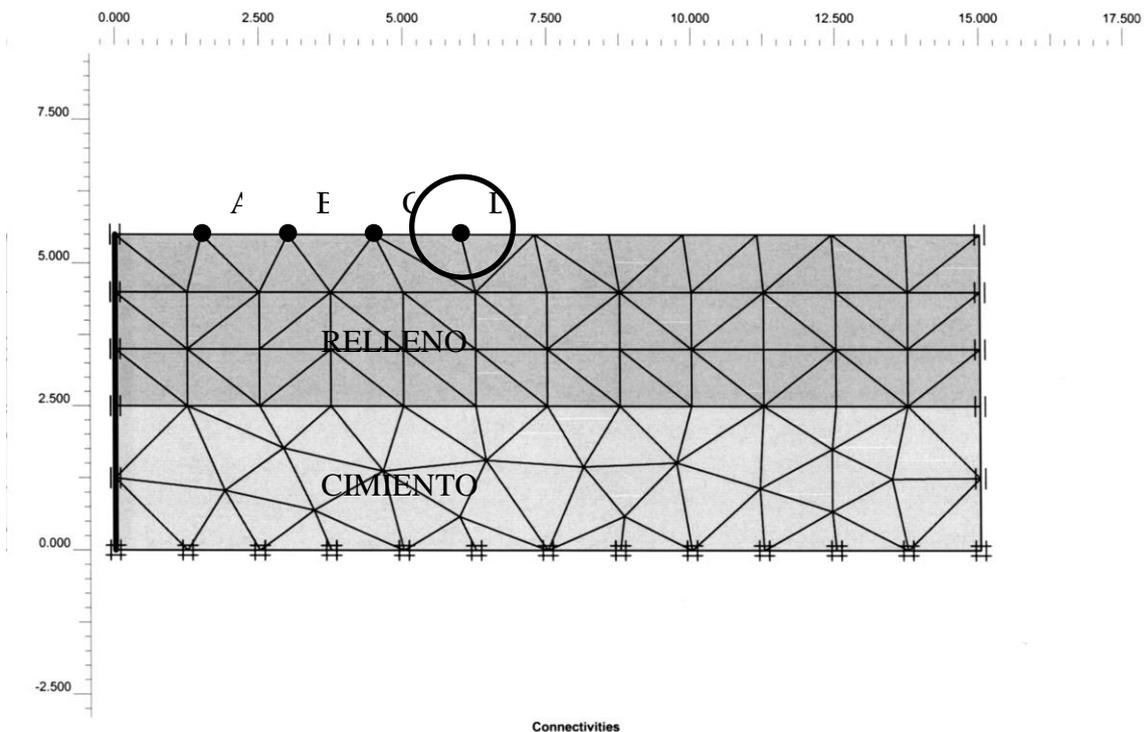


Figura 8-3: Puntos de comprobación de asientos.

Por lo tanto, si se denomina d_D al asiento resultante en el punto D, y L a la longitud de la losa de transición, los criterios de comprobación de la validez de una transición quedan de la siguiente forma:

Ausencia de losa de transición:

$$d_D < 4 \text{ mm}$$

Presencia de losa de transición.

$$d_D / L < 1 / 200$$

8.3. FACTORES QUE INFLUYEN EN EL COMPORTAMIENTO DE LAS TRANSICIONES

8.3.1. Fenómenos que originan el asentamiento.

- La consolidación del cimiento.

Es el principal factor causante de la aparición de los asientos diferenciales. El suelo de cimentación de los terraplenes siempre es el material presente en la zona atravesada por la carretera, con sus características particulares. Sobre este suelo se va a construir el terraplén, que sobrecarga el terreno natural. Se alteran el estado tensional del terreno, que comienza a consolidarse. En el proceso de consolidación influyen principalmente los siguientes factores:

Las propiedades intrínsecas del terreno natural.

- La naturaleza del terreno. Si se trata de un sustrato rocoso, el asentamiento será prácticamente despreciable. En el caso de los suelos, el comportamiento de los materiales arcillosos será muy diferente que el de los suelos granulares con pocos finos.
- Las propiedades resistentes. El modulo de elasticidad y el modulo de Poisson marcaran la respuesta deformacional del cimiento frente a las cargas aplicadas.
- Las propiedades constitutivas. La densidad y el volumen de huecos existente en el terreno establecen el estado inicial para el inicio del proceso de consolidación.
- La permeabilidad es la propiedad que determina la velocidad a la que se desarrolla la consolidación del material.

La sobrecarga aplicada sobre el cimiento.

La principal sobrecarga viene dada por el peso del terraplén que se construye sobre el cimiento. Este peso adicional modifica el estado tensional inicial del terreno natural, aumenta la presión intersticial del agua en los poros, que comienza a salir. De este modo disminuye el volumen de huecos del suelo, y se inicia el proceso de consolidación.

El valor de la sobrecarga viene determinado por dos variables:

- La altura del estribo.
- La densidad del material de relleno

La sobrecarga introducida por el trafico circulante tiene escaso efecto en el proceso de consolidación. En primer lugar no es una carga constante en el tiempo y además, cuando

el estribo tiene una altura por encima de tres metros, la carga que introduce es muy reducida frente al peso propio del relleno.

Este hecho se ve confirmado en la practica. En la inspección realizada, descrita en el capitulo cuatro, no se observa ninguna relación entre el volumen de trafico de un tramo y el numero de transiciones defectuosas, lo que coincide con las investigaciones de Mahmood (1990)

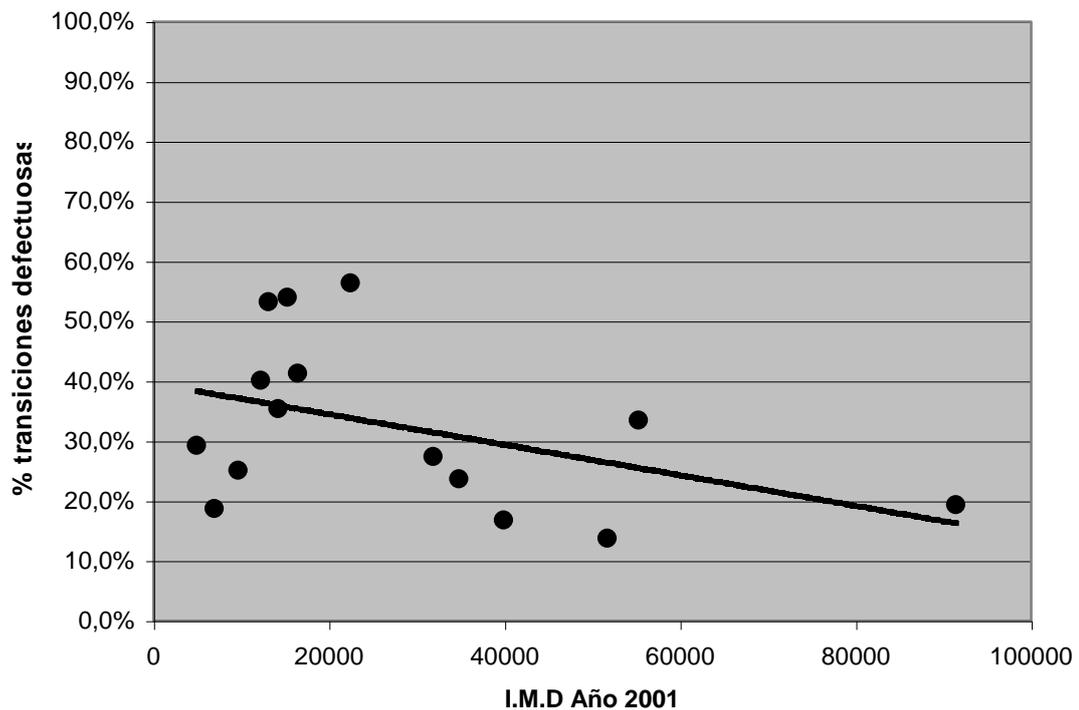


Figura 8-4: Relación entre el estado de las transiciones y el trafico circulante.

Incluso, se observa que los mayores porcentajes de transiciones defectuosas se concentran en los tramos con tráficos mas reducidos, mientras que cuando el trafico es elevado existen pocas transiciones con defectos. Se puede explicar en el hecho de que el proyecto y el control de calidad de los tramos de carretera mas importantes son mas cuidadosos que en el caso de carreteras de menor trafico.

- La consolidación del relleno.

Los terraplenes se construyen con suelos que tengan unas características resistentes mínimas, y se compactan con una humedad y una energía de compactación tal que se modifican las propiedades resistentes del material, mejorándoles en gran medida. Los principales factores que influyen en su comportamiento son:

- La naturaleza del material constituyente.
- Las propiedades intrínsecas, tales como el modulo de elasticidad y la Permeabilidad.

En la publicación de recomendaciones para el proyecto de cimentaciones en obras de carretera, del ministerio de Fomento, se estima que el asiento diferido previsible en los terraplenes realizados con suelos adecuados es del orden del 1% de su altura. Esto significa que en un estribo de cuatro metros de altura, el asiento esperado es de cuatro centímetros. No obstante, en el caso de los suelos adecuados y seleccionados, la mayor parte de la deformación se produce durante la construcción de la carretera, antes de la puesta en servicio.

8.3.2. Principales factores que influyen en el comportamiento.

Tal y como se ha descrito en el capítulo 7, se ha realizado un estudio acerca de la influencia relativa de cada uno de los factores que tienen un mayor efecto en los asientos obtenidos en el modelo.

- El modulo de elasticidad del cimiento.
- La altura del estribo.
- La densidad del relleno
- El modulo de elasticidad del relleno.
- La presencia de una losa de transición.

Se ha analizado la influencia de cada uno de ellos en función del asiento que arroja el modelo correspondiente al punto D, que se utilizan asimismo como parámetros básicos para determinar la validez de una transición determinada.

- Modulo de elasticidad del cimientto.

El modulo de elasticidad del materiales constitutivo del cimientto es el parámetro resistente que tiene mayor importancia en la respuesta del modelo. De los doce milímetros de asiento medio que presenta el estribo C2 con 255 días en servicio, 10 milímetros (83%) corresponden a la deformación del cimientto y 2 milímetros (17 %). Se observa la importancia fundamental de reducir en lo posible la deformabilidad del cimientto.

Analizando la curva de variación de la respuesta del punto D al modificar el valor del modulo de elasticidad del cimientto, se observa que se puede ajustar con mucha precisión una curva de variación exponencial, como se observa en el grafico adjunto.

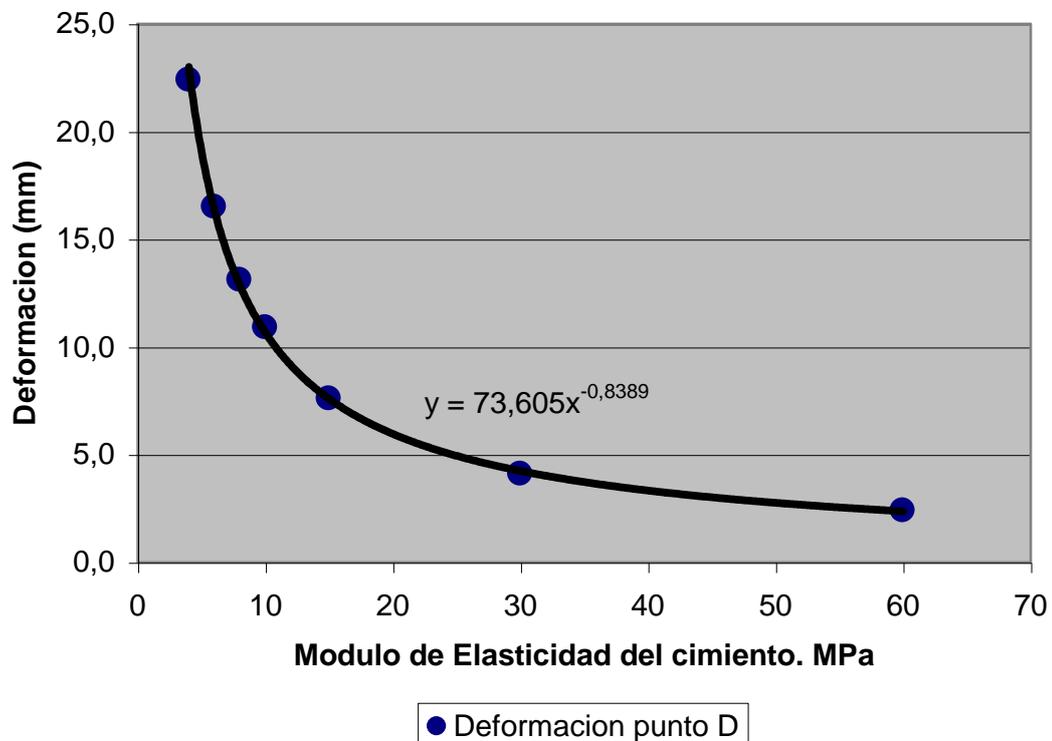


Figura 8-5: Influencia del modulo de elasticidad del cimientto

La respuesta del modelo en el punto D se ajusta a la ecuación

$$d_D = 73,6 E^{-0,839}$$

Siendo E el modulo de elasticidad del cemento en Mpa

Se ha observado que es necesario que el modulo de elasticidad tenga un valor mínimo de 20 Mpa, para evitar la aparición de fuertes asientos debidos al cemento.

El modulo de elasticidad del relleno.

En el grafico siguiente se representa la influencia del modulo de elasticidad en el asiento del punto D. Mientras el valor del modulo permanece por encima de 50 Mpa, el asiento obtenido es prácticamente independiente de este parámetro. Para el buen comportamiento de la transicion, es necesario garantizar un modulo de elasticidad mínimo de 50 o 100 Mpa, a partir del cual las deformaciones del terraplén son reducidas

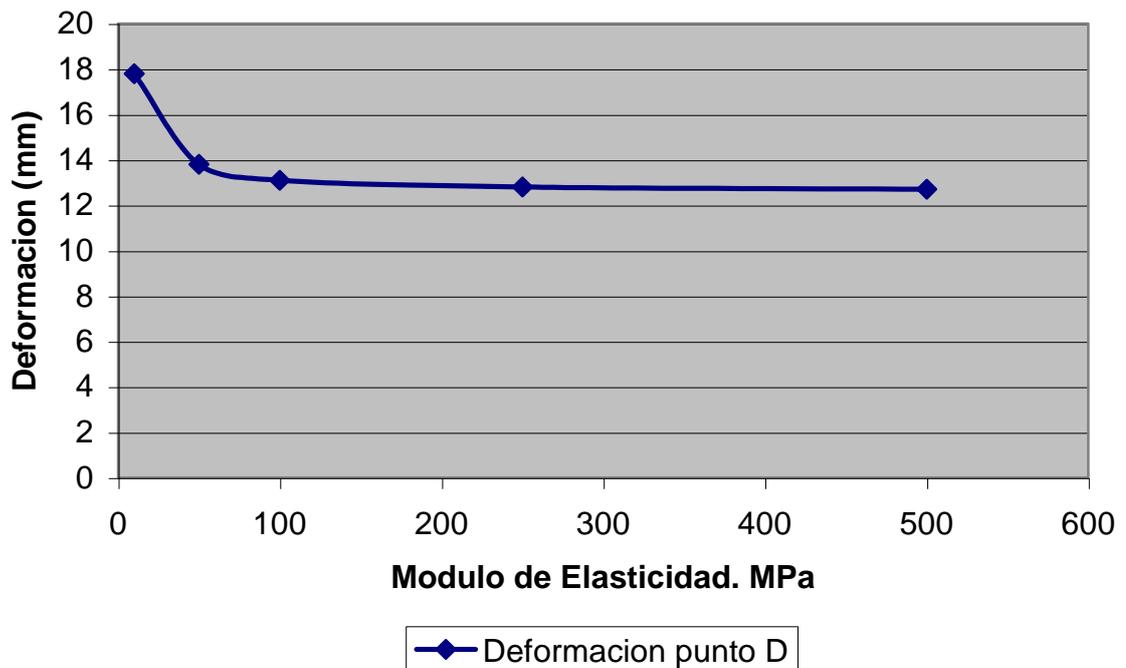


Figura 8-6: Influencia del modulo de elasticidad del relleno

La permeabilidad de los materiales es un factor fundamental para la velocidad de consolidación. No influye en la magnitud de los asentamientos, pero sí en el tiempo en el que se desarrollan. El material debe tener, si ello es posible, una permeabilidad lo más elevada posible, para que la consolidación sea rápida y se haya producido antes de la construcción del firme, si ello fuera posible.

El resto de los parámetros resistentes, tales como el ángulo de rozamiento interno, el módulo de Poisson, etc, tienen una importancia menor en el comportamiento de la transición.

- Densidad del material de relleno y altura del estribo.

Sin embargo, es fundamental el peso del terraplén que se construye sobre el cimiento. De hecho, en el modelo realizado, la correspondencia entre el peso del relleno del estribo y el asiento resultante en la superficie es directamente proporcional. Si el peso se dobla, los asentamientos obtenidos hacen lo mismo. El asentamiento del cimiento es la causa de la mayor parte del asiento de la superficie, por lo que cuanto menor sea el peso que soporta, mejor será su respuesta. La densidad del terraplén y su altura son los responsables directos del peso que carga sobre el cimiento.

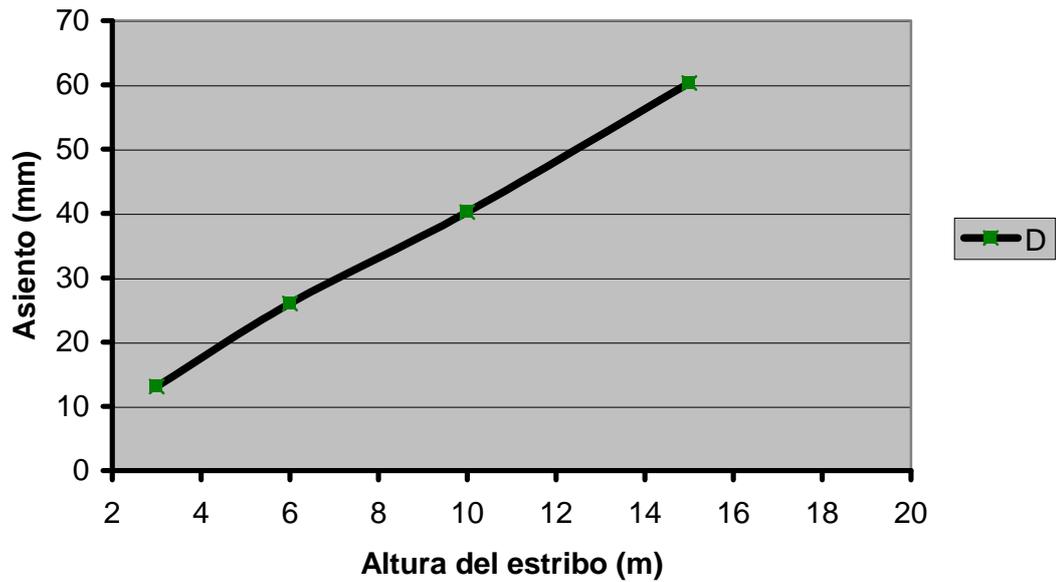


Figura 8-7: Influencia de la altura del estribo

- Losa de transición.

La losa de transición no es un elemento que evite la aparición de asientos, pero limita sus efectos nocivos, e impide el desarrollo del punto duro. Sin embargo, es necesario que tenga una longitud mínima determinada. Esta longitud mínima es de cinco metros. Por debajo de ella, su utilidad es muy reducida, ya que prácticamente no suaviza el escalon que se produce en la calzada.

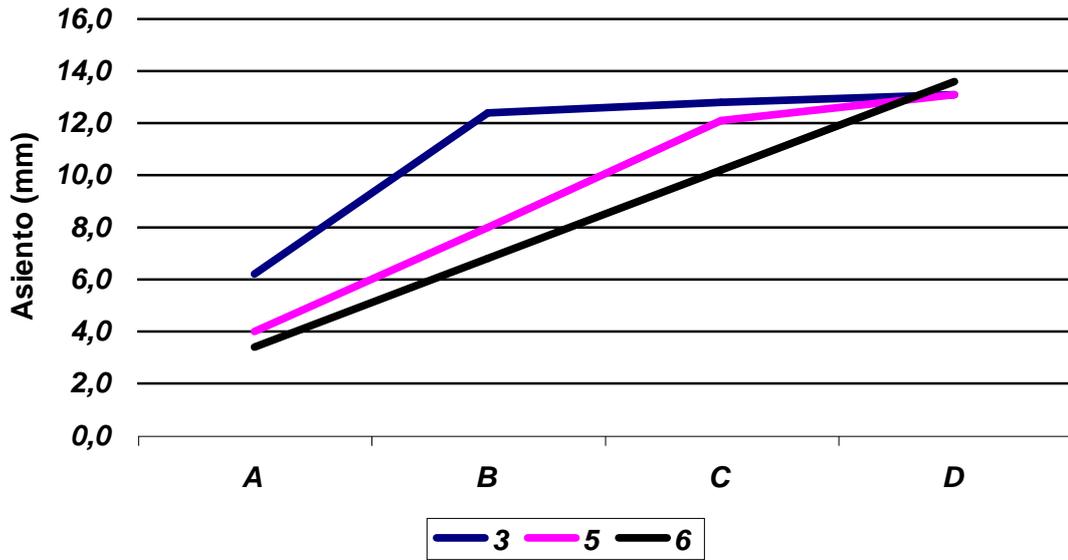


Figura 8-8: Influencia de la losa de transición.

8.3.3. Formulación del comportamiento de las transiciones.

A la vista de lo anterior, es posible obtener una formula sencilla que permite evaluar el estado de una transición determinada en función de los resultados que el modelo arroja para el asiento del punto D.

La respuesta del modelo en el punto D se ajusta a la ecuación

$$d_D = 73,6 E^{-0,839}$$

Siendo E el modulo de elasticidad del cemento en Mpa

El otro factor fundamental que influye en el valor del asiento es el peso del relleno del estribo, que viene dado por la densidad del relleno y la altura del estribo. Anteriormente se ha establecido que el valor del asiento es directamente proporcional a ambos factores,

por lo que el asiento del punto D puede expresarse en función de ambos factores de la siguiente manera:

$$d_D = Cte * H * D * E^{-0,839}$$

Siendo H la altura del estribo y D la densidad del relleno.

Dado que en el modelo base la altura del estribo es de tres metros, y la densidad del relleno de 22 kN/m³, si se expresa la formula anterior en dichas unidades se obtiene la siguiente formula aproximada:

$$d_D = 1,12 * H * D * E^{-0,839}$$

d_D = Asiento del punto D (mm)

H = Altura del estribo (m)

D = Densidad del material de relleno. (kN/m³)

E = Modulo de elasticidad del cemento (Mpa)

Esta formula seria valida siempre que el relleno tenga un modulo de elasticidad superior a 50-100 Mpa.

8.3.4. Parámetros mínimos para el correcto comportamiento de las transiciones.

Utilizando la formula anterior y los criterios establecidos para establecer si una transición es aceptable o defectuosa, se pueden establecer recomendaciones para los valores mínimos que deben adoptar los factores anteriores. En la formula establecida en el capitulo anterior intervienen tres cuatro variables.

- El asiento del punto D, que se utilizara para verificar la validez de la transicion.

- La altura del estribo, que viene dada por el diseño de la estructura.
- La densidad del material de relleno. Dado que la formula anterior es valida para materiales con un comportamiento similar a un suelo seleccionado, con módulos de elasticidad superiores a 100 Mpa (equivalentes a un indice CBR = 10), la densidad de estos materiales se situara en el entorno de 20-24 kN/m³.
- El modulo de elasticidad del cimiento. Viene dado por las características del terreno natural existentes en el área de cimentación del estribo.

En virtud de lo anterior, se puede simplificar la formula asumiendo un valor medio para la densidad del relleno de 22 kN/m³, y en base a los criterios de validez de una transición, establecer una relación entre la altura del estribo de la estructura y la calidad del cimiento del relleno. De este modo obtenemos una relación sencilla entre el modulo de elasticidad del cimiento y la altura del estribo, que nos proporcionara una guía para el diseño de las transiciones.

Es necesario diferenciar dos casos:

- Ausencia de Losa de Transicion.

En este caso, el valor limite del asiento del punto D es de 4 mm.

La formula queda como sigue:

$$4 = 1,12 * H * 22 * E^{-0,839}$$

$$0,16 = H * E^{-0,839}$$

Representando esta formula se obtiene:

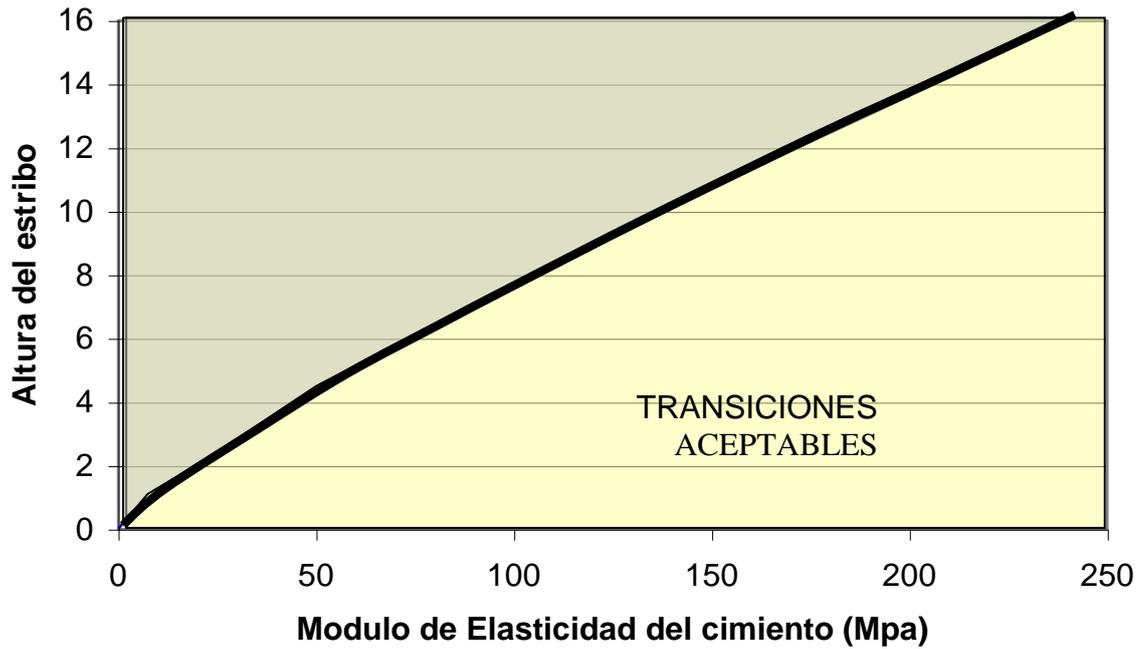


Figura 8-9: Transición sin losa. Relación altura - modulo elasticidad cemento.

El área del gráfico del ángulo inferior izquierdo corresponde a los pares de valores que proporcionan un asiento inferior al límite para que se produzca el punto duro. Se aprecia que para una altura de estribo situada entre tres y seis metros, el rango de valores más común, es necesaria un módulo de elasticidad de 40 a 70 Mpa, es decir, un CBR entre 4 y 7.

- Presencia de una Losa de Transición.

En este caso, el valor límite del asiento del punto D depende de la longitud de la losa de transición. Para el caso recomendado por la norma española de una losa de transición de cinco metros en carreteras convencionales se tiene:

$$d_D / L < 1 / 200; \quad L = 5.000 \text{ mm}; \quad d_D = 25 \text{ mm}$$

La formula queda como sigue:

$$25 = 1,12 * H * 22 * E^{-0,839}$$

$$1,01 = H * E^{-0,839}$$

Representando esta formula se obtiene:

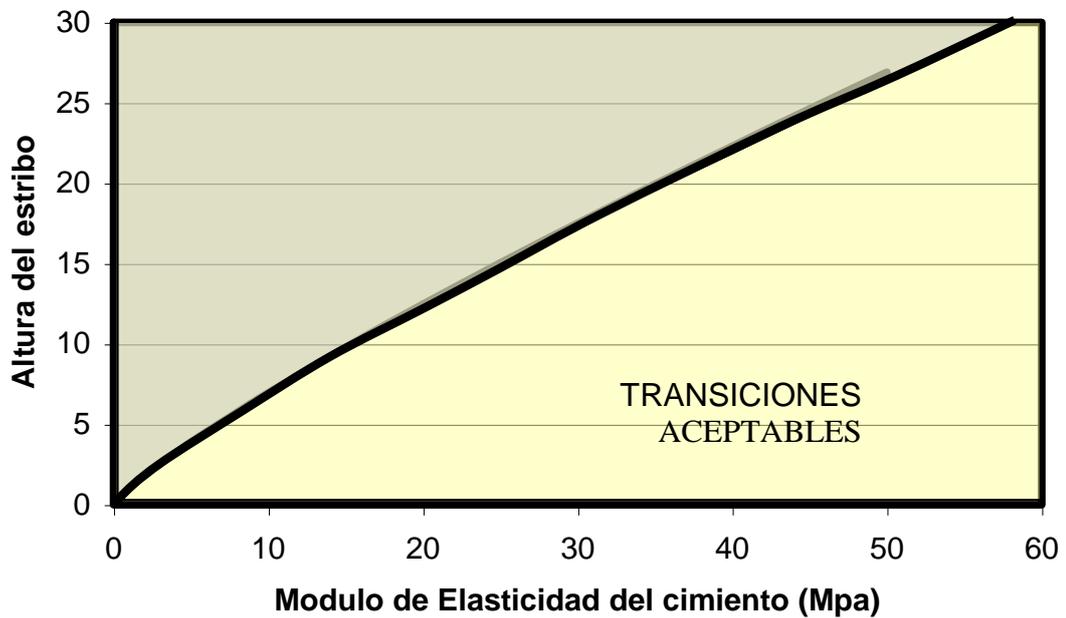
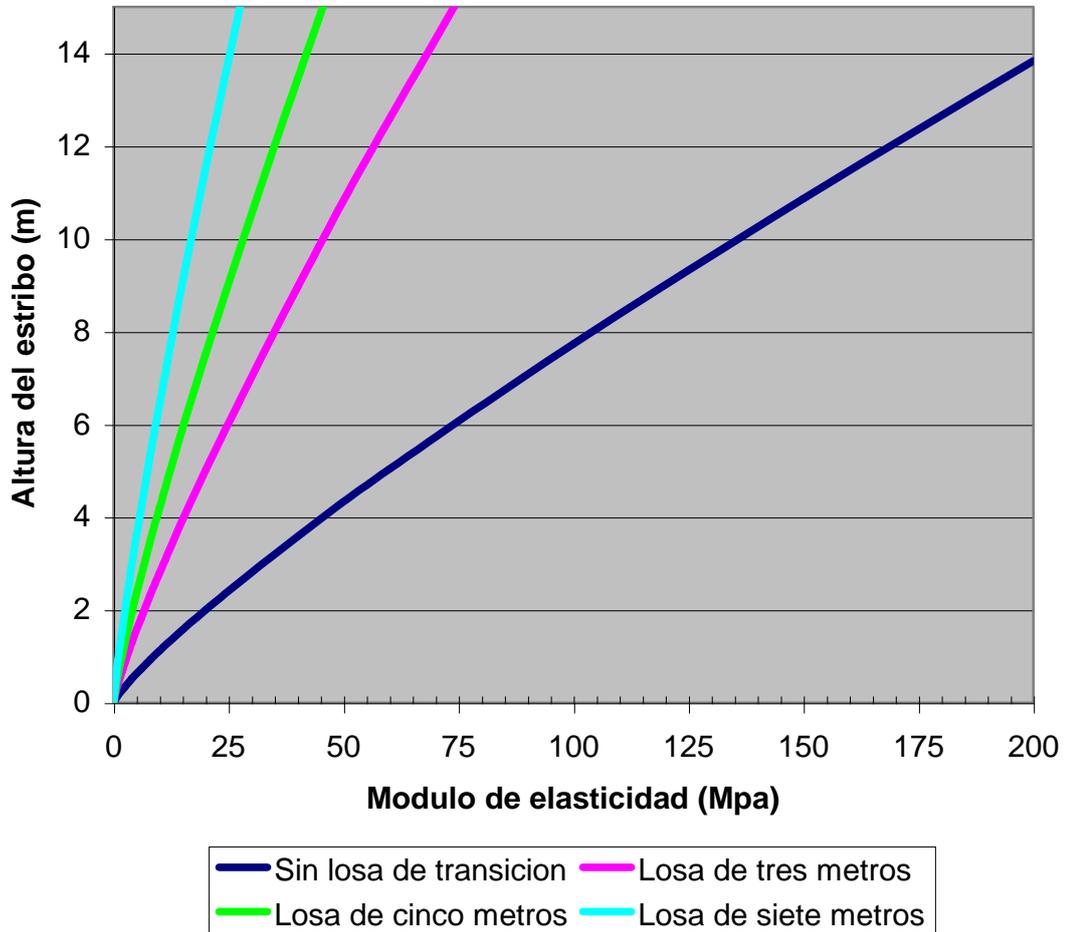


Figura 8-10 Transición con losa. Relación altura - modulo elasticidad cemento.

Se puede hacer un estudio detallado para cada una de las posibilidades existentes. En el caso de las autovias con trafico importante, el limite de la pendiente de acceso es de 1/300. Aplicando este coeficiente a la formula correspondiente

$$d_D = 1,12 * H * 22 * E^{-0,839}$$

Se puede obtener el grafico de validez de las transiciones con distintas longitudes de losa de transición. Si se representa el grafico correspondiente a una longitud de losa de 3, 5 y 7 metros, se obtiene la siguiente figura.



En este grafico se han representado alturas de estribo hasta quince metros, que con muy superiores a las habituales, situadas en rangos inferiores a diez metros. Las transiciones validas son aquellas situadas a la izquierda de cada una de las curvas. Se aprecia que la presencia de la losa de transicion mejora apreciablemente el comportamiento de la transicion, el area situada a la izquierda de la curva es mayor por lo que es admisible un cimiento de peor calidad. El aumentar la longitud de la losa de cinco a siete metros no mejora el comportamiento apreciablemente, mientras que pasar de una longitud de losa de tres a cinco metros si supone incremento apreciable en las prestaciones dela transición. En cualquier caso, es recomendable un modulo de elasticidad minimo del cimiento de 25 Mpa.

8.4. RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO DE LAS TRANSICIONES.

8.4.1. Estribo rígido. Sin losa de transición.

En el caso de las transiciones que no llevan losa de transición, es inevitable la aparición de asentamientos diferenciales en el relleno del trasdos, debido a la consolidación del material de relleno y del suelo de cimentación. Este es el caso analizado con el modelo de elementos finitos en el capítulo 5. Se produce un asiento de la superficie del firme, que ocasiona la rotura del firme. Como ya se ha visto, la máxima deformación admisible para evitar la formación del punto duro es de 13 milímetros.

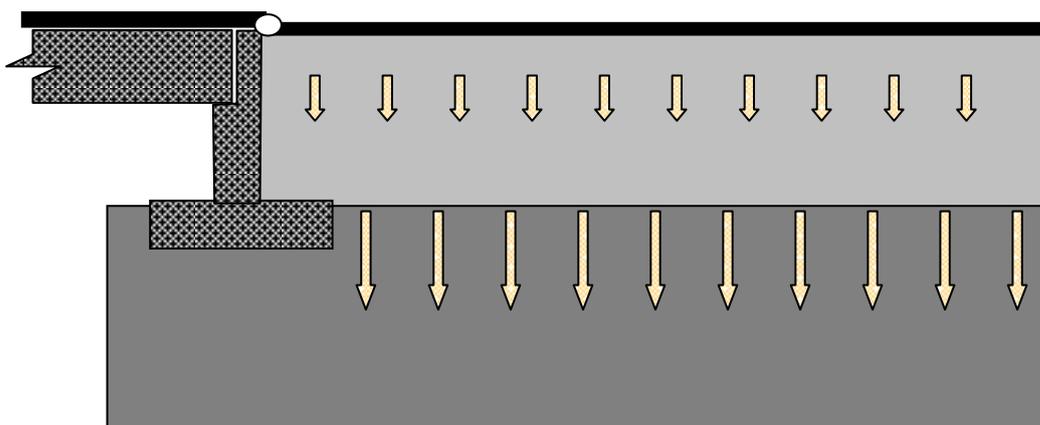


Figura 8-11: Estribo rígido sin losa de transición

Visto lo anterior, en cuanto se produzca algún tipo de asentamiento en el cimiento del terraplén, los asentamientos diferenciales provocaran la aparición inevitablemente del punto duro

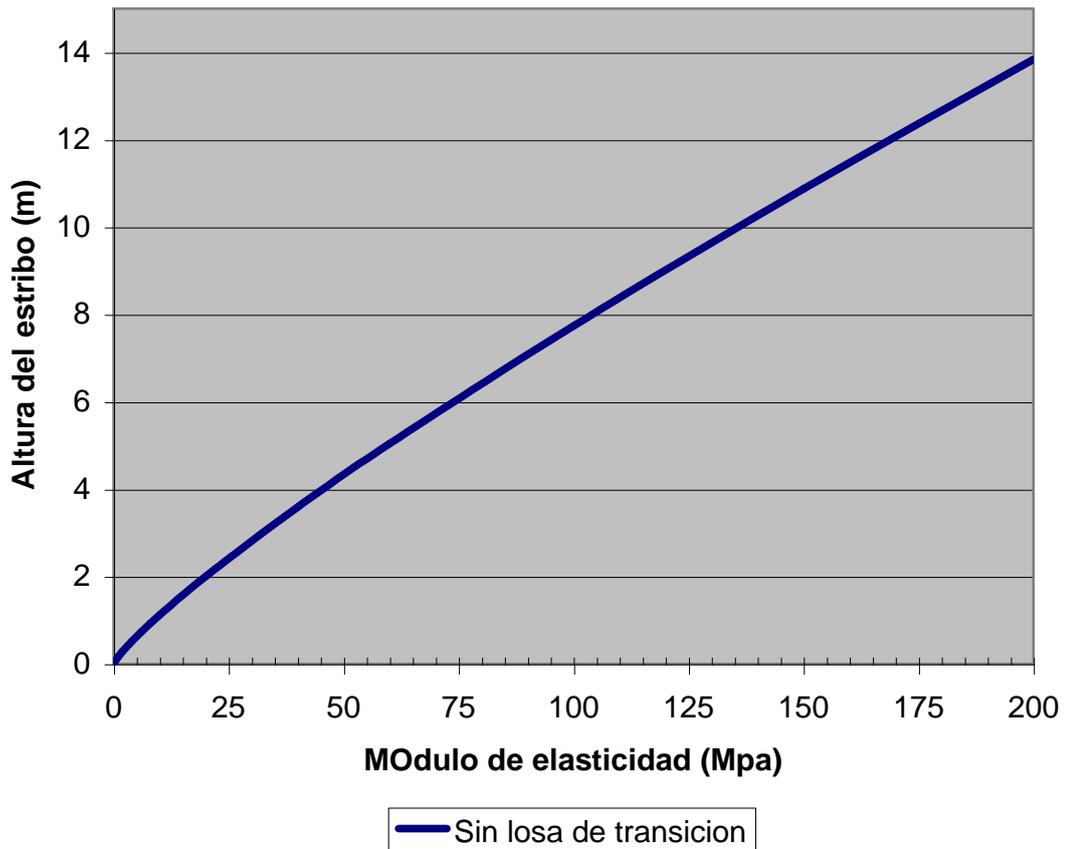


Figura 8-12: Curva correspondiente a un estribo sin losa de transición

Por ello, para construir una transición sin losa de transición en la que se pretenda la no aparición de defectos de importancia, se deben cumplir los siguientes requisitos:

- 1.- El cimiento del terraplén debe ser una roca o un material granular muy competente, en el que el asiento previsible ser prácticamente nulo, y el modulo de Elasticidad del sistema debe tener un valor mínimo de 100 Mpa. Esto significa que el cimiento debe tener un C.B.R. mínimo de 10.
- 2.- El estribo debe rellenarse con material granular seleccionado, para que su asiento sea el mínimo posible.
- 3.- La altura del estribo no debe superar los 6-8 metros, ya que alturas superiores originarían asientos perceptibles por el usuario de la carretera, incluso el punto duro.

4.- Debe impedirse el acceso del agua al material del relleno, para evitar posibles pérdidas de capacidad portante del relleno, que provoquen aumentos en los asentamientos.

8.4.2. Estribo rígido con losa de transición.

En este caso la losa de transición provoca que aunque se produzca el asiento diferencial en el trasdos del estribo, la losa proporciona una “rampa” de subida desde el terraplén hasta el estribo, lo que elimina la sensación de existencia de un punto duro en la calzada y proporciona una rodadura adecuada y cómoda y segura.

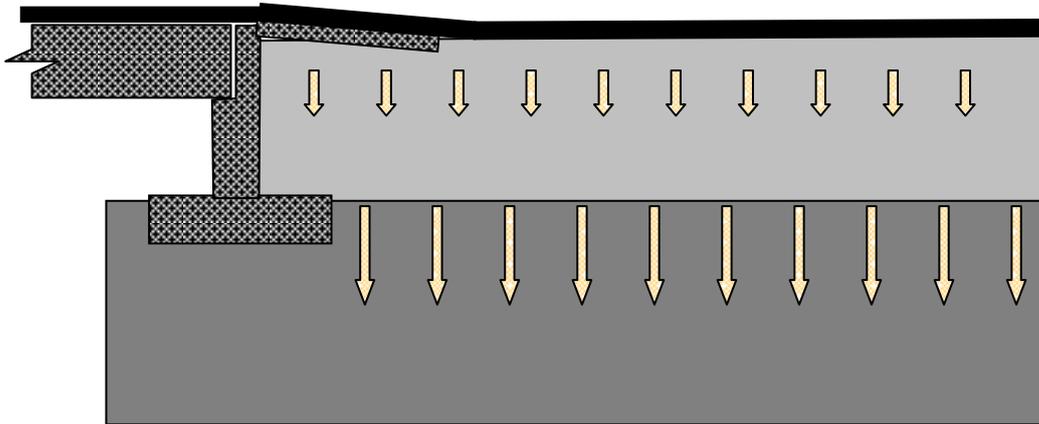


Figura 8-13: Estribo rígido con losa de transición.

En este caso, como ya se ha comprobado en el capítulo 7, la losa de transición no reduce el asiento del terraplén, sino que solo proporciona una superficie de rodadura suave. Asumiendo los límites de la normativa española, para la pendiente de acceso de 1/300, se evalúa el máximo asiento admisible del terraplén en función de la longitud de la losa de transición.

Tabla 8-2: Asiento máximo del terraplén.

LONGITUD (m)	ASIENTO (mm)
3	10
5	15
6	20
12	40

En la tabla anterior se aprecia que una losa de transición de tres metros no supone mejora practica alguna respecto a su ausencia. En el caso de no existir la losa, se ha visto que el máximo asiento admisible es de 13 milímetros, similar al máximo asiento para una losa de tres metros de longitud. Para que esta losa fuera eficaz habría que adoptar todas las medidas recomendadas para los estribos sin losa de transición.

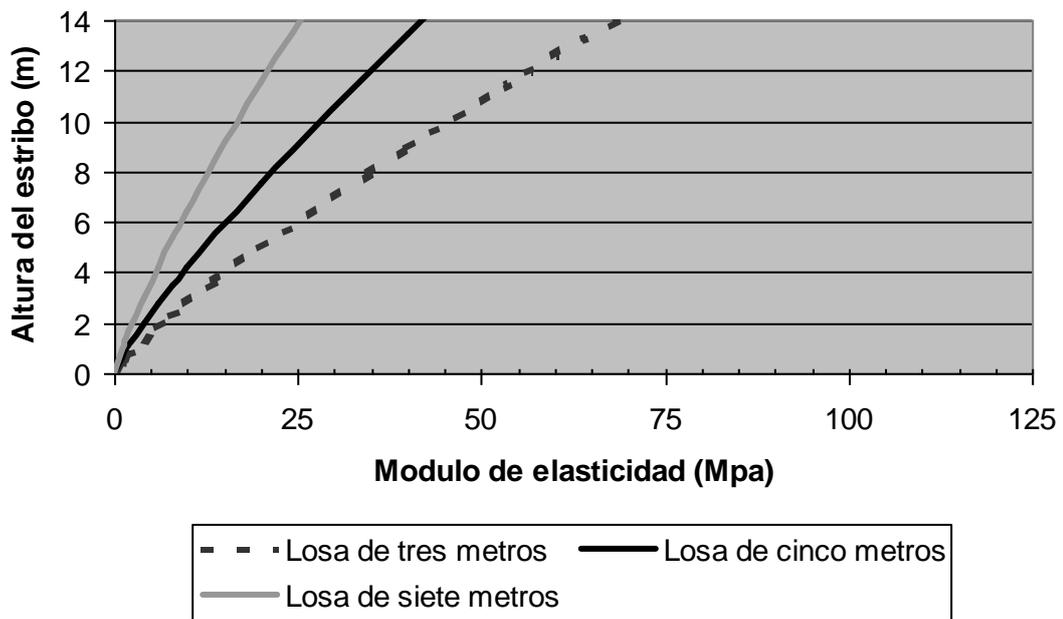


Figura 8-14: Curvas de validez de transiciones con losas de transición en Autovías

La utilización de losas de transición junto con rellenos seleccionados origina que la calidad del cemento necesario para un buen comportamiento sea menor. Para una losa de cinco metros de longitud y un estribo de cinco metros de altura, es suficiente un modulo de 15 Mpa, lo que significa un CBR de 1,5, fácil de obtener.

Si se considera este valor de CBR como valor objetivo a obtener en el cimiento, para una altura de estribo de siete metros y un CBR del cimiento de 1,5 metros, es necesaria una losa de siete metros.

No obstante, por razones de seguridad es recomendable que el CBR del cimiento sea mayor, para garantizar un buen comportamiento de la transición. Un módulo de elasticidad de 30 Mpa proporciona un buenos resultados para estribos de diez metros, con una losa de transición de cinco metros.

Las recomendaciones de diseño que se derivan para estribos rígidos con losa de transición son las siguientes:

1.- La longitud de la losa de transición debe ser igual a la altura del estribo. En cualquier caso, no debe ser menor de cinco metros.

2.- El cimiento debe tener un modulo de elasticidad mínimo de 30 Mpa, lo que supone un CBR de 3. En caso contrario, debe procederse a aplicar las técnicas de mejora del cimiento necesarias para alcanzar este valor mínimo.

3.- El relleno debe ser un suelo seleccionado con un modulo de elasticidad mínimo de 200 Mpa, es decir, un CBR de 20

8.5. DISEÑO DE UNA TRANSICION

Para garantizar un buen comportamiento de la transición son necesarias las siguientes condiciones:

- La inclusión de una losa de transición, con una longitud mínima de cinco metros. En caso de estribos de mas de cinco metros de altura, esta longitud debe aumentarse.
- El relleno del trasdos debe ser un material seleccionado con un CBR mínimo de 20, debidamente compactado
- El cimiento debe tener un CBR mínimo de 2-3.

El siguiente dibujo ilustra las recomendaciones finales de la presente tesis para el diseño de las transiciones.

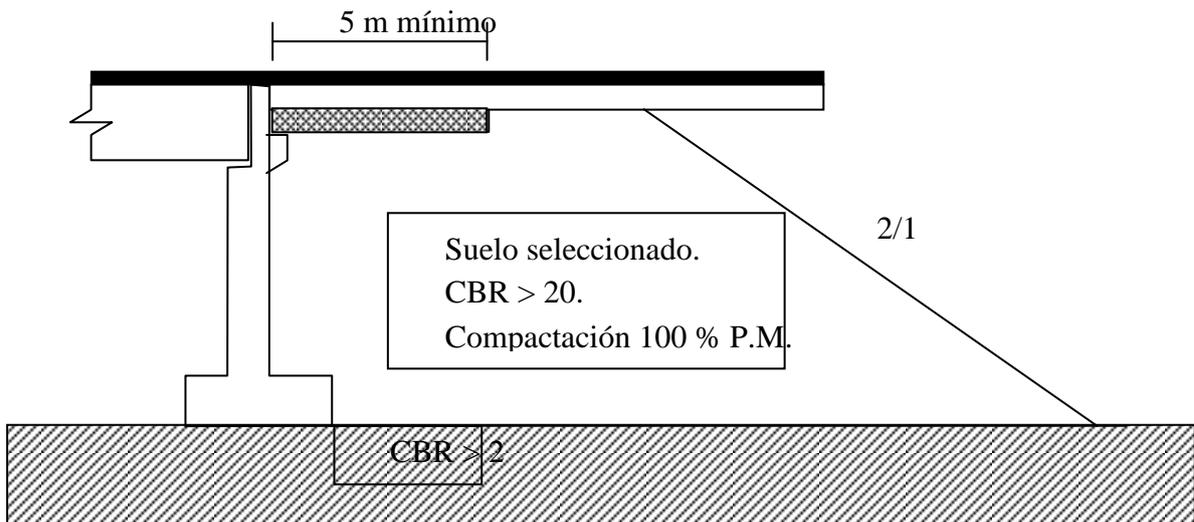


Figura 8-15: Recomendaciones para el diseño de las transiciones

8.6. LINEAS DE INVESTIGACIÓN FUTURAS.

Dentro de las futuras líneas de investigación que se abren con la presente tesis se incluyen.

- Investigación de la influencia del tipo de estribo en el comportamiento.
- Extender la recogida de datos a otras carreteras, investigando sobre la tipología de los estribos y caracterizar los materiales empleados.
- Desarrollo de nuevas tipologías en las transiciones.
- Investigar la influencia del tipo de estructura (integral o tradicional) en el comportamiento de las transiciones.
- Desarrollo de alguna formulación sencilla que permita calcular los asientos previsibles de las transiciones.

9. BIBLIOGRAFIA

CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN.

- Briaud, J. L., Ray, W. y Hoffman, S. (1997). NCHRP, Synthesis of Highway Practice 234, Settlement of Bridge Approaches, Bump at the End of the Bridge. National Academy Press, Washington, D.C. 1997.
- CEDEX. (1989) "Curso sobre geotecnia de las Obras Lineales". CEDEX. Gabinete de Formación y Documentación. 1989.
- Dupont, D. (2002). Movements and Settlements of Highway Bridge Approaches. Kentucky Transportation Center. University of Kentucky.
- Hoppe, E. (1999). Guidelines for the Use, Design, and Construction of Bridge Approach Slabs.. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 1999/04. 125(4) pp309-320.
- Ministerio de Fomento. O.C. 326/2000 " Geotecnia vial en lo referente a materiales para la construcción de explanadas y drenajes".
- Samuel, P., Briaud, J.L. et al. (1997). Settlement of Bridge Approaches - Synthesis of Highway Practice No. 234. Wyoming Transportation Research Board (TRB) report.
- Wahls. (1990) "Design and construction of bridge approaches." A synthesis of highway practice. Transportation Research Board. 1990/07. (159) pp. 51.

CAPITULO 2: ANTECEDENTES.

- Adams, M. (2000). Reinforced Soil Technology at FHWA. Geotechnical fabrics report. 2000/08.
- Allen, D; Meade, B. (1988). Soil-bridge abutment interaction. Final report: 1988/08. pp133.
- Amer, A; Arockiasamy, M; Shahawy, M. (1999). Loas distribution of existing solid slab bridges based on field tests. Journal of bridge engineering, vol. 4 1999.

BIBLIOGRAFIA

- American Association of State Highways and Transportation Officials (AASHTO).(1998). Bridge Design Specifications - U.S. Units, Second Edition 1998.
- American Society for Testing and Materials. (1985) . D 2487-83, Classification of Soils for Engineering Purposes. Anual Book of ASTM Standards, Vol. 04. 08, pp. 395-408.
- Boardman, J. H.(2002). Bridge Approach Details. Summary of Report, Section 13. New York State Department of Transportation.
- Braaten, A; Oset, F; Johansen, H; (1996) Hjelmungen bridge. Reconstructing abutments on expanded polystyrene. Nordic road & Transport Research. Vol. 8 1996.
- Briaud, J. L., Ray, W. y Hoffman, S. (1997). NCHRP, Synthesis of Highway Practice 234, Settlement of Bridge Approaches, Bump at the End of the Bridge. National Academy Press, Washington, D.C. 1997.
- Brylawski,E Poh C. Chua, O'Malley, E.S. (1994). Settlement Measurements of 50-ft High Embankments at the Chesapeake & Delaware Canal Bridge. Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments (Proceedings of Settlement '94 held in College Station, Texas, June 16-18, 1994.)
- Bustos, M., Altamira, A., Darter, M. y Covarrubias, J. P. (2000). IRI Incremental Equations for Jointed Plain Concrete Pavements. . Revista Ingeniería de Construcción. Universidad Pontificia de Chile. Volumen 15 N°2 (Junio - Diciembre 2000).
- Bustos, M., Altamira, A., Solminihac, H., Darter, M. y Covarrubias, J. P. (2000). Ecuaciones Incrementales de IRI para Pavimentos de Hormigón Simple con Juntas. Revista Ingeniería de Construcción. Universidad Pontificia de Chile. Volumen 15 N° 2 (Junio-Diciembre 2000).
- Bustos, M., Solminihac, H., Darter, M. y Covarrubias, J. P. (2002). Development of Incremental Distress Equations for Concrete Pavements: an Application to Model Transverse Joint Faulting. . Revista Ingeniería de Construcción. Universidad Pontificia de Chile. Volumen 17 N° 3 (Septiembre - Diciembre 2002).

BIBLIOGRAFIA

- Carrubba; Moraci; Montanelli (1.999) "instrumented soil reinforced retaining wall: analysis of measurements: geosynthetics '99: specifying geosynthetics and developing design details." 1999. pp921-934.
- CEDEX. (1989) "Curso sobre geotecnia de las Obras Lineales". CEDEX. Gabinete de Formación y Documentación. 1989.
- Cheney, R; Chassie, R (1993). Soils and foundations Workshop manual. Federal Highway administration, Washington, D.C.
- Chini; Wolde; Aggour (1993) "Drainage and backfill provisions for approaches to bridges." Transportation research record. 1993. (1425) pp45-53.
- Clarke, S. Deatherage, J. (1998) Influence of bridge approach, surface condition and velocity on impact factors for fatigue-prone details. Transportation Research Record. n° 1624. 1998.
- Covarrubias T., J. P. (1991). Uso de Membrana de Curado en Pavimento de Hormigón. Revista Ingeniería de Construcción. Universidad Pontificia de Chile. Edición N° 10 (Enero - Junio 1991).
- Craig, J. L.(2002). Bridge Deck and Approach Slab Smoothness. 2002 Construction Manual. Section 733.Nebraska Department of Roads, NDOR.
- Darter, M. (1991). Evaluación de la guía AASHTO 1986 para el diseño de pavimentos. Revista Ingeniería de Construcción. Universidad Pontificia de Chile. Edición N° 11 (Julio-Diciembre 1991).
- Das, S. C. y Bakeer, R. M.(1999). Assessment of Mitigating Embankment Settlement with Pile-Supported Approach Slabs. Summary of Report Number 333, December 1999.Louisiana Transportation Research Center.
- Davis, G.(1998). Rigid Pavement.Construction Manual, Chapter B. California Department of Transportation, Division of Maintenance, Junio 1998.
- Debray, S; Savage, W. (2001). A preliminary finite element analysis of a shallow landslide in the Alki area of Seattle, Washington. U.S. Geological Survey. Report n° 01-0357.
- Dixon, K; Hummer, J; Lorscheider, A (1996) Capacity for North Carolina Freeway work zones. Transportation Research Record n° 1529. 1996.

BIBLIOGRAFIA

- Dods, R; Hjelmstad, K, Parsons, D. (1998) Structural behaviour and modeling of Airport pavements systems. Transportation Research Board.
- Dugan, J. (1993) Lightweight fill solutions to settlement stability problems on charter oak bridge project, Haford, Connecticut. Transportation research record. N° 1422.
- Dupont, D. (2002). Movements and Settlements of Highway Bridge Approaches. Kentucky Transportation Center. University of Kentucky.
- Edgar, T.V. (1992). Performance of reinforced approach fills at the ozone Bridge. A follow-up study. Final report.
- Epperly, R. T.(1994). Bridge Approaches. Summary of Report Number 631, November 1994.. Division of Highways. West Virginia Department of Transportation.
- Fonseca, C. U. (2000). Estudio de Deformaciones Plásticas Permanentes (Rutting) en Mezclas Elaboradas con Materiales de la Zona Noreste de México Mediante la Máquina de Pista (Wheel Tracking). Revista Ingeniería de Construcción. Universidad Pontificia de Chile. Volumen N° 15 (Junio-Diciembre 2000).
- Frederick, G. Tarhini, K. (2000). Wheel load distribution in concrete slab bridges. Conference proceeding. Computing in Civil and Building Engineering.
- Fridenlund, T; Cheney, R (1997). Lightweight filleng materials. PIARC Technical committee on Earthworks, Drainage, Subgrade (C12), Paris.
- Friloux, R; Flom, B. (1999). Geogrid reinforcement creates right-of-way and saves money. Geotechnical fabrics report. 1999/08.
- Fruchter, R., Peña-Mora, F., Kim Roddis, W.M., 2000. Computing in civil and building engineering. Proceeding of the eight International Conference. Stanford, California, Agosto 2000.
- Galé, N. E. y Visser, A. T. (2003). A Constitutive Model Towards The Fatigue Characterization Of Asphalt Concrete. Revista Ingeniería de Construcción. Universidad Pontificia de Chile. Volumen 18 N°1 (Enero - Abril 2003).
- Garg, N; Tutumluer, E, Thomson, M. (1998). Structural modeling concepts for the design of airport pavements. Proceedings of the fifth international conference on the bearing capacity of roads and airfields. Trondheim. 1998.
- Geo-Institute of the American Society of Civil Engineers.(2001). Foundations and ground improvement. Proceedings of a special conference. June 2001

BIBLIOGRAFIA

- Gidel, G; Breisse, D; Hornych, P. (2001). A new approach for investigating the permanent deformation behaviour of unbound granular materials using the repeated load triaxial apparatus. Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées. N° 233.
- Fernández Ordoñez, H. O. (1997). Calidad Total Aplicada al Mantenimiento Vial. Instituto de Vías e Ingeniería Civil, Universidad del Cauca, Colombia.
- Hopkins, T.C. Settlement of Highway Bridge Approaches and Embankment Foundations, Report No. KYHPR-64-17;HPR-1(4),Kentucky Transportation Center, Lexington, Kentucky. February 1969. 142 pp.
- Hopkins, T.C. Settlement of Highway Bridge Approaches and Embankment Foundations, Report No. KYHPR-64-17;HPR-1(8),Kentucky Transportation Center, Lexington, Kentucky. February 1973. 40 pp.
- Hoppe, E. (1999). Guidelines for the Use, Design, and Construction of Bridge Approach Slabs.. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 1999/04. 125(4) pp309-320.
- Hoppe, E; Gomez, J. (1997). Field study on integral Backwall bridge. Virginia Transportation Research Council.
- Hu, C. H. (2001). Bridge Approach Slabs. Delaware Department of Transportation. Division of Transportation Solutions. Design Guidance Memorandum. Memorandum Number 2-4.
- Hudson, R. (1987). Una Revisión de las Experiencias en la Administración de Pavimentos Urbanos en los Estados Unidos. Revista Ingeniería de Construcción. Universidad Pontificia de Chile. Edición N° 3 (Agosto 1987).
- Inaudi, D., Elamari, A. y Vurpillot, S. (1994). Low Coherence Interferometry for the Monitoring of Civil Engineering Structures Smart Structures and Materials Conference Glasgow 94. 2nd European Conference on Smart Structures and Materials, 10.1994, Glasgow, United Kingdom Page 1 of 5 .
- Jiménez Salas et al (1980). Geotecnia y Cimientos III. Editorial Rueda, Madrid, 2 volúmenes, 2104 paginas.
- Junta de Andalucía. Orden Circular 1/99. Instrucción para el Diseño de Firmes de carreteras de Andalucía.
- Kamien, D. (1995). Geotechnical analysis by the finite element method. Department of the army. U.S. Army corps of engineers.

BIBLIOGRAFIA

- Kapur, J. (2001). Bridges Approach Slabs. Washington State Department of Transportation.
- Keller ground Engineering. (2002). Jet grouting as foundations for bridge embankments on weak soils.
- Kergoet, M. (2001). Exemple d'etude de traitement pur determiner l'emploi d'un sol en couche de forme. Bulletin des laboratoires del ponts et chaussées. N° 231.
- Khodair, Y. A. (2001). Master of Science Thesis. Finite Element Modeling of Approach and Transition Slabs. Department of Civil and Environmental Engineering, Rutgers University, 2001.
- Koklanaris, M. (2000). Geosynthetic structures can carry the load. Public roads. 2000/07.
- Koloski, J.W., Schwarz, S. D. y Tubbs, A. W. (1989). Geotechnical Properties of Geologic Materials. Washington Division of Geology and Earth Resources Bulletin 78, 1989. Engineering Geology in Washington, Volume 1.
- Kramer, S; Sajer, P. (1991). Bridge approach slab effectiveness. Final Report. Washington State University, department of Transportation.
- Li. (1999) " Dynamic analysis of rigid walls considering flexible foundation" . Technical note. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering. 1999/09. 125(9) pp803-806.
- Lin, K.Q. (1999). Use of deep cement mixing to reduce settlements at bridge Approches. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering. 1999/04. 125 (4) pp 309-320.
- Local Government and the Regions, Department of the Environment, United Kingdom. (2001). National Road Maintenance Condition Survey: Report on the 2000 Survey. Transport Statistics April 2001.
- Long, J; Olson, S; Stark, T. (1998). Differential movement at embankment/bridge structure interface in Illinois. Transportation Research Board.
- Mahmood, I. (1990) Evaluation of causes of bridge approach settlement and development of settlement prediction models. PhD. Thesis, University of Oklahoma.
- Mabsout, M, Jabakhanji, R, Tarhini, K Frederick, G. (2000). Finite element analysis of concrete slab bridges. Computing in civil and building engineering. Conference proceeding.

BIBLIOGRAFIA

- Mallet, G. P. (1994). Repair of Concrete Bridges: A TRC State-of-the-art Report. Department of Transport in the U. K.
- Mestat, P. (2001). Momis. Une base de données sur la modelisation numerique des remblais sur sols compressibles et sur la confrontation calculs - mesures in situ. Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées. N° 231.
- Ministerio de Fomento. (2003). Guía de Cimentaciones en Obras de Carreteras.
- Ministerio de Fomento. (1992). Nota de Servicio de 28 de Julio de 1992 sobre Losas de Transición.
- Ministerio de Fomento. (2000). O.C. 326/2000. Geotecnia Vial en lo referente a Materiales para la construcción de explanadas y drenajes.
- Ministerio de Fomento. (2000). Guía para la concepción de Puentes Integrales.
- Ministerio de Fomento. (1996). Instrucción IAP-96. Acciones en el Calculo de Puentes.
- Ministerio de Fomento. (1996). Recomendaciones sobre las Cuñas de Transición.
- Monahan, E. (1994). Construction of fills. John Wiley & sons, Bloomfield, New Jersey.
- Monley; Wu; (1995) Tensile reinforcement effects on bridge-approach settlement. discussion and closure. Journal of Geotechnical engineering. 1995/01. 121(1) pp93-97.
- Muzas Labad, F. (2000). Comportamiento y diseño de Losas de Transición. Revista de Obras Publicas, abril 2000. n° 3397.
- Nassif, H. (2002) . Finite element analysis of bridge approach slabs. Tesis doctoral n° 88-03 RU933 realizada en el Center for Advanced Infrastructure and Transportation. Civil and Environmental Rutgers University of New Jersey.
- Negussey, D. (1998). Putting polystyrene to work. Civil Engineering, n° 68. 1998/03.
- Oteo (1995). Curso sobre tuneles en roca. CEDES, Madrid.
- Pattillo B., J. (1990). Diseño Estructural de Pavimento Flexible. Revista Ingeniería de Construcción. Universidad Pontificia de Chile. Edición N° 9 (Julio - Diciembre 1990).
- Pattillo B., J. (1990). Diseño Estructural del Pavimento. Revista Ingeniería de Construcción. Universidad Pontificia de Chile. Edición N° 8 (Enero - Junio 1990).

BIBLIOGRAFIA

- Pouliot, N. Sedran, T. Larradr, F ; Marchand, J. (2001). Prediction of the compactness of roller compacted concrete using a granular packing model. Bulletin des laboratoires del ponts et chaussées. N° 233.
- Rauhut, B. (1997) . Improved Guidance for Users of the 1993 AASHTO Flexible Pavement Design Procedures. Techbrief, August 1997 FHWA-RD.
- Reid, R. (1999). Use of fabric Reinforced soil wall for integral abutment bridge end treatment. Report number SD96-02-F. South Dakota State University. Department of civil and Environmental Engineering.
- Reyes, F., González, C. y Vega, D., Grupo CECATA. (2003). Rational Methodology For Estimate Damages In New Roadways And Rehabilitation Of Flexible Pavement. Revista Ingeniería de Construcción. Universidad Pontificia de Chile. Volumen 18 N°1 (Enero - Abril 2003).
- Roman, E., Yasser, K., Hassiotis, S. (2002). Dept. of Civil Enviromental and Ocean Engineering, Stevens Institute of Technology, Hoboken, NJ.
- Roscoe K. H. y Burland,, J. B. (1968). On the Generalised stress-strain behavior of "wet" clays. Egeineering plasticity, eds J. Heyman y F. A. Leckie, Cambridge University Press, 535-609.
- Ryall, M.J., Parke, G. A. R. y Harding, J. E. (2000). Manual of Bridge Engineering. University of Surrey. U. K.
- Sandford (2000) "Soil-structure interaction of buried structures." Transportation in the new millennium. 2000. pp. 6.
- Samuel, P., Briaud, J.L. et al. (1997). Settlement of Bridge Approaches - Synthesis of Highway Practice No. 234. Wyoming Transportation Research Board (TRB) report.
- Sánchez S., I.(1989). EL IRI: Un Indicador de la Regularidad Superficial. Revista Ingeniería de Construcción. Universidad Pontificia de Chile. Edición N° 6 (Enero - Junio 1989).
- Schaeffer, V; Koch, J. (1992) Void development under bridge approaches. South Dakota State Uiversity. Department of civil engineering. Final report.
- Schofield, A. N. y Worth, C. P. (1968). Critical State Soil Mechanics. Londres, McGraw-Hill.
- Schwidder (1994) "Estimation of stress and deformation parameters at salt fork river bridges on US 177. Oklahoma estate University. (master's thesis). 1994/07. pp125 .

BIBLIOGRAFIA

- Siccardi, A. J. (1991) . Technical Memorandum 08. Observations of a Texas Study concerning Abutment Backwall Damage, April 29, 1991 (Study by Texas Transportation Institute TTI.)
- Smith, A; Kinard, O. (1993). Banking on a bridge. Civil Engineering, n° 63.
- Snethen; Schwidder; Benson; Koeninger (1997) "Performance of experimental approach embankments at salt fork river bridges on u.s. 177." Oklahoma State University. 1997/06. 9307-9706 pp225.
- Solminihac T., H. y Echeverría G., G. (1988). Desarrollo de un Sistema de Manutención para Pavimentos Asfálticos. Revista Ingeniería de Construcción. Universidad Pontificia de Chile. Edición N° 5 (Julio - Diciembre 1988).
- Solminihac T., H., Echeverría G., G. y Thenoux Z , G.(1989). Estabilización Química de Suelos: Aplicaciones en la Construcción de Estructuras de Pavimentos. Revista Ingeniería de Construcción. Universidad Pontificia de Chile. Edición N° 6 (Enero - Junio 1989).
- Solminihac T., H., Hidalgo, P., Salgado, M. y Valdés, M. (2002). Calibration of Structural Cracking Models for Asphalt Pavement in HDM-4 to the Chilean Conditions. Revista Ingeniería de Construcción. Universidad Pontificia de Chile. Volumen 17 N°1 (Enero - Abril 2002).
- Solminihac T., H., Lobos, E., Jiménez, N. y Wahr, C. (1999). Evaluación del Mecanismo de Conservación Vial Urbana por Nivel de Servicio. Revista Ingeniería de Construcción. Universidad Pontificia de Chile. Edición N° 19 (Enero-Junio 1999).
- Solminihac T., H., Salsilli M, R., Covarrubias T., J. P. y Vidal M., M . (1997). Desarrollo de Modelos de Deterioro Incrementales de Segunda Fase para Pavimentos de Hormigón. Revista Ingeniería de Construcción. Universidad Pontificia de Chile. Edición N° 17 (Julio-Diciembre 1997).
- Solminihac T., H. y Muñoz A., P. (1992). Análisis de las Externalidades Negativas en la Rehabilitación de Pavimento. Revista Ingeniería de Construcción. Universidad Pontificia de Chile. Edición N° 13 (Julio-Diciembre 1992).
- S. B. B.(1998). Pontis Bridge Inspection Coding Guide, October 1998 . 2000 Standard Specifications. Colorado Department of Transportation.

BIBLIOGRAFIA

- Stark, T; Olson, S; Long, J. (1995) "Differential Movement at the Embankment/structure Interface - Mitigation and Rehabilitation. Final report. Illinois University, Department of Civil Engineering. 1995/04. pp316 .
- Steve C. S. Cai, P. E. y Voyiadjis, P. E. (2003). Determination of Interaction between Bridge Concrete Approach Slabs and Embankment. Louisiana Department of Transportation and Development and Louisiana State University. LTRC.
- Sundaram, S; Dadik, M. (1997) Bridge approach/anchor slab joint evaluation. Report number FHWA-AZ97-450. Final report.
- Tadros, M; Benak, T. (1989). Bridge abutment and approach slab settlement. Final report. University of Nebraska.
- Taylor, H., Nicholson, B., Hickman, R., James, C., Cooke, R. y Barr, J. (1997). Design & Construction of Integral Bridges to the USA, management best practice the Concrete Bridge Development Group, August 1997.
- Thenoux Z, G. (1990). Criterios para la Administración de Pavimentos Urbanos de Hormigón y Asfalto. Revista Ingeniería de Construcción. Universidad Pontificia de Chile. Edición N° 8 (Enero - Junio 1990).
- Thenoux Z., G. y Gaete P., R. (1999). Análisis Mecanicista De Estructuras de Pavimentos Utilizadas en Chile Diseñadas por el Método AASHTO-93. Revista Ingeniería de Construcción. Universidad Pontificia de Chile. Edición N° 19 (Enero-Junio 1999).
- Thenoux Z., G. y Gaete P., R. (1995). Evaluación Técnica del Pavimento y Comparación de Métodos de Diseño de Capas de Refuerzo Asfáltico. Revista Ingeniería de Construcción. Universidad Pontificia de Chile. Edición N° 14 (Julio-Diciembre 1995).
- Thiele, D; Tadros, M; Benak, T. (1990) State of the art for control of bridge approach settlement. Bridge evaluation, repair and rehabilitation. Proceeding of the Nato advanced research workshop, Baltimore, Maryland, 1990.
- Transportation Research Board (1994). Manual de capacidad.
- Tutumluer, E; Thomson, M. (1997). Anisotropic modelling of granular bases in flexible pavements. Transportation Research Record. 1577. Transportation research Board.

BIBLIOGRAFIA

- Uriel, A. (1995). Apuntes de Geotecnia y Cimientos. E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Granada.
- U.S. Army corps of Engineers. (1994). Pavement Design for Roads, Streets and Open Storage Areas, Elastic Layered Method. 24 October 1994.
- U.S. Army corps of Engineers. (2001). Influence of wheel load shape on vertical stress reaching subgrade trough an aggregate layer.
- U.S. Army corps of Engineers. (2001). Finite element Modeling of tire-terrain interaction.
- Videla C., C. y Echeverría, G. (1991). Administración de la Conservación de Pavimentos: un caso de transferencia y adaptación de tecnología. Revista Ingeniería de Construcción. Universidad Pontificia de Chile. Edición N° 10 (Enero - Junio 1991).
- Wahls. (1990) "Design and construction of bridge approaches." A synthesis of highway practice. Transportation Research Board. 1990/07. (159) pp. 51.
- Wei Yang. (2000). Predicting shrinkage stress field in concrete slab on elastic subgrade Journal of engineering mechanics..January 2000, pp 35-42
- Wilson, J. (1999). Flowable Fill as Backfill for Bridge Abutments. Final report. Wisconsin Department of Transportation. Division of Transportation Infrastructure Development. Bureau of Highway Construction.
- Wolde-Tinsae, A; Aggour, M. (1990). Structural and soil provisions to approaches to bridges. Final Report. Mariland University, Department of Civil Engineering. Report N° FHWA/MD-89/13.
- Wong, H.K.W y Small, J.C. (1994). Effect of Orientation of Approach Slabs on Pavement Deformation. Journal of Transportation Engineering, Vol. 120, No. 4, July/August 1994, pp. 590-602.
- Wu, J; (1990); Alleviating bridge approach settlement with Geosynthetic reinforcement. Geotextiles, Geomembrnes and related products. Proceeding of the 4th international conference, La Haya, 1990. Volumen 1.
- Ye-Jianshu. (1997). Controlling criterion of bridge approach remain settlement. Journal of Southeast University. 1997/05/20.

BIBLIOGRAFIA

- Ye, S; Su, C; (1995) Eps, Flowfill and structural fill for bridge abutment highway back fill. Final report. Colorado Department of Transportation. Report number CDOT-R-SM-95-15.
- Zaman, M, Bhat, D. and Laguros, J. (1994). Numerical Modeling of Bridge Approach Settlement with Foundation-Embankment Interaction. Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments (Proceedings of Settlement '94 held in College Station, Texas, June 16-18, 1994.)
- Zaman, M; Laguros; J. (1993) Statistical models for identification of problematic bridge sites and estimation of approach settlements. progress report (draft). 1993/06. pp127 .
- Zaman, M, Golapasingam, A; Laguros, J. (1991) Consolidation settlement of bridge approach foundation. Journal of geotechnical engineering. 1991 / 02 .
- Zaman, M, Laguros, J Mahmood. (1990) "Evaluation of causes of excessive settlements of pavements behind bridge abutments and their remedies; phase ii: executive summary". 1990/01. pp20.
- Zienkeiwicz O. C. (1977). The finite element method. Maidenhead, McGraw-Hill.
- Zienkeiwicz O. C., Humpheson C y Lewis R W (1977). A unified approach to soil mechanics problems (including plasticity y visco-plasticity). Finite Elements in Geomechanics. G Gudehus Eds. 151-177, John Wiley.

CAPITULO 3: OBJETIVOS.

- Allen, D; Meade, B. (1988). Soil-bridge abutment interaction. Final report: 1988/08. pp133.
- Briaud, J. L., Ray, W. y Hoffman, S. (1997). NCHRP, Synthesis of Highway Practice 234, Settlement of Bridge Approaches, Bump at the End of the Bridge. National Academy Press, Washington, D.C. 1997.
- Das, S. C. y Bakeer, R. M.(1999). Assessment of Mitigating Embankment Settlement with Pile-Supported Approach Slabs. Summary of Report Number 333, December 1999.Louisiana Transportation Research Center.

BIBLIOGRAFIA

- Dupont, D. (2002). Movements and Settlements of Highway Bridge Approaches. Kentucky Transportation Center. University of Kentucky.
- Hoppe, E; Gomez, J. (1997). Field study on integral Backwall bridge. Virginia Transportation Research Council.
- Hudson, R. (1987). Una Revisión de las Experiencias en la Administración de Pavimentos Urbanos en los Estados Unidos. Revista Ingeniería de Construcción. Universidad Pontificia de Chile. Edición N° 3 (Agosto 1987).
- Mahmood, I. (1990) Evaluation of causes of bridge approach settlement and development of settlement prediction models. PhD. Thesis, University of Oklahoma.
- Samuel, P., Briaud, J.L. et al. (1997). Settlement of Bridge Approaches - Synthesis of Highway Practice No. 234. Wyoming Transportation Research Board (TRB) report.

CAPITULO 4: ESTADO ATUAL DE LAS TRANSICIONES EN LAS CARETERAS DE ANDALUCIA ORIENTAL.

- Briaud, J. L., Ray, W. y Hoffman, S. (1997). NCHRP, Synthesis of Highway Practice 234, Settlement of Bridge Approaches, Bump at the End of the Bridge. National Academy Press, Washington, D.C. 1997.
- Das, S. C. y Baker, R. M.(1999). Assessment of Mitigating Embankment Settlement with Pile-Supported Approach Slabs. Summary of Report Number 333, December 1999.Louisiana Transportation Research Center.
- Dupont, D. (2002). Movements and Settlements of Highway Bridge Approaches. Kentucky Transportation Center. University of Kentucky.
- Hopkins, T.C. Settlement of Highway Bridge Approaches and Embankment Foundations, Report No. KYHPR-64-17;HPR-1(8),Kentucky Transportation Center, Lexington, Kentucky. February 1973. 40 pp.
- Hoppe, E. (1999). Guidelines for the Use, Design, and Construction of Bridge Approach Slabs.. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 1999/04. 125(4) pp309-320.
- Local Government and the Regions, Department of the Environment, United Kingdom. (2001). National Road Maintenance Condition Survey: Report on the 2000 Survey. Transport Statistics April 2001.

BIBLIOGRAFIA

- Mahmood, I. (1990) Evaluation of causes of bridge approach settlement and development of settlement prediction models. PhD. Thesis, University of Oklahoma.
- Ministerio de Fomento. (1992). Nota de Servicio de 28 de Julio de 1992 sobre Losas de Transición.
- Stark, T; Olson, S; Long, J. (1995) "Differential Movement at the Embankment/structure Interface - Mitigation and Rehabilitation. Final report. Illinois University, Department of Civil Engineering. 1995/04. pp316 .
- Zaman, M; Laguros; J. (1993) Statistical models for identification of problematic bridge sites and estimation of approach settlements. progress report (draft). 1993/06. pp127 .

CAPITULO 5: MODELO DE ELEMENTOS FINITOS DE LAS TRANSICIONES.

- Amer, A; Arockiasamy, M; Shahawy, M. (1999). Loas distribution of existing solid slab bridges based on field tests. Journal of bridge engineering, vol. 4 1999.
- American Society for Testing and Materials. (1985) . D 2487-83, Classification of Soils for Engineering Purposes. Anual Book of ASTM Standards, Vol. 04. 08, pp. 395-408.
- Briaud, J. L., Ray, W. y Hoffman, S. (1997). NCHRP, Synthesis of Highway Practice 234, Settlement of Bridge Approaches, Bump at the End of the Bridge. National Academy Press, Washington, D.C. 1997.
- Brylawski, E Poh C. Chua, O'Malley, E.S. (1994). Settlement Measurements of 50-ft High Embankments at the Chesapeake & Delaware Canal Bridge. Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments (Proceedings of Settlement '94 held in College Station, Texas, June 16-18, 1994.)
- Carrubba; Moraci; Montanelli (1.999) "instrumented soil reinforced retaining wall: analysis of measurements: geosynthetics '99: specifying geosynthetics and developing design details." 1999. pp921-934
- CEDEX. (1989) "Curso sobre geotecnia de las Obras Lineales". CEDEX. Gabinete de Formación y Documentación. 1989.

BIBLIOGRAFIA

- Cheney, R; Chassie, R (1993). Soils and foundations Workshop manual. Federal Highway administration, Washington, D.C.
- Dods, R; Hjelmstad, K, Parsons, D. (1998) Structural behaviour and modeling of Airport pavements systems. Transportation Research Board.
- Dupont, D. (2002). Movements and Settlements of Highway Bridge Approaches. Kentucky Transportation Center. University of Kentucky.
- Epperly, R. T.(1994). Bridge Approaches. Summary of Report Number 631, November 1994.. Division of Highways. West Virginia Department of Transportation.
- Fruchter, R., Peña-Mora, F., Kim Roddis, W.M., 2000. Computing in civil and building engineering. Proceeding of the eight International Conference. Stanford, California, Agosto 2000.
- Galé, N. E. y Visser, A. T. (2003). A Constitutive Model Towards The Fatigue Characterization Of Asphalt Concrete. Revista Ingeniería de Construcción. Universidad Pontificia de Chile. Volumen 18 N°1 (Enero - Abril 2003).
- Gidel, G; Breisse, D; Hornych, P. (2001). A new approach for investigating the permanent deformation behaviour of unbound granular materials using the repeated load triaxial apparatus. Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées. N° 233.
- Hoppe, E. (1999). Guidelines for the Use, Design, and Construction of Bridge Approach Slabs.. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 1999/04. 125(4) pp309-320.
- Hu, C. H. (2001). Bridge Approach Slabs. Delaware Department of Transportation. Division of Transportation Solutions. Design Guidance Memorandum. Memorandum Number 2-4.
- Junta de Andalucía. Orden Circular 1/99. Instrucción para el Diseño de Firmes de carreteras de Andalucía.
- Kamien, D. (1995). Geotechnical analysis by the finite element method. Department of the army. U.S. Army corps of engineers.
- Khodair, Y. A. (2001). Master of Science Thesis. Finite Element Modeling of Approach and Transition Slabs. Department of Civil and Environmental Engineering, Rutgers University, 2001.

BIBLIOGRAFIA

- Koloski, J.W., Schwarz, S. D. y Tubbs, A. W. (1989). Geotechnical Properties of Geologic Materials. Washington Division of Geology and Earth Resources Bulletin 78, 1989. Engineering Geology in Washington, Volume 1.
- Mahmood, I. (1990) Evaluation of causes of bridge approach settlement and development of settlement prediction models. PhD. Thesis, University of Oklahoma.
- Mabsout, M, Jabakhanji, R, Tarhini, K Frederick, G. (2000). Finite element analysis of concrete slab bridges. Computing in civil and building engineering. Conference proceeding.
- Mestat, P. (2001). Momis. Une base de données sur la modelisation numerique des remblais sur sols compressibles et sur la confrontation calculs - mesures in situ. Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées. N° 231.
- Ministerio de Fomento. O.C. 326/2000 " Geotecnia vial en lo referente a materiales para la construcción de explanadas y drenajes".
- Ministerio de Fomento. (2003). Guía de Cimentaciones en Obras de Carreteras.
- Nassif, H. (2002) . Finite element analysis of bridge approach slabs. Tesis doctoral n| 88-03 RU933 realizada en el Center for Advanced Infrastructure and Transportation. Civil and Environmental Rutgers University of New Jersey.
- Reid, R. (1999). Use of fabric Reinforced soil wall for integral abutment bridge end treatment. Report number SD96-02-F. South Dakota State University. Department of civil and Environmental Engineering.
- Samuel, P., Briaud, J.L. et al. (1997). Settlement of Bridge Approaches - Synthesis of Highway Practice No. 234. Wyoming Transportation Research Board (TRB) report.
- Sneath; Schwidder; Benson; Koeninger (1997) "Performance of experimental approach embankments at salt fork river bridges on u.s. 177." Oklahoma State University. 1997/06. 9307-9706 pp225.
- Wahls. (1990) "Design and construction of bridge approaches." A synthesis of highway practice. Transportation Research Board. 1990/07. (159) pp. 51.
- Wilson, J. (1999). Flowable Fill as Backfill for Bridge Abutments. Final report. Wisconsin Department of Transportation. Division of Transportation Infrastructure Development. Bureau of Highway Construction.

BIBLIOGRAFIA

- Zaman, M; Laguros; J. (1993) Statistical models for identification of problematic bridge sites and estimation of approach settlements. progress report (draft). 1993/06. pp127 .
- Zaman, M, Laguros, J Mahmood. (1990) "Evaluation of causes of excessive settlements of pavements behind bridge abutments and their remedies; phase ii: executive summary". 1990/01. pp20.

CAPITULO 6: APLICACIÓN DEL MODELO A DOS ESTRUCTURAS DE LA A-92 EN LOS P.K. 391 Y 399. PROVINCIA DE ALMERIA.

- American Society for Testing and Materials. (1985) . D 2487-83, Classification of Soils for Engineering Purposes. Anual Book of ASTM Standards, Vol. 04. 08, pp. 395-408.
- CEDEX. (1989) "Curso sobre geotecnia de las Obras Lineales". CEDEX. Gabinete de Formación y Documentación. 1989.
- Koloski, J.W., Schwarz, S. D. y Tubbs, A. W. (1989). Geotechnical Properties of Geologic Materials. Washington Division of Geology and Earth Resources Bulletin 78, 1989. Engineering Geology in Washington, Volume 1.
- Ministerio de Fomento. (1992). Nota de Servicio de 28 de Julio de 1992 sobre Losas de Transicion.
- Ministerio de Fomento. O.C. 326/2000 " Geotecnia vial en lo referente a materiales para la construcción de explanadas y drenajes".
- Ministerio de Fomento. (2003). Guía de Cimentaciones en Obras de Carreteras.
- Samuel, P., Briaud, J.L. et al. (1997). Settlement of Bridge Approaches - Synthesis of Highway Practice No. 234. Wyoming Transportation Research Board (TRB) report.
- Wahls. (1990) "Design and Construction of Bridge Approaches." A synthesis of highway practice. Transportation Research Board. 1990/07. (159) pp. 51.

CAPITULO 7: ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD.

BIBLIOGRAFIA

- Dupont, D. (2002). Movements and Settlements of Highway Bridge Approaches. Kentucky Transportation Center. University of Kentucky.
- Hoppe, E; Gomez, J. (1997). Field study on integral Backwall bridge. Virginia Transportation Research Council.
- Kamien, D. (1995). Geotechnical analysis by the finite element method. Department of the army. U.S. Army corps of engineers.

CAPITULO 8: CONCLUSIONES.

- Briaud, J. L., Ray, W. y Hoffman, S. (1997). NCHRP, Synthesis of Highway Practice 234, Settlement of Bridge Approaches, Bump at the End of the Bridge. National Academy Press, Washington, D. C. 1997.
- Brylawski, E Poh C. Chua, O'Malley, E.S. (1994). Settlement Measurements of 50-ft High Embankments at the Chesapeake & Delaware Canal Bridge. Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments (Proceedings of Settlement '94 held in College Station, Texas, June 16-18, 1994.)
- CEDEX. (1989) "Curso sobre geotecnia de las Obras Lineales". CEDEX. Gabinete de Formación y Documentación. 1989.
- Dupont, D. (2002). Movements and Settlements of Highway Bridge Approaches. Kentucky Transportation Center. University of Kentucky.
- Epperly, R. T.(1994). Bridge Approaches. Summary of Report Number 631, November 1994.. Division of Highways. West Virginia Department of Transportation.
- Hoppe, E. (1999). Guidelines for the Use, Design, and Construction of Bridge Approach Slabs.. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 1999/04. 125(4) pp309-320.
- Hu, C. H. (2001). Bridge Approach Slabs. Delaware Department of Transportation. Division of Transportation Solutions. Design Guidance Memorandum. Memorandum Number 2-4.
- Ministerio de Fomento. (1996). Recomendaciones sobre las Cuñas de Transición.
- Ministerio de Fomento. (2003). Guía de Cimentaciones en Obras de Carreteras.

BIBLIOGRAFIA

- Nassif, H. (2002) . Finite element analysis of bridge approach slabs. Tesis doctoral n| 88-03 RU933 realizada en el Center for Advanced Infrastructure and Transportation. Civil and Environmental Rutgers University of New Jersey.
- Samuel, P., Briaud, J.L. et al. (1997). Settlement of Bridge Approaches - Synthesis of Highway Practice No. 234. Wyoming Transportation Research Board (TRB) report.
- Snethen; Schwidder; Benson; Koeninger (1997) "Performance of experimental approach embankments at salt fork river bridges on u.s. 177." Oklahoma State University. 1997/06. 9307-9706 pp225.
- Wahls. (1990) "Design and construction of bridge approaches." A synthesis of highway practice. Transportation Research Board. 1990/07. (159) pp. 51.
- Wilson, J. (1999). Flowable Fill as Backfill for Bridge Abutments. Final report. Wisconsin Department of Transportation. Division of Transportation Infrastructure Development. Bureau of Highway Construction.
- Zaman, M; Laguros; J. (1993) Statistical models for identification of problematic bridge sites and estimation of approach settlements. progress report (draft). 1993/06. pp127 .
- Zaman, M, Laguros, J Mahmood. (1990) "Evaluation of causes of excessive settlements of pavements behind bridge abutments and their remedies; phase ii: executive summary". 1990/01. pp20.