

00582

(25)



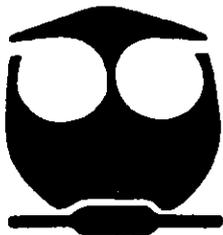
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA  
DE MEXICO

FACULTAD DE QUIMICA  
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO

"EVALUACION DE PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRAULICO  
(SIMPLE REFORZADOS Y REHABILITADOS), EN BASE A  
CRITERIOS DE DURABILIDAD".

**T E S I S**  
QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:  
**DOCTOR EN CIENCIAS QUIMICAS**  
**(INGENIERIA QUIMICA)**  
P R E S E N T A :  
**CECILIA OLIVIA OLAGUE CABALLERO**

299878



MEXICO, D.F.

NOVIEMBRE 2001



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

*Reedificarán, de ti, tus ruinas antiguas,  
levantarás los cimientos de pasadas generaciones,  
se te llamará Reparador de brechas,  
y Restaurador de senderos frecuentados.*

*Isaías 58,12*

*Es esencial que nos convenzamos de la prioridad  
a lo ético sobre lo técnico,  
de la primacía de la persona humana sobre la materia.  
Solamente servirá a la causa del hombre si el saber esta unido a la conciencia.  
Los hombres de ciencia ayudarán realmente a la humanidad sólo si conservan el sentido de  
trascendencia del hombre sobre el mundo y de Dios sobre el hombre.*

*S.S. Juan Pablo II  
Discurso a la UNESCO*

**A mis hijos:**

*Ana Cecilia y Juan Carlos,  
les dedico este trabajo  
por que su amor  
es un aliento en mi vida.*

**A mi madre:**

*Por la gran fuerza moral,  
que representa en mi vida.*

**A mis hermanos:**

*Oscar, José,  
Rosa Imelda, Gustavo,  
Miguel, y María Elena,  
por que su cariño  
y su estimulo iluminan mi vida.*

## **Agradecimiento**

*A la infinita bondad y misericordia de Dios,  
quien otorga la gracia  
que hace posible iniciar  
y concluir.*

*Heme aquí, que vengo. Se me ha prescrito en el rollo del libro hacer tu voluntad.  
Sal. 40, 8-9.  
Voy a instruirte, a mostrarte el camino a seguir, fijos en ti los ojos, seré tu consejero.  
Sal. 32, 8.*

# Agradecimientos

Deseo expresar mi más sincero agradecimiento a todas las personas e instituciones que hicieron posible la realización de esta investigación.

Al **Dr. Pedro Castro Borges**, director de esta tesis, mi más sincera gratitud por su valioso apoyo.

Al **Dr. Juan Genesca Llongueras**, presidente del sínodo, y del comité tutorial, por su asesoramiento y porque su ejemplo como hombre de ciencia constituye un gran estímulo.

Al **Dr. Walter López González**, por sus valiosos consejos y asesoría para el desarrollo de la presente investigación.

A la **Dra. Patricia Rodríguez López**, por su asesoría y por su ejemplo y generosidad en la transmisión del conocimiento.

Al **Dr. David Muria Vila**, por su asesoría y sus muy apreciadas contribuciones.

Al **Dr. Eric Iván Moreno**, por su asesoría y sus importantes aportaciones.

Al **Dr. Tezozomoc Pérez López**, por su asesoría y sus valiosos aportes.

Al **Dr. Andrés Torres Acosta**, por su asesoría y su inestimable ayuda.

Al **M. en C. Santiago Capella Vizcaíno**, director de la Facultad de Química de la UNAM.

Al **Dr. Jesús Guzmán García**, jefe de la división de estudios de posgrado, de la Facultad de Química de la UNAM.

Al **Ing. José Luis Franco Rodríguez**, rector de la Universidad Autónoma de Chihuahua, por el valioso apoyo que la institución a través de su conducto me ha brindado.

Al **Ing. Jesús Valles Salayandía**, director de la Facultad de Ingeniería de la UACH, por su apreciado apoyo para la realización de mis estudios de doctorado.

Al **Dr. Jesús Enrique Grajeda Herrera**, exrector de la UACH, quien me brindó su apoyo institucional para iniciar mis estudios de doctorado.

Al **Ing. Fernando Luna Rojas**, director de la Fundación ICA por su inapreciable apoyo.

Al **M.I. Gilberto Wenglas Lara**, por su ayuda generosa en el desarrollo de la presente investigación.

Al **Ing. Romualdo Chanez Corral**, encargado del Laboratorio de Materiales de la Facultad de Ingeniería de la UACH, por su ayuda en el desarrollo de las pruebas mecánicas.

Al **Ing. Abraham Polanco Rodríguez**, encargado del área de mecánica de suelos del Laboratorio de Materiales de la Facultad de Ingeniería de la UACH, por su ayuda y facilidades brindadas para el desarrollo de las pruebas de mecánica de suelos.

A los tesisistas de la Maestría en Vías Terrestres: **Victor Valdivia Bautista, Emilio Caballero, Vinicio Romano Cázares, Jorge Luis Almaral, Rafael Bojorquez Manzo, Olimpia Alvarado Fierro, Carlos Lora Urías**, quienes hicieron posibles varias de las pruebas desarrolladas.

**Al Dr. Octavio Torres Esqueda y la M.A. Rosa Imelda Olague de Torres**, por sus oraciones, y por que su cariño fueron un muy apreciado estímulo para la presente investigación.

**A la Dra. Olga Olivia Estrada de Rivera, y al Dr. Arturo Rivera**, por que sus oraciones me ayudaron en la perseverancia y contribuyeron de forma inestimable a la presente investigación.

**A Don Refugio Cardona y a la Lic. Lourdes Terrazas de Cardona**, por sus oraciones y sus apreciados consejos, para el desarrollo de esta investigación.

**A la Universidad Nacional Autónoma de México**, por los conocimientos adquiridos, por la oportunidad de superación que brinda y por ser una institución ejemplar en el desarrollo de la ciencia y la investigación.

**A la Universidad Autónoma de Chihuahua**, donde desempeñó labores de docencia e investigación por el importante apoyo que me fue concedido para desarrollar estudios de doctorado.

**A la Secretaria de Educación Publica**, quien a través del Programa de Mejoramiento del Profesorado me brindó apoyo para la consecución del doctorado.

**A la Fundación ICA**, por su generosa labor de apoyo al desarrollo de la ciencia en México, y porque el apoyo brindado me facilitó el desarrollo de estudios de doctorado.

**Al Instituto Mexicano del Transporte**, por las facilidades y el apoyo otorgado para la realización de la investigación.

**Al Sistema de Investigación Francisco Villa del CONACYT**, por el apoyo otorgado para el desarrollo de esta investigación

**Al CINVESTAV Unidad Mérida**, por las estancias desarrolladas y la ayuda muy apreciada ayuda que me fue otorgada, para el desarrollo de la presente investigación.

**Al CIMAV**, por las facilidades permitidas para el desarrollo de los estudios de microscopía electrónica de barrido, difracción de rayos X, y microscopía óptica.

**A CEMEX** por las facilidades otorgadas para el desarrollo de las pruebas químicas efectuadas a los cementos y agregados.

**A la Secretaría de Obras Publicas del Gobierno del Estado de Chihuahua**, por el apoyo concedido para llevar a cabo el muestreo de materiales en el estado de Chihuahua.

# Contenido General

## Lista de Tablas

## Lista de Figuras

## Introducción

1

## Capítulo I. Información general, conceptos, mecanismos, procedimientos y estado del arte.

9

### 1.1 Definición y tipos de pavimentos de concreto hidráulico.

9

#### 1.1.1. Antecedentes.

9

#### 1.1.2. Definiciones y tipos de pavimentos.

9

### 1.2. Aspectos físicos ligados al deterioro de pavimentos de concreto hidráulico.

13

#### 1.2.1. Factores físicos de agrietamiento.

13

#### 1.2.2. Resistencia a la abrasión.

15

#### 1.2.3. Resistencia a la congelación y deshielo.

15

#### 1.2.4. Deterioros por cambios térmicos.

17

### 1.3. Aspectos químicos ligados al deterioro de pavimentos de concreto hidráulico.

18

#### 1.3.1. Reactividad álcali-agregado.

18

##### 1.3.1.1. Antecedentes.

##### 1.3.1.2. ¿Qué es la reacción álcali-sílice?

##### 1.3.1.3. Naturaleza y extensión de la reacción álcali-sílice.

##### 1.3.1.4. Manifestaciones y síntomas de la ASR.

##### 1.3.1.5. Condiciones para la reacción.

##### 1.3.1.6. Química de la reacción.

##### 1.3.1.7. Mecanismos de daño.

#### 1.3.2. Carbonatación del concreto.

#### 1.3.3. Corrosión del acero de refuerzo.

### 1.4. Caracterización de agregados.

#### 1.4.1. Definición y características de los agregados.

### 1.5. Sistemas de información geográfica (SIG).

#### 1.5.1. Definición y características principales de los SIG.

## Capítulo II. Metodologías de evaluación propuestas y desarrollo experimental de cada una.

### 2.1. Metodología experimental para evaluación regional de agregados.

#### 2.1.1. Descripción de la metodología general de caracterización.

#### 2.1.2. Procedimiento para seleccionar sitios de muestreo.

#### 2.1.3. Metodología para caracterización física.

#### 2.1.4. Metodología para caracterización química.

#### 2.1.5. Metodología para caracterización de la reactividad álcali-sílice.

#### 2.1.6. Metodología para caracterización física y química de la calidad de agregados.

### 2.2. Metodología experimental de evaluación para pavimentos de concreto.

#### 2.2.1. Descripción general de la metodología de evaluación.

#### 2.2.2. Evaluación preliminar.

##### 2.2.2.1. Estructura de la recolección de datos.

##### 2.2.2.2. Evaluación de los deterioros por indicadores o parámetros.

##### 2.2.2.3. Procesamiento de la información obtenida en la evaluación preliminar.

47

47

47

49

62

67

71

71

74

77

77

82

83

83

84

84

84

87

87

2.2.2.4. Procesamiento general para el desarrollo de aplicaciones en la etapa de evaluación preliminar del SIG desarrollado.	88
2.2.3. Evaluación detallada.	93
2.2.3.1. Estructura de la recolección de deterioros utilizando niveles de severidad.	93
2.2.3.2. Descripción de los deterioros con niveles de severidad y forma de cuantificarlos.	94
2.2.3.3. Procesamiento de la información obtenida en la evaluación detallada.	95
2.2.3.4. Metodología de las pruebas de campo y laboratorio.	95
2.2.3.5. Procedimiento general para el desarrollo de aplicaciones para la etapa de evaluación detallada del SIG desarrollado.	99
<b>Capítulo III. Resultados.</b>	<b>109</b>
3.1. Caracterización de materiales.	109
3.1.1. Resultados de caracterización de agregados (física y química).	109
3.1.1.1. Resultados de pruebas de caracterización física.	109
3.1.1.2. Resultados de pruebas de caracterización química.	114
3.1.1.3. Resultados de caracterización físico-química de la calidad de los agregados.	121
3.2. Presentación de resultados del SIG.	127
3.2.1. Presentación de resultados de la evaluación preliminar.	127
3.2.1.1. Presentación de resultados principales.	133
3.2.2. Presentación de resultados de la evaluación detallada.	157
3.3. Resultados de la reacción álcali-silice.	166
3.3.1. Resultados de la caracterización de cementos.	166
3.3.1.1. Determinación de álcalis totales en el cemento.	166
3.3.1.2. Expansión de barras de cemento-vidrio.	168
3.3.2. Resultados de la caracterización de la reacción álcali-silice en bancos de materiales.	170
3.3.2.1. Prueba química para la determinación del potencial de reacción.	172
3.3.3. Resultados de las pruebas en pavimentos de concreto.	175
3.3.3.1. Análisis macro y microscópico de núcleos de pavimentos.	175
3.3.3.2. Resultados de la prueba de expansión de barras de mortero (ASTM C 1260).	182
<b>Capítulo IV. Discusión.</b>	<b>189</b>
4.1. Discusión relativa a cada una de las hipótesis planteadas.	189
4.2. Aplicabilidad de las técnicas disponibles para predecir la reacción álcali-agregado.	192
4.3. Importancia de una metodología adecuada para predecir la reacción álcali-agregado.	193
4.4. Reacción álcali-carbonato vs carbonatación.	194
4.5. Análisis de deterioros y acciones de conservación a través de un SIG.	195
4.5.1. Análisis de deterioros.	195
4.5.2. Acciones de conservación.	196
4.6. Metodologías para evaluar materiales y pavimentos.	196
4.6.1. Metodología para evaluar pavimentos de concreto con juntas reforzadas, considerando criterios de durabilidad.	196
4.6.2. Metodología para la caracterización física y química de los bancos de materiales.	197
4.7. Contribuciones a futuro producto de los resultados de esta tesis.	197

---

4.7.1.	Planteamiento de modelos de deterioro y predicciones.	197
4.7.2.	Carbonatación vs reacción álcali-carbonato ( ACR).	200
4.7.3.	Priorización de acciones de conservación mediante investigación de operaciones.	201
<b>Conclusiones</b>		202
<b>Recomendaciones</b>		205
<b>Referencias Bibliográficas</b>		206

## LISTA DE TABLAS

No.	Titulo	Pag.
1.2.1	Período aproximado de curado requerido para producir el grado de hidratación en el cual los capilares llegan a segmentarse ( ACI 1999).....	16
1.3.1	Minerales identificados como reactivos (CFE 1994, ACI 1999).....	26
1.4.1	Principales aspectos del concreto que son afectados por las características de los agregados.....	39
2.1.1	Municipios de Chihuahua, con más de 30,000 habitantes.....	49
2.1.2	Ciirnas con mayor proporción de superficie en el estado de Chihuahua.....	55
2.1.3	Municipios representativos que abarca el estudio.....	59
2.1.4	Normas ASTM sobre pruebas para caracterización física de agregados (ASTM 1995)	64
2.1.5	Pruebas seleccionadas para la caracterización física de agregados (ASTM, 1995).....	65
2.1.6	Limites granulométricos de los agregados finos (NOM C 111, 1992).....	65
2.1.7	Limites granulométricos del agregado grueso (% que pasa en masa) (NOM C 111, 1992).....	66
2.1.8	Grupos reactivos y reacciones álcali-agregado.....	67
2.1.9	Rocas y minerales que normalmente participan en las reacciones álcali-agregado.....	68
2.1.10	Normas ASTM sobre pruebas para caracterización química de agregados (ASTM, 1995).....	70
2.1.11	Pruebas elegidas para caracterización química de agregados.....	70
2.1.12	Pruebas que se consideran en primer término para la caracterización física de la calidad de los agregados.....	74
2.1.13	Pruebas que se consideran para la caracterización química de la calidad de los agregados.....	75
2.2.1	Sistema de clasificación de baches.....	84
2.2.2	Criterios de calificación asignados a los parámetros D2 y D3.....	85
2.2.3	Criterios para calificar el deterioro D4 (defectos de superficie).....	86
2.2.4	Criterios para calificar la calidad de manejo de un pavimento de concreto hidráulico...	86
2.2.5	Gula para interpretar los resultados obtenidos.....	87
2.2.6	Estructura de la tabla TblRecEval.....	90
2.2.7	Estructura de la tabla TblGpoTraEv.....	91
2.2.8	Estructura de la tabla TblTraEval.....	91
2.2.9	Criterios para calificar la calidad de un concreto en función de la porosidad.....	97
2.2.10	Estructura de la tabla TblEvaDeta.....	100
2.2.11	Estructura de la tabla TblEvaDetaTr.....	102
2.2.12	Estructura de la tabla TblFaulting.....	102
2.2.13	Estructura de la tabla TblSondeos Ubi.....	104
2.2.14	Estructura de la tabla TblSondeos.....	104
2.2.15	Estructura de la tabla TblVigaUbi.....	106
2.2.16	Estructura de l atabla Tbl Viga.....	107
2.2.17	Estructura de la tabla TblFoto.....	108
3.1.1	Resultados de pruebas para caracterización física de agregados en arenas.....	110
3.1.2	Resultados de pruebas para caracterización física de agregados en gravas.....	111
3.1.3	Resultados de pruebas para caracterización física de arenas, con rangos de resultados de la normas SCT-ASTM-NOM.....	112
3.1.4	Resultados de pruebas para caracterización física de gravas, con rangos de resultados por las normas SCT-ASTM-NOM.....	113
3.1.5	Estudio petrográfico. Componentes deletéreos de los bancos de arena.....	115
3.1.6	Estudio petrográfico. Componentes deletéreos de los bancos de grava.....	116
3.1.7	Resultados de pruebas de difracción de rayos X en bancos de gravas y arenas.....	117
3.1.8	Estudio petrográfico, complementado con estudio de difracción de rayos X, en bancos de arenas.....	118
3.1.9	Estudio petrográfico, complementado con estudio de difracción de rayos X en bancos de gravas.....	119
3.1.10	Elementos químicos de muestras en bancos de arena y grava determinados por	

microscopía electrónica de barrido.....	120
3.1.11 Resultados de caracterización física y criterios de calidad de bancos de arenas.....	123
3.1.12 Resultados de caracterización física y criterios de calidad para bancos de gravas.....	124
3.1.13 Resultados de caracterización física, química y criterios de calidad de bancos de arena.....	125
3.1.14 Resultados de caracterización física, química y criterios de calidad de bancos de grava.....	126
3.2.1 Descripción de las consultas diseñadas para desarrollo de aplicaciones en evaluación preliminar.....	129
3.2.2 Descripción de los formularios diseñados para desarrollo de aplicaciones en evaluación preliminar.....	131
3.2.3 Descripción de los informes diseñados para desarrollo de aplicaciones en evaluación preliminar.....	132
3.2.4 Descripción de los espacios de trabajo diseñados para desarrollo de aplicaciones en evaluación preliminar.....	133
3.2.5 Resultados por recorridos de evaluación con IE < 60.....	137
3.2.6 Grupos de tramos evaluados con IE < 60.....	140
3.2.7 Análisis del índice de estado con base en la zona de influencia de ríos y arroyos.....	143
3.2.8 Descripción de las consultas diseñadas para desarrollo de aplicaciones en evaluación detallada, pruebas en campo y transferencia de carga en juntas.....	158
3.2.9 Descripción de los formularios diseñados para desarrollo de aplicaciones en evaluación detallada, pruebas en campo y transferencia de carga en juntas.....	159
3.2.10 Descripción de los informes diseñados para desarrollo de aplicaciones en evaluación detallada, pruebas en campo y transferencia de carga en juntas.....	159
3.2.11 Resumen total por tramos en evaluación detallada.....	163
3.3.1 Resultados del estudio de fluorescencia de rayos X.....	167
3.3.2 Contenido de álcalis en los cementos en unidades de sodio equivalente.....	168
3.3.3 Expansiones del cemento C1.....	168
3.3.4 Expansiones del cemento C2.....	169
3.3.5 Expansiones del cemento C3.....	169
3.3.6 Resultados de expansión de barras de cemento con vidrio pyrex.....	170
3.3.7 Expansión y contenido de álcalis de los cementos analizados.....	170
3.3.8 Tipo y número de bancos muestreados.....	170
3.3.9 Resultados de reactividad de agregados en Chihuahua México, por el método químico (ASTM C 289-94).....	172
3.3.10 Estudio macro y microscópico de la muestra T1-03.....	175
3.3.11 Estudio macro y microscópico de la muestra T1-10.....	177
3.3.12 Estudio macro y microscópico de la muestra T3-01.....	178
3.3.13 Estudio macro y microscópico de la muestra T1-09.....	180
3.3.14 Resultados de ASR en bancos de grava.....	183
3.3.15 Resultados de ASR en bancos de arena.....	184

## LISTA DE FIGURAS

No.	Título	Pag.
1.2.1	Agregados, zona de transición y zona del núcleo en el concreto.....	14
1.3.1	Modelo propuesto para propagación de ASR (Furusawa et al. 1994).....	21
1.3.2	Agrietamiento característico en forma de mapeo reportado por SHRP (C-315).....	22
1.3.3	Agrietamiento en forma de mapeo en pavimentos de la ciudad de Chihuahua.....	22
1.3.4	Condiciones de riesgo para la reacción.....	24
1.3.5	Influencia del tipo de roca en la reacción.....	24
1.3.6	Influencia del tipo de cementos en la reacción.....	25
1.3.7	Variación de iones OH con respecto a la alcalinidad del cemento.....	28
1.3.8	Primera etapa del agrietamiento.....	30
1.3.9	Segunda etapa del agrietamiento.....	31
1.3.10	Tercera etapa del agrietamiento.....	31
1.3.11	Variación de la humedad interna del concreto en diferentes estaciones (SHRP C 202, 1989).....	32
1.3.12	Variación de la humedad interna del concreto según la posición geográfica y la profundidad (SHRP C 202, 1989).....	32
1.3.13	Diagrama de la hipótesis de Power's y Steinour (1955).....	34
1.5.1	Capas temáticas con correspondencia de coordenadas.....	45
1.5.2	Entidades de tablas relacionadas.....	46
2.1.1	Metodología para caracterización física y química de agregados.....	48
2.1.2	Municipios del estado de Chihuahua que tienen una población mayor de 30,000 habitantes.....	50
2.1.3	Interrelación de los municipios con población mayor de 30,000 habitantes y las regiones fisiográficas del estado de Chihuahua.....	51
2.1.4	Interrelación de los municipios con mayor población del estado de Chihuahua con la geología del mismo.....	53
2.1.5	Interrelación de los municipios con mayor población del estado de Chihuahua y los climas del mismo.....	54
2.1.6	Interrelación de los municipios con mayor población en el estado de Chihuahua y su temperatura media anual y heladas.....	56
2.1.7	Municipios elegidos para el estudio.....	58
2.1.8	Ubicación de bancos de arena.....	60
2.1.9	Ubicación de los bancos de grava.....	61
2.1.10	Metodología para caracterización física de agregados.....	63
2.1.11	Metodología para caracterización química de agregados.....	69
2.1.12	Etapas del proceso inicial para detectar AAR (CFE, 1994).....	72
2.1.13	Metodología para caracterizar ASR.....	73
2.1.14	Metodología para caracterización física y química de la calidad de agregados.....	76
2.2.1	Proceso general y estudios efectuados para la evaluación de pavimentos de concreto hidráulico.....	77
2.2.2	Metodología general para evaluación de pavimentos de concreto hidráulico.....	79
2.2.3	Modelo para base de datos de evaluación preliminar.....	89
2.2.4	Diagrama para el diseño de evaluación preliminar.....	92
2.2.5	Corrosión de pasajuntas.....	94
2.2.6	Diagrama para el diseño de evaluación detallada.....	103
2.2.7	Diagrama para el diseño de pruebas y sondeos.....	105
2.2.8	Diagrama para el diseño de transferencia de carga.....	106
3.2.1	Área de estudio.....	128
3.2.2	Panel para presentación de resultados de evaluación preliminar.....	131
3.2.3	Presentación de resultados IE-ISA por recorridos de evaluación.....	132
3.2.4	Esquema vial.....	135
3.2.5	Relación de tramos evaluados en la red de estudio.....	136
3.2.6	IE por recorridos de evaluación.....	138

3.2.7	Índice de estado (IE) en las vialidades evaluadas.....	141
3.2.8	Índice de Servicio Actual (ISA), en las vialidades evaluadas.....	142
3.2.9	Análisis de superposición de tramos con las zonas de influencia de ríos y arroyos.....	143
3.2.10	Presentación de resultados de acciones de mantenimiento.....	144
3.2.11	Acciones de mantenimiento.....	145
3.2.12	Presentación de deterioros predominantes en evaluación preliminar.....	146
3.2.13	Deterioros predominantes en el total de las vialidades estudiadas.....	147
3.2.14	Deterioros predominantes por puntos a deducir del IE.....	148
3.2.15	Deterioros predominantes según área afectada.....	149
3.2.16	Tramos con posible existencia de reactividad.....	150
3.2.17	Tramos donde se observan grietas por durabilidad (en "D").....	151
3.2.18	Tramos con posible corrosión en pasajuntas.....	152
3.2.19	Comodidad de manejo en avenidas.....	153
3.2.20	Condición general de pavimentos evaluados.....	154
3.2.21	Deterioros encontrados en la ciudad de Chihuahua.....	156
3.2.22	Acciones de conservación por avenidas evaluadas.....	157
3.2.23	Presentación de resultados de evaluación detallada.....	160
3.2.24	Resultados de evaluación preliminar asociados al tramo evaluado detalladamente.....	161
3.2.25	Resultados de pruebas y de transferencia de carga.....	161
3.2.26	Ubicación de tramos estudiados de manera detallada.....	165
3.3.1	Pastillas de cemento para fluorescencia.....	167
3.3.2	Contenido de álcalis en los cementos.....	168
3.3.3	Resumen de expansiones en barras de vidrio pyrex-cemento.....	169
3.3.4	Perfil de banco solo arena (banco Saucillo).....	171
3.3.5	Banco de material cribado de río (banco Meoqui).....	171
3.3.6	Resultados de prueba química rápida (ASTM C 289) en gravas.....	173
3.3.7	Resultados de prueba química rápida (ASTM C 289) en arenas.....	174
3.3.8	Láminas delgadas para petrografía.....	176
3.3.9	Agrietamiento en la matriz.....	176
3.3.10	Vista microscópica de la muestra T110.....	177
3.3.11	Recristalización y agrietamiento, muestra T3-01.....	178
3.3.12	Agrietamiento entre dos agregados, muestra T3-01.....	179
3.3.13	Agrietamiento en agregado, muestra T3-01.....	179
3.3.14	Cuarzo agrietado, muestra T1-09.....	180
3.3.15	Buena adherencia entre la matriz y el agregado.....	181
3.3.16	Patrón de agrietamiento representativo de los bancos de materiales.....	185
3.3.17	Mapas de reactividad potencial álcali-sílice en arenas, de acuerdo a la norma ASTMC 1260-94.....	187
3.3.18	Mapas de reactividad potencial álcali-sílice en gravas, de acuerdo a la norma ASTMC 1260-94.....	188
4.6.1	Modelo de predicción por extrapolación lineal.....	198
4.6.2	Probabilidad en el tiempo de un determinado valor del IE (Función de distribución acumulada).....	199
4.6.3	Calibración de modelos basándose en tramos testigo.....	200

## Resumen

Se presenta una metodología de evaluación de pavimentos de concreto hidráulico, basada en criterios de durabilidad y no sólo de resistencia y comportamiento. Son cinco las áreas básicas propuestas: materiales y concreto, tipos de carga, procedimientos constructivos, efectos ambientales y respuesta a estos efectos. Se dedica un capítulo a la caracterización físico-química de agregados, ya que un mayor conocimiento de su calidad y su potencial reactivo con los álcalis, redundará en una mayor durabilidad.

Este trabajo aporta un sistema de información geográfica para el análisis de información de las evaluaciones: preliminar y detallada. Se presentan mapas de reactividad potencial de agregados fundamentados en una metodología global de aplicación regional que considera: geología, fisiografía, hidrología y clima.

La metodología de evaluación se probó en plan piloto en Chihuahua, evaluándose en la etapa preliminar 42 vialidades divididas en 246 tramos de aproximadamente 500m cada uno. Se utilizaron como indicadores el índice de estado y el índice de servicio actual. Se desarrolló un algoritmo para la asignación de acciones de conservación. Se realizó una evaluación detallada de acuerdo al Manual SHRP (strategic highway research program) modificado, para que incluya todos los deterioros que han sido reportados en la literatura relacionados con la durabilidad.

Un conjunto de pruebas fueron ejecutadas usando especificaciones estándar: examinación petrográfica ASTM C 295, difracción de rayos X, prueba química rápida ASTM C 289, prueba de expansión de barras de mortero ASTM C 1260C-94, bajo las siguientes condiciones:

- a. Agregados ígneos y sedimentarios,
- b. Finos y gruesos,
- c. Triturados o de río,

Los resultados obtenidos confirman la hipótesis de que una adecuada combinación de materiales, adiciones y métodos constructivos reduce el deterioro.

## Abstract

A evaluation's methodology of concrete hydraulic pavements is presented, based on durability criteria and not only of resistance and behavior. They are five basic areas proposals: materials and concrete, load types, constructive procedures, environmental effects and answer to these effects. It is devoted a chapter to the physical-chemical characterization of aggregates, since a better knowledge about quality and reactive potential, improves the durability of pavements.

This work contributes a geographical information system for the analysis of information that results of the evaluations: preliminary and detailed. Maps of potential reactivity of aggregates are presented based in a global methodology of regional application that considers: geology, physiographic, hydrology and climate.

The evaluation's methodology was proven in plan pilot in Chihuahua, being evaluated in the stage preliminary 42 streets divided in 246 segments approximately 500 m each one. They were used as indicators: the state index and the index of current service. An algorithm was developed for the assignment of conservation actions. It was carried out a detailed evaluation according to the manual SHRP (strategic highway research program) modified, so that it includes all the deterioration that have been reported in the literature related with the durability.

A set of practical tests were performed using the standard specifications: petrographic examination ASTM C 295, X-rays diffraction, quick chemical test ASTM C 289, mortar expansion bars ASTM C 1260C-94, under the following conditions:

- d. Igneous and sedimentary aggregates,
- e. Fine and coarse,
- f. Crushed or natural,

The results obtained confirm the hypothesis that an appropriate combination of materials, additions and constructive methods reduce the deterioration.

## INTRODUCCION

### Planteamiento del problema, (origen y descripción)

A partir de 1993 se inicia a gran escala la construcción de pavimentos de concreto hidráulico nuevos, así como la construcción de sobrecapas ultradelgadas de concreto hidráulico tanto en el estado de Chihuahua, como en el resto del país (Scorza 1997). Actualmente, su utilización es cada vez mayor pero su construcción masiva ha traído problemas, la mayoría de los cuales no se habían previsto (Ortiz 1997).

La experiencia en términos generales en cuanto a construcción de este tipo de pavimentos en México es reciente, y son muchos los mitos en relación con su durabilidad y su costo (Eres Cons. Inc. 1995). El volumen de pavimentos de concreto crece de manera significativa lo que evidencia la necesidad de contar con metodologías de evaluación adecuadas, que por una parte consideren los nuevos conocimientos sobre durabilidad de concreto y por otra permitan planear las acciones de conservación y rehabilitación de la red de vialidad urbana de una ciudad (Olague y Castro 1998a; 1998b; 1998c; 1998d).

El deterioro sufrido por algunos de los pavimentos construidos, ha sido excesivo y las deficiencias han sido atribuibles a fallas en el diseño, control de calidad, escasa capacitación del personal dedicado a la construcción de este tipo de pavimentos induciéndose defectos en el proceso constructivo, influencia de la temperatura, sistemas de juntas deficientes, curado y texturizado escaso o no uniforme entre otras (Padilla 1998; Ortiz 1997; Olague y Castro 1999). La atribución de fallos ha sido basada muchas veces en experiencias y conocimientos empíricos, sin que se haya desarrollado una metodología detallada que permita dictar recomendaciones tendientes a aumentar la durabilidad en los pavimentos de concreto, sobre la base de la detección de las causas reales de las fallas observadas (FICEM 1996).

Sin embargo, hay otro tipo de problemas que han afectado la calidad de su construcción y desempeño. Uno de ellos ha sido la crisis económica del país que ha propiciado que varios pavimentos queden inconclusos durante tiempos largos. Como consecuencia de estos problemas, una gran cantidad de pavimentos está siendo construida con defectos durante el proceso constructivo, sistemas deficientes de juntas, problemas de curado, escaso texturizado y exposición peligrosa a ambientes agresivos (gases, líquidos o aerosol marino) que han traído como consecuencia una disminución en su vida útil, y por lo tanto en el período durante el cual deberían estar exentos de mantenimiento.

El poco conocimiento que hay en el país sobre estos problemas y sus efectos en la vida útil de los pavimentos de concreto, ha propiciado que los fallos que se presenten por las razones anteriores sean atribuidos en muchas ocasiones a causas distintas de las que realmente los produjeron.

Desgraciadamente, no tenemos en el país los medios para poder prever y contrarrestar estos problemas y sus efectos de una manera ordenada y basada en resultados propios de una investigación profunda. La mejor manera de poder contender con la situación actual es desarrollar una metodología que evalúe el estado de los pavimentos no únicamente con criterios tradicionales, sino también con criterios actuales de durabilidad, producto de la tendencia mundial y que prácticamente sólo se han abordado hasta el

momento en forma extensa en guías y prácticas extranjeras para este tipo de pavimentos (Olague y Castro 1998e).

Desarrollar esta metodología no implica únicamente conceptualizarla sobre la base de la experiencia del país y lo reportado en la literatura, sino también llevarla a la práctica en plan piloto y sobretodo realizando las pruebas que otras metodologías no contemplan. La originalidad de proponer y llevar a la práctica una metodología así, estriba en que se tendría por primera vez una herramienta que ayudaría a prever y resolver problemas en los pavimentos de concreto del país, cuyos resultados habrían sido ya probados en un sitio piloto (Olague y Castro 1999). Otros aspectos originales serían la inclusión específica de criterios y pruebas para evaluar durabilidad, cuya aportación a futuro sería la preparación de modelos de predicción de deterioro, y el diseño de un sistema de información geográfica cuyo objetivo principal sea la planeación de acciones de conservación específicas.

### **Objetivos**

Desarrollo de una metodología de evaluación de pavimentos de concreto hidráulico incluyendo criterios de durabilidad y el análisis de su viabilidad mediante su puesta en práctica en un sitio piloto.

Como objetivos particulares se plantean los siguientes:

- a) Proponer, desarrollar y llevar a la práctica una metodología complementaria de evaluación regional de los agregados,
- b) Evaluar la reactividad potencial álcali-agregado, de los agregados o materiales que son empleados en la construcción de pavimentos de concreto hidráulico,
- c) Diseño, aplicación y evaluación de un sistema de información geográfica, adecuado a la metodología general propuesta, con el objeto de analizar los deterioros que se detecten como consecuencia de la aplicación de la metodología y proponer acciones de conservación.

### **Antecedentes bibliográficos**

Los pavimentos de concreto hidráulico requieren de una buena calidad de concreto. Si se proporciona adecuadamente para el ambiente a que estará expuesto, el concreto tendrá que ser un material inerte y durable (ACI 318 1999). Cuando un pavimento de concreto se deteriora, puede ser debido a acciones adversas, ya sea por los agregados o la pasta del concreto, por la corrosión, por el diseño o por construcción inadecuada (Eres Cons. Inc. 1995). Es más difícil obtener una durabilidad adecuada que conseguir las propiedades mecánicas especificadas, por ésta razón, en la práctica, las evaluaciones de la calidad de los concretos se centran en resistencia a la compresión y tensión, en menor proporción a la contracción y resistencia al desgaste descuidándose la durabilidad, medida como su resistencia a la penetración de gases, líquidos y sólidos disueltos (Neville 1995).

Es pertinente señalar que los criterios aplicables en el diseño para satisfacer los requerimientos especificados en el concreto endurecido, ya se traten de propiedades mecánicas o de durabilidad, no son excluyentes sino complementarios (O' Reilly 1996). Lo cual significa que la obtención de las propiedades mecánicas requeridas deben considerarse como una más de las condiciones que son esenciales para que las

estructuras de concreto resulten duraderas (C.F.E. 1994). Construir pavimentos de concreto que, además de resistentes, sean durables, requiere de manera ineludible el desarrollar especificaciones con ese fin (Lamond 1993; Metha 1997). La cualidad de ser durable es un concepto menos preciso que el de las propiedades mecánicas del concreto endurecido, pues, depende de factores intrínsecos del material y extrínsecos relacionados con las condiciones de exposición y servicio de las estructuras. Por tal motivo, cuando se requiere que un pavimento se diseñe con la finalidad de proporcionarle mayor durabilidad potencial a las estructuras, resulta necesario ser más específico, definiendo y evaluando las condiciones adversas que pueden poner en riesgo dicha durabilidad (Lamond 1993).

En el caso particular de los pavimentos de concreto, éstos deben ser diseñados para minimizar las condiciones de relajamiento de los esfuerzos tales como defectos de superficie, agrietamientos, deformaciones y deficiencias de juntas. Lamond (1993) considera que los tres principales problemas de durabilidad se relacionan con los materiales y son: resistencia al congelamiento y deshielo, reactividad alcalina y resistencia a la abrasión.

El análisis de las ideas anteriormente descritas evidencia por un lado la necesidad de contar con una metodología de evaluación de pavimentos de concreto hidráulico que considere criterios de durabilidad, y por otro enfatiza la necesidad de contar con una metodología de caracterización de agregados, ya que la durabilidad de un concreto depende de los materiales.

La mayor parte de las metodologías desarrolladas están enfocadas al estudio de pavimentos de concreto asfáltico, y no es sino hasta 1996 cuando se inician los estudios para contar con un sistema de administración de pavimentos de concreto hidráulico para Latinoamérica (FICEM 1996), como una respuesta a la preocupación acerca de la durabilidad de los pavimentos de concreto en América Latina. La Federación Interamericana de Cemento FICEM (1996) y el Banco Mundial patrocinaron esta investigación tendiente a contar con un software que facilite la gestión de la conservación de los pavimentos de concreto hidráulico (HDM-IV 1999) teniendo como limitante que está desarrollado para ser aplicado a carreteras y no a áreas urbanas y además de que no incluye la consideración de criterios de durabilidad

Entre las metodologías conocidas para evaluar pavimentos de concreto hidráulico se encuentra que en América Latina sólo hay una desarrollada para evaluación de carreteras de concreto: HDMIV (Highway Design and Maintenance Standards, versión 4) conocido como Pavement Evaluator 1999.. Existe otra para ser aplicada en la evaluación de redes viales urbanas (SEDESOL 1997). Ambas metodologías no consideran efectos ambientales y se basan en evaluaciones generales del estado de los pavimentos sin inferir razones diferentes a las mecánicas para su deterioro (Gaete y Visser 1990; AASHTO 1990; Holt y Grambling 1992; SHRP 1993; FICEM 1996).

Otras metodologías de evaluación como la del Programa Estratégico de Investigación de Autopistas de Estados Unidos (SHRP 1993), si bien considera algunos aspectos de durabilidad como los relativos a los problemas de congelamiento y deshielo y reactividad alcalina, no considera específicamente la identificación de deterioros relacionados con la corrosión de pasajuntas y barras de amarre o la reactividad álcali carbonato o álcali silicato, o problemas de carbonatación..

Existen varios antecedentes en cuanto al estudio de los agregados, por ejemplo Barisone (1984) realizó pruebas en agregados de Italia usando análisis químicos y examinación petrográfica, Honma (1986) estudió agregados utilizando difracción de rayos X y la prueba química rápida, Oyama (1988) sugiere la utilización de examinación petrográfica, la prueba química rápida y difracción de rayos X. En 1998 Lu D. *et al.*, efectúan una revisión de 31 referencias describiendo diferentes métodos de prueba que se usan en diferentes lugares. Lane (1999) dirigió una investigación en Virginia para abordar el problema de ASR (Alkali Sílice Reactivity) en pavimentos de concreto, se enfocó a la caracterización de cementos, abordando de manera parcial el problema de ASR. Mather (1999) señala la importancia de considerar varias pruebas para detectar la ASR, sugiriendo la realización de la prueba ASTM C 1260. Stark *et al.* (1993) reportan mapas de reactividad potencial para Estados Unidos basados en reportes de daños por ASR en obras existentes. Jensen (1994) en Noruega reporta mapas de riesgo potencial de ASR basándose en inspecciones de estructuras existentes, buscando agrietamientos en forma de mapa únicamente. En México Mena *et al.*, (1996) presenta mapas de reactividad potencial de agregados basados en factores fisiográficos y geológicos. Lane (1996) conduce una investigación para detectar ASR en New Hampshire basándose únicamente en examinación petrográfica. Batic O. *et al.*, (1999) en Argentina estudiaron mas de 100 estructuras, se uso examinación petrográfica, difracción de rayos X, se determino el origen de los agregados, agua de mezclado y aditivos. No existen antecedentes, en la literatura de una metodología que considere todos los factores que intervienen en la ASR, desde el estudio de cementos, agregados, geología fisiografía, clima, susceptibilidad a heladas, y que de forma ordenada utilice las diferentes pruebas existentes para detectar elementos potencialmente deletéreos en agregados (ASTM C295; ASTM C289; ASTM C1260; DFRX), estudiar ASR en obras existentes, con base en diferentes normas (ASTM C856; ASTM C1293) en exploraciones de campo y en examinación visual.

Por lo tanto, la presente investigación pretende aportar una metodología regional de evaluación de agregados para prevenir y dictaminar sobre la ASR.

### **Alcances de la investigación**

Se pretende aportar una metodología de evaluación de pavimentos de concreto hidráulico que considere criterios de durabilidad, y no únicamente de resistencia. Con base en el análisis sobre el estado de deterioro que presentan los pavimentos de concreto, se propone la aplicación de una metodología orientada a cinco áreas básicas: materiales y concretos, procedimientos de construcción, tipos de carga, efectos ambientales y la respuesta del pavimento a estos efectos. Esta metodología incluye tanto el desarrollo de las inspecciones de campo como el análisis de gabinete.

Para una optimización de la información obtenida se propone el desarrollo de un sistema de información geográfica, que como su nombre lo indica, permite simultáneamente un manejo digital y gráfico de los parámetros de evaluación considerados.

Siendo de fundamental importancia para la durabilidad de los pavimentos de concreto hidráulico el conocimiento de las características intrínsecas de los agregados y los materiales, que como el cemento, componen la mezcla de concreto, se pretende el desarrollo de una metodología de caracterización físico química de los mismos con un alcance regional.

## Hipótesis

1. Conforme se han ido desarrollando la construcción de pavimentos de concreto hidráulico en México, los deterioros prematuros sufridos, el desconocimiento de las características de los agregados y de la influencia de factores climatológicos en la vida útil de los pavimentos, han reducido la durabilidad de este tipo de pavimentos en relación con la presentada en otros países.

***El deterioro prematuro de los pavimentos, el desconocimiento de las características de los agregados y del efecto del medio ambiente, reduce la durabilidad de los pavimentos de concreto hidráulico.***

2. Estudios recientes han sugerido que el uso de materiales específicos, adiciones o métodos constructivos han provocado deterioros tempranos y prematuros en el concreto. Sin embargo, las relaciones entre estos factores, ocurrencia de deterioros y la prematura degradación no están bien documentadas. Sin esta información es difícil seleccionar una apropiada combinación de materiales, adiciones y métodos constructivos que reduzcan el deterioro prematuro de los pavimentos.

***La adecuada combinación de materiales, adiciones y métodos constructivos reduce el deterioro prematuro de los pavimentos de concreto hidráulico.***

3. La carencia de un sistema de evaluación de pavimentos de concreto hidráulico, que basándose en criterios de durabilidad, ayude a determinar de una manera sistémica las causas reales de los deterioros observados, ha provocado falta de previsión en deterioros relacionados con la durabilidad del concreto.

***La falta de un sistema de evaluación basado en criterios de durabilidad, provoca la falta de previsión en deterioros relacionados con la durabilidad del concreto.***

4. El desconocimiento de las causas reales de los deterioros observados en los pavimentos provoca métodos ineficientes y no adecuados de reparación dando como consecuencia el tener pavimentos poco durables.

***El desconocimiento de las causas reales de los deterioros, produce métodos ineficientes de reparación.***

5. Los sistemas de información geográfica son una poderosa herramienta de análisis del deterioro sufrido en algunos pavimentos, además de un método sistemático para el desarrollo de modelos de deterioro propios basados en condiciones reales de tipo y características de los materiales empleados así como en las condiciones climatológicas de la región en estudio.

***Los sistemas de información geográfica son una herramienta de análisis y un método sistemático para el estudio de los deterioros en pavimentos de concreto hidráulico.***

6. ***A mayor conocimiento de las características físico químicas de los agregados de una región mayor durabilidad tendrán las obras civiles construidas con ellos.***
7. La potencial reactividad álcali agregado no puede ser determinada en base a pruebas aisladas sino que requiere de un planteamiento metodológico que indague sobre los factores que influyen en la reacción: agregados, cementos y condiciones climatológicas y ambientales.

***La mejor forma de dictaminar acerca de la potencial ASR es basándose en el estudio conjunto de todos los factores que influyen en la reacción.***

8. De acuerdo a los mapas de reactividad potencial álcali sílice, existentes en México, los materiales de origen ígneo son susceptibles a la reacción y los de origen sedimentario no.

***Los agregados de origen ígneo son susceptibles a tener problemas de ASR y los de origen sedimentario no.***

### **Descripción del contenido de la tesis**

La tesis se ha estructurado de manera que se presenten las dos metodologías desarrolladas: metodología para evaluación de pavimentos de concreto hidráulico basándose en criterios de durabilidad y metodología para la caracterización fisicoquímica de agregados.

En el primer capítulo se describen los conceptos básicos necesarios para el mejor entendimiento de las metodologías abordadas, se presentan los mecanismos conocidos acerca de las reacciones estudiadas, se detallan los procedimientos usualmente utilizados para el desarrollo de las evaluaciones, y se presenta información relativa al estado del arte de los temas tratados.

Dentro de los principales conceptos básicos se presentan los relativos a definición y tipos de pavimentos. Los aspectos físicos y químicos que deben considerarse para el estudio de los factores que afectan el deterioro de los pavimentos de concreto hidráulico también son descritos en este mismo capítulo I.

La caracterización de agregados requiere de la descripción de aspectos básicos sobre las normas vigentes para definir su calidad, relacionándolas con la práctica actual en México y en el extranjero. Considerando la gran importancia que representa en el comportamiento de los agregados el origen geológico de los mismos, se presentan los principales aspectos relativos a los tipos de rocas, su origen, propiedades físicas y clasificación de minerales formadores de las mismas.

En este primer capítulo en la parte final se presentan la definición de lo que es un Sistema de Información Geográfica (SIG), sus principales características y componentes, las funciones desarrolladas por los SIG y las aplicaciones conocidas en el área de transporte. Estos temas son importantes para la comprensión del SIG desarrollado como producto de esta investigación.

En el segundo capítulo se presenta una metodología de evaluación regional de agregados que considera la evaluación de la reactividad potencial de los mismos. Se detalla la información haciéndose énfasis en las pruebas y parámetros que inciden en la durabilidad de los agregados y por consiguiente en la de los pavimentos de concreto hidráulico. Para la caracterización regional de agregados se sugiere la consideración de aspectos de fisiografía, clima, geología, heladas y población. Esta metodología está estructurada de manera que abarca todos los aspectos que los diferentes investigadores han señalado como importantes o los han abordado de manera parcial, resultando en una estructura sistemática para considerar el efecto del medio ambiente, el estudio de los cementos, los agregados, los concretos y la exploración en campo. Esta es descrita de manera secuencial para cada uno de los factores considerados.

En la segunda parte del mismo capítulo II, se presenta una metodología de evaluación que considera cinco áreas básicas: materiales y concreto, procedimientos de construcción, tipos de carga, efectos ambientales y respuestas del pavimento a estos efectos. Efectuándose dicha evaluación en dos etapas: evaluación preliminar y detallada. Para el manejo de las bases de datos se ha diseñado un SIG, que permite de manera fácil el análisis y manejo de la información de campo obtenida durante las evaluaciones. En una primera parte se describen los elementos considerados para la operación dentro del DBMS (sistema digital de administración de base de datos) y para el ambiente gráfico del SIG.

Se presenta de manera esquemática la metodología global de evaluación propuesta así como el SIG desarrollado para procesar la información, y los principales resultados obtenidos. La evaluación preliminar de las vialidades de concreto de la ciudad de Chihuahua, muestra evidencias de problemas relacionados con la durabilidad que se han presentado en publicaciones previas (Olague y Castro 1998a;1998b,1998c,1998d,1999) y se pueden resumir como sigue: posible reactividad de agregados se presenta en 18.6% de las avenidas, problemas de corrosión de pasajuntas por carbonatación del concreto en un 20.9% de los pavimentos y grietas de durabilidad por congelamiento y deshielo en un 7%, de los casos. Se midieron también los agrietamientos, desprendimientos, problemas de bombeo, fisuras en bloque, baches superficiales y baches profundos.

En la etapa preliminar un algoritmo permite asignar categorías de acciones de conservación para cada uno de los tramos evaluados, se presentan los resultados de la asignación. Se desarrollaron los elementos necesarios a fin de procesar la información de la evaluación detallada, de las pruebas y sondeos así como los de transferencia de carga en juntas. Se hacen las indicaciones relacionadas con la propia operación del sistema logrado y se muestran los resultados de la evaluación de pavimentos rígidos en la ciudad de Chihuahua.

El capítulo III, contiene los resultados obtenidos de aplicar las metodologías descritas anteriormente, siendo la relativa a agregados de carácter regional abarcando el estado de Chihuahua y la relativa a evaluación de pavimentos incluyendo los pavimentos de concreto hidráulico de la ciudad de Chihuahua. Los resultados se describen tratando de conservar el orden desarrollado en la descripción de las metodologías presentadas en el capítulo II.

En el último capítulo se presenta la discusión de los resultados relativos a la reactividad álcali-sílice, a las metodologías de evaluación tanto de agregados como de pavimentos y la aplicación de sistemas de información geográfica para hacer un manejo más eficiente

de la información obtenida y procesada como resultado de la aplicación de la metodología a la evaluación de pavimentos. Además, en esta parte se incluye una descripción de algunas de las contribuciones a futuro que se espera desarrollar como producto del análisis de la información derivada de esta tesis.

En la parte final se presentan las conclusiones y recomendaciones derivadas de cada uno de los temas analizados.

## **CAPÍTULO I. INFORMACIÓN GENERAL, CONCEPTOS, MECANISMOS, PROCEDIMIENTOS Y ESTADO DEL ARTE.**

### **1.1. DEFINICIÓN Y TIPOS DE PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRÁULICO**

#### **1.1.1. Antecedentes.**

Las primeras longitudes experimentales de pavimentos de concreto fueron construidas en los años de 1865 y 1866 en Escocia. Posteriormente en Estados Unidos fueron en Detroit, Michigan en 1908 y en 1914 se efectuó la Conferencia Nacional en Construcción de Pavimentos de Concreto en Chicago. Con la primera guerra mundial se genera la necesidad de una rápida expansión y se construyen varios kilómetros de pavimentos de concreto (Cronney D.y Cronney P. 1997).

Los primeros pavimentos de concreto fueron construidos directamente sobre la subrasante sin usar una base granular. Conforme el peso y el volumen de tráfico fueron incrementándose se empezaron a presentar problemas de bombeo lo que provocó que se dejara de utilizar la base granular gruesa y se emplearan bases granulares tratadas con cemento o con asfalto. Esta base granular tiene como función: control del bombeo, control de la acción de las heladas, mejoramiento del drenaje, control de agrietamiento y expansiones, facilitando el trabajo de construcción.

En lo que se refiere al desarrollo de los métodos de diseño están basados en las ideas de Westergaard ( 1926a, 1926b, 1927,1933,1939,1943,1948). Utilizando estas teorías Pickett (1951) desarrolló una fórmula semiempírica, para determinar esfuerzos y deflexiones que fue utilizada por la Portland Cement Association (PCA), hasta 1966 para desarrollar un nuevo método basado en los esfuerzos generados en las juntas transversales. Este método se revisó en 1984 adicionando el criterio de erosión al criterio de fatiga. La aplicación de conceptos probabilísticos, al diseño de pavimentos rígidos, fue presentada por Kher y Darter (1973) incorporando estos conceptos a la Guía de Diseño American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO 1986). Los métodos vigentes actualmente utilizados en México son el de la PCA y AASHTO(1993).

#### **1.1.2. Definiciones y tipos de pavimentos.**

**Pavimento de concreto hidráulico.** Es una estructura constituida por varias capas de materiales granulares gruesos, generalmente una losa de 15 a 30 cm y una sub-base de 10 a 30 cm, que tiene por objeto permitir el tránsito de vehículos en forma cómoda, segura y eficiente, con un costo mínimo (Huang 1993).

Un pavimento durable es el que llega a la falla funcional después de haber resistido el tránsito de proyecto hasta llegar a la calificación de rechazo, con el menor costo posible (Huang 1993). Dependiendo del diseño desarrollado la vida útil varía de 20 años como mínimo a 40 años.

Atributos de los pavimentos:

- Seguridad
- Comodidad
- Eficiencia
- Economía

### ***Tipos de pavimentos de concreto***

Los pavimentos de concreto pueden ser clasificados en cuatro tipos: pavimentos de concreto simple con juntas (PCSJ), pavimentos de concreto con juntas reforzadas (PCJR), pavimentos de concreto continuamente reforzados (PCCR), pavimentos de concreto presforzado (PCP) (Huang 1993).

*Pavimentos de concreto simple con juntas (PCSJ)* Son pavimentos de concreto hidráulico construidos con juntas cercanamente espaciadas (4.5m - 6.0m), dependiendo del tipo de agregado, el clima y el mecanismo de transferencia de carga utilizado. Es usual la utilización de pasajuntas para lograr una adecuada transferencia de carga o bien con la simple trabazón de los agregados.

*Pavimentos de concreto con juntas reforzadas (PCJR)*. Este tipo de pavimentos son de concreto hidráulico y utilizan acero de refuerzo en forma de pasajuntas, y barras de amarre en las juntas longitudinales, lo que permite mayores espaciamientos de las juntas, aunque no se incrementa la capacidad estructural de la losa. Este tipo de pavimentos es de los más utilizados en México en arterias urbanas y en carreteras.

*Pavimentos de concreto continuamente reforzados (PCCR)*. En este tipo de pavimentos se han eliminado las juntas transversales debido a la utilización de acero de refuerzo continuo, además los espesores de losa requeridos son menores que los usuales para pavimentos PCSJ o PCJR. No se han utilizado en México.

*Pavimentos de concreto presforzados (PCP)*. Constan también de concreto reforzado, al cual se le aplica esfuerzos de compresión con el objeto de reducir la tensión causada por las cargas del tráfico. Su utilización se ha dado sobre todo en pavimentos para aeropuertos y están en etapa de experimentación en Estados Unidos. En México no se han utilizado.

### ***Materiales que conforman el concreto hidráulico.***

*Cemento Portland*. Las materias primas para hacer el cemento Portland son la piedra caliza, y las arcillas o esquistos que contienen oxido de calcio, sílice, oxido de hierro y alúmina. Ciertas cantidades predeterminadas de estos componentes se combinan y se sinterizan para formar "clinker" con una composición química controlada. Cuando el clinker se muele y se agrega yeso, el producto final resulta ser el cemento Portland. El yeso controla la velocidad de fraguado cuando comienza la hidratación (Neville 1999).

En lo relativo a la composición química del clinker (y del cemento Portland) los álcalis, óxidos de sodio ( $\text{Na}_2\text{O}$ ) y de potasio ( $\text{K}_2\text{O}$ ), se limitan para evitar reacciones dañinas del cemento con ciertos agregados en el concreto.

**Agregados.** En un principio, al agregado se le consideró un material inerte, es decir sin cambios físicos, no costoso, disperso en la pasta de cemento para producir un gran volumen de concreto. En realidad, el agregado no es inerte, pues sus propiedades físicas, térmicas y, en ocasiones, químicas, pueden influir en el desempeño del concreto, por ejemplo, mejorando su durabilidad y estabilidad de volumen sobre los de la pasta de cemento (Neville 1999). La calidad del agregado es de suma importancia, ya que le corresponde aproximadamente tres cuartas partes del volumen del concreto (70% a 85% en peso), influyendo notablemente en las propiedades del concreto recién mezclado y endurecido, en las proporciones de la mezcla y en la economía (Kosmatha y Panarese 1992). Deben consistir en partículas durables, limpias, duras, resistentes y libres de productos químicos absorbidos, recubrimientos de arcilla y de otros materiales finos que pudieran afectar la hidratación y la adherencia de la pasta de cemento. Se les deben realizar pruebas de calidad físico química antes de ser utilizados en el concreto.

Los agregados se clasifican en dos tipos: agregados finos (arena natural, triturada o tratada) y agregados gruesos (grava o piedra triturada).

**Agua.** El agua se requiere en la producción del concreto para efectuar la reacción química con el cemento, para humedecer el agregado y para lubricar la mezcla para una fácil trabajabilidad. La calidad del agua es importante, ya que las impurezas que contengan pueden interferir el endurecimiento del cemento, afectar negativamente la resistencia del concreto, ocasionar el manchado de su superficie, o provocar la corrosión del refuerzo por presencia de cloruros por ejemplo (Neville 1999).

El agua a utilizar debe de estar libre de materiales perjudiciales tales como: ácidos, sales, aceites u otras sustancias dañinas al concreto. Una cantidad en exceso o muy poca agua dará como resultado en ambos casos un concreto débil.

**Aditivos.** Para mejorar algunas propiedades específicas y lograr concretos con características de alto comportamiento aún en condiciones ambientales adversas, se han desarrollado ingredientes para el concreto clasificados como aditivos (Rivera 1993b).

Los aditivos para concreto se definieron inicialmente como aquellos materiales distintos al agua, del cemento y de los agregados. Una definición más específica es la siguiente: "Los aditivos para concreto, son materiales orgánicos o inorgánicos, incluyendo minerales, en estado sólido o líquido, que se añaden a los componentes normales de la revoltura, en la mayoría de los casos hasta un máximo de 5% de la masa del cemento (RILEM 1992).

### **Reacción álcali-agregado**

Reacción química que se presenta entre los álcalis del cemento Portland con ciertos elementos constituyentes de algunos agregados, que bajo condiciones propicias de humedad y temperatura pueden provocar expansiones deletéreas en el concreto o mortero endurecidos. Existen tres tipos: álcali-carbonato, álcali-silicato y álcali-sílice.

La primera se presenta entre los álcalis (sodio y potasio) y ciertas rocas carbonatadas como la calcita y dolomita, la segunda entre los álcalis y silicatos, y la tercera entre los álcalis y rocas o minerales silicios como ópalo, calcedonia, cuarzo y vidrio volcánico.

### ***Agregados reactivos***

Agregados que contienen sustancias químicamente capaces de reaccionar con los álcalis del cemento Portland bajo condiciones ordinarias de exposición, resultando en algunos casos daños tales como manchas, expansiones o agrietamientos.

### ***Carbonatación***

De acuerdo con la literatura el mecanismo de carbonatación, se define como un descenso en la alcalinidad del concreto por reacción de los compuestos de carácter básico NaOH, KOH, y  $\text{Ca(OH)}_2$  de la fase acuosa del concreto, con los componentes ácidos de la atmósfera dióxido de carbono ( $\text{CO}_2$ ) y de azufre ( $\text{SO}_2$ ) para dar carbonatos de calcio, sulfatos y agua. El que más abunda es el ( $\text{CO}_2$ ) por lo que a este proceso de reducción de la alcalinidad se le llama genéricamente carbonatación (Lea 1970; Neville 1999)

## **1.2 ASPECTOS FÍSICOS LIGADOS AL DETERIORO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRÁULICO**

### **1.2.1 Factores físicos de agrietamiento**

Entre las causas físicas de deterioro del concreto se tienen los problemas asociados a cambios volumétricos y a gradientes térmicos diferenciales así como la acción por congelación del agua dentro de la masa del concreto.

Los cambios de volumen de origen físico, pueden obedecer a dos tipos de acciones sobre el concreto: los de carácter mecánico, específicamente las cargas y sollicitaciones y los agentes fenomenológicos, entre los que destacan por sus efectos la humedad y la temperatura.

Los cambios de forma y dimensiones del concreto, resultantes de los esfuerzos ocasionados por las cargas y sollicitaciones, se identifican normalmente como deformaciones. De este modo los cambios de volumen se manifiestan por efecto de agentes fenomenológicos. Estos cambios pueden ocurrir como expansiones y contracciones. Casi siempre se tienen restricciones de manera que una contracción genera esfuerzos de compresión y una expansión los produce de tensión. Debido a la baja capacidad del concreto para tomar esfuerzos de tensión, las contracciones se traducen en agrietamientos. Hay cambios de volumen en el estado fresco, durante el período de fraguado y prosiguen en el curso de su endurecimiento, si bien por causas y con manifestaciones que en cada etapa pueden ser distintas. Antes del fraguado con el concreto fresco se presenta la contracción plástica, cuyas causas son asentamiento, sangrado y pérdida inicial de agua. Conforme continúa la pérdida de agua se presenta la contracción por secado al generarse calor interno por la hidratación del cemento se presenta expansión térmica inicial al acumularse el calor, y contracción posterior al disiparse.

Entre las principales medidas para reducir la contracción plástica y el riesgo de agrietamientos están: evitar que ocurran pérdidas de agua por absorción o fugas a través de la superficie, evitar el uso de agregados demasiado secos, sobre todo si tienen alta capacidad de absorción, tratar de elaborar el concreto a la temperatura más baja posible en tiempo cálido, evitar las horas que aceleran el secado del concreto, proteger el concreto del sol y del viento y utilizar un sistema de curado eficaz desde sus primeras horas de edad. Un sangrado excesivo es un síntoma de una fuerte segregación, con lo que el concreto se rigidiza y pierde elasticidad.

Al continuar la evaporación del agua, si el concreto húmedo se expone al aire, comienza por evaporarse el agua libre en la superficie expuesta para continuar con la evaporación del agua capilar, así se origina un gradiente de humedad a través del concreto que provoca el movimiento de agua desde las zonas húmedas hacia las zonas secas, igual a un proceso de difusión. Conforme progresa se evapora también el agua del gel, lo cual provoca contracciones permanentes, y que corresponden a los cambios de volumen más importantes y difíciles de prevenir.

La carbonatación resulta del contacto con el bióxido de carbono del ambiente, que se combina con la humedad del concreto para convertirse en ácido carbónico ( $\text{CO}_2 + \text{H}_2\text{O} \rightarrow \text{H}_2\text{CO}_3$ ) y reacciona así con los hidróxidos del concreto ( $\text{H}_2\text{CO}_3 + \text{Ca}(\text{OH})_2 \rightarrow \text{CaCO}_3 + 2\text{H}_2\text{O}$ ) particularmente con el hidróxido de calcio dando lugar a la formación de carbonatos. Este proceso disminuye la alcalinidad original y propicia una disminución del volumen del concreto, dando una contracción gradual. La rapidez con que evoluciona la carbonatación depende de tres factores:

- El contenido de  $\text{CO}_2$ .
- La permeabilidad del concreto.
- El grado de humedad en el ambiente y en el concreto.
- El contenido de cemento.

Generalmente la forma más económica de proteger el concreto contra la acción de los agentes agresivos es construirlo lo más denso posible. La pasta de cemento endurecida es un material poroso y heterogéneo. Según Mindess (1984) la resistencia de la pasta de cemento depende de: la porosidad total, la distribución y tamaño de sus poros y la naturaleza de la fase sólida de dicha pasta. La porosidad es principalmente función de la relación agua/cemento (*a/c*) y del grado de hidratación de la pasta. La relación existente entre el concreto y su relación *a/c* fue establecida por R. Feret y D. Abrams. Zaitsev (1980) indicando que mientras disminuye el número y tamaño máximo de los poros se incrementa la resistencia del material. Según Powers (1955) la estructura de la pasta de cemento está constituida por partículas de gel, en su mayoría, habiendo entre ellos poros de gel y de mayor tamaño cavidades de aire ocluido. Según Metha K. (1986) la microestructura de la pasta está formada por silicatos cálcicos hidratados, hidróxido de calcio y etringita, existiendo una zona de transición adyacente al árido formada principalmente por etringita. A partir de las fuerzas de atracción de Van der Waals se explica que la resistencia de la pasta de cemento Portland hidratada es tanto mayor cuanto más compactos y débilmente cristalinos son los productos de hidratación. Estos productos cristalizan en el espacio ocupado por el agua que rodea las partículas de cemento y son conocidos como productos externos. Los productos de hidratación obtenidos en reacciones en estado sólido se designan productos internos y son más compactos y cristalinos. En consecuencia, para la pasta de cemento hidratada, el incremento de su resistencia se produce eliminando en lo posible la formación de productos externos mediante la reducción al máximo de la relación *a/c*.

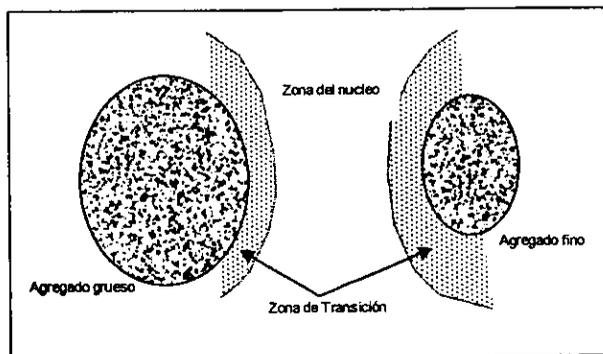


Figura 1.2.1. Agregados, zona de transición y zona del núcleo en el concreto

La diferencia microestructural entre la pasta de cemento existente en la zona de transición y el núcleo de la pasta de cemento es fundamental a la hora de determinar las características resistentes del concreto. Se considera al concreto compuesto por

agregado grueso, zona de transición y zona de núcleo, de acuerdo con la teoría del eslabón débil de Weibull, la primera fisura comienza a desarrollarse en la zona de transición (Neville 1999). La mejora de la resistencia del concreto está ligada con la mejora de esta zona y dicha mejora se basa en la disminución de la porosidad, menor cristalinidad de los productos de hidratación y una baja relación a/c.

### 1.2.2 Resistencia a la abrasión

Los pavimentos de concreto, debido al paso del tránsito sobre ellos, están sujetos a desgaste. La resistencia a la abrasión parece implicar esfuerzos de alta intensidad aplicados localmente de manera que la resistencia y la dureza de la zona superficial del concreto influyen en la resistencia a la abrasión. En consecuencia la resistencia a la compresión del concreto es el factor principal que controla la resistencia a la abrasión. Las operaciones de acabado afectan de manera importante las propiedades de la zona superficial. Trabajar demasiado la superficie con llana metálica o dando un acabado con cemento puede producir un agrietamiento menudo que se presenta entre 1 a 7 días de colado el concreto. Un adecuado proceso de curado incluso un periodo con el doble de tiempo del normal ayuda a lograr una buena resistencia a la abrasión. Las mezclas ricas en cemento no son convenientes, un contenido de cemento de 350 Kg/m<sup>3</sup>, es probablemente un máximo porque el agregado grueso deberá estar presente justamente debajo de la superficie del concreto. Gjorv *et al.*, (1990) recomienda la inclusión de algo de arena triturada, Laplante *et al.*, (1991) recomienda el uso de agregados resistentes para mejorar la resistencia a la abrasión. La resistencia a la abrasión del agregado, que se determina con la prueba de los ángeles no parece ser un buen indicador de la resistencia a la abrasión del concreto hecho con un agregado dado (Liu 1981). La norma ASTM 779-89a, es útil para estimar la resistencia del concreto al tránsito pesado peatonal, tránsito vehicular y con llantas cadenas y vehículos de oruga. Entre más fuerte es la abrasión en servicio, más útil es la prueba en orden creciente de utilidad: disco giratorio, rueda de cepillar y bolas de acero.

### 1.2.3 Resistencia a la congelación y deshielo

A medida que se baja la temperatura del concreto saturado en servicio, el agua dentro de los poros capilares de la pasta de cemento endurecido se congela de una manera similar a la congelación en los poros de la roca, y ocurre la expansión del concreto. Si el deshielo subsiguiente es seguido por otra congelación, ocurre expansión adicional, así que ciclos repetidos de congelación y deshielo tienen un efecto acumulativo. La acción ocurre principalmente en la pasta de cemento endurecido; los huecos más grandes del concreto, que surgen de compactación incompleta, están normalmente llenos de aire, y por lo tanto, no sujetos apreciablemente a la acción de la congelación (Powers 1955).

La resistencia del concreto a la congelación depende de varias propiedades, por ejemplo, resistencia de la pasta de cemento endurecido y fluencia, sin embargo los factores principales son el grado de saturación y el sistema de poros de la pasta de cemento endurecida.

Hay un tipo de agrietamiento de superficies de concreto de caminos, puentes y campos de aviación que está relacionado particularmente con el agregado. Este se llama

agrietamiento en D. Consiste en el desarrollo de grietas finas cerca de los bordes libres de las losas, pero el agrietamiento inicial comienza más abajo en la losa donde la humedad se acumula y el agregado grueso llega a saturarse hasta el nivel crítico. Así se tiene esencialmente una falla de agregado, el cual, con ciclos de congelación y deshielo, llega a saturarse lentamente y causa la falla del mortero que lo rodea (Stark 1976). El agrietamiento en D puede manifestarse por sí mismo lentamente, alcanzando algunas veces la parte alta de la losa sólo después de 10 o 15 años, de manera que es difícil determinar la causa de la falla.

Los agrietamientos asociados con el deterioro "D" son casi siempre de origen sedimentario y pueden ser calcáreos o silíceos. Tales como grava o roca triturada. Aunque las características de absorción del agregado son en realidad importantes, se requiere de efectuar la prueba de congelación y deshielo en laboratorio (ASTM 666); si después de 350 ciclos la expansión es de menos de 0.035%, el agrietamiento D no se desarrollará (Stark 1976). Generalmente las partículas grandes son más vulnerables a la congelación (Pigeon 1989). El uso de una gran proporción de partículas con tamaño máximo grande o una gran proporción de partículas planas no es aconsejable ya que se pueden juntar bolsas de agua de sangrado debajo del agregado grueso. La inclusión de aire reduce el sangrado.

La permeabilidad también afecta la capacidad de destrucción por congelamiento en condiciones de saturación. Aquí la permeabilidad de la pasta es de particular importancia porque la pasta recubre a todos los constituyentes del concreto. Desde el punto de vista de la durabilidad, puede ser importante lograr una baja permeabilidad tan rápidamente como sea posible. En consecuencia, una mezcla con baja relación a/c es ventajosa porque la etapa en la cual los capilares se segmentan se logra después de un período de curado en humedad ( Neville 1999). La tabla 1 muestra que para lograr un concreto durable se requieren períodos más cortos de curado para mezclas con relación a/c más bajas. Por supuesto, tales mezclas tienen resistencias más altas debido a su porosidad más baja.

RELACIÓN a/c POR MASA	GRADO DE HIDRATACIÓN (%)	PERÍODO DE CURADO REQUERIDO
0.40	50	3 días
0.45	60	7 días
0.50	70	14 días
0.60	92	6 meses
0.70	100	1 año
Más de 0.70	100	Imposible

Tabla 1.2.1. Período aproximado de curado requerido para producir el grado de hidratación en el cual los capilares llegan a segmentarse (ACI 1999).

A fin de prevenir el daño en el concreto cuando se repiten ciclos de congelación y deshielo, se puede introducir aire deliberadamente en la pasta de cemento mediante el uso de un aditivo inclusor de aire.

Para condiciones menos severas de congelación, puede ser suficiente un concreto de buena calidad sin arrastre de aire. En ACI 318 (1999) se proporcionan los valores

máximos recomendados de la relación a/c, el contenido mínimo de cemento y la resistencia mínima de concreto simple.

El daño por congelación se evalúa después de un número de ciclos de congelamiento y deshielo al medir la pérdida en la masa del espécimen, el aumento de su longitud, la disminución de la resistencia o del módulo dinámico de elasticidad, caso este último que es el más común. El factor de durabilidad ( $D_f$ ) se da entonces por:

$$D_f = \frac{n}{3} \left[ \frac{E_{dn}}{E_{do}} \right] \quad (1.2.1)$$

Donde:

$n$  = Número de ciclos al finalizar la prueba.

$E_{dn}$  = Módulo dinámico al finalizar la prueba.

$E_{do}$  = Módulo dinámico al comenzar la prueba.

El valor de  $D_f$  es de interés en comparación con diferentes concretos, cuando cambia solo una variable (por ejemplo, el agregado). Generalmente, un valor menor a 40 significa que el concreto tal vez no resulte satisfactorio; los valores entre 40 y 60 se consideran dudosos, mientras que los superiores a 60 indican que el concreto es satisfactorio.

Lamond (1993), indica que para evitar problemas de congelamiento y descongelamiento, el pavimento no deberá estar críticamente saturado, los vacíos de la pasta deberán ser los adecuados, además de verificar que los agregados no sean susceptibles al congelamiento. También se podrá detener este problema reduciendo el tamaño máximo de la partícula.

#### 1.2.4 Deterioros por cambios térmicos

La conductividad y difusividad térmicas del concreto tienen importancia para el desarrollo de gradientes de temperatura, deformaciones térmicas, alabeo y agrietamientos en la vida muy temprana del concreto. El conocimiento de la expansión térmica del concreto se requiere en el diseño de juntas de expansión y contracción. El carácter mineralógico del agregado afecta de manera importante la conductividad térmica del concreto que lo contiene. La dolomita y la piedra caliza están en el intervalo medio y el cuarzo exhibe la conductividad más alta, en general la cristalinidad de la roca aumenta su conductividad. En el caso de pavimentos en aeropistas usados por aeroplanos o aviones de despegue vertical se registró una temperatura del concreto de 350 °C (Austin *et al.* 1992). Pruebas de laboratorio han mostrado que los concretos con coeficiente más alto de expansión térmica son menos resistentes a los cambios de temperatura que los concretos con un coeficiente menor (Walker 1952). Los cambios rápidos de temperatura pueden conducir al deterioro del concreto (Zoldners 1960). Otro aspecto que debe cuidarse se refiere al hecho de que si los coeficientes de expansión térmica del agregado grueso y de la pasta de cemento hidratado son muy diferentes, un gran cambio de temperatura puede introducir movimientos diferenciales y una ruptura de adherencia entre las partículas de agregado y la pasta de cemento que las rodea.

## **1.3 ASPECTOS QUÍMICOS LIGADOS AL DETERIORO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRÁULICO**

### **1.3.1 Reactividad álcali agregado**

#### **1.3.1.1 Antecedentes**

El concreto ha sido desde su descubrimiento reconocido como un material de construcción durable, entendiéndose como durabilidad la capacidad de resistencia del material, a lo largo del tiempo, en relación con las condiciones del medio ambiente así como también con las condiciones de servicio de las estructuras (Cottier, 1993).

A principios del siglo XIX se aceptaba la hipótesis de que los agregados (arena y grava) eran cuerpos inertes cuya función era solamente actuar como relleno y que no tenían actividad alguna, además se aceptaban sólo dos agentes que causaban daños al concreto: el congelamiento y el agua de mar, haciendo a un lado cualquier otro tipo de reacciones que se relacionaran con la pasta y los agregados. Ahora se sabe que estas reacciones por lo general, tienen efectos perjudiciales que normalmente dan origen a expansiones nocivas para la integridad del concreto.

En Estados Unidos durante las primeras décadas del siglo pasado, se observaron una serie de agrietamientos en algunas estructuras las cuales cumplían ampliamente con las especificaciones marcadas en los códigos de diseño, construcción y calidad de los materiales; motivados por encontrar una respuesta real al fenómeno de agrietamiento, un amplio grupo de técnicos e investigadores, se dieron a la tarea de estudiar este comportamiento inexplicable (Stanton 1940; Hadley 1964).

Thomas Stanton (1940) demostró la existencia de la reacción llamada álcali-agregado, como un proceso intrínseco de degradación del concreto, dejando en claro que las condiciones del medio ambiente en que se encuentran las estructuras son tan importantes como lo es el cemento y los agregados, reafirmando el verdadero papel que los agregados desempeñan como componentes activos en el concreto.

Estudios posteriores a los realizados por Stanton demostraron que estos agrietamientos y expansiones en el concreto, tenían su origen en combinaciones de cemento con alto contenido de álcalis y agregados opalinos usados en su dosificación y que al combinarse formaban un gel (Verein Deutscher Zement Werke 1973; Lenzer 1981). Tal reacción tiene la habilidad de absorber humedad del concreto generando expansiones internas anormales en el concreto endurecido, como consecuencia induce agrietamientos, desplazamientos y pérdida de resistencia (Woods 1968).

Este fenómeno se ha estudiado en diferentes laboratorios y en diversos países tales como Australia, Canadá, Francia, Nueva Zelanda, China, Sudáfrica, etc., logrando identificar diferentes tipos de agregados que son susceptibles a intervenir en dicha reacción, mecanismos de desarrollo y métodos de diagnóstico. Muchos han sido los aportes al tema, sin embargo se pueden identificar cuatro como de particular importancia. Stanton (1940), en Estados Unidos, quien explicó por primera vez el fenómeno de la reacción, Swenson de Canadá quien identificó la reacción álcali -

carbonato, Idorn (1986) de Dinamarca quien por primera vez investigó un concreto dañado con la reacción álcali – agregado en Europa y Vivian de Australia quien explicó los mecanismos de la reacción (Vivian 1983).

Se han identificado hasta la fecha tres tipos de reacción alcalina:

- La reacción álcali - silicato
- La reacción álcali - sílice
- La reacción álcali - carbonato.

Las dos primeras reacciones generalmente se han agrupado como del mismo tipo, la segunda reacción listada, es la que se presenta con mayor frecuencia y es la que más se ha investigado. En la ASR, participan agregados de uso común que contienen sílice amorfa y criptocristalina como las rocas vítreas volcánicas y sus tobas, rocas que contienen ópalo y otras rocas con alto contenido de sílice. La reacción álcali - silicato es muy poco conocida pues involucra particularmente rocas que contienen vermiculita que es un mineral de la familia de las micas, con tendencia exfoliable y no muy común en los agregados para concreto por su dudosa calidad. En la tercera reacción, cuya frecuencia es intermedia, son partícipes algunas rocas calizas (Hadley 1964) que contienen dolomita, las cuales sufren un proceso de desdolomitización por efecto de los álcalis. (French y Poole 1974).

Aún con todo el conocimiento acumulado durante mas de 50 años de investigación y experiencia en el área de la reactividad, se siguen presentando problemas en las estructuras debidos a la reactividad alcalina. Estos problemas se pudieran deber a tres factores principales:

1. Uso indebido del conocimiento de la reacción álcali sílice en aplicaciones de campo.
2. Investigaciones inadecuadas en ciertos aspectos de la reacción así como del efecto del desarrollo de la misma.
3. Deficiencias en los métodos de prueba existentes.

### **1.3.1.2 ¿Que es la reacción álcali sílice?**

La reacción álcali-sílice (ASR) es una reacción que se produce en el concreto, entre la pasta del cemento Portland y el agregado considerando a éste como la grava, arena y el agua, dicha reacción tiene la capacidad de absorber humedad del concreto y producir un gel con características expansivas el cual genera esfuerzos de tensión en el concreto endurecido con la consecuente inducción de agrietamiento y debilitamiento del concreto, pudiendo en algunas ocasiones incluso provocar la falla de la estructura.

La ASR se identifica como un proceso físico-químico en el cual intervienen principalmente los minerales que constituyen la roca utilizada como agregado, según sea su naturaleza cristalina o amorfa y los hidróxidos alcalinos del concreto que pueden ser aportados, bien por el cemento, por los mismos agregados o por algún otro mecanismo (Stanton 1940; Diamond 1975).

En términos generales la reacción puede ser en dos etapas. La primera es la hidrólisis de la sílice reactiva por  $\text{OH}^-$  formando un gel, y en una segunda fase comienza la absorción de agua por lo cual el gel aumentará de volumen induciendo a la generación de presiones que formarán microgrietas cercanas a los lugares de la reacción, permitiendo su propagación y aglutinamiento, provocando así, agrietamientos dentro de la estructura del concreto y expansiones generalizadas del elemento afectado (Stanton 1940; Powers y Steinour 1955).

### 1.3.1.3 Naturaleza y extensión de la reacción álcali - sílice.

La reacción más común entre los álcalis y los agregados es la que ocurre entre los componentes activos de la sílice del agregado y los álcalis del cemento. Las formas reactivas de la sílice son: el ópalo (amorfo) (Gibson 1938; Lerch 1959), la calcedonia (criptocristalina fibrosa), y la tridimita (cristalina), vidrio criptocristalino, rocas volcánicas de composición ácida a intermedia tales como las riolitas y andesitas, algunas zeolitas y ciertas fillitas (TRB 1958). El granito, gneis y grauvaca metamórfica reaccionan lentamente (Buck y Mather 1969; Brown 1955; K. Mather 1973; Dollar - Mantuani 1969) reconocieron como reactivas las argilitas y grauvacas, Duncan *et al.* (1973) reconocieron como reactivas las cuarcitas. Stark y Bhatti (1986) encontraron que la reacción álcali sílice puede darse entre agregados reactivos y álcalis obtenidos por un proceso de lixiviación del cual se derivan los álcalis del mismo agregado.

La reacción comienza con el ataque de los minerales silíceos del agregado por los hidróxidos alcalinos derivados de los álcalis del cemento. Como resultado se forma un gel, observándose una zona característica de superficie alterada. Esto puede destruir la adherencia entre el agregado y la pasta de cemento hidratado que lo rodea. Puesto que el gel está confinado se presentan presiones internas que en un momento dado causarán expansión, agrietamiento y ruptura de la pasta de cemento. Power y Steinour (1955) sugieren que la expansión se debe a la presión hidráulica generada por ósmosis, pero la expansión también se puede originar gracias a la presión expansiva de productos sólidos de la reacción álcali sílice. La humedad relativa mínima en el interior del concreto para que prosiga la reacción es aproximadamente 50% a 20 °C. (Baron y Ollivier 1992). A temperaturas superiores, la reacción puede ocurrir a una humedad relativa algo inferior. El secado y mojado que se alternan hacen más grave la migración de iones alcalinos, los cuales se mueven de la parte húmeda a la parte seca del concreto.

Un modelo propuesto por Furusawa *et al.*, (1994) basado en mecanismos propuestos por Diamond (1981), y Kawamura (1982) que consideran el reparto de la distribución de iones álcalis dentro de los agregados, con ligeras modificaciones, consta de dos etapas: parte 1: difusión de iones en el agregado y su reacción con la sílice reactiva.



La ASR incluye la participación tanto de iones  $\text{OH}^-$  e iones álcali tales como  $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$ , en la parte 2: se da la expansión inducida por ASR. Varios investigadores ( Nixon 1989, Fujisaki *et al.*, 1989) han observado una reducción en la expansión cuando el área superficial total del agregado reactivo se incrementa y ésto puede ser entendido en

términos de alguna clase de absorción en una zona porosa que existe entre el agregado y alrededor de la matriz de cemento (Ping *et al.* 1991; Bentz y Garboczi 1991). También Hobbs (1988) ha opinado que los productos de reacción tienden a ser absorbidos en los poros de los productos de hidratación del cemento. Furusawa *et al.*, (1994) han asumido que alrededor de los agregados existe una zona porosa, el volumen de la misma está directamente relacionado con el área de la superficie del agregado. Se supone que la expansión inicia sólo cuando el volumen de los productos de reacción excede al volumen de la zona porosa. La zona porosa gradualmente se llena con los productos de reacción los cuales al expandirse provocan los agrietamientos.

En todos los casos de ASR se observa un periodo inicial de incubación antes de que la expansión se inicie. Este periodo se incrementa conforme decrece el coeficiente de difusión de los agregados. Es ampliamente conocido que existe un máximo de expansión que se obtiene para una cierta combinación de agregados reactivos y no reactivos

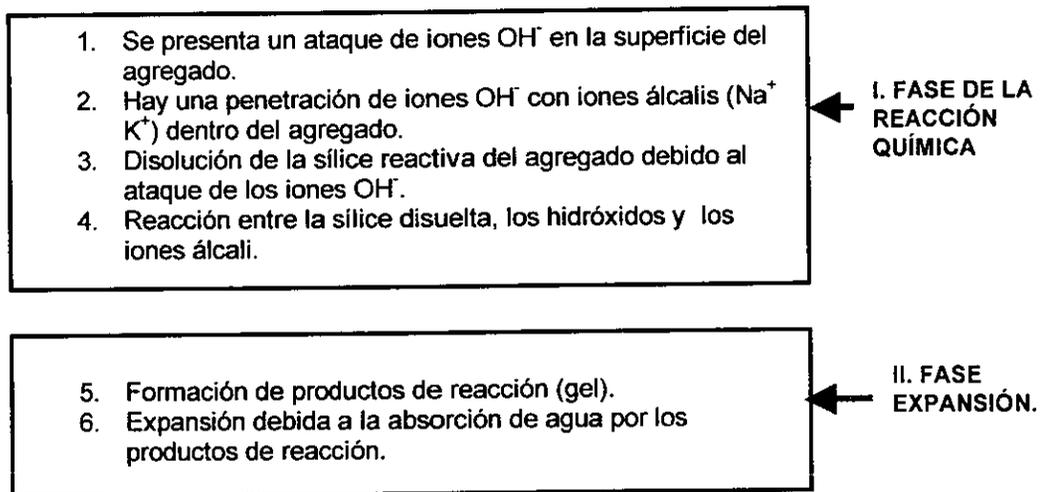


Figura 1.3.1. Modelo propuesto para propagación de ASR ( Furusawa *et. al.* 1994).

#### 1.3.1.4 Manifestaciones y síntomas de la ASR

Efectos negativos debidos a la ASR resultan de la naturaleza expansiva de la reacción. Si se desarrolla suficiente expansión ocurre el agrietamiento. La orientación de las fracturas depende de las restricciones internas o externas a la expansión.

El tipo del desarrollo y la severidad del debilitamiento dependen de varios factores, básicamente de la naturaleza y cantidad del agregado reactivo, nivel alcalino del cemento, temperatura ambiente, humedad disponible y restricciones para la expansión. Comúnmente la reacción alcalina por sí sola no requiere de la reparación de la estructura, sin embargo puede agravarse por otros factores: uno de ellos podría ser el tránsito de vehículos que puede contribuir a la propagación de las fracturas y llegar a producir la falla. Se debe mencionar sin embargo que existen estructuras con expansión por ASR que no han necesitado reparaciones aún después de 50 años de servicio.

### *Tipos de agrietamiento*

Agrietamiento en forma de mapeo (mapeo) (Gibson 1938), agrietamiento longitudinal y desprendimiento de agregados que ocasionan huecos en el concreto llamados popouts, son las manifestaciones predominantes debidas a ASR en losas de concreto. Estas reflejan el grado de restricción al movimiento de las losas, que empieza con agrietamiento en dirección vertical y transversal. Esta tendencia es característica tanto de concretos continuamente reforzados (CCR) como de concretos simples con juntas. En pavimentos simples con juntas, el agrietamiento de mapeo se desarrolla únicamente en zonas de juntas transversales debido a la carencia de restricción (presencia de juntas abiertas) en zonas superiores de las losas del pavimento.

En la figura 1.3.2 se puede observar un agrietamiento característico de la reacción álcali sílice, reportado por el ACI (1999) y en la figura 1.3.3 se puede observar el agrietamiento de un pavimento en la ciudad de Chihuahua, que requiere ser estudiado cuidadosamente.

ASR induce debilitamiento en zonas profundas del pavimento pero usualmente progresa más rápidamente en zonas superficiales e intermedias de la losa. El tránsito, el congelamiento y deshielo y las contracciones de secado pueden incrementar el agrietamiento.



Figura 1.3.2 Agrietamiento característico en forma de mapeo reportado por SHRP (C-315).



Figura 1.3.3 Agrietamiento en forma de mapeo en pavimentos de la ciudad de Chihuahua.

El debilitamiento debido a la ASR en calzadas de puentes se puede manifestar como agrietamiento longitudinal y algunas veces como mapeo, una vez más, dependiendo de las restricciones. El acero de refuerzo, así como las traveses de soporte y otros componentes de la subestructura proveen restricciones que pueden influenciar los

patrones de agrietamiento. Generalmente, un agrietamiento aleatorio a través del fondo de las losas con una penetración no muy marcada se desarrolla debido al agrietamiento por ASR.

La orientación predominante del agrietamiento inducido por ASR en columnas de concreto es usualmente longitudinal con un fino agrietamiento aleatorio interconectando las grietas longitudinales que usualmente no se extienden a lo largo de toda la columna y pueden estar confinadas en la parte superior e inferior de la misma.

Los muros de parapeto y otros elementos sin carga en estructuras de concreto generalmente exhiben grietas de mapeo y los signos de un debilitamiento inicial debido a ASR, probablemente por la poca restricción de movimiento. Sin embargo, el agrietamiento resultante puede ser atribuido por error a otras causas posibles de agrietamiento como congelamiento y deshielo o corrosión del acero de refuerzo, por lo que toda la evidencia que sea posible debe de ser obtenida en inspecciones detalladas y exámenes de laboratorio antes de concluir cuales son las fuentes del debilitamiento o agrietamiento

Desplazamientos relativos de los miembros de concreto, revelados por el cerrado de las juntas, desalineación de las unidades de concreto o equipo anclado a estas unidades serán síntomas de una reacción ASR inicial.

Además de los patrones de agrietamiento, ASR también puede ser identificada por un gel característico de la reacción, tradicionalmente este gel ha sido reconocido como un cristal claro o depósitos claros que ocurre entre las partículas reactivas y que se encuentra llenando los poros de aire y las grietas, Una examinación utilizando el microscopio de petrografía se hace necesaria para determinar con seguridad la presencia de este gel, lo cual será evidencia de la existencia de la reacción (Mather 1948; Mielenz 1958).

### **1.3.1.5 Condiciones para la reacción**

Las reacciones químicas de efectos perjudiciales que se producen en el interior del concreto, con la participación de las partículas de rocas que constituyen los agregados, necesitan para producirse, por una parte, la solución alcalina de poro de la pasta de cemento hidratada y por otra, que además sus efectos alcancen en grado detrimental, tres condiciones en el concreto: 1) Los agregados deben contener rocas y minerales reactivos con los álcalis en las cantidades que sean más desfavorables de acuerdo con su naturaleza, 2) la solución de poro del concreto debe contener suficiente proporción de álcalis para generar una reacción deletérea con esos agregados y, 3) la estructura debe prestar servicio en condiciones tales que representen un alto contenido de humedad en el concreto, ya sea en forma permanente o alternada con periodos de secado. Sin embargo, debido a que no siempre es posible definir una situación precisa que permita establecer cuándo se cumplen o no se cumplen cada una de estas condiciones requeridas, en algunos casos se prefiere obrar con cautela, aunque no se satisfagan cabalmente las tres condiciones. En la figura 1.3.4 se muestran diversos niveles de riesgo para que se produzca la reacción álcali-agregado, de acuerdo con diferentes combinaciones posibles entre las condiciones que actúan como factores de riesgo.

Las reacciones álcali – agregado en sus diversas modalidades tienen como participante común la solución de poro, de cuya reacción con los diferentes tipos de rocas y minerales reactivos se derivan las tres clases de reacción conocidas, tal como se indica en la figura 1.3.5. Sin embargo, para que los efectos expansivos de dichas reacciones alcancen magnitudes que deterioren el concreto, se requiere como condición necesaria

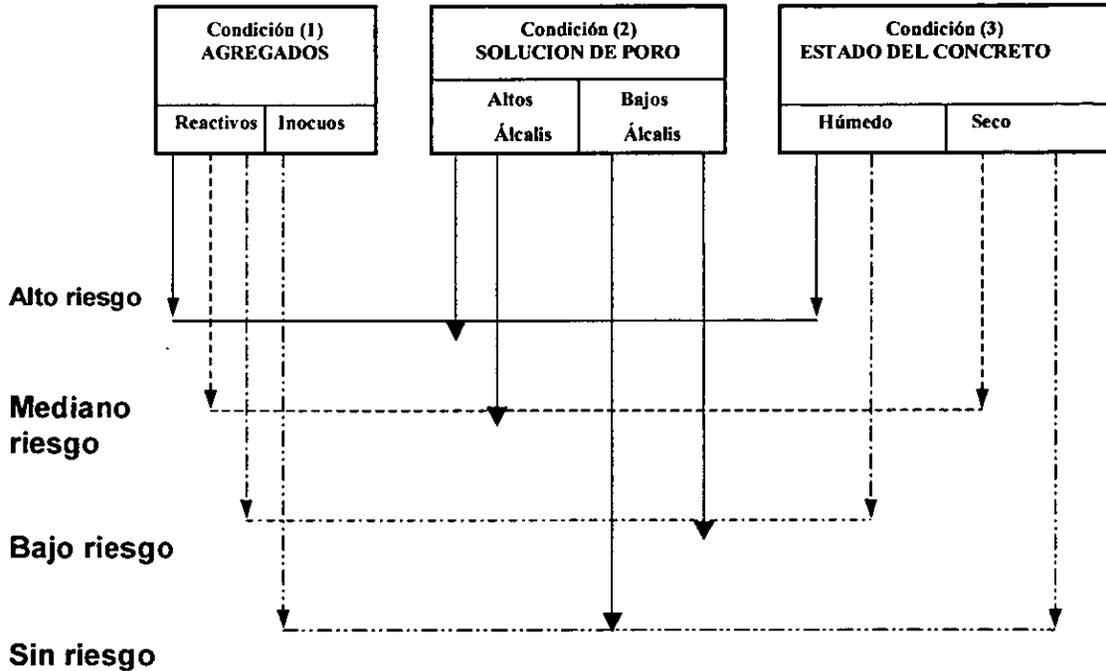


Figura 1.3.4 Condiciones de riesgo para la reacción

que la solución de poro manifieste un grado de alcalinidad (definido por su contenido de hidróxidos alcalinos) que exceda un cierto nivel o umbral de riesgo, el cual puede variar de acuerdo con la naturaleza de la reacción. Esto queda ejemplificado en la figura 1.3.6. Los hidróxidos de sodio y de potasio del fluido que ocupan los poros del concreto endurecido provienen esencialmente de cemento, aunque eventualmente pueden ocurrir

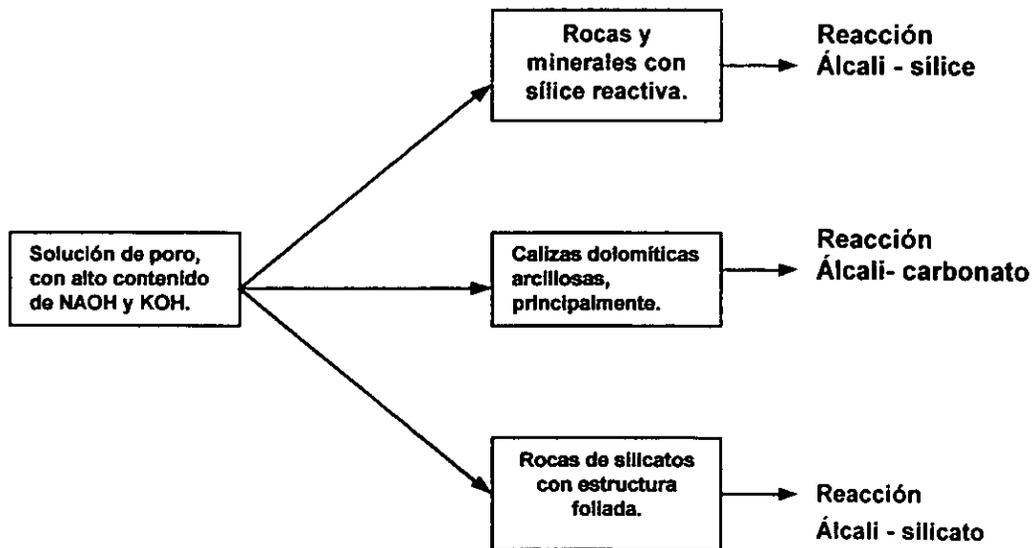


Figura 1.3.5. Influencia del tipo de roca en la reacción.

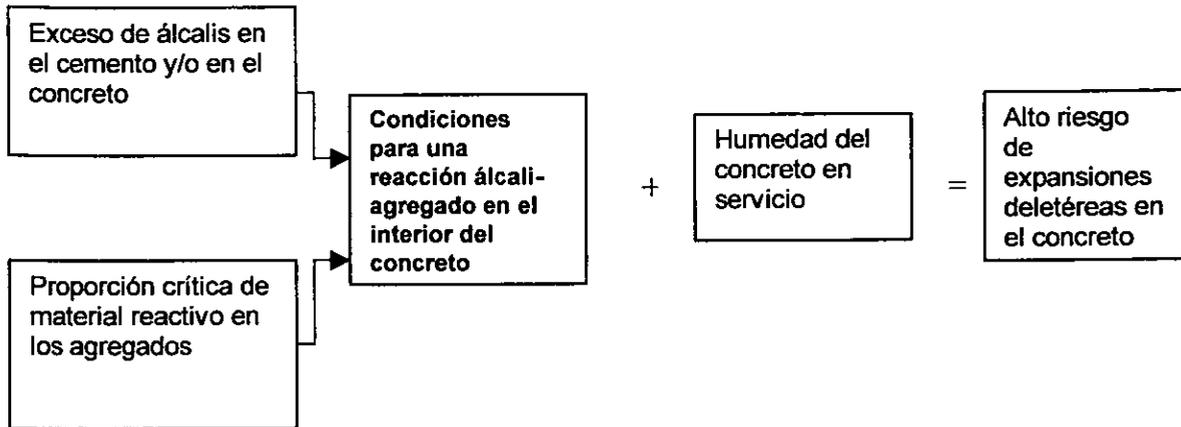


Figura 1.3.6. Influencia del tipo de cementos en la reacción.

aportaciones de parte de algunos agregados, el agua de mezcla y ciertos aditivos minerales y químicos. En lo que refiere al cemento, las materias primas que se utilizan en su elaboración contienen invariablemente ciertas proporciones aunque reducidas, de sodio y de potasio. La presencia de estos elementos en la composición química del cemento ya elaborado se expresa en forma de óxidos ( $\text{Na}_2\text{O}$  y  $\text{K}_2\text{O}$ ) cuya suma representa el contenido de álcalis totales del cemento. Para relacionar esta suma de álcalis del cemento con sus efectos en el concreto, se acostumbra expresarla en términos únicamente del óxido de sodio ( $\text{Na}_2\text{O}$ ), convirtiendo el óxido de potasio ( $\text{K}_2\text{O}$ ) a su equivalente de  $\text{Na}_2\text{O}$ , para lo cual se aplica la fórmula siguiente:

$$\text{Álcalis totales (como } \text{Na}_2\text{O)} = \text{Na}_2\text{O} + 0.658 \text{ K}_2\text{O} \quad (1.3.2)$$

El contenido de álcalis totales del cemento Portland suele fluctuar entre 0.2 y 1.5 %, aproximadamente. Como resultado de los estudios experimentales que se llevaron a cabo a partir del año 1940 en que se tuvo el primer conocimiento de la reacción álcali – agregado, se determinó que el riesgo de una reacción deletérea con agregados reactivos prácticamente se elimina cuando el contenido de álcalis totales del cemento Portland es inferior a 0.60 % (Idorn 1986; Stark y Bhatti 1986).

Lo anterior se puede resumir en la figura 1.3.4 el cual presenta de una manera gráfica las condiciones para la existencia de una reacción álcali - agregado en grado detrimental.

#### *Minerales identificados como reactivos.*

En la tabla 1.3.1 se listan las principales rocas y minerales que normalmente se identifican como potencialmente reactivos con los álcalis. Sin embargo como se ha dicho anteriormente, la existencia de estos minerales en el agregado del concreto no se pueden considerar como condición única para que la reacción se produzca e incluso la cantidad de estos minerales en el concreto pueda determinar si la reacción se presenta o no, por lo cual se tendrá que complementar el estudio petrográfico con más pruebas como son la expansión de barras, las cuales se tratarán posteriormente.

TIPOS DE ROCA	COMPONENTE REACTIVO	EXISTENCIA EN MÉXICO
<b>REACCIONES ÁLCALI – SILICE:</b>		
Rocas que contienen ópalo, (rocas calcedónicas, calizas silíceas y pedernales; ciertas pizarras y areniscas).	Ópalo, tridimita	Reducida
Rocas volcánicas vítreas (riolitas, dacitas, latitas, andesitas y sus tobas; ciertos basaltos).	Sílice amorfa	Muy frecuente
Rocas de alto contenido de sílice (cuarcitas, areniscas, granito microcristalino (aptita), ciertos esquistos).	Cuarzo cristalino (sólo reactivo si es microcristalino o está muy deformado)	Regular
<b>REACCIONES ÁLCALI – CARBONATO:</b>		
Calizas dolomíticas arcillosas y otras rocas dolomíticas	Dolomita meta - estable y tal vez calcita criptocristalina.	Regular
<b>REACCIONES ÁLCALI – SILICATOS:</b>		
Grauvacas, argilitas, filitas, algunos esquistos y pizarras.	Hidromica (illita)	Regular

Tabla 1.3.1 Minerales identificados como reactivos (CFE 1994, ACI 1999).

### 1.3.1.6 Química de la reacción.

ASR envuelve, reacciones químicas entre sustancias disueltas en las soluciones de poro y ciertos componentes silíceos reactivos. Esta reacción se origina en lugares localizados de diferentes extensiones y en diferentes áreas en la misma estructura del concreto dependiendo de la composición local de la solución de poro y la ocurrencia local de componentes reactivos. Las condiciones de exposición o de campo como son: humedecimiento, secado, congelamiento, deshielo y la ocasional exposición a altas temperaturas, variables con el tiempo y de lugar a lugar a través de la estructura de concreto, también influyen en la presencia y evolución de la ASR, aunque el proceso ASR no se puede cuantificar actualmente (Diamond 1975, 1976).

#### *Alcalis y soluciones de poro.*

Aún los concretos que parecen estar secos contienen una cantidad significativa de líquido de solución de poro. Dependiendo del diseño de la mezcla y de las condiciones previas de secado, esta solución puede ser del orden de 3 a 4 % de la masa total del concreto. Concretos expuestos a periodos largos de lluvia o sumergidos en el agua se pueden acercar a las condiciones de saturación y pueden contener un 5 % de su peso como solución de poro.

Para concretos hechos con agregados de baja absorción, la solución se confina en los poros en la porción de la pasta del concreto. Los huecos de inclusión de aire usualmente no son invadidos por esta solución, dado que para que los poros de aire funcionen como se espera, dicha solución debe estar confinada en los poros de los agregados cuando estos son de alta absorción.

Esta solución puede o no ser de composición idéntica a la encontrada en los poros de la pasta, pero por la fácil difusión de los iones en los poros grandes, es difícil que sea muy diferente. Si el agregado se agrieta y las grietas salen a la superficie del agregado, la solución de poro puede introducirse en las grietas y la ASR puede darse en el interior del agregado así como en la periferia en donde está en contacto con la pasta del cemento.

Estudios anteriores han demostrado que la zona de la pasta del cemento que está en contacto con la superficie del agregado constituye una zona de transición caracterizada por una mayor porosidad en la pasta del cemento que en aquellas zonas que están más alejadas de la superficie del agregado. Esta zona de mayor porosidad probablemente promueva la reacción álcali-sílice, ya que permite que una solución de poro rica en álcalis se mueva fácilmente a superficies reactivas de los agregados.

La composición de la solución de poro depende principalmente de la naturaleza y química del cemento utilizado. Algunas veces está influenciada por la relación a/c y el tipo de aditivo o agregado que se le pueda adicionar a la pasta del concreto. Otras adiciones se pueden introducir en el concreto desde el exterior como son: las sales para deshielo y los efectos de la lixiviación que se puedan producir.

Por muchos años ha sido posible el estudio de la solución de poro separándola mecánicamente de las pastas de cemento y del concreto en el laboratorio y en concretos del campo.

Para un intervalo general de cementos Portland, se ha establecido que las soluciones separadas del cemento fresco, contienen una apreciable concentración (cerca de 0.1 a 0.4 moles) de iones de álcali (como por ejemplo  $K^+$  y  $Na^+$ ), o iones sulfatos ( $SO_4^{2-}$ ) e iones hidróxidos ( $OH^-$ ). Esta solución es mucho más alcalina, típicamente alrededor de 13.2, que una solución saturada de hidróxido de calcio en la que el pH es sustancialmente alto, del orden de 12.5.

Todas estas sustancias diluidas son derivadas del cemento Portland. Los álcalis y el calcio se derivan del mineral de clinker, el sulfato se deriva del yeso y los iones hidróxido se derivan de la reacción de los constituyentes del clinker con el agua. Hablando generalmente, tan alto como sea el contenido del álcali del cemento es como será en la solución de poro.

Iones de aluminio, hierro, iones de reacción de sílice no se detectan usualmente en la solución en concentraciones apreciables, aún en estados jóvenes del concreto. Esto es cierto cuando todavía la reacción de hidratación del cemento envuelve al aluminato tricálcico ( $C_3A$ ) y al silicato tricálcico ( $C_3S$ ) que están contenidos en el cemento.

La ocurrencia no se marca por algún cambio particular en la composición de la solución, pero un mayor cambio comienza a ocurrir unas horas después y se completa antes de 24 horas. Durante este período, la concentración de iones sulfato, típicamente decrece hasta cantidades despreciables y el sulfato es reemplazado por una cantidad equivalente de iones hidroxilos. Al mismo tiempo la concentración de iones  $Ca^{2+}$  se reduce dada la presencia de sodio, potasio o ambos. En la solución se reduce la solubilidad del  $Ca(OH)_2$ .

Los resultados de estos cambios son de profunda importancia para la posibilidad de la ASR, el pH correspondiente se puede aproximar a los intervalos de 14 para cementos muy altos en álcalis, hidratados con una relación a/c baja.

Un pequeño incremento futuro en la concentración de hidróxido alcalino ocurre conforme el agua disminuye progresivamente a través de la reacción de hidratación del cemento constituyente. Este proceso generalmente es lento y tiene efectos despreciables en la concentración de la solución de poro después de algunas semanas. Para concretos expuestos a condiciones naturales, el secado parcial puede incrementar la concentración pero reduce la cantidad y disponibilidad de la solución de poro. Por otro lado, el concreto que está expuesto a agua corriente puede experimentar bajas reducciones producidas por la lixiviación de los álcalis.

Dado que la reacción álcali - sílice usualmente toma lugar durante periodos prolongados de tiempo, es la concentración constante de álcalis en la solución (y la misma concentración de iones hidroxilo), las que más conciernen. Para una relación a/c la experiencia muestra que esta concentración está linealmente relacionada con el contenido de álcalis del cemento que se usó. La figura 1.3.7 muestra datos publicados por varios estudios en Estados Unidos, Inglaterra y Francia.

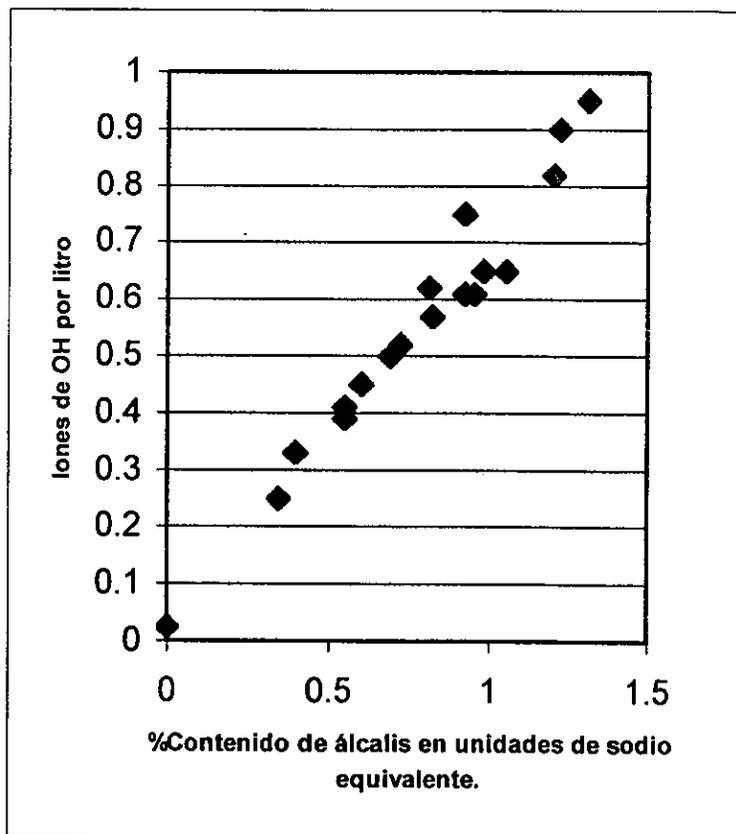


Figura 1.3.7. Variación de iones OH con respecto a la alcalinidad del cemento.

Por consiguiente si se considera un 1% equivalente de  $\text{Na}_2\text{O}$  de cemento mezclado, con una relación a/c de 0.5, que son los que más o menos son afectados por ASR, la

concentración inicial de álcalis y de  $\text{OH}^-$  en la solución de poro se espera que debe ser de 0.7 moles o mayor si ocurre algo de evaporación. Esta solución es sumamente alcalina y agresiva, y es muy diferente del tipo de solución que los agregados de roca generalmente encuentran en el transcurso de su exposición geológica. Por lo tanto no es de sorprenderse que algunos de los componentes de los agregados estén sujetos a reacción química cuando están en prolongado contacto con esta solución dentro del concreto.

Los concretos mezclados con adiciones minerales o químicas pueden generar soluciones de poro afectadas por estos compuestos. Por ejemplo, reductores de agua, se ha encontrado que liberan los iones  $\text{Na}^+$  e incrementan la solución de  $\text{Na}^+$ , cuando el polímero HRWR es absorbido por los componentes del cemento que se hidratan. Los iones de  $\text{Na}^+$  remanentes en la solución son balanceados con una nueva liberación de iones  $\text{OH}^-$  destacando el incremento en la concentración de iones álcali e hidróxidos proporcionalmente con la dosificación del HRWR usado, mezclas con incremento de álcalis pueden producir el mismo efecto.

Por otro lado, las cenizas volcánicas incorporadas a la mezcla, usualmente reducen la concentración normal de iones álcali y  $\text{OH}^-$ . Esto es cierto aún cuando la ceniza volcánica, en particular, puede contener una concentración alta de álcalis sin la estructura cristalina de la mayoría de las cenizas. El humo de sílice produce una reacción rápida que libera la mayoría del contenido de álcalis, pero subsecuentes reacciones del humo sílice, remueven la mayoría de los iones alcalinos del cemento (e iones  $\text{OH}^-$ ) de la solución, dejando una reducción en la concentración disponible para la posterior reacción alcalina.

Los álcalis contenidos en la solución de poro se pueden modificar como resultado de la exposición de las obras a la sal de deshielo u otros compuestos alcalinos. La sal para deshielo aplicada a las losas de los puentes y después lavada hacia otras estructuras del mismo, dan un ejemplo notorio, los iones de sodio liberados, después son balanceados por una liberación de iones  $\text{OH}^-$  y el pH de la solución de poro se incrementa. Este incremento facilita la ASR.

### 1.3.1.7 Mecanismos de daño

El proceso fundamental en la reacción álcali - sílice es el hinchamiento y/o disolución del sílice soluble y la formación de un gel de álcali silicato por la reacción con los iones de calcio libres proporcionados por la reacción de hidratación del cemento (Powers y Steinour 1955). La química de disolución de la sílice para formar una solución de álcali silicato es compleja aún en comparación con el relativamente simple proceso industrial de uso común para producirlo (Vaij 1982).

Un mecanismo importante es el hinchamiento osmótico de rocas permeables y geles. La pasta de cemento puede funcionar como membrana semipermeable por la diferente movilidad del agua e iones en su estructura de poros. La sílice reactiva tiene una gran afinidad con los hidroxilos, los iones de álcali y el agua. Estos forman su propia membrana por la concentración de iones y así pueden hincharse (Helmut y Stark 1993).

En la mayoría de los pavimentos y las estructuras de concreto, la restricción a la expansión de los agregados reactivos se presenta tanto interna como externamente.

El peso del concreto en estructuras largas puede producir compresión la que se incrementa con la distancia desde la parte superior. El refuerzo de acero puede restringir la expansión en el sentido paralelo al refuerzo, pero la contracción por fraguado será excedida antes que la compresión trabaje en este sentido. Los pavimentos representan un interesante ejemplo de restricción en una dirección (paralelo a su longitud), lo que minimiza el agrietamiento transversal, por lo que el agrietamiento longitudinal es predominante. Es claro que el promedio de esfuerzo y el esfuerzo en zonas de reacción son variables importantes.

Los factores ambientales afectan tanto a la reacción química como a la respuesta del concreto al proceso expansivo. El secado parcial contrae el gel expansivo y retarda la expansión, pero concentra los álcalis en la solución de poro y puede incrementar la velocidad de reacción. Los gradientes de humedad crean esfuerzos internos provocados por la fluencia de los materiales, y estos efectos ocurren mas rápidamente en ambientes húmedos que en secos (Helmuth y Stark 1993).

Existen otros factores que pueden acelerar el proceso destructivo como la humedad, los ciclos de secado y humedecimiento de la estructura y los ciclos de temperatura que pueden disminuir considerablemente la vida útil de una estructura. También se debe considerar el uso de sales solubles para descongelamiento las cuales han demostrado que pueden acelerar la expansión por ASR y el proceso de degradación.

### **Modelo de agrietamiento por ASR en pavimentos de concreto.**

#### *Primera etapa.*

Contracción por secado y microagrietamiento de la superficie del concreto. No se aprecia la ASR o expansión.

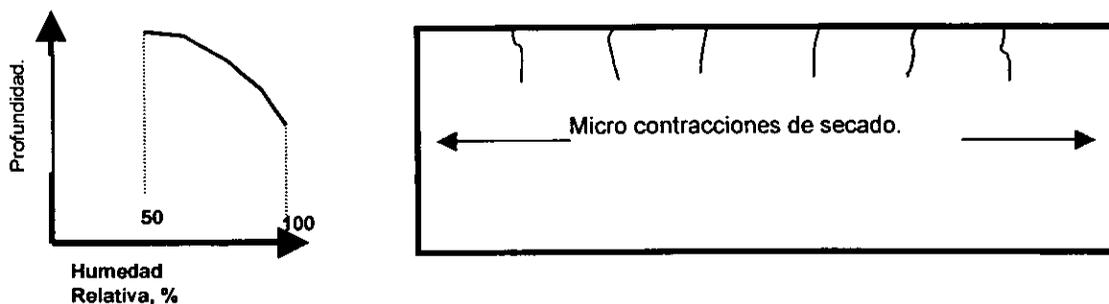


Figura 1.3 8. Primera etapa del agrietamiento.

#### *Segunda etapa.*

Reacción, expansión y microagrietamiento en el interior con una humedad relativa mayor de 80%. La superficie de agrietamiento crece por la expansión del concreto en el interior húmedo. Puede exudarse un gel suave dentro de la superficie de agrietamiento.

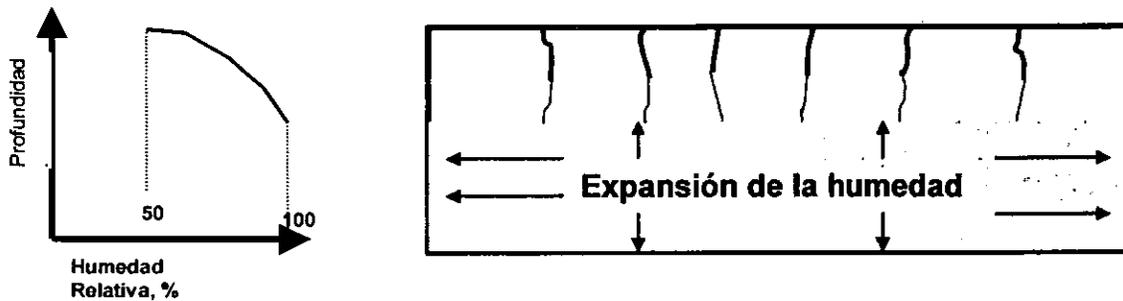


Figura 1.3.9. Segunda etapa del agrietamiento.

*Tercera etapa*

Continúa el secado, y la reacción lenta en la superficie superior. El microagrietamiento en el interior húmedo continúa extendiéndose y causando crecimiento y generalización de la zona de fractura.

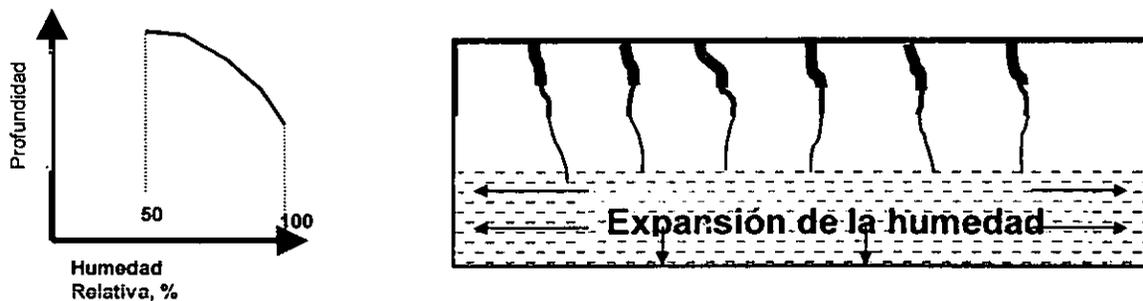


Figura 1.3.10 Tercera etapa del agrietamiento.

La reacción se completará en la zona de humedad por la reducción de la sílice reactiva con los álcalis. Si la sección es muy profunda, la expansión continuará y la superficie de agrietamiento seguirá creciendo, si la sección es pequeña, el secado detendrá la reacción y consecuentemente la expansión. Si hay una fuente disponible de humedad en la base, un gradiente más o menos estable se desarrollará por lo que la reacción continuará en el interior húmedo.

*Efectos del medio ambiente.*

Los mayores efectos del medio ambiente en la ASR son la variación de la temperatura, el contenido de humedad y la exposición con sales solubles que penetren en el concreto (Hobbs 1988).

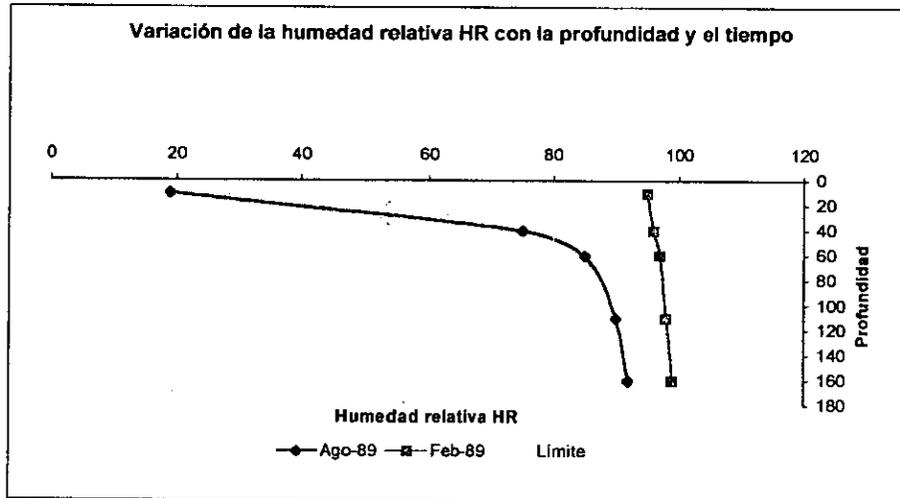


Figura 1.3.11 Variación de la humedad interna del concreto en diferentes estaciones (SHRP C 202 1989).

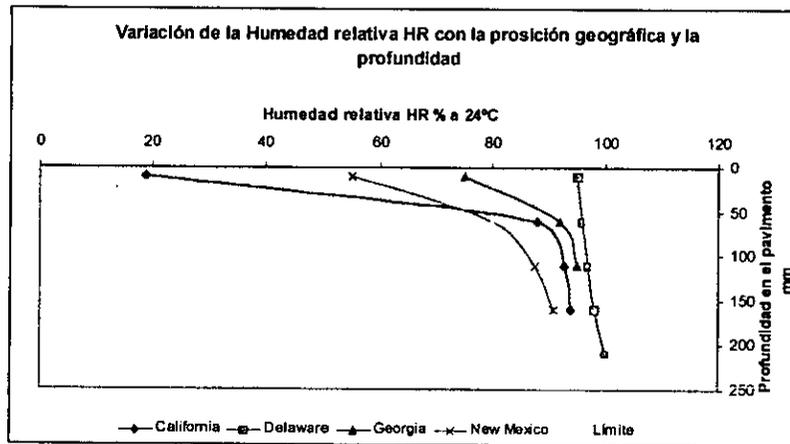


Figura 1.3.12. Variación de la humedad interna del concreto según la posición geográfica y la profundidad (SHRP C202 1989).

Las figuras 1.3.11 y 1.3.12 muestran la variación de la humedad relativa a 24°C medidos en pavimentos, considerando varias profundidades desde la superficie y en diferentes días del año y localizaciones geológicas con diferentes climas. Estos datos muestran que la humedad relativa es suficientemente alta ( $HR > 80\%$ ) como para sustentar una ASR en la mayor parte del pavimento localizado por debajo de la superficie del mismo, aún en el verano y en condiciones calurosas y desérticas

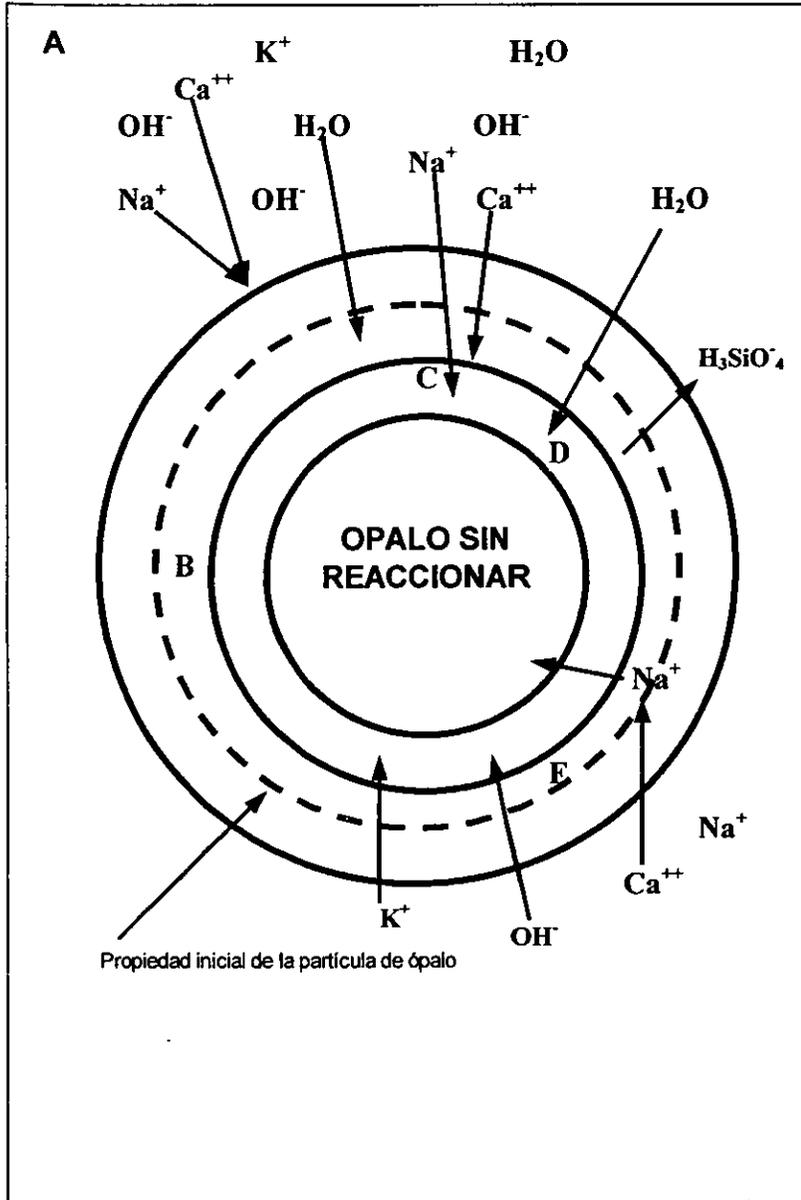
Aunque estos datos son reportados de estudios realizados en Estados Unidos, son evidencia convincente de que las condiciones de humedad son suficiente para producir una reacción álcali - agregado en la mayoría del concreto de pavimentos y estructuras. Solamente estructuras aisladas de fuentes de humedad incluyendo la humedad del subsuelo como los pisos de los puentes pueden secarse suficientemente como para impedir una reacción ASR.

### *La hipótesis de Powers' y Steinour*

Powers y Steinour (1995), examinaron las proporciones requeridas para una reacción no dañina y una dañina entre los álcalis del cemento, el calcio y el ópalo en morteros y concretos en términos del daño que la reacción de la sílice tiene en el contenido de álcalis en la solución de poro. Utilizando como muestra el ópalo, dado que había suficientes datos disponibles de expansiones de morteros hechos con este material. Las reacciones no dañinas fueron descritas como aquellas soluciones con contenidos de álcali y calcio que producen un gel con alto contenido de calcio, no expansivo. La superficie inicial producto de la reacción se asumió que se produce en la cercanía con el calcio y que tiene una composición descrita por los datos de equilibrio de Kalousek's (1994). El agua, álcalis y los iones hidroxilos penetran el ópalo para formar un compuesto expansivo álcali – sílice y para disolver la sílice, seguido por una reacción con los iones de calcio que regeneran algunos de los álcalis dentro de la solución.

Dado que el ópalo es poroso y relativamente permeable, las propiedades entre las zonas de reacción no se pueden definir tan cercanamente como se ilustra en la figura 1.3.13. La solución de poro sin ópalo puede tener composiciones que difieren de las que se encuentran en la pasta del cemento dependiendo de la separación entre la interfaz entre el cemento y el ópalo mientras la reacción se completa.

Powers y Steinour (1955) encontraron que el consumo progresivo de los álcalis reduce la concentración de éstos en la solución de poro, por lo que resultaba un incremento en la concentración del calcio provocando el aumento en el gradiente necesario para continuar aportando calcio a la interfaz de reacción para formar productos no expansivos. Esta reacción no dañina usualmente comienza y continúa sin expansión si la concentración inicial de álcalis no es mayor que la producida por cementos con contenidos de 0.6% como  $\text{Na}_2\text{O}$  equivalente. Para contenidos mayores de álcalis, partículas con insuficiente área superficial consumen pequeñas cantidades de álcalis de la solución por lo que la concentración de calcio permanece baja y la capa de reacción eventualmente se forma demasiado gruesa para que suficiente calcio sea suministrado a la reacción. Entonces se forma un gel expansivo provocando agrietamientos. Si la cantidad de sílice o su finura se incrementa suficientemente, el contenido de álcali de la solución se reduce rápidamente a niveles seguros por lo que no se produce expansión, formándose un gel con alto contenido de calcio mientras el álcali o la sílice reaccionan completamente.



A. Solución de poro en la matriz:  $\text{H}_2\text{O}$ ,  $\text{K}^+$ ,  $\text{Na}^+$ ,  $\text{Ca}^{++}$ ,  $\text{OH}^-$ ,  $\text{H}_3\text{SiO}_4$ .

B. Inicia la formación de gel no expansivo, el contenido de calcio depende de la concentración de  $\text{Na}^+$ .

C. Difusión a través del gel para reaccionar con el ópalo. Expansivo: si es bajo en  $\text{Ca}^{++}$ . Seguro: si es alto en  $\text{Ca}^{++}$ .

D. Para una reacción segura, el  $\text{H}_3\text{SiO}_4$  debe difundir hacia fuera para provocar espacios para la hidratación de los poros del gel con  $\text{H}_2\text{O}$ , el  $\text{Ca}^{++}$  y  $\text{Na}^+$ .

E. El  $\text{Na}^+$  es repuesto cuando  $\text{Ca}^{++}$  reacciona con el gel y libera  $\text{Na}^+$ .

Figura 1.3.13. Diagrama de la hipótesis de Powers' y Steinour (1955).

### 1.3.2 Carbonatación del concreto

El estudio del comportamiento del concreto se basa generalmente en la suposición de que el medio ambiente es aire que no reacciona con la pasta de cemento hidratado. Sin embargo el aire contiene  $\text{CO}_2$  el cual, en presencia de humedad reacciona con el cemento hidratado; el agente presente es ácido carbónico, pues el  $\text{CO}_2$  gaseoso no es reactivo. De los hidratos de la pasta de cemento, el que reacciona más fácilmente con el  $\text{CO}_2$  es el  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  siendo el producto de la reacción  $\text{CaCO}_3$ , pero también se descomponen otros hidratos, produciéndose sílice hidratado, alúmina y óxido férrico. La carbonatación por sí misma no causa deterioro del concreto pero tiene efectos importantes. Uno de éstos es la contracción por carbonatación. Con respecto a la durabilidad la importancia de la carbonatación descansa en el hecho de que reduce el pH del agua en los poros de la pasta de cemento Portland endurecido hasta un valor de 9, este proceso favorece la corrosión del acero de refuerzo (Ho y Lewis 1987).

El factor fundamental que controla la carbonatación es la difusividad de  $\text{CO}_2$  en la pasta de cemento endurecido, la cual es función del sistema de poros. Un factor que tiene gran influencia sobre la zona exterior es el historial del curado del concreto, un proceso deficiente dará por resultado una porosidad alta. Los efectos de la ausencia de curado inicial sobre la carbonatación persisten durante muchos años hasta el grado de dar por resultado una microestructura de la pasta de cemento endurecido en la zona exterior del concreto que facilita la difusión del  $\text{CO}_2$ . La carbonatación puede tener algunas consecuencias positivas. Puesto que el  $\text{CaCO}_3$  ocupa un volumen más grande que el  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  al cual reemplaza, la porosidad del concreto con carbonato se reduce. El agua liberada por el  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  puede ayudar a la hidratación del cemento sin hidratar hasta ese momento. Estos cambios son benéficos y dan por resultado dureza superficial, mayor resistencia en la superficie, permeabilidad superficial reducida, movimiento de humedad reducido y mayor resistencia a aquellas formas de ataque que se controlan por la permeabilidad. Por otro lado, la carbonatación acelera la corrosión del acero de refuerzo inducida por cloruros (Pickett 1947; Neville 1999).

### 1.3.3 Corrosión del acero de refuerzo

Se denomina corrosión a la degradación, o bien a la alteración de la integridad fisicoquímica de los materiales metálicos y no metálicos, por acción química o electroquímica en un medio ambiente dado. La corrosión química comprende el ataque por sistemas no electrolíticos, tales como gases y vapores a temperaturas que impiden su condensación sobre la superficie metálica o por líquidos no conductores de la corriente eléctrica. En presencia de un medio acuoso la corrosión es de naturaleza electroquímica, a este tipo de corrosión se le considera la más frecuente y resulta de la formación de multitud de zonas anódicas y catódicas sobre la superficie metálica.

La corrosión es en cierto sentido inevitable ya que la máquina de los metales (con excepción de los metales nobles) no existen como tales en la naturaleza, sino combinados con otros elementos químicos formando los minerales, como los óxidos, sulfuros, carbonatos, etc. Es necesario que el metal absorba y almacene una

determinada cantidad de energía para alcanzar el estado metálico, esta energía le permitirá el posterior regreso a su estado original a través de un proceso de corrosión, en este sentido se puede afirmar que la corrosión es metalurgia extractiva en reversa.

La clasificación más aceptada divide a la corrosión en general y localizada, dividiéndose a la segunda en macroscópica y microscópica. La corrosión uniforme es la forma más benigna de corrosión ya que el ataque se extiende en forma homogénea sobre toda la superficie y su penetración media es igual en todos los puntos. Ocurre por reacción química o electroquímica, y permite calcular fácilmente la vida útil remanente, pudiendo planearse la reposición en tiempo oportuno. El ataque localizado es mucho más peligroso ya que se sufren pérdidas en áreas discretas del metal. La corrosión localizada a su vez se divide en macroscópica y microscópica. La corrosión localizada macroscópica se divide en: Galvánica, por picaduras, erosión, fatiga, por disolución selectiva y en hendiduras. La microscópica se divide en: corrosión asistida por esfuerzo y en alta temperatura.

En la *corrosión bajo tensión* en ciertas condiciones pueden formarse grietas que ocasionarían fallas catastróficas al estar sujetos los materiales simultáneamente a un esfuerzo mecánico moderado y en un medio agresivo. La *corrosión galvánica* se presenta debido a la diferencia de potencial entre dos metales distintos en contacto y en presencia de una solución acuosa o bien de humedad. La corrosión por hendiduras es un ataque muy intenso, ya que el área afectada es relativamente pequeña presentándose en donde los materiales tienen discontinuidades geométricas, unión en perfiles metálicos, soldaduras mal aplicadas, pintura descascarada, suciedad, ranuras, empaques, etc. La *corrosión por picaduras* ocurre cuando los materiales son atacados muy localizadamente en forma de pequeños agujeros profundos que avanzan rápidamente. La *corrosión por fatiga* consiste de una pérdida de resistencia debida a esfuerzos periódicos.

En el caso de los pavimentos de concreto con juntas reforzadas se coloca acero de refuerzo liso en las juntas transversales y corrugado en las juntas longitudinales, pudiendo penetrar a través de la junta agua y/o humedad del medio ambiente iniciándose un proceso de corrosión electroquímica. Este proceso puede agravarse si en la humedad relativa hay presencia de cloruros, o si el concreto pierde su capacidad protectora por un proceso de carbonatación. Es necesario por lo tanto identificar los deterioros ligados a la corrosión para aplicar medidas correctivas a tiempo.

## 1.4 CARACTERIZACIÓN DE AGREGADOS

### 1.4.1 Definición y características de los agregados.

La arena, la grava, la piedra triturada, la escoria triturada, la piedra pómez y algunos productos manufacturados, constituyen los agregados para el concreto. En este apartado se dedicará la atención a la grava y la arena, utilizadas para la elaboración del concreto hidráulico (SCT 1984).

A los agregados que una vez ya disgregados se retienen en la malla de 3" (75mm.) se denominan fragmentos de roca; a los que pasan dicha malla y se retienen en la malla N°4 (4.75mm.) gravas; a los que pasan esta malla y se retienen en la malla N° 200 (.075m), arenas y a los que pasan esta última malla, finos, que corresponden a los limos y las arcillas (ASTM C 1995).

Normalmente se considera que los agregados son inertes, inactivos, es decir que una vez que se han incorporado en el concreto no entran ya en ninguna reacción física ni química dentro de la masa, (SCT 1984). Sin embargo, existen ciertos tipos de rocas y de minerales que bajo condiciones propicias de humedad y temperatura, reaccionan en el concreto endurecido y originan expansiones deletéreas que traen como consecuencia: grietas y desintegración mecánica del concreto. Detectar la presencia de elementos potencialmente reactivos dentro de los agregados es importante con el fin de producir un concreto de buena calidad y durable.

La calidad del agregado es muy importante, ya que corresponde aproximadamente a tres cuartas partes del volumen del concreto (70% a 85% en peso), influyendo notablemente en las propiedades del concreto recién mezclado y endurecido, en las proporciones de la mezcla y en la economía (Kosmatha 1992).

El agregado no sólo puede limitar la resistencia del concreto, sino que sus propiedades pueden afectar su durabilidad y desempeño. Deben ser partículas durables, limpias, duras, resistentes y libres de productos químicos absorbidos, recubrimientos de arcilla y de otros materiales finos que pudieran afectar la hidratación y la adherencia de la pasta de cemento. Se deberán ensayar antes de ser utilizados en el concreto.

En un principio, al agregado se le consideró un material inerte, no costoso, disperso en la pasta de cemento para producir un gran volumen de concreto. En realidad, el agregado no es inerte, pues sus propiedades físicas, térmicas y en ocasiones, químicas, pueden influir en el desempeño del concreto, por ejemplo, mejorando su durabilidad y estabilidad de volumen sobre los de la pasta de cemento (Neville 1999).

Los agregados se clasifican en dos tipos: agregados finos (arena natural o tratada) y agregados gruesos (grava o piedra triturada). A manera de síntesis, en la tabla 1.4 se relacionan las principales características de los agregados y los correspondientes aspectos del comportamiento del concreto en que ejercen mayor influencia, tanto para el caso del concreto recién mezclado como en estado endurecido.

### *Agregado Grueso.*

El agregado grueso debe ser petrográficamente aceptable en cuanto a dureza y tenacidad, debe ser químicamente inerte, libre de cualquier recubrimiento, tener granulometría y formas apropiadas, debe ser satisfactorio en términos físicos como en densidad y absorción.

Existen varias razones por las que se especifican los límites de la granulometría y el tamaño máximo del agregado. La granulometría y el tamaño máximo del agregado afectan las proporciones relativas de los agregados así como los requisitos de agua y cemento, la trabajabilidad, economía, porosidad, contracción y durabilidad del concreto (Kosmatha 1992).

La granulometría del agregado grueso va desde  $2\frac{1}{2}$ " hasta  $\frac{1}{4}$ ". Para tener mayor economía y durabilidad, el agregado debe estar bien graduado, ya que de esta manera se tendrá un concreto más denso, más fuerte y más impermeable, con contenido menor de cemento.

A mayor tamaño de la partícula de agregado será menor el área de superficie que se va a humedecer por unidad de masa (superficie específica). Así, al extender la gradación del agregado hasta su tamaño máximo, se disminuirá el requerimiento de agua en la mezcla; y para una manejabilidad específica y riqueza de la mezcla. La relación a/c puede reducirse; con el consiguiente incremento de la resistencia. Sin embargo, hay un límite al tamaño máximo del agregado, por encima del cual la disminución en la demanda del agua es contrarrestada por los efectos nocivos de una menor área de adherencia y la discontinuidad que introducen las partículas muy grandes.

En México, el tamaño máximo del agregado que se usa para la construcción de las carreteras de concreto hidráulico es de  $1\frac{1}{2}$ ". El departamento de transporte de Kansas se ha preocupado por la durabilidad del concreto, y ha establecido que el deterioro de la cuarteadura en "D" es causa de un agregado calizo y limitó el tamaño del agregado a 1" .

Es común que el tamaño máximo de la grava se limite en función de los espacios mínimos por donde deba desplazarse el concreto durante su colocación y compactación en la estructura. El código ACI 318 establece que el tamaño máximo nominal de la grava no debe exceder a la tercera parte del espesor de las losas en los pavimentos. Además, el comité ACI 211 en su informe 211.1(ACI 1999) indica que es aconsejable emplear el tamaño máximo de la grava más grande que sea compatible con estas limitaciones, porque con grava de mayor tamaño se requiere menor proporción de mortero en la mezcla de concreto, es decir, menos arena y pasta de cemento, criterio que sin embargo conviene acoger con cautela. En efecto, al aumentar el tamaño máximo de partícula en un conjunto de granulometría continua, disminuye la superficie específica del conjunto y se reduce el volumen total de vacíos entre las partículas. Una consecuencia de ello es que a medida que se incrementa el tamaño máximo del agregado en una mezcla de concreto, ésta requiere menos pasta de cemento para ocupar los vacíos que dejan los agregados.

Siempre se pretende que en las mezclas de concreto convencional de consistencia plástica, la curva granulométrica de la grava sea razonablemente continua; es decir, que aunque dicha curva exhiba inflexiones no se manifieste ausencia total de partículas en ningún intervalo. Esto se justifica porque para obtener mezclas de concreto que sean manejables y al mismo tiempo no segreguen con facilidad, es necesario que exista

continuidad en los diferentes tamaños de las partículas de grava en todo su intervalo dimensional.

Respecto a la forma de las partículas, conviene que sean lo más rugosas posible, es decir, que tengan un alto valor de fricción porque así se alcanza una buena adherencia con la pasta.

El agregado debe estar relativamente libre de partículas planas y elongadas. Estas partículas se deben evitar o al menos limitar a aproximadamente un 15% del peso total del agregado. La presencia de éstas partículas pueden dar lugar a una mezcla poco trabajable, difícil de mezclar y de colocar. Esto se debe a que por su forma son partículas débiles, con mucha tendencia a fracturarse. Desde el punto de vista de la composición óptima de los agregados pocos le han puesto atención a la influencia de la forma de la partícula (O'Reilly 1990) y la mayoría parte sólo de su composición granulométrica. La tabla 1.4.1 describe las principales características de los agregados que influyen en el concreto fresco o endurecido.

CARACTERÍSTICAS DE LOS AGREGADOS	ASPECTOS DE LOS AGREGADOS QUE INFLUYEN EN EL CONCRETO	
	Concreto fresco	Concreto endurecido
Granulometría	Manejabilidad Requerimiento de agua Sangrado	Resistencia mecánica Cambios volumétricos Economía
Limpieza (materia orgánica, limo, arcilla y otros finos indeseables)	Requerimiento de agua Contracción plástica	Durabilidad Resistencia mecánica Cambios volumétricos
Densidad (Gravedad específica)	Peso unitario	Peso unitario
Sanidad	Requerimiento de agua	durabilidad
Absorción y porosidad	Pérdida de revenimiento Contracción plástica	Durabilidad Permeabilidad
Forma de la partícula	Manejabilidad Requerimiento de agua Sangrado	Resistencia mecánica Cambios volumétricos Economía
Textura superficial	Manejabilidad Requerimiento de agua	Durabilidad Resistencia al desgaste Economía
Tamaño máximo	Segregación Peso unitario Requerimiento de agua	Resistencia mecánica Cambios volumétricos Peso unitario Permeabilidad Economía
Reactividad con los álcalis		Durabilidad
Módulo de elasticidad		Módulo de elasticidad Cambios volumétricos
Resistencia a la abrasión		Resistencia a la abrasión Durabilidad
Resistencia mecánica (por aplastamiento)		Resistencia mecánica
Partículas friables y terrones de arcilla	Contracción plástica	Resistencia mecánica Durabilidad Reventones superficiales
Coefficiente de expansión térmica		Propiedades térmicas

Tabla 1.4.1 Principales aspectos del concreto que son afectados por las características de los agregados.

Entre los atributos que permiten definir la calidad física de los agregados, tiene mucha importancia la sanidad (ASTM C 88) porque es un buen índice de su desempeño predecible en el concreto. La sanidad se describe como su aptitud para soportar la acción

agresiva a que se expone el concreto que los contiene, especialmente la que corresponde al intemperismo.

#### *Agregado Fino.*

Los agregados finos (arenas) deben estar libres de cualquier recubrimiento, deben ser satisfactorios en términos físicos, es decir, en cuanto a dureza, absorción, propiedades térmicas y elásticas. Desde el punto de vista químico deben ser estudiados para evitar el riesgo de reacciones álcali agregado.

La granulometría del agregado fino va de aquel diámetro que pasa la malla #4 y se retiene en la malla #100. Debe de estar libre de impurezas orgánicas que puedan reducir seriamente la resistencia del concreto, deben de estar libres de arcillas u otro material perjudicial más pequeño que pase la malla #100.

La composición granulométrica de la arena se determina cribándola por siete mallas, con lo cual se obtienen otros tantos grupos de partículas; y para hacer la evaluación de las proporciones en que resultan estos grupos, se utilizan dos medios:

1.- Se compara el porcentaje que representa cada grupo, con respecto a determinados límites establecidos empíricamente.

2.- Se calcula el llamado módulo de finura, que corresponde a la suma de los porcentajes retenidos acumulados en cada malla, dividida entre cien, y también se le compara contra ciertos valores extremos.

Para la aplicación del primer medio, es común considerar los límites granulométricos establecidos en la especificación ASTM 33. En cuanto al módulo de finura, la propia especificación señala como límites de tolerancia un valor mínimo de 2.3 y un máximo de 3.1, con el requisito adicional de que ningún grupo de partículas represente más del 45% del total.

El módulo de finura es un dato que se requiere y se utiliza con frecuencia para el diseño de las mezclas de concreto, por considerarlo un índice suficientemente aproximado de su granulometría.

#### Combinación de la grava y arena:

Después de establecer el tamaño máximo y la composición granulométrica de la grava, y determinar la granulometría de la arena, el siguiente aspecto por definir se refiere a la proporción en que deben combinarse la grava y arena, a fin de integrar la curva granulométrica de los agregados en conjunto. Tomando esto en cuenta, se considera adecuado y suficiente referirse a un solo criterio, que es el que procura la obtención del mínimo contenido de vacíos en los agregados combinados.

Una forma práctica de buscar el mínimo contenido de vacíos, consiste en determinar experimentalmente la variación del peso volumétrico compactado de los agregados combinados, conforme cambia la proporción relativa entre grava y arena, a fin de establecer la proporción que produce el máximo peso volumétrico, es decir, el mínimo contenido de vacíos.

Otro medio para determinar las proporciones de grava y arena que conviene utilizar, corresponde al procedimiento descrito en el informe ACI 211.1(1999). Conforme a éste, conociendo el tamaño máximo del agregado, el módulo de finura de la arena y el peso volumétrico de la grava compactada con varilla es posible establecer la proporción de la grava en la unidad de volumen de concreto.

#### *Porosidad y absorción de los agregados:*

La porosidad, la permeabilidad y la capacidad de absorción del agregado influyen en la adherencia con la pasta de cemento, en la resistencia del concreto al congelamiento y deshielo, en la estabilidad química, en la resistencia a la abrasión y en la gravedad específica. La absorción real de agua del agregado debe deducirse del requerimiento total de agua de la mezcla, para obtener la relación efectiva de a/c, que controla tanto la manejabilidad como la resistencia del concreto.

#### *Clasificación de formas y texturas:*

Los estudios realizados por varios autores concuerdan en que el procedimiento de elaboración de las mezclas de concreto está en dependencia de la característica de forma de los agregados y de su superficie. Esto significa que depende de su trituración, rugosidad, lisura, etc.(Lamond 1993).

Las características externas del agregado, en particular la forma de la partícula y la textura superficial, influye en las propiedades del concreto fresco y endurecido. Aunque la forma de cuerpos tridimensionales es difícil de describir, es conveniente definir algunas características geométricas de dichos cuerpos.

La redondez mide la angulosidad o agudeza relativa de las orillas y las esquinas de una partícula. La redondez real es consecuencia de la resistencia al desgaste y a la abrasión de la roca de origen, y al grado de desgaste a que ha sido sometida la partícula. En el caso del agregado triturado, la forma dependerá de la naturaleza del material de origen y del tipo de triturador y su proporción de reducción; es decir, la relación del tamaño inicial respecto al del producto triturado.

Otro aspecto de la forma del agregado grueso es su esfericidad, que se define como la función de la relación del área de superficie de la partícula a su volumen (superficie específica). La esfericidad se relaciona con la estratificación y la división de la roca original; se relaciona también con el tipo de equipo de trituración, cuando el tamaño de las partículas se ha reducido artificialmente. Las partículas con una alta proporción de área de superficie con respecto al volumen son de particular interés, ya que disminuyen la manejabilidad de la mezcla. Las partículas alargadas y escamosas son de este tipo. Las últimas pueden afectar negativamente la durabilidad del concreto, pues tienden a orientarse en un plano, en cuya parte inferior se forman huecos de aire y agua.

La clasificación por textura de la superficie se basa en el grado en que la superficie de la partícula es pulida u opaca, tersa o rugosa; el tipo de rugosidad también debe especificarse. La textura de la superficie depende de la dureza, del tamaño del grano y de las características del poro del material de origen (las rocas duras, densas y de grano fino, generalmente presentan superficies tersas con fracturas) (Neville 1999)

O'Reilly (1990) dice que para definir la forma de un sólido, es necesario describir la superficie que la limita exteriormente. Para geometrías simples, basta con un número finito de parámetros: ángulos y relaciones de longitud. Por el contrario, para un sólido cualquiera, es necesario una infinidad de parámetros. De esta manera se obtiene según los países, las disciplinas y los autores, una gran diversidad de definiciones, normas y hábitos, de acuerdo con la selección, medición y utilización de esos parámetros en número finito.

Existen métodos indirectos, cuyos principios plantean que la forma de los granos tiene influencia sobre las propiedades de un conjunto de granos, por tanto, basta medir una de estas propiedades siguiendo un procedimiento normalizado para evaluar, de modo indirecto, la forma media de los granos del conjunto. Tales métodos presentan un inconveniente fundamental, ya que la forma de los granos no es el único parámetro que interviene en las propiedades mecánicas de un material granular y una medición indirecta sólo reproduciría el efecto combinado de varios factores. Es importante agrupar esos parámetros en dos categorías: los que permitan medir la forma global y los que midan la angulosidad; se puede añadir una tercera categoría, relativa al estado de la superficie del grano.

#### *Materiales contaminantes:*

Existen diversos materiales que con frecuencia acompañan a los agregados, y cuya presencia es inconveniente por los efectos adversos que producen en el concreto. Los materiales más comunes son los finos indeseables (limo y arcilla), la materia orgánica, el carbón, el lignito, las partículas ligeras y los terrones de arcilla y otras partículas desmenuzables. Lo deseable es disponer de agregados completamente libre de estas materias perjudiciales, pero no siempre es factible, por lo cual se hace necesario tolerarlas en proporciones suficientemente reducidas para que sus efectos nocivos resulten pocos significantes.

Para determinar la proporción de finos con carácter arcilloso contenidos en la arena, es aplicable la prueba del equivalente de arena (ASTM D 2419), aunque la prueba no se aplique comúnmente en las especificaciones de agregados para concreto.

Para establecer el límite máximo permisible de contaminación con materia orgánica en la arena para concreto, se aplica la llamada prueba colorimétrica (ASTM C 40), la contaminación excesiva con estos materiales, básicamente en la arena, ocasiona interferencia en el proceso normal de hidratación del cemento, afectando la resistencia y durabilidad del concreto.

Además, hay fragmentos de materiales de calidad inadecuada que con cierta frecuencia se encuentran en los agregados, principalmente en los de origen natural. Entre dichos materiales inconvenientes cabe mencionar las partículas suaves y desmenuzables, como los terrones de arcilla y los fragmentos de roca alteradas, las partículas ligeras como las de carbón y lignito y las de rocas muy porosas y débiles.

## 1.5 SISTEMAS DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICA (SIG).

### 1.5.1 Definición y características principales de los SIG.

El término Sistema de Información Geográfica es relativamente nuevo; apareció a mediados de la década de los sesentas, pero si bien el término es nuevo, muchos de sus conceptos se conocen desde hace muchos años. Por ejemplo, el concepto de superposición de mapas, que es una de las importantes herramientas usadas en el análisis espacial del SIG, fue usado por el cartógrafo francés Louis-Alexandre Berthier hace más de 200 años. Él preparó y superpuso una serie de mapas para analizar el movimiento de tropas durante la guerra de independencia norteamericana, sin embargo la plena capacidad y beneficios de los modernos SIG no se lograron sino hasta el advenimiento de la computadora. Inicialmente fueron desarrollados en Estados Unidos y Canadá en diversos proyectos de universidades y centros de investigación para ser utilizados principalmente por entidades gubernamentales (Atenucci *et al.* 1991; Backhoff y García 1992).

No es hasta la década de los ochentas donde el uso de esta tecnología se hace más generalizado, utilizándose en muchos países originado por el mismo progreso y desarrollo tecnológico de las computadoras de escritorio y accesibilidad en cuanto a costos (Atenucci *et al.* 1991; Wolf y Brinker 1997).

En México, en un inicio su utilización obedeció más inquietudes personales que ha institucionales; sin embargo, su utilización se ha difundido con impresionante rapidez y actualmente su utiliza como herramienta de trabajo en instituciones como la CFE, INEGI, PEMEX, IMT, algunas empresas particulares e instituciones educativas (Backhoff y García 1992).

En lo que concierne a sistemas de gestión de la conservación, los primeros en advertir la necesidad de su conservación fueron los romanos, quienes debían administrar una compleja red consistente de distintos tipos de calzadas. Otro precursor y tal vez el iniciador de un sistema de gestión de pavimentos moderno, fue Pierre M. Jerome Tresaguet (1716-1796), inspector general de caminos de Francia desde 1775, él con el apoyo de Napoleón, generó el desarrollo de un sistema de caminos franceses y reconoció la necesidad de una conservación permanente de los mismos para que proporcionaran un servicio apropiado (Escario 1960). En Estados Unidos en 1920, se dio inicio a la organización de un esfuerzo de investigación en el área de los pavimentos con el fin de mejorar el diseño, la conservación y la construcción. La misión moderna de la gestión de pavimentos como se conoce actualmente nace de un estudio de la American Associate State Highway Officials (AASHO) en 1966 a través de un programa de investigación, "National Cooperation Highway Research Program" (NCHRP), con la idea de extender los resultados de la famosa prueba AASHO realizada en Ottawa, Illinois, entre 1958 y 1961. Hass y Hudson (1978) en su libro *Pavement Management System*, introdujeron definitivamente este concepto en la ingeniería vial (Hass y Hudson 1993).

*Se considera a un sistema de gestión de pavimentos como el conjunto de operaciones que tienen como objetivo conservar por un período de tiempo las condiciones de seguridad, comodidad y capacidad estructural adecuadas para la circulación, soportando las condiciones climáticas y del entorno de la zona en la que se ubica la vía. Todo lo anterior minimizando los costos económicos, social y ecológico. En una sociedad*

intensamente motorizada se pone de manifiesto la necesidad de disponer de información sobre el estado de las vías y un plan de acción de conservación que permita la prevención y corrección de deterioros oportunamente. Carmichael y Zaniewski (1987), hablaron acerca de los requerimientos para llevar a cabo la recolección de datos para un sistema de gestión de pavimentos. La gestión de pavimentos identifica las mejores estrategias priorizándolas para su implementación (Hudson *et al.* 1987). Schiessler (1992) desarrolló un esquema de deterioro de un pavimento en el tiempo el cual se muestra la forma general en que se deterioran los pavimentos en él se puede observar que los primeros años el deterioro es lento; sin embargo, existe un umbral en el cual el deterioro es acelerado, llegando rápidamente el término de la vida útil del camino.

De acuerdo con Hass (1993) para conseguir un sistema adecuado de gestión es útil considerar algunos aspectos que son esenciales como: posibilidad de utilizarse fácilmente, actualizar datos y modificarse con nueva información, capacidad para analizar diferentes alternativas, e identificar la óptima de acuerdo con criterios racionales y cuantificables, y posibilidad de tener retroalimentación para conocer las consecuencias de las decisiones tomadas.

El análisis de la información obtenida durante las evaluaciones puede ser procesada mediante el desarrollo de un sistema de información geográfica, el cual puede definirse como un sistema de información computarizado, diseñado para trabajar con datos referentes a coordenadas geográficas o espaciales consistente en una base de datos computarizada para la captura, almacenamiento, análisis y despliegue espacial de datos en mapas o planos de las zonas estudiadas (Holt y Grambling 1992). El SIG puede ser usado como una plataforma en la que el sistema de gestión de pavimentos puede ser construido y operado (Simkowitz 1990).

En 1990 se edita la "AASHTO Guidelines for Pavement Management System" (AASHTO 1990). Uno de los indicadores de la condición de un pavimento es el Índice de Serviciabilidad Presente desarrollado durante la prueba AASHTO, el cual consta de una escala de evaluación de 0 a 5, denotando el cinco una superficie perfecta, mientras que cero significa intransitable.

El levantamiento detallado de deterioros se desarrolló de acuerdo a la metodología propuesta por SHRP (1993), con modificaciones para considerar criterios relacionados con la durabilidad de los pavimentos de concreto como corrosión del acero de refuerzo de las juntas, carbonatación y reacciones AAR. Entre los sistemas de gestión existentes se encuentra el modelo del Banco Mundial, Highway Design and Maintenance Standards Model HDM la versión III del modelo fue liberada en 1987, y se ha estado desarrollando la versión HDM-4 que incluye pavimentos de concreto hidráulico. Apenas en 1998 salió la versión HDM-4 considerándose por primera vez la evaluación de este tipo de pavimentos.

La versión HDM III utiliza, para predecir el efecto que tiene la condición del camino en los costos de operación, las relaciones de deterioro y los efectos de mantenimiento de caminos los cuales fueron desarrollados basándose en estudios de largo plazo.

Existen algunas limitaciones en los modelos utilizados para calcular los costos de operación y para predecir los efectos de las acciones de mantenimiento incluidos en el sistema de gestión de pavimentos denominado HDM III, por ejemplo: la tecnología de los vehículos y sus neumáticos incluidas en el modelo de costos de operación son diferentes a la de los vehículos modernos. Algunas componentes de costo son modeladas en forma

muy simplista; HDM-III no considera congestión, efectos ambientales o seguridad en el tránsito. El modelo utilizado para predecir efectos del mantenimiento no incluye todos los tipos de pavimentos o tratamiento de mantenimiento comúnmente encontrados en los países desarrollados o en vías de desarrollo, y tampoco incluye los pavimentos de concreto hidráulico.

HDM-III no considera los efectos que puede tener la textura del pavimento (FICEM 1996). El HDM ha sido desarrollado para redes viales de carreteras y el análisis de la información para vías urbanas tiene algunas características propias, que hacen que los sistemas de gestión de cada uno presenten diferencias entre las que se cuentan: estructura organizacional, personal, impactos producidos por la conservación, disponibilidad de recursos, importancia relativa de las mediciones, posibilidad de realizar mediciones, y limitaciones de acciones a realizar.

Otro sistema generado con base en estudios en Sudáfrica se denomina: sistema de mantenimiento y diseño (MDS), fue desarrollado para promover estrategias de mantenimiento de caminos no pavimentados (Gaete y Visser 1990).

Un SIG almacena información del mundo real como una colección de capas temáticas vinculadas por su ubicación espacial (georreferenciada). Dichas capas temáticas se integran por datos tabulares tal y como se manejan en una hoja electrónica o una base de datos común. Cada tema de interés como calles, tipos de suelos, ríos o arroyos, industrias

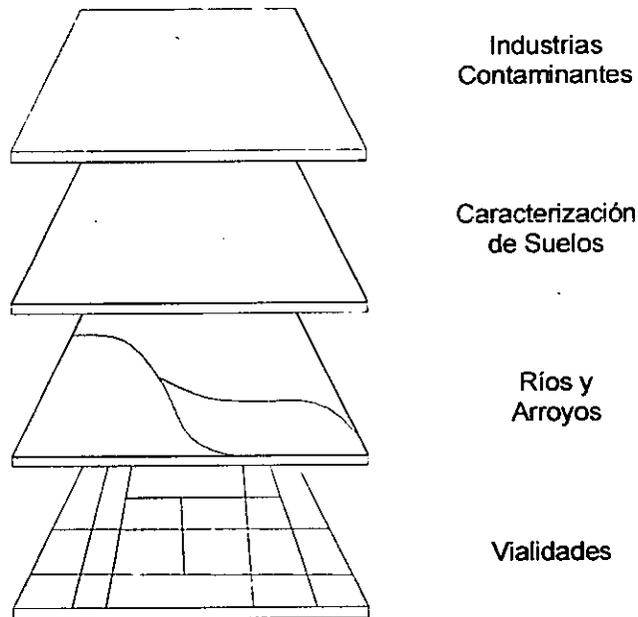


Figura. 1.5.1. Capas temáticas con correspondencia de coordenadas.

que emiten contaminantes, etc. se corresponde con una tabla que contiene datos específicos (ver figura 1.5.1). Adicionalmente cada capa temática también contiene toda la información gráfica que permite modelar los elementos del mundo real.

Un SIG utiliza para trabajar dos modelos para representar al mundo real; estos son el modelo con base en vectores y el modelo raster. En general en el modelo con base a vectores se utiliza para representar datos discretos, tal es el caso de la mayoría de los elementos que componen a la infraestructura urbana y suburbana.

Para el diseño de un sistema de gestión de base de datos, existen diversos modelos (Korth y Silberschatz 1991; Viascas 1997). En los SIG el modelo más utilizado es el de entidades relacionadas (E/R) cuyo principio se basa en almacenar la información en una colección de tablas (entidades) y relacionarlas a partir de campos o columnas comunes entre ellas (ver figura 1.5.2).

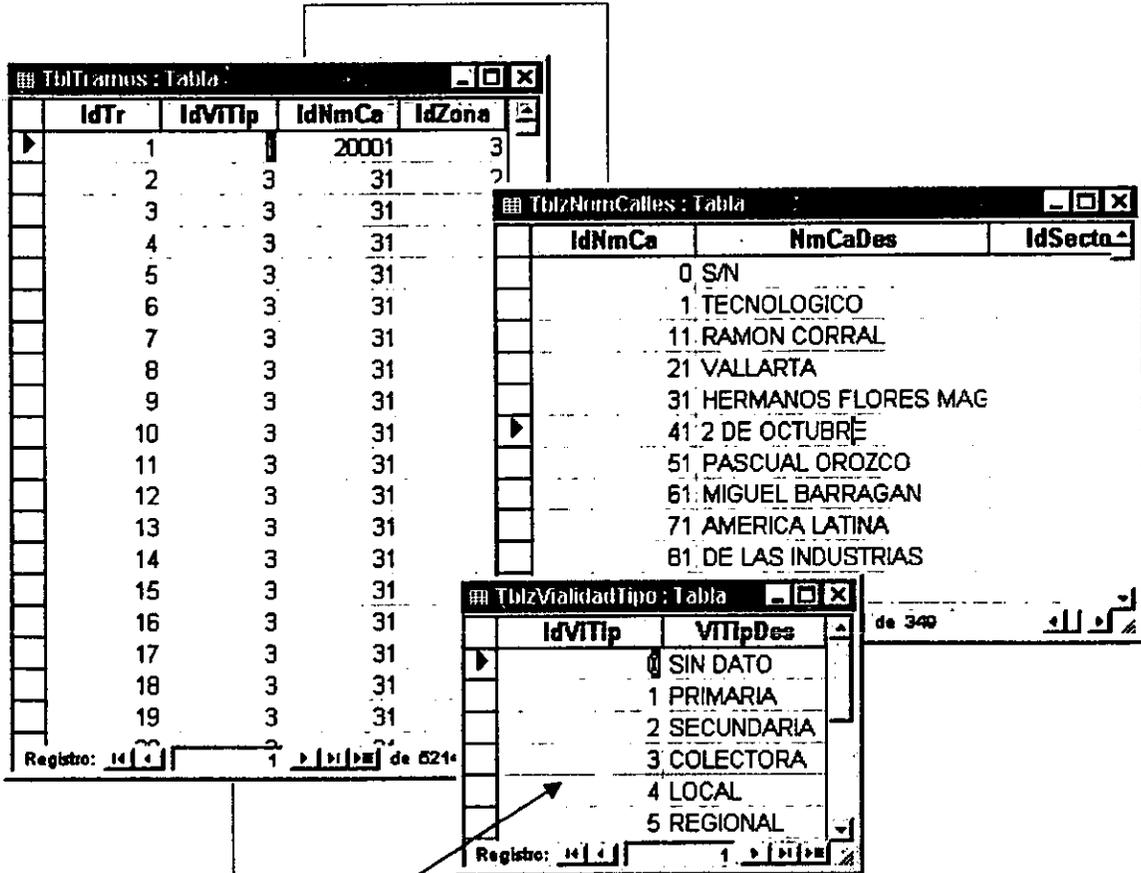


Figura 1.5.2 Entidades de tablas relacionadas.

El modelo (E/R) se basa en la relación entre tablas a partir de campos en común que definen la clave principal y única de cada tabla, de manera similar a lo que es una hoja electrónica y previamente esquematizado en la figura. 1.5.2.

*Vinculación entre la base de datos gráfica y no gráfica dentro del SIG.*

Al trasladar la base de datos gráfica, de la red de estudio (mapa de vialidades), hacia dentro del sistema de información geográfica, se realiza una tarea que todos los SIG poseen. Dicha tarea consiste en proponer así como asociar o ligar automáticamente una tabla de datos no gráficos a la base de datos gráfica.

## **CAPITULO II. METODOLOGÍAS DE EVALUACIÓN PROPUESTAS Y DESARROLLO EXPERIMENTAL DE CADA UNA.**

### **2.1. METODOLOGÍA EXPERIMENTAL PARA EVALUACIÓN REGIONAL DE AGREGADOS.**

#### **2.1.1. Descripción de la metodología general de caracterización.**

En el desarrollo de la metodología para caracterización física y química de agregados considerados en el diseño del concreto hidráulico para pavimentos rígidos, intervinieron dos factores, la interrelación de los aspectos importantes del estado de Chihuahua y las pruebas consideradas para medir las propiedades físicas y químicas de los agregados. Esta metodología se presenta esquematizada en la figura 2.1.1 y haciendo referencia a la misma, enseguida se hace una explicación de los pasos que se siguieron:

1. En lo referente a la interacción de los aspectos importantes del estado de chihuahua, se consideraron como tales: población, fisiografía, geología, ríos, clima, temperatura media anual y heladas
2. La población, por ser un indicativo del desarrollo del estado y por ser la que requiere que se le mejoren los servicios públicos, entre ellos los pavimentos de concreto hidráulico, se consideró fundamental para definir los sitios de muestreo.
3. Se eligieron los municipios que presentan mayor población en el estado y se interrelacionan con cada uno de los demás aspectos, con el fin de que los sitios seleccionados al final pudieran contener representatividad de todos los aspectos mencionados.
4. De esta interrelación resultan los municipios seleccionados.
5. Una vez definidos los municipios donde se realizó el estudio, la ubicación de los bancos de materiales de agregados se hace mediante una investigación de campo entre las siguientes instituciones: la Secretaría de Obras Publicas y Transportes de Gobierno del Estado de Chihuahua, la Facultad de Ingeniería y los habitantes de la región, resultando así, la elección de los sitios específicos para hacer el muestreo.
6. En lo que respecta a la caracterización física y química de agregados, en un principio se hizo una revisión exhaustiva de la literatura para conocer los compuestos que se consideran como capaces de producir reacciones deletéreas en el concreto, y que pueden afectar la durabilidad de los agregados.
7. Se estableció la necesidad de una revisión de las normas vigentes sobre pruebas de calidad en agregados para concreto hidráulico en pavimentos rígidos, analizando las propuestas en: la American Society for Testing and Materials (ASTM), las de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) y las Normas Mexicanas (NMX's).
8. También se requirió hacer una revisión de las pruebas que se realizaban de rutina en los laboratorios que hubiera en la localidad y la región norte del país, referentes al control de calidad de agregados empleados en la elaboración del concreto hidráulico para pavimentos rígidos, así como de las posibilidades de realizar nuevas pruebas que si bien no las llevaban a cabo hasta la fecha, eran necesarias para el estudio por el objetivo planteado. Esto se hizo vía encuesta directa entre personal de la Facultad de Ingeniería de la UACH, dependencias de Gobierno (SCT y Gobierno del Estado), empresas privadas locales y regionales e Instituciones educativas y de Investigación.

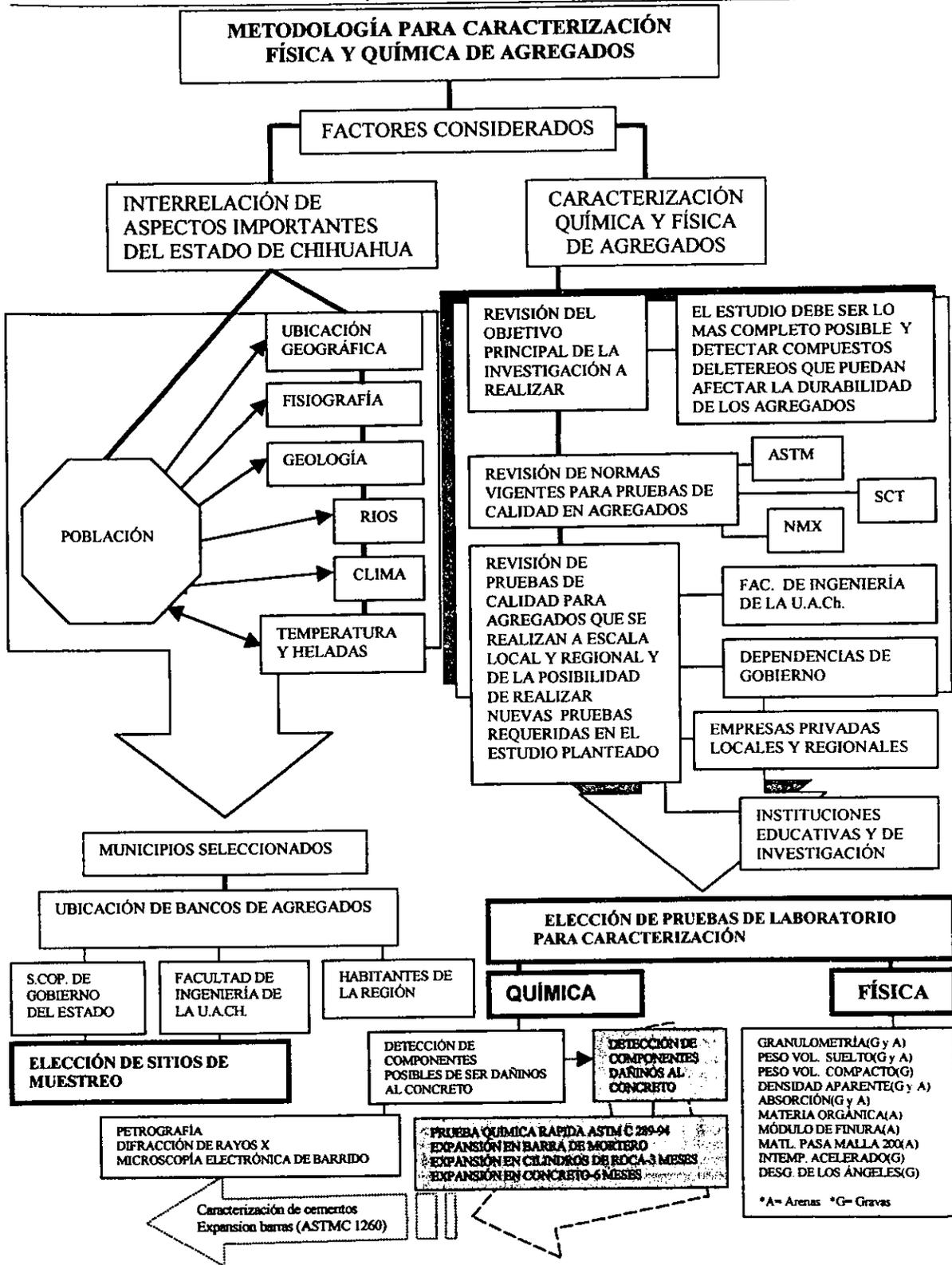


Figura 2.1.1. Metodología para caracterización física y química de agregados.

9. De lo anterior resultó la elección de las pruebas de laboratorio para caracterización física y química de agregados.

**2.1.2. Procedimiento para seleccionar sitios de muestreo.**

Partiendo de la consideración de que un municipio con más de 30,000 habitantes tiene el suficiente potencial de desarrollo como para contar en corto o mediano plazo con pavimentos de concreto hidráulico se procedió a seleccionar los municipios con igual o mayor número de habitantes.

Los municipios que cumplen con esta restricción son los que se muestran en la tabla 2.1.1 y la figura 2.1.2, por lo cual, al menos estos municipios deben incluirse en el estudio.

CLAVE	MUNICIPIO	POBLACIÓN (No. de habitantes)
37	Juárez	1,010,533
19	Chihuahua	627,187
17	Cuauhtemoc	120,228
21	Delicias	110,865
32	Hidalgo. Del Parral	98,372
50	Nuevo Casas Grandes.	53,982
11	Camargo	46,320
29	Guadalupe y Calvo	42,865
31	Guerrero	40,141
36	Jiménez	39,712
27	Guachochi	39,288
45	Meoqui	38,147
40	Madera	34,608
62	Saucillo	31,026

Tabla 2.1.1. Municipios de Chihuahua, con más de 30,000 habitantes.

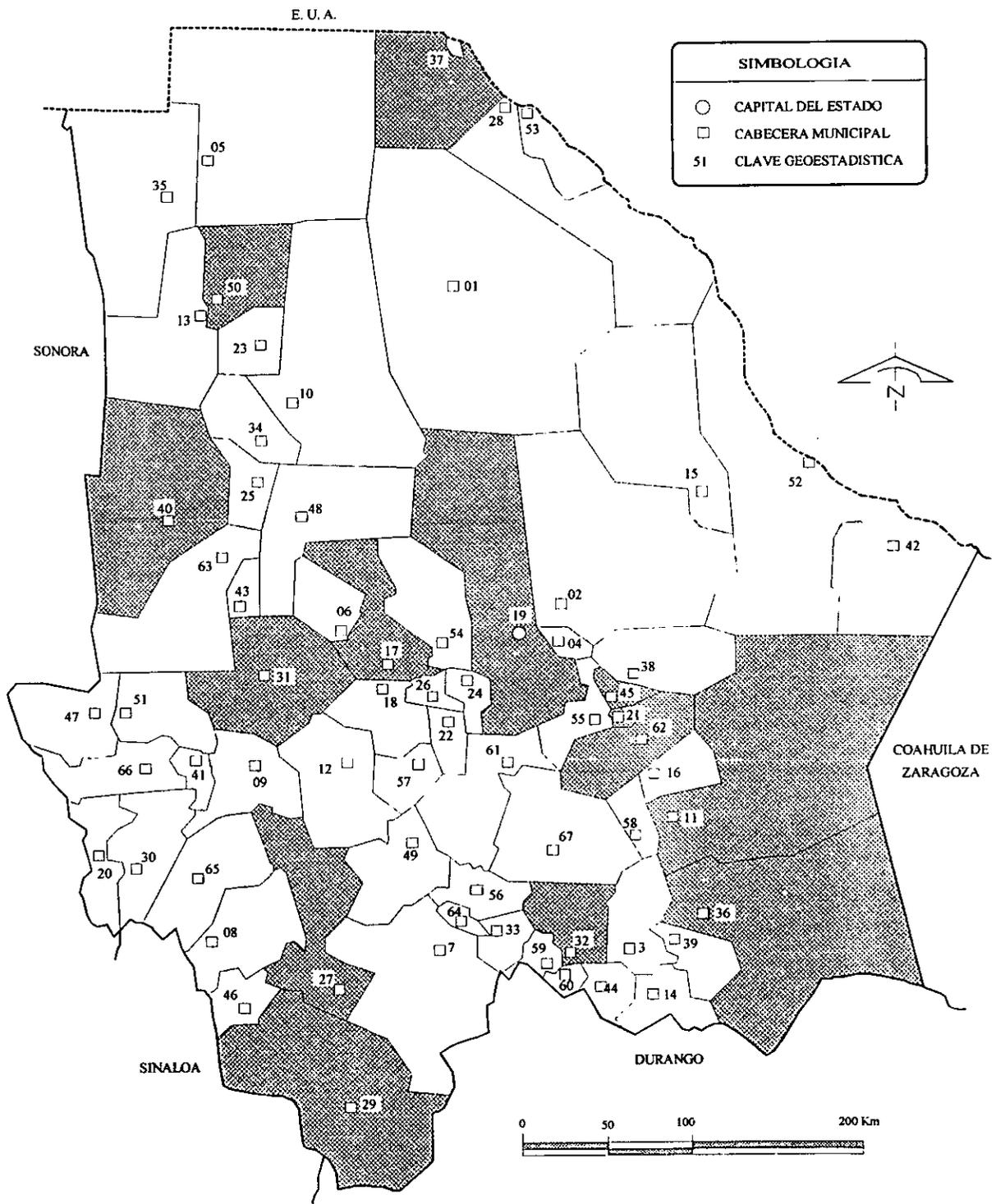


Figura 2.1.2 Municipios del estado de Chihuahua que tienen una población mayor de 30,000 habitantes.

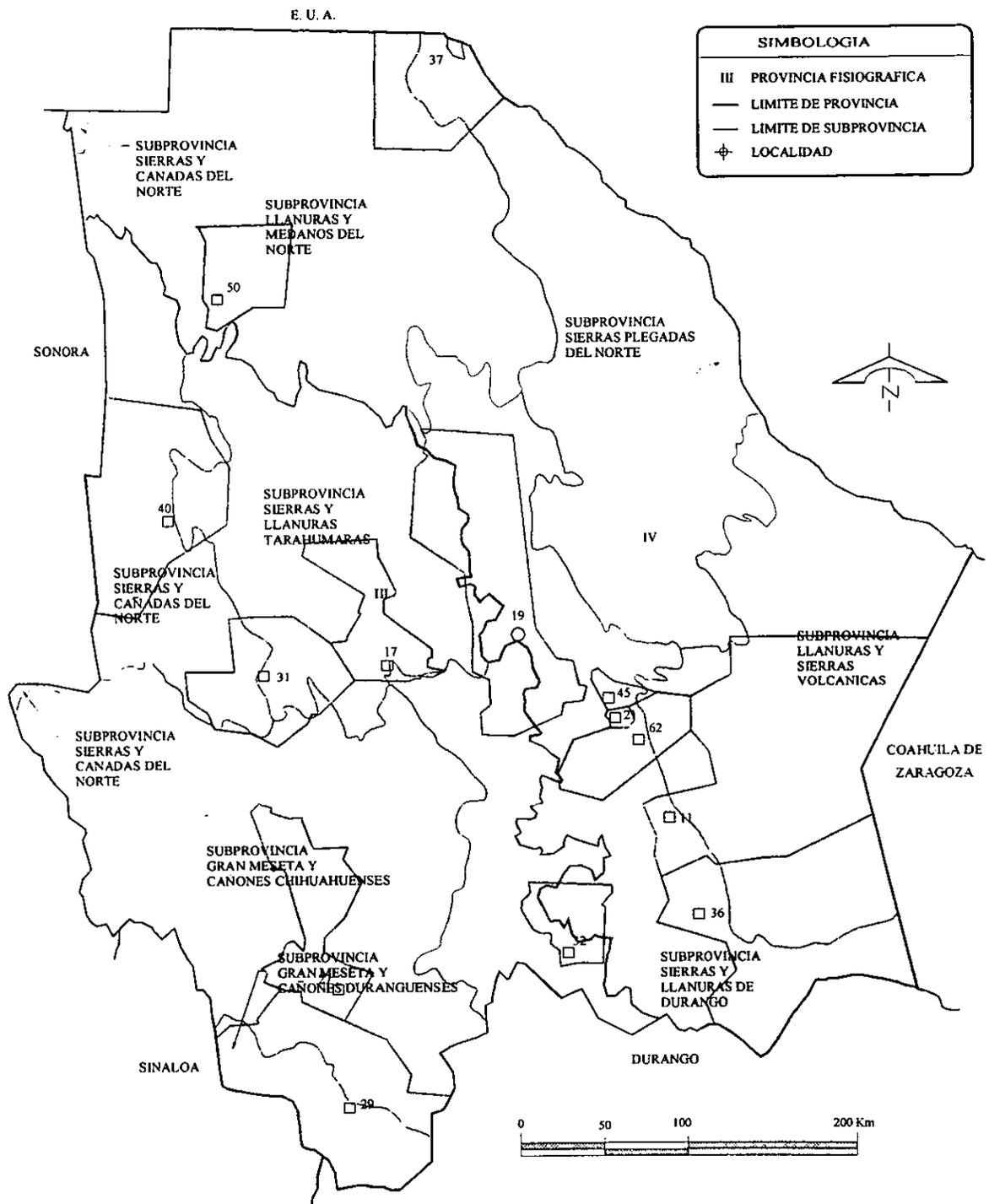


Figura 2.1.3 Interrelación de los municipios con población mayor de 30,000 habitantes y las regiones fisiográficas del estado de Chihuahua.

### *Población y Fisiografía.*

La fisiografía representa las formaciones montañosas del estado, las cuales tienen una altura que varía de 440 a 2348 m de altura sobre el nivel del mar. Esto influye en el clima, y en el aporte de agregados proveniente de los ríos que nacen en las montañas.

El estado de Chihuahua se divide en dos provincias fisiográficas, divididas a su vez en 9 subprovincias. La provincia III Sierra Madre Occidental se divide en 5 subprovincias: Sierras y Cañadas del Norte, Sierras y llanuras Tarahumaras, gran meseta y Cañones Chihuahuenses, Sierras y Llanuras de Durango, Gran Meseta y Cañones Duranguenses. La Provincia IV Sierras y Llanuras del Norte se divide a su vez en subprovincias: Llanuras y Medanos del Norte, Sierras Plegadas del Norte, Del Bolsón de Mapimí, y llanuras y Sierras Volcánicas. Además, se presenta la interrelación con los municipios de mayor población en el estado de Chihuahua, como se puede observar en la figura 2.1.3 todas las subprovincias fisiográficas quedan representadas en los municipios con mayor población.

### *Población y Geología.*

La influencia del origen geológico de los agregados en el comportamiento ingenieril es particularmente importante en el caso de la elaboración de concreto hidráulico. En el estado de Chihuahua hay fundamentalmente dos fuentes de abastecimiento de agregados: los de río de origen ígneo de gran dureza, muy resistentes, y los provenientes de bancos de materiales de formaciones de roca caliza. Los primeros se utilizan en lugares de la sierra donde los bancos de materiales que existen tienen el mismo origen geológico, pero por su gran dureza no resulta económica su explotación, además de que por su misma naturaleza son más heterogéneos. Los de origen sedimentario son preferibles para explotar pues tienen una dureza de alrededor de 3 lo que los hace económicamente factibles, en general cumplen con la calidad especificada y tienen afinidad para reaccionar químicamente con el cemento, y se emplean en Chihuahua y Ciudad Juárez principalmente.

Existen formaciones de roca ígnea de manera masiva, al este, noroeste, centro y sudoeste del estado y de manera más aislada al oeste, representando el 43% de la superficie estatal. Las formaciones de roca sedimentaria se ubican al norte, noreste, centro y este abarca una superficie del 19% y un 70% corresponden a rocas calizas. El 39% restante corresponde a Suelo (INEGI 1997).

En la figura 2.1.4 se muestra la interrelación de los municipios con mayor población del estado de Chihuahua y su geología. Se puede observar que están representadas formaciones de rocas ígneas y de rocas sedimentarias.

### *Población y Clima.*

El clima es de suma importancia en el estudio de los pavimentos debido a que estos estarán expuestos directamente a las inclemencias del clima durante su vida útil, por ello resulta imprescindible considerarlo, pues influye en el comportamiento de los agregados, tanto, desde que se encuentran en su estado natural hasta cuando forman parte del concreto hidráulico.

Existen en el estado de Chihuahua doce diferentes climas, indicados en la figura 2.1.5, especificando su simbología y el porcentaje de la superficie estatal que representan, donde podemos observar que los climas predominantes son, de mayor a menor representación en el estado: muy seco templado(Bwk), semiseco templado(BS1k), muy seco semicálido(BWh), templado subhúmedo con lluvias en verano(Cw), semifrío subhúmedo con lluvias en verano(C(E)(w)), seco templado(BSk), y seco semicálido(BSh); los cuales son los que aparecen en la figura 2.1.5; en el que están esquematizados de la

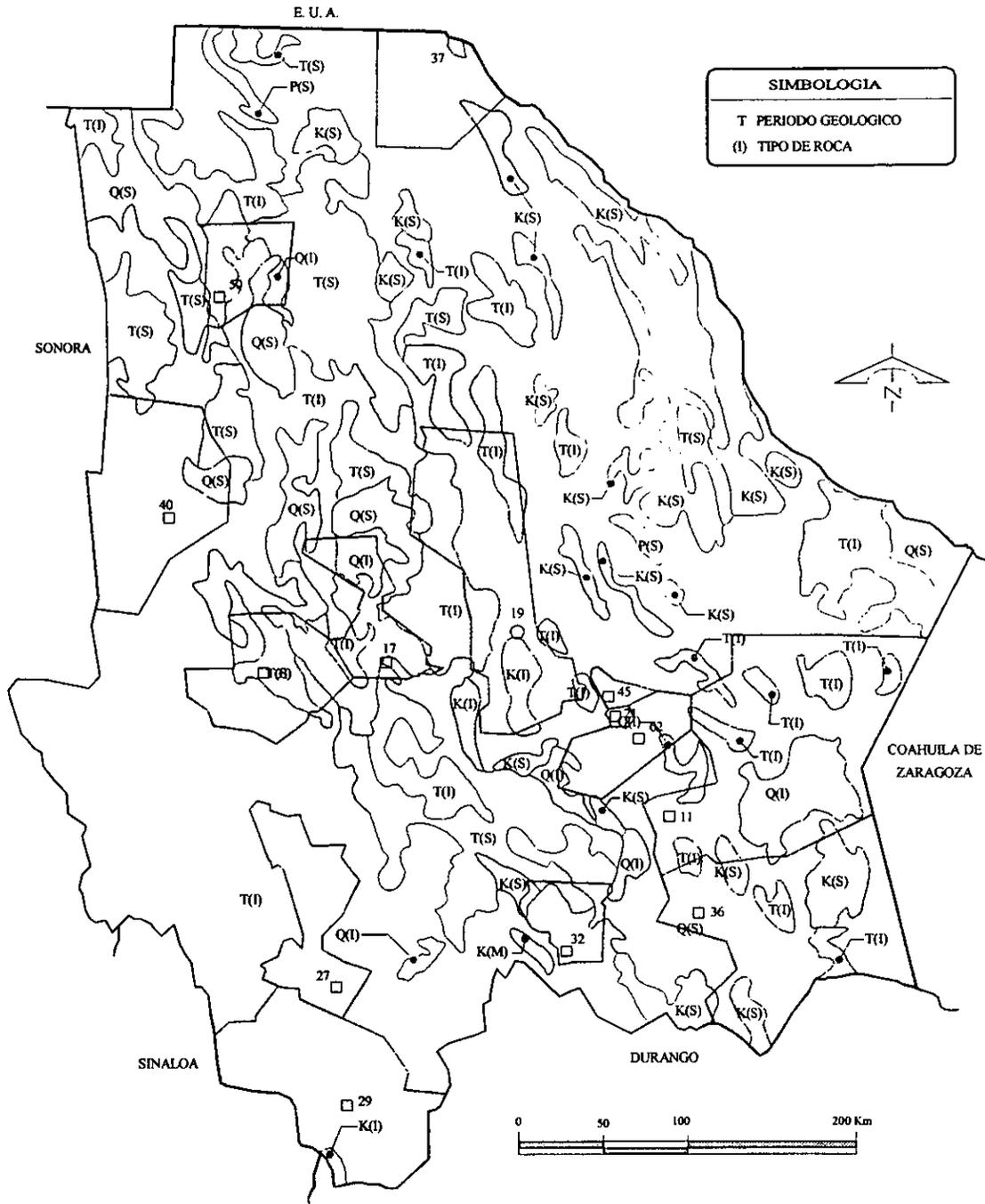


Figura 2.1.4 Interrelación de los municipios con mayor población del estado de Chihuahua con la geología del mismo.

siguiente manera, el clima dominante(BWk), se extiende al norte del estado, en una zona desértica y semidesértica y enseguida, hacia el este, el BW<sub>h</sub>, en una zona de características similares, hacia abajo, en una franja diagonal, de noroeste a sudeste, el clima BSk, siguiéndole en el mismo alineamiento, hacia el oeste, el clima BS1<sub>k</sub>, al oeste del estado, el clima C(EX<sub>w</sub>), al sudoeste, los climas BSh y C(w).

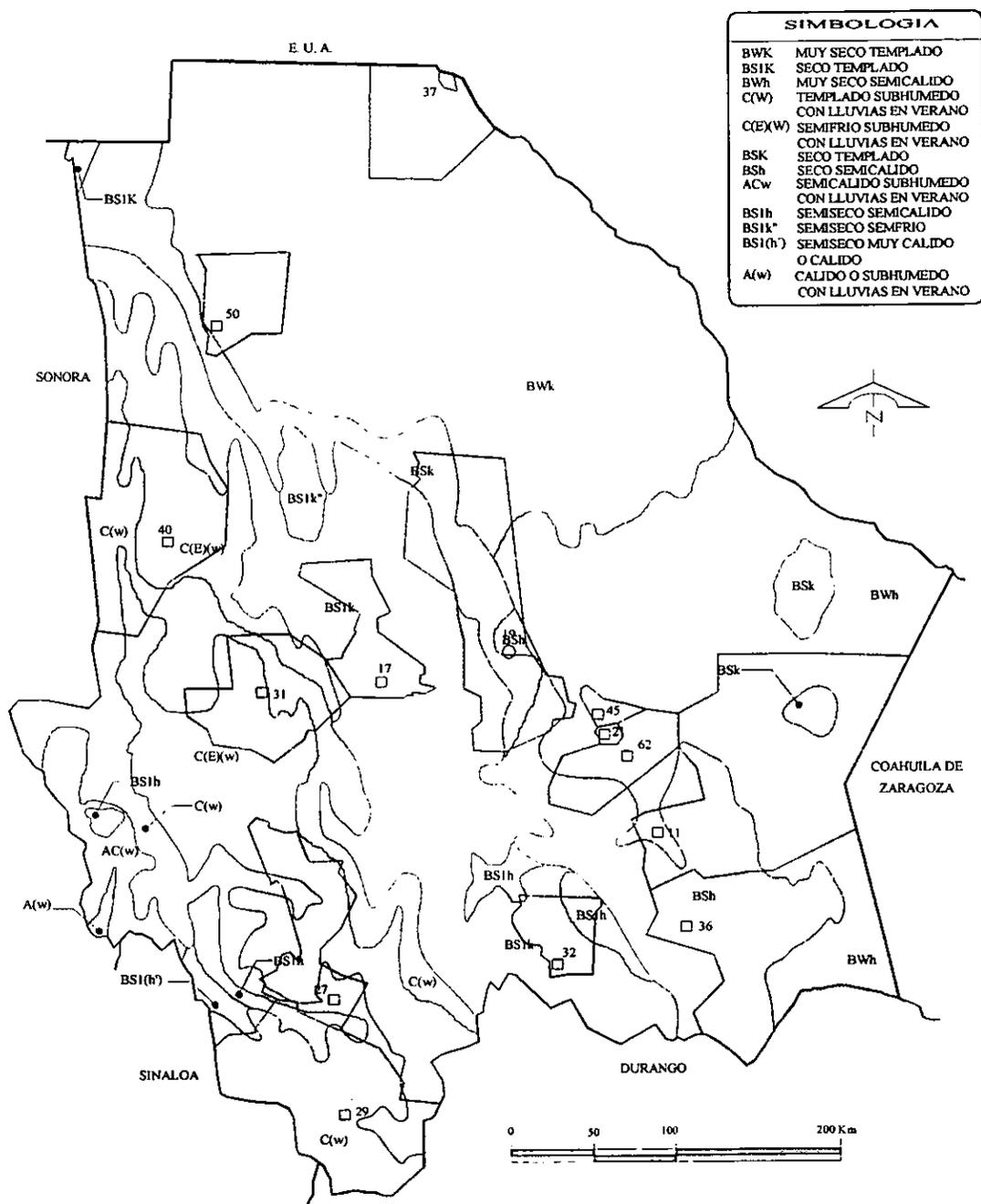


Figura 2.1.5. Interrelación de los municipios con mayor población del estado de Chihuahua y los climas del mismo.

En la figura 2.1.5 se presenta la interrelación de los municipios con mayor población del estado de Chihuahua y sus climas. En esta figura se puede observar que los climas que

ocupan la mayor proporción en el estado, se encuentran representados dentro de los municipios que se consideran también como representativos, los cuales se describen en la tabla 2.1.2.

TIPO O SUBTIPO DE CLIMA	SIMBOLOGÍA	% DE SUPERFICIE ESTATAL.
Templado subhúmedo con lluvias en verano.	C(w)	13.36
Semifrío subhúmedo con lluvias en verano.	C(E)(w)	10.25
Semiseco templado.	BS1k	15.70
Seco semicálido.	BSh	6.15
Seco templado.	Bsk	9.03
Muy seco semicálido.	BWh	14.60
Muy seco templado.	BWk	25.88

Tabla 2.1.2 Climas con mayor proporción de superficie en el estado de Chihuahua.

*Población y Temperatura media anual y heladas.*

Los cambios de temperatura son de gran importancia para los pavimentos de concreto hidráulico por sus efectos de contracción y dilatación, que inducen agrietamientos prematuros influyendo en su durabilidad, reduciendo su vida útil.

Por efecto de las heladas el agua se solidifica, y adquiere mayor volumen y si esto ocurre en una grieta, puede ocasionar que la misma se haga más grande. Este fenómeno puede ocurrir en el agregado (grava y arena) en su estado natural o ya que forma parte del concreto y también entre la unión de los agregados, en el mortero. Otro efecto sucede en el concreto fresco, ya que al ocurrir la helada, se congela el agua antes de que endurezca, separando los agregados y el cemento e impidiendo su reacción química.

Chihuahua se caracteriza por su temperatura fría la mayor parte del año, siendo uno de los estados donde ocurren más heladas en México. En INEGI (1997) se presenta un registro de 43 estaciones de aforo, distribuidas en 16 municipios del estado de Chihuahua, de temperaturas medias anuales, máximas, mínimas y promedio, y de heladas medias anuales, en días por año y en promedio. Se presentan los datos por estación de aforo como por municipio y como dato complementario, la altura media sobre el nivel medio del mar de cada estación de aforo. El promedio de la temperatura media anual varía de 11.3°C, que es el mínimo y se presenta en Bocoyna y el máximo, de 21.3°C, en Meoqui; también se puede apreciar que las regiones más frías del estado se localizan al oeste y sur, y las menos frías al este; mientras que al centro y norte se presentan las intermedias que oscilan entre 16 y 19°C. Corroborando lo anterior, las estadísticas del mismo registro nos marcan, que el mayor número de heladas ocurre en Bocoyna, con un promedio de 244 días al año, correspondiente a un porcentaje de 68.8%, siendo similares Guachochi, Temósachi y Gómez Farías, con 62.8, 62.2 y 60.1% respectivamente, siguiéndole Guerrero, Cuauhtémoc y Gpe. y Calvo, con 56.1, 53.6 y 53.1%, mientras que en Saucillo, Jiménez, Camargo, Delicias, Meoqui y Parral, las heladas varían de 30.7 a 35.3% y en Chihuahua y Juárez, 35 y 40.4%.

Interrelacionando los municipios con mayor población y la temperatura media anual, lo que se esquematiza en la figura 2.1.6 se puede observar que las diferentes temperaturas están dentro de los municipios con mayor población.



concreto hidráulico, para ello se realizó una investigación de campo en: la Facultad de Ingeniería de la UACH, la Secretaría de Obras Públicas de Gobierno del estado de Chihuahua, elaborando con base a la información obtenida un croquis donde estaban ubicados los bancos de materiales en uso actualmente.

*b. Elección de los sitios de muestreo.*- Posteriormente al tener localizados, por croquis, los bancos de materiales, se hizo un itinerario para la realización del recorrido y el muestreo de materiales, siendo muy valiosa la cooperación de los ingenieros residentes de Gobierno del estado en las diferentes regiones visitadas, así como la colaboración de los habitantes de la región, pues gracias a su orientación y ayuda se pudieron localizar los sitios específicos para realizar el muestreo

Al realizarse el muestreo en los sitios seleccionados, se supo que el material que se extraía de los mismos lo transportaban a otros municipios que no contaban con bancos de materiales propios, por lo que había un radio de influencia alrededor de algunos de los municipios considerados, de tal forma que la zona que abarca el estudio se amplió, de 18 a 39 municipios, tal como se muestra en la figura 2.1.7. En esta figura están representados los municipios seleccionados, los que no cuentan con bancos de materiales pero que se surten de los primeros y los que no comprendió la investigación. Los números en los municipios son claves que se pueden encontrar en la tabla 2.1.3, en esta aparecen achurados los municipios en los que se efectuó el muestreo.

*c. Bancos de materiales.*- Los bancos de agregados estudiados en total son 27, de los cuales 19 son de grava-arena, 3 de grava solamente y 5 solo de arena y debido a que deben estudiarse por separado la grava y la arena, resultaron 46 muestras a estudiar, de las cuales 22 son de grava y 24 de arena. En la figura 2.1.8 se muestra la ubicación de los bancos de materiales de arena y en la figura 2.1.9, la correspondiente a los de gravas.

Puede observarse que las figuras 2.1.8 y 2.1.9 corresponden al mapa de ríos, al cual se le ha añadido la ubicación de los bancos de materiales. Los bancos de materiales en esas figuras están identificados por su número y enseguida la letra correspondiente que señala al agregado, A, para las arenas y G para las gravas.

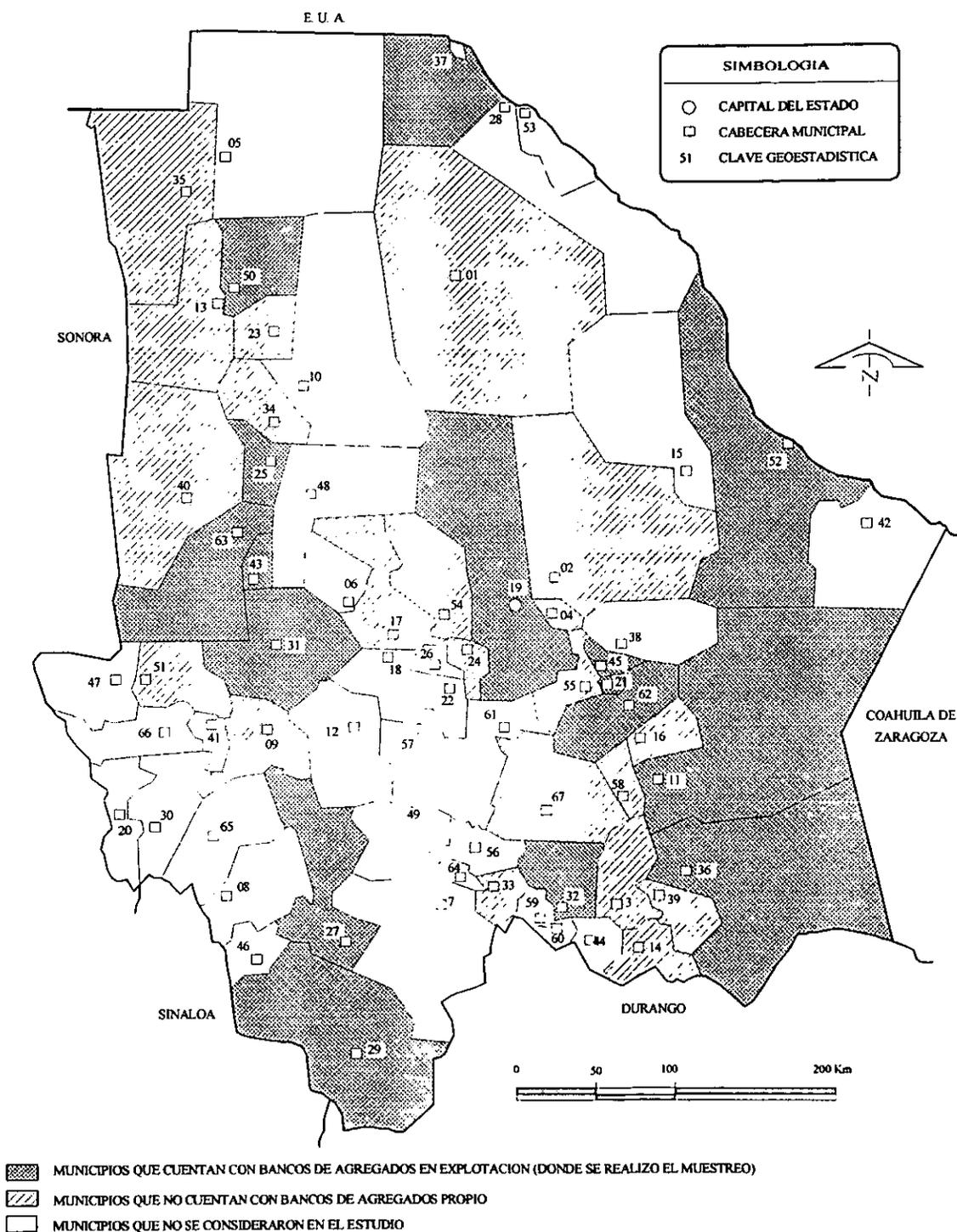


Figura 2.1.7 Municipios elegidos para el estudio.

CLAVE	MUNICIPIO	CLAVE	MUNICIPIO
01	Ahumada	34	Ignacio Zaragoza
02	Aldama	35	Janos
03	Allende	36	Jimenez
04	A. Serdán	37	Juárez
09	Bocoyna	39	López
11	Camargo	40	Madera
13	Casas Grandes	43	Matachi
14	Coronado	45	Meoqui
16	Cruz, La	50	Nuevo Casas Grandes
17	Cuauhtemoc	51	Ocampo
19	Chihuahua	52	Ojinaga
21	Delicias	54	Riva Palacio
23	Galeana	55	Rosales
24	Satevó	58	San Fco. de los Conchos
25	Gómez Farías	59	San Fco. del Oro
27	Guachochi	60	Santa Bárbara
29	Guadalupe y Calvo	62	Saucillo
31	Guerrero	63	Temósachi
32	Parral	67	Valle de Zaragoza
33	Huejotitán		

Tabla 2.1.3 Municipios representativos que abarca el estudio.



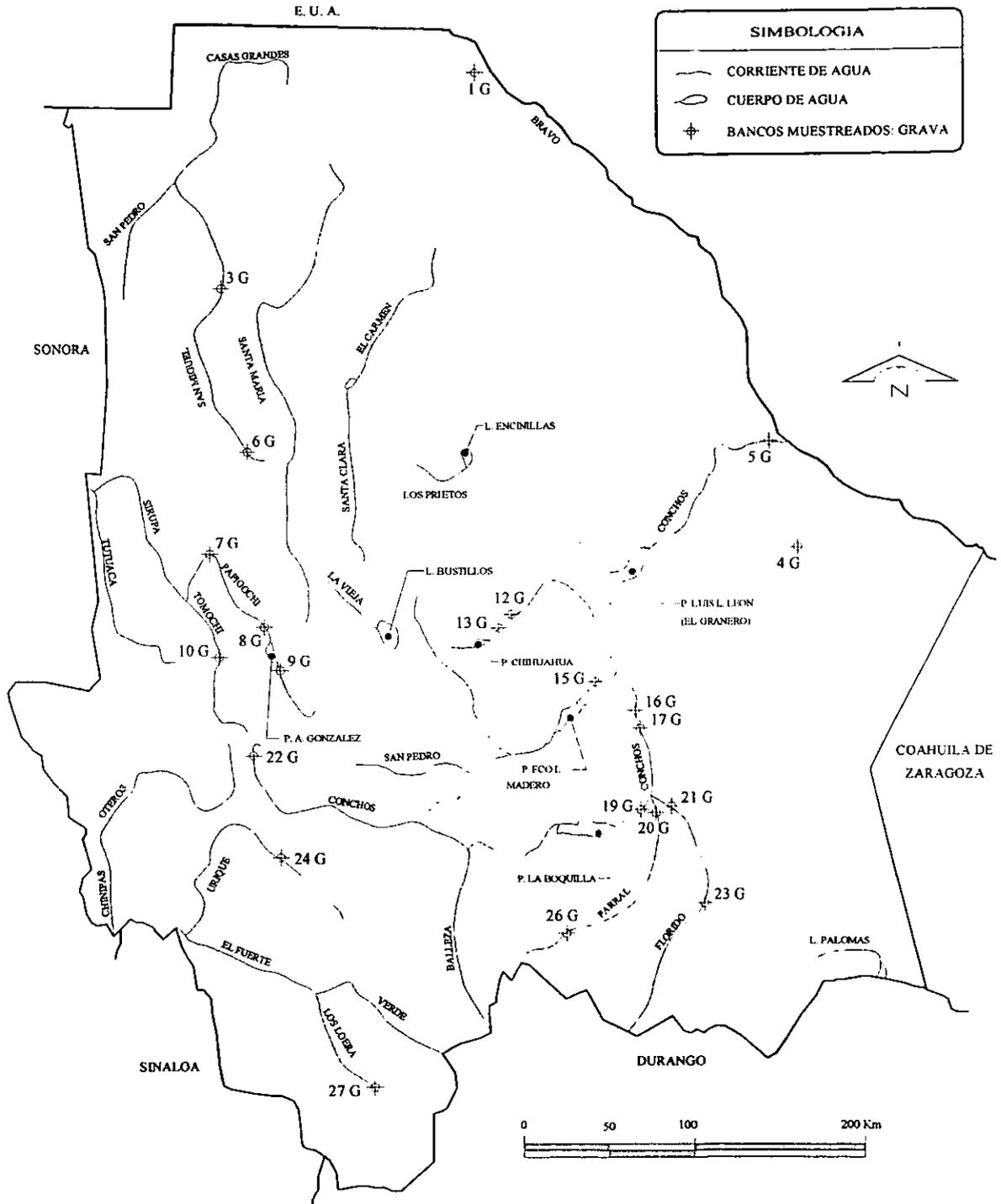


Figura 2.1.9. Ubicación de los bancos de grava.

### **2.1.3. Metodología para caracterización física.**

La metodología para la caracterización física de agregados, considera el objetivo principal de la investigación que consiste en detectar compuestos deletéreos que puedan afectar la durabilidad de los agregados.

Esta metodología es una parte de la metodología general descrita en la figura 2.1.1, a continuación se presentan las pruebas definidas para la caracterización física de la calidad de los agregados, la cual se describe en la figura 2.1.10:

*Revisión de normas para la realización de pruebas de laboratorio.*

Se hizo una revisión de las normas vigentes referentes a pruebas de calidad para caracterización física de agregados, grava y arena, a utilizarse en el concreto hidráulico para pavimentos rígidos, considerando las Normas de la American Society for Testing and Materials (ASTM), de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) y del anteproyecto de la Norma Oficial Mexicana (NOM). Esta revisión fue bibliográfica, verificando dudas y detalles en laboratorios dedicados a dichos estudios, de alto prestigio en la localidad y la región, en la Facultad de Ingeniería de la UACH, gobierno del estado de Chihuahua, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, empresas privadas e instituciones educativas y de investigación, como el Centro de Investigación en Materiales Avanzados, ubicado en la ciudad de Chihuahua.

Atendiendo las consideraciones de la revisión descrita, se decidió emplear en el estudio las normas de la ASTM, por ser más actualizadas y universalmente aceptadas.

*Pruebas de laboratorio establecidas por las normas ASTM para caracterización física de agregados.*

Las Normas de la ASTM para caracterización de agregados utilizados en el concreto hidráulico para pavimentos rígidos están descritas en la tabla 2.1.4, donde se expone la propiedad que se pretende conocer, su importancia, la designación de la prueba y los requisitos y características que reporta (ASTM C 1995).

*Pruebas de laboratorio seleccionadas para la caracterización física de agregados.*

De las pruebas relacionadas en la tabla 2.1.4, se eligieron las que estaban dentro del objetivo de este estudio, quedando contempladas las pruebas que se muestran en la tabla 2.1.5, como las seleccionadas para el estudio, en la que se especifica el nombre de la prueba, se hace la división en arenas y gravas y para cada caso, se muestra la designación de la norma ASTM y los rangos en que deben estar los resultados de dichas pruebas para que puedan ser aceptadas en su calidad.

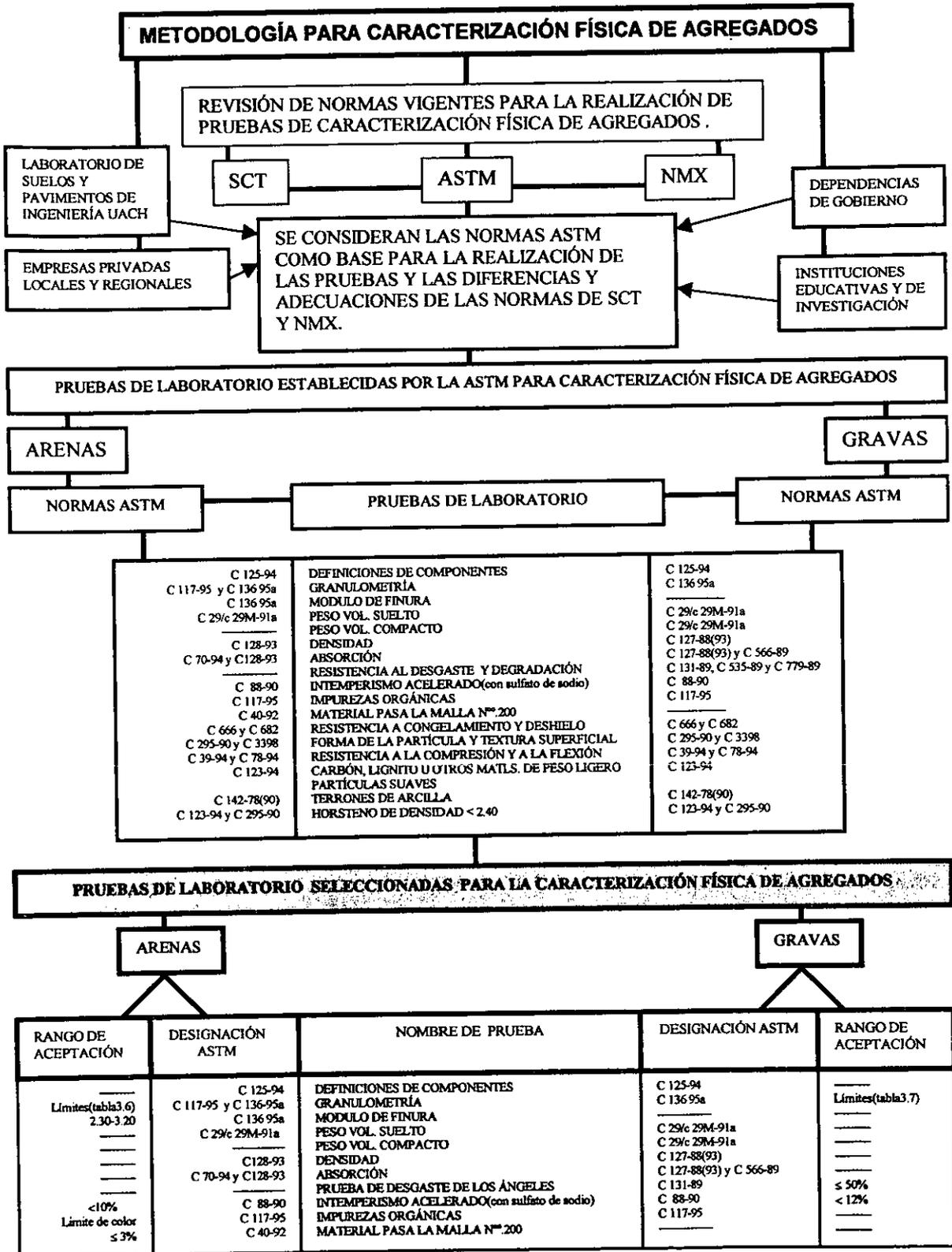


Figura 2.1.10. Metodología para caracterización física de agregados.

PROPIEDAD	IMPORTANCIA	DESIGNACIÓN DE LA PRUEBA	REQUISITO O CARACTERÍSTICAS REPORTADAS
Definiciones de los componentes	Aclarar el entendimiento y la comunicación	ASTM C 125-94 ASTM C 294-86(91)	—
Granulometría	Trabajabilidad del concreto en estado fresco; economía	ASTM C 117-95 ASTM C 136-95*	Porcentaje máximo y mínimo que pasa las mallas especificadas
Módulo de Finura	Proporciónamiento de mezclas de concreto.	ASTM C 136-95*	Rango de porcentajes.
Material mas fino que pasa la malla No. 200(75 micras)	Afecta la adherencia, aumenta la cantidad de agua requerida	ASTM C 117-95	Porcentaje máximo de los componentes individuales
Peso volumétrico o densidad en masa	Cálculo para el diseño de mezclas; clasificación	ASTM C 29/c 29M-91a	Peso compacto y peso suelto
Peso específico	Cálculo para el diseño de Mezclas	ASTM C 127-88(93) ASTM C 128-93	—
Absorción y humedad superficial	Control de la calidad del concreto	ASTM C 70-94 ASTM C 127-88(93) ASTM C 128-93 ASTM C 566-89	—
Resistencia al desgaste y a la degradación.	Índice de calidad del agregado; resistencia al desgaste de pisos y pavimentos	ASTM C 131-89 ASTM C 535-89 ASTM C 779-89a	Porcentaje máximo de peso. Profundidad de desgaste y tiempo.
Resistencia a la desintegración por sulfatos	Sanidad contra la acción del intemperismo	ASTM C 88-90	Pérdida de peso, partículas exhibiendo fallas
Impurezas orgánicas	Afectan el fraguado y el endurecimiento, pueden causar deterioros	ASTM C 40-92 ASTM C 87-83(90)	Porcentaje máximo de los componentes individuales
Resistencia a la congelación y deshielo	Descascaramiento de la superficie, aspereza, pérdida de sección y deformación	ASTM C 666 ASTM C 682	Número máximo de ciclos o período de inmunidad a la congelación; factor de durabilidad
Forma de la partícula y textura superficial	Trabajabilidad del concreto en estado fresco	ASTM C 295-90 ASTM C 3398	Porcentaje máximo de partículas planas y elongadas
Resistencia a la compresión y a la flexión	Aceptación del grado fino cuando otras pruebas fallan	ASTM C 39-94 ASTM C 78-94	Que la resistencia exceda el 95% de la resistencia lograda con arena purificada
Carbón, lignito u otros materiales de peso ligero	Afectan la durabilidad, pueden ser causa de manchas y erupciones	ASTM C 123-94	Porcentaje máximo de los componentes individuales
Partículas suaves	Afectan a la durabilidad		Porcentaje máximo de los componentes individuales
Terrones de arcilla y partículas deleznable	Afectan a la trabajabilidad y a la durabilidad, pueden provocar erupciones.	ASTM C 142-78(90)	Porcentaje máximo de los componentes individuales
Horsteno de densidad relativa inferior a 2.40	Afecta a la durabilidad, pueden provocar erupciones.	ASTM C 123-94 ASTM C 295-90	Porcentaje máximo de los componentes individuales

Tabla 2.1.4. Normas ASTM sobre pruebas para caracterización física de agregados (ASTM, 1995).

PRUEBA	ARENAS		GRAVAS	
	DESIGNACIÓN ASTM	RANGO PARA ACEPTARSE	DESIGNACIÓN ASTM	RANGO PARA ACEPTARSE
Definiciones de los componentes	ASTM C 125-94	—	ASTM C 125-94	—
Granulometría	ASTM C 117-95 ASTM C 136-95a	CUMPLIR CON LOS LÍMITES (TABLA 2.1.6)	ASTM C 136-95a	CUMPLIR CON LOS LÍMITES (TABLA 2.1.7)
Módulo de Finura	ASTM C 136-95a	2.30 – 3.20	—	—
Peso volumétrico o densidad en masa(suelto)	ASTM C 29/c 29M-91a	—	ASTM C 29/c 29M-91a	—
Peso volumétrico o densidad en masa(compacto)	—	—	ASTM C 29/c 29M-91a	—
Peso específico(densidad)	ASTM C 128-93	—	ASTM C 127-88(93)	—
Absorción y humedad Superficial	ASTM C 70-94 ASTM C 128-93	—	ASTM C 127-88(93) ASTM C 566-89	—
Resistencia al desgaste y a la degradación(Desgaste de los ángeles)	—	—	ASTM C 131-89	<50%
Resistencia a la desintegración por sulfatos (Intemperismo acelerado, con sulfato de sodio)	ASTM C 88-90	<10% DE DESGASTE	ASTM C 88-90	<12% DE DESGASTE
Impurezas orgánicas(por colorimetría)	ASTM C 40-92	NO DEBE ESTAR MAS OSCURO QUE EL COLOR N°3	—	—
Material mas fino que pasa la malla No. 200(75 micras)	ASTM C 117-95	≤ 3%	—	—

Tabla 2.1.5. Pruebas seleccionadas para la caracterización física de agregados (ASTM, 1995).

CRIBA	MATERIAL ACUMULADO EN PORCENTAJE.	RETENIDO EN MASA, EN PORCENTAJE.
9.5 (3/8")	0	
4.75 (N.º4)	0 – 5	
2.36 (N.º8)	0 – 20	
1.18 (N.º16)	15 – 50	
0.600 (N.º30)	40 – 75	
0.300 (N.º50)	70 – 90	
0.150 (N.º100)	90 – 98	

Nota: Atender recomendaciones de restricciones y tolerancias descritas en ASTM C117 y 136.

Tabla 2.1.6. Límites granulométricos de los agregados finos (NMX-C 1992).

a. *Restricciones y tolerancias de granulometría en agregados finos.*- Las restricciones tolerancias se describen enseguida:

a.1 Estar dentro de la zona que establece la tabla 2.1.6 excepto en los casos que se indican en los párrafos c) y d) de este inciso.

a.2 El módulo de finura debe estar comprendido entre 2.30 y 3.20, con una tolerancia de variación de  $\pm 0.20$  con respecto al valor del módulo de finura empleado en el diseño del proporcionamiento del concreto. No obstante, cuando el módulo de finura del agregado fino difiere considerablemente de dicho valor, entonces es necesario hacer un ajuste en el proporcionamiento.

a.3 El retenido parcial de la masa total en cualquier criba no debe ser mayor de 45%. Pueden aumentarse los porcentajes del retenido acumulado de la masa ensayada en las cribas 0.300(Nº.50) y 0.150(Nº.100) a 95 y 100% respectivamente, siempre y cuando el contenido de cemento sea mayor de 250 kg/m<sup>3</sup> para concreto con aire incluido o mayor de 300 kg/m<sup>3</sup> para concreto sin, aire incluido o bien, supliendo la deficiencia del material que pase por estas cribas, mediante la adición de un material finamente molido y aprobado.

a.4 En el caso de que los agregados que pretendan emplearse, no cumplan con las tolerancias indicadas en los incisos a), b) y c), pueden usarse siempre y cuando se tenga antecedentes de comportamiento aceptables, en el concreto elaborado con ellos, o bien, que los resultados de las pruebas realizadas a estos concretos sean satisfactorias; en este caso, los agregados se pueden usar, siempre que se haga el ajuste apropiado al proporcionamiento de concreto, para compensar las deficiencias de granulometría.

TAMAÑO NOMINAL (mm)	100 (4")	90 (3 1/2")	75 (3")	63 (2 1/2")	50 (2")	37.5 (1 1/2")	25.0 (1")	19.0 (3/4")	12.5 (1/2")	9.5 (3/8")	4.75 (Nº.4)	2.36 (Nº.8)	1.18 (Nº.16)
90.0 a 37.5 (3 1/2" a 1 1/2")	100	90 a 100	-	25 a 60	-	0 a 15	-	0 a 15	-	-	-	-	-
63.0 a 37.5 (2 1/2" a 1 1/2")	-	-	100	90 a 100	35 a 70	0 a 15	-	0 a 15	-	-	-	-	-
50.0 a 25.0 (2" a 1")	-	-	-	100	90 a 100	35 a 70	0 a 15	-	0 a 15	-	-	-	-
50.0 a 4.75 (2" a Nº.4)	-	-	-	100	95 a 100	-	35 a 70	-	10 a 30	-	0 a 15	-	-
37.5 a 19.0 (1 1/2" a 1/2")	-	-	-	-	100	90 a 100	25 a 60	-	-	0 a 15	-	-	-
37.5 a 4.75 (1 1/2" a Nº.4)	-	-	-	-	100	95 a 100	90 a 100	35 a 70	-	10 a 30	0 a 15	-	-
25.0 a 12.5 (1" a 1/2")	-	-	-	-	-	100	90 a 100	20 a 55	0-10	0 a 5	-	-	-
25.0 a 9.5 (1" a 3/8")	-	-	-	-	-	100	90 a 100	40 a 85	10 a 40	0 a 15	0 a 5	-	-
25.0 a 4.75 (1 a Nº.4)	-	-	-	-	-	100	95 a 100	-	25 a 60	-	0 a 10	0 a 5	-
19.0 a 9.5 (3/4" a 3/8")	-	-	-	-	-	-	100	90 a 100	20 a 55	0 a 15	0 a 5	-	-
19.0 a 4.75 (3/4" a Nº.4)	-	-	-	-	-	-	100	90 a 100	-	20 a 55	0 a 10	0 a 5	-
12.5 a 4.75 (1/2" a Nº.4)	-	-	-	-	-	-	-	100	90 a 100	40 a 70	0 a 15	0 a 5	-
9.5 a 2.36 (3/8" a Nº.4)	-	-	-	-	-	-	-	-	100	85 a 100	10 a 30	0-10	0 a 5

Nota: Atender recomendaciones de restricciones y tolerancias descritas en ASTM 136.

Tabla 2.1.7. Límites granulométricos del agregado grueso (% que pasa, en masa)(NMX-C 1992).

b. Restricciones y tolerancias de granulometría en agregados gruesos.- Estas restricciones y tolerancias se describen a continuación.

b.1 Los agregados gruesos deben cumplir los límites granulométricos que establece la tabla 2.1.7 de esta Norma. Para controlar la calidad de producción, puede desarrollarse una granulometría promedio de los agregados y mantenerse la producción con ciertas tolerancias razonables a este promedio.

b.2 Cuando se tengan agregados gruesos fuera de los límites indicados en la tabla 2.1.7, deben procesarse para que satisfagan dichos límites. En el caso de aceptar que los agregados no cumplan con estos límites, debe ajustarse el proporcionamiento del concreto para compensar las deficiencias granulométricas, por lo tanto, debe demostrarse que el concreto fabricado tiene un comportamiento adecuado.

#### 2.1.4. Metodología para caracterización química.

La metodología para caracterización química de agregados es similar a la de caracterización física, porque se persigue el mismo objetivo general, ya escrito en la misma, de tal forma que la fase de revisión de Normas para la realización de pruebas de laboratorio es similar, con la diferencia de que, el objetivo particular de estas pruebas es: determinar los componentes deletéreos que afecten la durabilidad del concreto hidráulico durante su vida útil, con énfasis en la detección de componentes que pueden ser reactivos con los álcalis del cemento, por ello esta parte se incluirá en un principio. La figura 2.1.11 muestra la metodología propuesta para la caracterización química.

##### *Componentes deletéreos a identificar por medio de las pruebas de caracterización química.*

A la fecha, se sabe que existen numerosas rocas y minerales capaces de reaccionar con los álcalis, y producir expansiones que pueden destruir paulatina pero inevitablemente al concreto en servicio; sin embargo, existen determinadas características en dichas rocas y minerales, que ha permitido formar tres grandes grupos que a su vez dan origen a otros tantos tipos de reacciones del género álcali-agregado. Los que se identifican en la tabla 2.1.8 (CFE, 1994).

GRUPO REACTIVO	TIPO DE REACCIÓN
Diversas rocas Igneas, sedimentarias y metamórficas que contienen formas de sílice reactiva(vítrea, criptocristalina, microcristalina o cristalina intensamente deformada).	Álcali-sílice
Algunas rocas sedimentarias carbonatadas, que contienen dolomita y minerales arcillosos.	Álcali- carbonato
Ciertas rocas metamórficas que contienen filosilicatos, de estructura foliada-reticular.	Álcali- silicato

Tabla 2.1.8. Grupos reactivos y reacciones álcali - agregado.

En la tabla 2.1.9 se enlistan las principales rocas y minerales que normalmente se identifican como potencialmente reactivos con los álcalis, así como su existencia relativa en México(CFE, 1994).

TIPOS DE ROCA	COMPONENTE REACTIVO	EXISTENCIA EN MEXICO
<b>1. REACCIONES ÁLCALI- SÍLICE</b>		
Rocas que contienen ópalo (rocas calcedónicas, calizas, síliceas y pedernales; ciertas pizarras y areniscas)	Opalo, tridimita	Reducida
Rocas volcánicas vítreas (riolitas, dacitas, latitas, andesitas y sus tobas; ciertos basaltos)	Sílice amorfa	Muy frecuente
Rocas de alto contenido de sílice (ortocuarcitas, areniscas, granito microcristalino (aplita), ciertos esquistos)	Cuarzo cristalino(solo reactivo si es microcristalino o está muy deformado)	Regular
<b>2. REACCIONES ÁLCALI- CARBONATO</b>		
Calizas dolomíticas arcillosas y otras rocas dolomíticas	Dolomita meta-estable, y tal vez calcita criptocristalina	Regular
<b>3. REACCIONES ÁLCALI-SILICATO</b>		
Grauwacas, argilitas, filitas, algunos esquistos y pizarras	Hidromica (ilita)	Regular

Tabla 2.1.9. Rocas y minerales que normalmente participan en las reacciones álcali- agregado.

*Pruebas de laboratorio establecidas por las normas de la ASTM para caracterización química de agregados.*

Observando la figura 2.1.11, una vez que se expone el objetivo de la caracterización química, se presentan enseguida las Normas establecidas por la ASTM para cumplirlo, las que están descritas en la tabla 2.1.10, donde se expone la propiedad que se pretende conocer, su importancia, la designación de la prueba y los requisitos y características que reporta( ASTM 1995).

*Pruebas de laboratorio, seleccionadas para la caracterización química de agregados.*

De las pruebas relacionadas en la tabla 2.1.10, se eligieron las que estaban dentro del objetivo de este estudio, quedando elegidas las pruebas que se muestran en la tabla 2.1.11, en la que se especifica el nombre de la prueba, se muestra la designación de la Norma ASTM y los rangos en que deben estar los resultados de dichas pruebas para que puedan ser aceptadas en su calidad. En este caso, no hay separación entre grava y arena, debido a que las pruebas son las mismas para ambos casos y se hacen a los dos tipos de agregados.

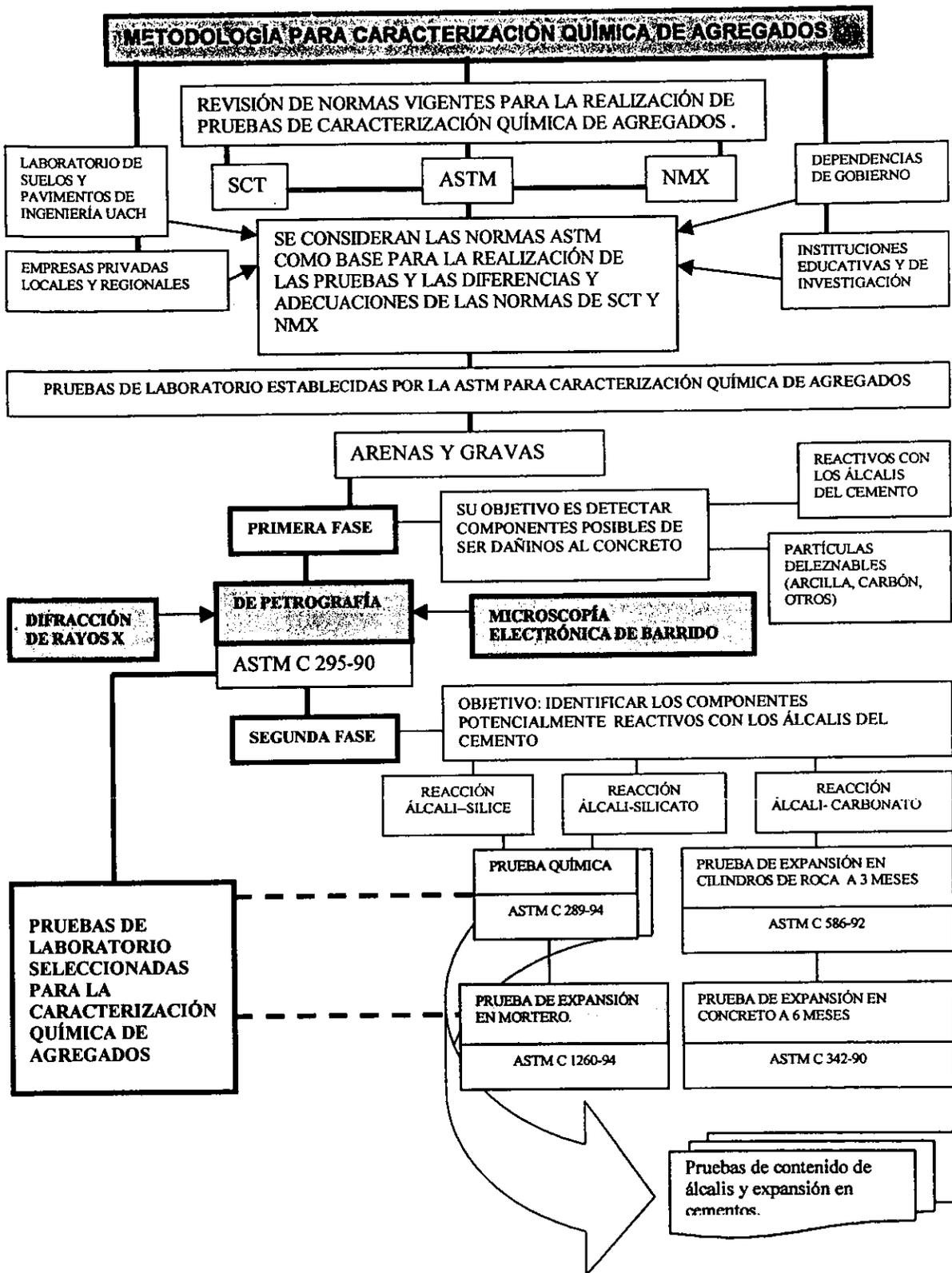


Figura 2.1.11. Metodología para caracterización química de agregados.

PRUEBAS ASTM PARA AGREGADOS (GRAVAS Y ARENAS)		
NOMBRE DE LA PRUEBA	DESIGNACIÓN ASTM	OBJETIVO
DE PETROGRAFÍA DE DIFRACCIÓN DE RAYOS X DE MICROSCOPIA ELECTRÓNICA DE BARRIDO	ASTM C 295-90	Definir componentes de los agregados que sean potencialmente deletéreos, reactivos con los álcalis del cemento o delezables. Es la primer prueba que se realiza para identificación de componentes reactivos, en las 3 reacciones conocidas: Alkali - sílice, álcali - silicato y álcali - carbonato. Para esta prueba se requiere de la realización de pruebas de difracción de rayos X y otras que hubiera posibilidades, con el fin de identificar componentes que por el microscopio óptico no es posible observarlos.
QUÍMICA	ASTM C 289-94	Prueba que se realiza a muestras que se les encontraron componentes con posibilidades de reactividad con la reacción álcali - sílice o álcali - silicato, por la prueba de petrografía. Tiene una duración de 24 horas y presenta dos objetivos: Si la muestra no contiene componentes deletéreos, es concluyente, pero si los contiene, entonces se tendrá que hacer otra prueba para verificar, que es de larga duración, la ASTM C 227-90, o bien la ASTM C 1260-94.
DE EXPANSIÓN EN MORTERO A 6 MESES	ASTM C 227-90	Se realiza una vez que se ha determinado por la prueba química que la muestra tiene componentes reactivos con la reacción álcali - sílice o y su objetivo es determinar si es o no reactivo. La expansión generalmente es considerada excesiva si es mayor a 0.05% a los 3 meses, o mayor a 0.10% a 6 meses. Si la expansión es mayor a 0.05% a los 3 meses pero menor a 0.01% a los 6, no se considera excesiva. Datos a 3 meses deben ser considerados solo cuando a 6 meses no estén disponibles.
REACTIVIDAD POTENCIAL DE ÁLCALI CON ROCAS CARBONATADAS PARA AGREGADOS DE CONCRETO. (MÉTODO DE CILINDROS DE ROCA).	ASTM C 586-92	Se lleva a cabo después del examen petrográfico y que la muestra resulte con componentes potencialmente deletéreos a la reacción álcali - carbonato. Presenta dos objetivos, si la expansión en 3 meses es < 0.10%, el componente no es reactivo, si resulta ≥ 0.10% es reactivo, pero requieren estas últimas muestras de verificación mediante otra prueba, que es la ASTM C 342-90.
CAMBIO DE VOLUMEN POTENCIAL DE COMBINACIONES CEMENTO-AGREGADO.	ASTM C 342-90	Este método de prueba es utilizado para investigar la expansión potencial de combinaciones cemento-agregado. Si la expansión es ≥ 0.2% a un año, deben ser considerados no satisfactorios para ser usados en concreto expuesto a amplias variaciones de temperatura y humedad.
REACTIVIDAD POTENCIAL DE LOS AGREGADOS CON LOS ÁLCALIS ( MÉTODO DE BARRAS DE MORTERO)	ASTM C 1260-94	Este método permite detectar en 16 días la potencial ASR, basándose en la medición de la expansión potencial de barras de mortero. Si la expansión a los 16 días es < 0.1% indica comportamiento inocuo, si es > 0.2% indica agregado reactivo, y en el caso intermedio una indeterminación que requiere de información y estudios adicionales tales como: C295, C856.

Tabla 2.1.10. Normas ASTM sobre pruebas para caracterización química de agregados (ASTM, 1995).

NORMAS ASTM PARA AGREGADOS (ARENAS Y GRAVAS)		
NOMBRE DE LA PRUEBA	DESIGNACIÓN ASTM	OBSERVACIONES
DE PETROGRAFÍA DE DIFRACCIÓN DE RAYOS X DE MICROSCOPIA ELECTRÓNICA DE BARRIDO	ASTM C 295-90	Se realizó la prueba de petrografía, complementándose con la de difracción de rayos X, para identificar compuestos no visibles en el microscopio óptico y definir a más detalle algunos tipos de compuestos si identificados. También se llevó a cabo la prueba de microscopía electrónica de barrido, con el fin de identificar elementos en la muestra y en puntos de interés de la misma.
PRUEBA QUÍMICA RAPIDA	ASTM C 289-94	La prueba ASTM C 289 es una prueba rápida de aplicar. La prueba ASTM C 1260-94 es las más recientes para detectar la potencial reactividad de los agregados, y permite contar con resultados en un tiempo rápido en comparación con otras anteriormente mencionadas en tabla 2.1.10.
DE EXPANSIÓN EN MORTERO	ASTM C 1260-94	

Tabla 2.1.11. Pruebas elegidas para caracterización química de agregados.

### 2.1.5. Metodología para caracterización de la reactividad álcali sílice

La metodología comprende el estudio de los bancos de agregados gruesos y finos para la detección y descripción de los minerales caracterizados como reactivos en los agregados (ASTM C 295), así como pruebas indicadoras del potencial de reactividad de los agregados al estar en contacto con la pasta del cemento Pórtland (ASTM C 289; ASTM C 1260). Se estudiaron los cementos que se encuentran disponibles en el estado, y se realizaron algunas pruebas a pavimentos existentes que presentaban agrietamientos en forma de mapa.

#### *Caracterización de cementos.*

La primera parte del estudio comprende la determinación del potencial de reacción de los cementos, el cual está determinado por el contenido de álcalis totales en el mismo. El contenido de radicales  $\text{OH}^-$  está relacionado linealmente con el contenido total de álcalis.

La determinación de los álcalis totales del cemento se realizó al igual que la del concreto por medio de fluorescencia de rayos X. Para confirmar la potencialidad de la reacción del cemento se realizó una segunda prueba la cual consistió en la elaboración de barras de mortero con vidrio pyrex, ésta prueba se realiza de manera similar que la prueba de expansión de barras de mortero para cemento agregado, con la variante que las barras se introducen en una autoclave a  $125^\circ\text{C}$  por 5 horas, para posteriormente dejarlas enfriar a temperatura ambiente, esto permite obtener los resultados más rápidamente. Los parámetros de comparación de esta prueba son los mismos que para las pruebas convencionales de expansión.

#### *Determinación de la reacción álcali-sílice en bancos de materiales.*

La primera etapa consistió en practicarle el examen petrográfico conforme al procedimiento establecido en la especificación (ASTM C 295), para lo cual se realizaron muestreos en la zona seleccionada, para hacer examinación petrográfica a través de la observación de láminas delgadas de dichos agregados y, determinar la presencia de minerales catalogados como reactivos. Las pruebas de petrografía deben complementarse con estudios de difracción de rayos X y microscopía electrónica de barrido, para determinar la presencia de partículas deleznable y deletéreas así como los minerales de arcilla que sólo por este medio pueden ser detectadas.

Posteriormente se realizó la prueba química rápida para detectar el carácter reactivo de los agregados (ASTM C 289), complementándose el resultado con la realización de la prueba ASTM C 1260 a los bancos señalados como en condición dudosa por la prueba química rápida.

Con los resultados de estas pruebas se pudieron catalogar a los agregados como inocuos, potencialmente reactivos ó reactivos, a través de la determinación de la reducción de la alcalinidad y el contenido de sílice, ubicando los resultados en una gráfica que está dividida en tres áreas, cada una de ellas correspondiente a uno de los estados de reactividad antes mencionados.

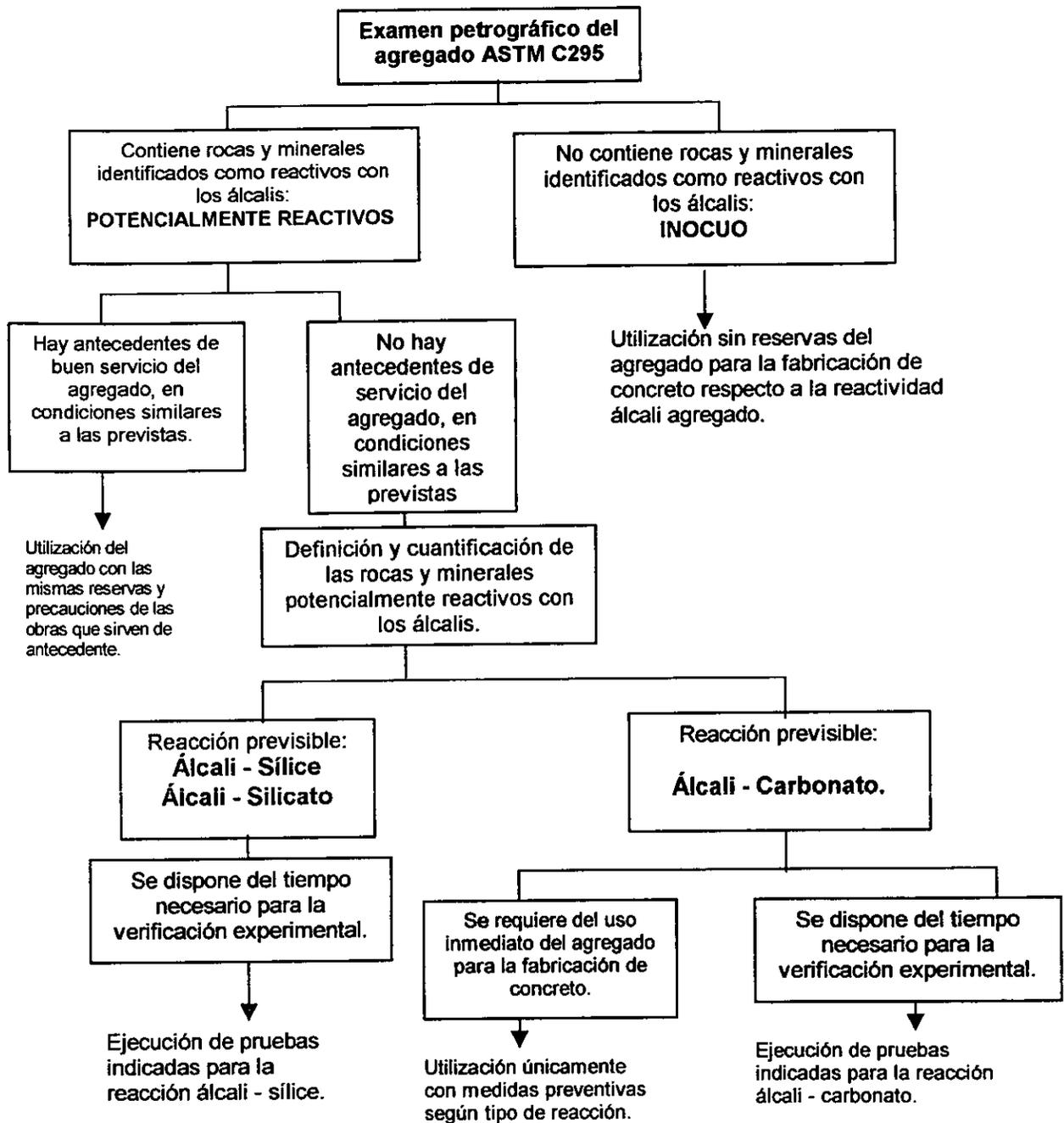


Figura 2.1.12. Etapas del proceso inicial para detectar AAR. (CFE, 1994)

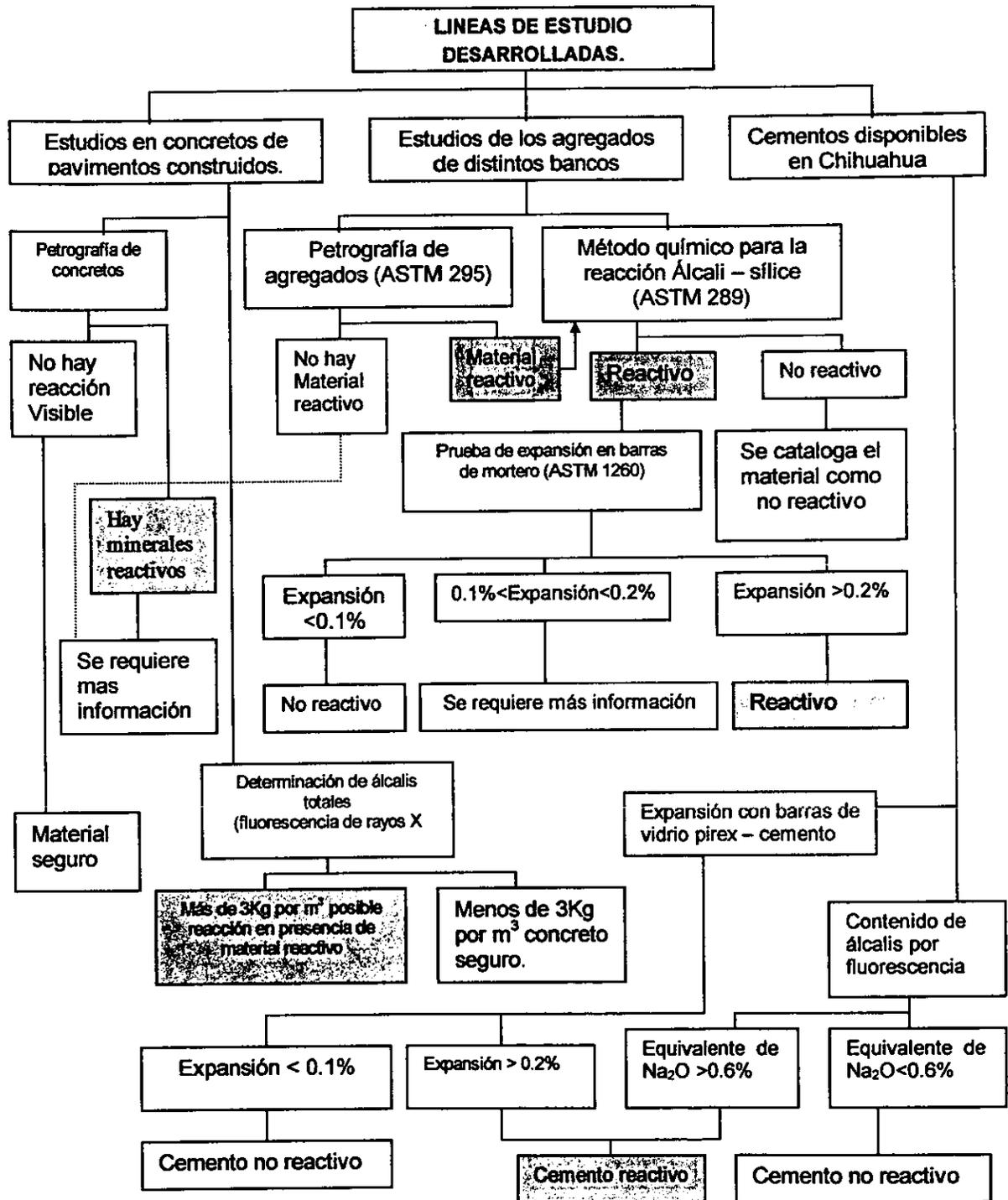


Figura 2.1.13 Metodología para caracterizar ASR.

### 2.1.6. Metodología para caracterización física y química de la calidad de agregados.

La metodología para caracterización física y química de la calidad de agregados se fundamenta en lo descrito en los párrafos anteriores y en el estudio de los requisitos de calidad para la caracterización física y la química, antes descritas. En la figura 2.1.14 se muestra un esquema de esta metodología, la cual se describirá a continuación.

#### *Requisitos de calidad para caracterización física.*

Basándose en las pruebas descritas en la tabla 2.1.5 se puede realizar una selección de las pruebas que presentan intervalos establecidos de aceptación o requisitos de calidad, de acuerdo a lo expuesto en el esquema de la figura 2.1.10. Una vez seleccionadas las pruebas a realizar estas se presentan en la tabla 2.1.12, en la que se expone el nombre de la prueba, su designación ASTM y el intervalo para aceptarse, separando las que aplican para gravas de las de arenas. Se puede observar que algunas pruebas son comunes para ambos agregados..

#### *Requisitos de calidad para caracterización química.*

De acuerdo a lo descrito en la metodología para caracterización química, la cual fue detallada en la tabla 2.1.11, se seleccionaron las pruebas que son más adecuadas para caracterizar químicamente a los agregados. La examinación petrográfica (ASTM C295) de agregados resulta fundamental para detectar posibles minerales deletéreos presentes en los agregados gruesos y finos. La difracción de rayos X y microscopía electrónica de barrido se utilizaron para determinar el carácter cristalino del cuarzo y la presencia de arcillas. ASTM C 289 Y 1260-94 se especifican para determinar el carácter reactivo de los agregados. La tabla 2.1.13, refiere las pruebas mencionadas y su límite de aceptación.

PRUEBA	ARENAS		GRAVAS	
	DESIGNACIÓN ASTM	INTERVALO PARA ACEPTARSE	DESIGNACIÓN ASTM	INTERVALO PARA ACEPTARSE
Granulometría	ASTM C 117-95 ASTM C 136-95a	CUMPLIR CON LOS LÍMITES (TABLA 2.1.6)	ASTM C 136-95a	CUMPLIR CON LOS LÍMITES (TABLA 2.1.7)
Módulo de Finura	ASTM C 136-95a	2.30 – 3.20	---	---
Resistencia al desgaste y a la degradación (Desgaste de Los ángeles)	---	---	ASTM C 131-89	<50%
Resistencia a la desintegración por sulfatos (Intemperismo acelerado, con sulfato de sodio)	ASTM C 88-90	<10% DE DESGASTE	ASTM C 88-90	<12% DE DESGASTE
Impurezas orgánicas (por colorimetría)	ASTM C 40-92	NO DEBE ESTAR MAS OSCURO QUE EL COLOR MIEL	---	---
Material mas fino que pasa la malla No. 200 (75 micras)	ASTM C 117-95	≤ 3%	---	---

Tabla 2.1.12. Pruebas que se considerarán en primer término para la caracterización física de la calidad de los agregados.

NORMAS ASTM PARA AGREGADOS (ARENAS Y GRAVAS)		
NOMBRE DE LA PRUEBA	DESIGNACIÓN ASTM	OBJETIVO
DE PETROGRAFÍA DE DIFRACCIÓN DE RAYOS X DE MICROSCOPIA ELECTRÓNICA DE BARRIDO	ASTM C 295-90	Definir componentes de los agregados que sean potencialmente deletéreos, reactivos con los álcalis del cemento o deleznales. Es la primer prueba que se realiza para identificación de componentes reactivos, en las 3 reacciones conocidas: Alkali – sílice, álcali – silicato y álcali – carbonato. Para esta prueba se requiere de la realización de pruebas de difracción de rayos X y otras que hubiera posibilidades, con el fin de identificar componentes que por el microscopio óptico no es posible observarlos.
PRUEBA QUÍMICA RAPIDA	ASTM C 289 -94	Determinar la reducción en la alcalinidad de una solución normada de NaOH al ponerse en contacto con agregado pulverizado a 80°C y se mide la cantidad de sílice disuelto.

Tabla 2.1.13. Pruebas que se considerarán para la caracterización química de la calidad de los agregados.

#### *Evaluación de la calidad de los bancos de materiales*

Haciendo una revisión de los resultados y los rangos aceptables en que deben estar estos, es posible hacer una clasificación de los bancos:

**Bancos de agregados de buena calidad.-** Serán los que presentan todos los requisitos de los rangos de aceptación e índices altos en el resto de pruebas donde no hay establecidos tales rangos, en la pruebas de caracterización física. En la caracterización química, no se encontraron componentes deletéreos en las muestras representativas de los agregados estudiados. Se recomienda su explotación.

**Bancos de agregados de mediana calidad.-** Serán los que cumplan con algunos requisitos de calidad en la caracterización física y en el resto de pruebas de la misma sus valores son medios. En la caracterización química, se encuentran componentes deletéreos en las muestras estudiadas en porcentaje bajo. Se recomienda su explotación en la que se deben considerar los costos que significaría hacer mezclas de materiales y utilizar algunos tratamientos para mejorar sus características.

**Bancos de agregados de mala calidad.-** Son los que no cumplen con los requisitos o escasamente con alguno de los rangos de calidad establecidos para las pruebas de caracterización física y presenta un porcentaje alto de componentes deletéreos en la caracterización química. No es recomendable su explotación, pero si se requiere, deberán considerarse costos altos para hacerle tratamientos especiales con el fin de mejorarlo y convertirlo a banco de mediana calidad, y en este aspecto no se recomienda su utilización para pavimentos rígidos.

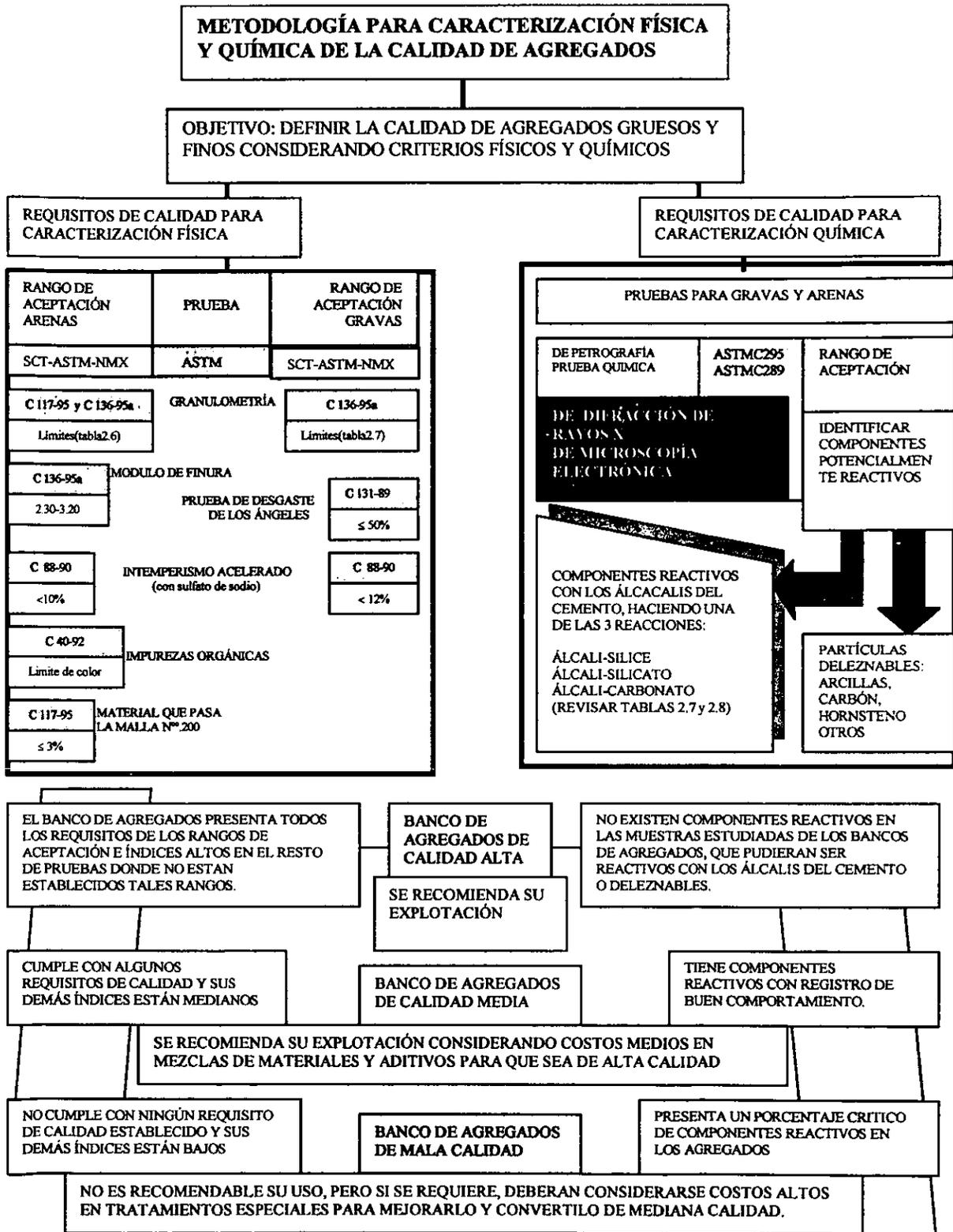


Figura 2.1.14. Metodología para caracterización física y química de la calidad de agregados.

## 2.2 METODOLOGÍA EXPERIMENTAL DE EVALUACIÓN PARA PAVIMENTOS DE CONCRETO.

### 2.2.1 Descripción general de la metodología de evaluación.

La conservación de la infraestructura vial requiere contar con metodologías de evaluación que den un inventario de la condición estructural de los pavimentos, así como de medidas que califiquen el nivel de servicio que se brinda. Esta información debe además ser fácilmente accesible, de manera que debe ser almacenada en algún sistema de manejo de bases de datos. Actualmente puede además contarse con sistemas geográficos de información los cuales son muy eficientes para el análisis y toma de decisiones. Un sistema de información geográfico, permite la superposición de capas temáticas para analizar causas de deterioros, planear acciones de conservación específicas para un cierto tipo de deterioro y con el tiempo es posible contar con modelos de deterioro propios de cada región

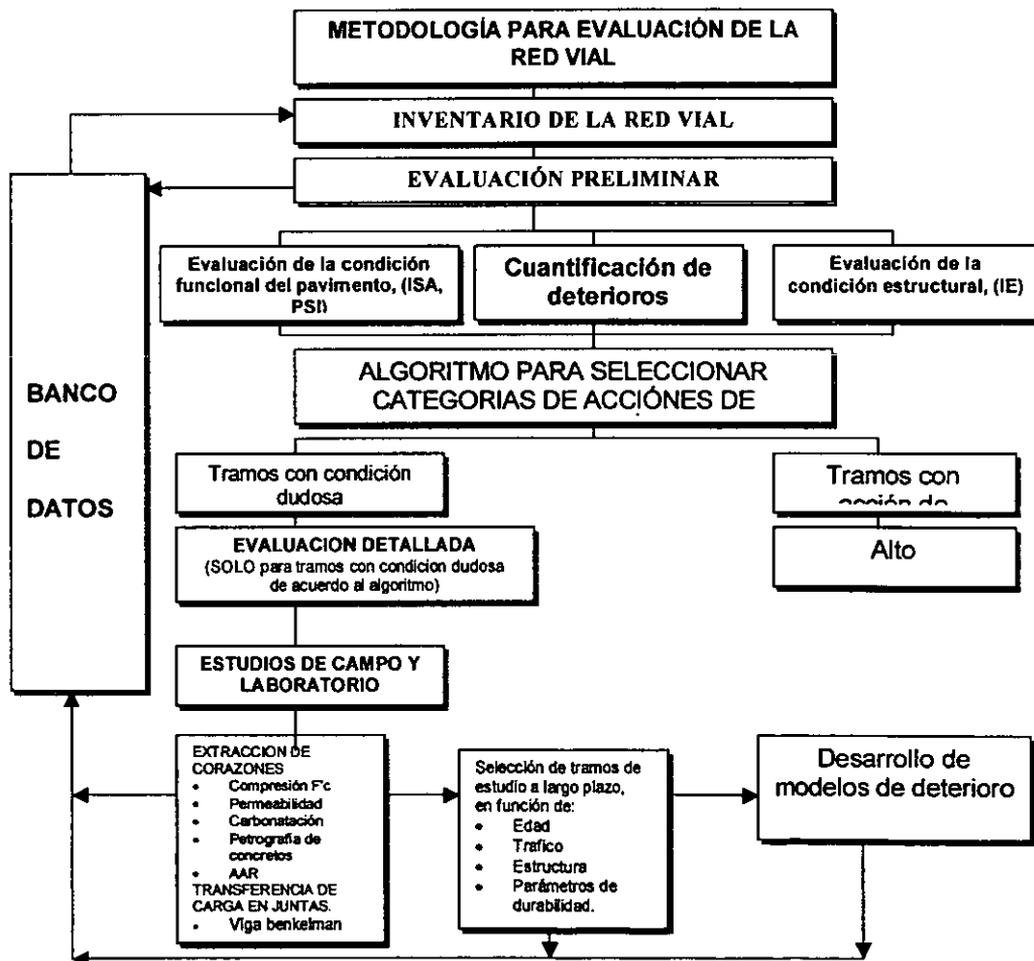


Figura 2.2.1. Proceso general para la evaluación de pavimentos de concreto hidráulico.

La calificación de la condición del pavimento involucra la inspección de la superficie del pavimento y la cuantificación de diversas formas de deterioro, este procedimiento es esencialmente una inspección visual del estado de los mismos. El proceso para cuantificar el estado de un pavimento por medio de un indicador es lo que se entiende por evaluación, incluyendo medidas, observaciones, y comparaciones con ayuda de umbrales y la aplicación de un sistema de calificación que más adelante se detalla. La condición del pavimento o estado del mismo deberá proporcionar información con respecto al estado estructural y el estado funcional del mismo. En la evaluación la condición más importante es definir el estado funcional, es decir, el modo en que el pavimento está cumpliendo su función como superficie de rodamiento para el tráfico de vehículos. ¿Qué comodidad brinda? y ¿Cuál es la calidad de manejo que proporciona?, son las preguntas que deben contestarse (OCDE 1995). Hasta aquí es el objetivo de una evaluación tradicional, en la metodología propuesta en la presente investigación, adicionalmente se hace énfasis en los aspectos que inciden en la durabilidad de los pavimentos de concreto hidráulico, de modo que el objetivo es profundizar en el conocimiento de los factores que contribuyen a contar con un pavimento más durable.

Una metodología de evaluación deberá contar con un sistema de información que incluya un método de seguimiento o recolección de datos y un banco de datos, los cuales aportarán datos cuantitativos sobre el estado de la red de caminos, así como un proceso de decisión. La figura 2.2.1 muestra el proceso de evaluación en forma general del estudio considerando las diferentes etapas del mismo.

Como se muestra en la figura 2.2.1 primeramente se deben realizar algunas actividades con el fin de preparar el trabajo de levantamiento de datos en campo y organizar el mismo. Es necesario contar con un inventario de pavimentos de concreto, organizar el método de seguimiento, preparar los formularios de trabajo los cuales han sido desarrollados para la presente investigación, y asegurarse de contar con los equipos necesarios y el material preciso.

Con base en el análisis efectuado sobre el estado de deterioro que guardan los pavimentos de concreto recientemente construidos en México y considerando los parámetros de durabilidad mencionados anteriormente, se presenta una metodología original para evaluar pavimentos de concreto considerando criterios de durabilidad. Dicha metodología global se muestra en la figura 2.2.2. La metodología de evaluación de pavimentos de concreto hidráulico propuesta considera cinco áreas básicas: materiales y concreto, procedimientos de construcción, tipos de carga, efectos ambientales y la respuesta del pavimento a éstos efectos. Del conocimiento del efecto de cada una de estas áreas básicas en la estructura del pavimento y su respuesta en términos de durabilidad, se deducirán una serie de recomendaciones, normas y criterios que permitan contar con pavimentos más durables.

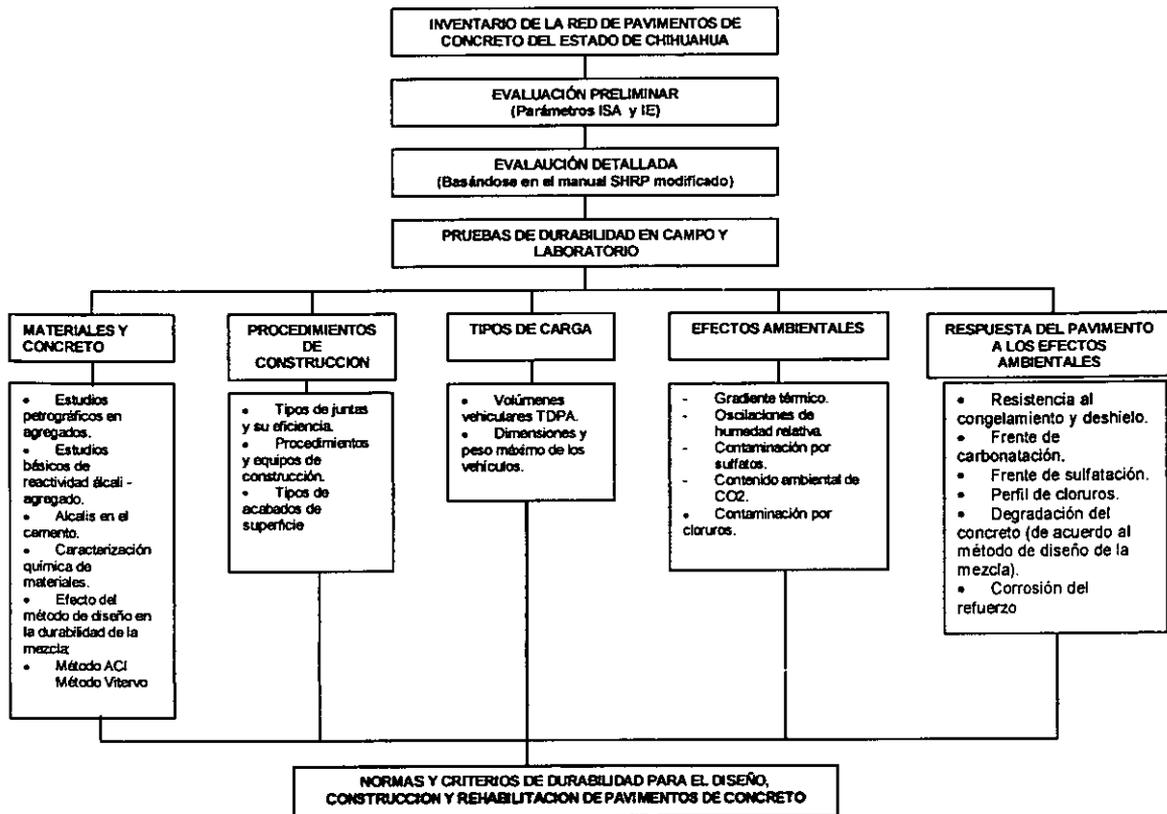


Figura 2.2.2. Metodología general para evaluación de pavimentos de concreto hidráulico.

A continuación se detallan las cinco áreas básicas que inciden en la durabilidad de los pavimentos de concreto hidráulico.

### *Materiales y Concreto.*

Resulta fundamental en los análisis de durabilidad del concreto el conocimiento de las propiedades de los materiales empleados en cada región para la construcción de pavimentos de concreto, para lo cual se deberán realizar estudios de caracterización de materiales mediante análisis petrográficos, estudios básicos para determinar los agregados potencialmente reactivos, estudios básicos de los cementos empleados en la región considerando la composición química de los mismos, su contenido de álcalis y su finura. Esta información facilitará el tener una caracterización química y física de los materiales empleados en la construcción de las losas de concreto.

Se sugiere la definición de regiones climáticas en el área de estudio realizando estudios petrográficos de agregados gruesos y finos. En el caso de los agregados gruesos, ubicar los bancos de calizas de donde se extraen los mismos por tener una dureza 3, procediendo a la toma de muestras tanto del material triturado final como del material directo del banco. Debe realizarse una exploración detallada del banco en la misma ocasión en que se realice el muestreo. En el caso de los agregados finos el material generalmente es arena de río, razón por la cual deben ubicarse los ríos de donde se extrae éste y se procederá al muestreo del material necesario para el estudio, conforme a las diferentes regiones climáticas consideradas.

Los estudios petrográficos deben complementarse con análisis de difracción de rayos X para obtener información relativa a la composición química de los mismos, en particular para la detección de los tipos de arcillas presentes y del carácter del cuarzo si es cristalino o criptocristalino. Para determinar el carácter reactivo o no, de los agregados de cada región climática se propone el desarrollo de las pruebas que a continuación se muestran:

- Prueba química rápida (ASTM C 289) la cual determina el contenido de agregados silicios potencialmente reactivos (2 o 3 días para obtener resultados).
- Prueba de expansión de barras de mortero (ASTM C 1260 -94).
- Prueba de núcleo de roca (ASTM C 586) determinándose agregados de roca con carbonatos potencialmente reactivos (se tienen resultados en 28 días.)

Las pruebas anteriores, se deberán contrastar con reportes del estado que guardan las construcciones en las áreas de estudio, para definir de una manera más precisa las acciones necesarias ya sea para evitar reacciones deletéreas o bien minimizar la evolución de las mismas.

El estudio de la permeabilidad como un indicador de la durabilidad de la estructura de un pavimento es importante. La permeabilidad de un concreto es un buen indicador de su durabilidad frente a agresiones físicas y químicas. La baja permeabilidad y una mejora sustancial de la microestructura de su pasta implicarán una reducción de la permeabilidad. Hustain y Loland (1981) confirman lo anterior. Skurdal presenta resultados de la influencia que en la permeabilidad tiene la temperatura de la superficie.

Uno de los factores que más inciden en la durabilidad de las mezclas de concreto es la relación a/c entre más baja esta relación más resistente el concreto, más densa es la mezcla y más impermeable (Scanlon 1993).

Los compuestos químicos que se encuentran en la base hidráulica pueden contener elementos reactivos con el pavimento de concreto. Si estos compuestos ascienden por capilaridad pueden llegar al pavimento y ocasionarle deterioros es por lo tanto deseable conocer las propiedades físicas y químicas del material de subbase.

El estudio de los bancos de materiales de la región con el objeto de ver la calidad de los mismos, la posible reactividad álcali-agregado (Helmuth y Stark 1993; Stanton 1940), la contaminación de los mismos con sulfatos (Metha 1993) ó cloruros que puedan afectar la durabilidad de los concretos empleados en pavimentación (Kosmatha y Panarese 1988). El conocimiento previo a la realización de las obras de los aspectos anteriormente mencionados permitirá la planificación de las mejores mezclas y en las mejores condiciones de forma tal que se logre una mayor durabilidad con la resistencia especificada.

### *Procedimientos de construcción*

Como se puede apreciar en los pavimentos recientemente construidos, los deterioros más severos y más numerosos que presentan los pavimentos de concreto hidráulico en la ciudad de Chihuahua se encuentran ubicados tanto en las juntas de construcción como en las juntas de expansión. Por lo tanto una parte fundamental para considerar en la metodología es el análisis de las causas reales que están ocasionando estos deterioros.

La definición de los procedimientos de construcción más adecuados de acuerdo a los equipos disponibles, así como el control de calidad, deberán ser definidos en la etapa del proyecto y supervisados cuidadosamente durante la construcción a fin de mejorar la durabilidad de los pavimentos mediante el cumplimiento de la calidad especificada en el proyecto.

#### *Tipos de carga*

El conocimiento de los máximos volúmenes vehiculares, así como datos del TDPA (Tránsito Diario Promedio Anual), dimensiones y peso máximo de los vehículos que circulan por los pavimentos, son datos básicos que deben ser considerados en los análisis de durabilidad durante la etapa de proyecto. Esta información se sugiere sea obtenida mediante una recopilación de datos existentes en las dependencias correspondientes. Asimismo se procederá a la verificación cuando se considere necesario mediante aforos vehiculares, que determinen tanto el volumen como la composición del tránsito que circula por las vialidades. Esto se hace con el fin de contar con una información confiable y segura.

#### *Efectos ambientales.*

Las condiciones del medio ambiente en que se encuentran las estructuras son tan importantes como lo es el cemento, los agregados y el material de base, reafirmando con esto el verdadero papel que los agregados desempeñan como componentes activos utilizados en la construcción de la estructura del pavimento (Olague y Castro 1998).

Es importante el estudio de los mecanismos que inducen el agrietamiento por contracción plástica del concreto así como el agrietamiento por cargas de servicio ya que este redundaría en una menor durabilidad de los pavimentos (Lamond 1993). Esto requiere de información relacionada con el gradiente térmico, humedad relativa y datos de contaminación por sulfatos, CO<sub>2</sub> y cloruros.

El conocimiento del gradiente térmico de la losa así como de la humedad relativa interna del pavimento es muy importante para cada región y en cada caso particular de interés.

#### *Respuesta del Pavimento a los Efectos Ambientales.*

Los estudios de resistencia al congelamiento y deshielo deben efectuarse en las regiones con susceptibilidad alta y media de acuerdo a la regionalización del país propuesta en el manual del concreto de la CFE (1996). Esta se relacionará con datos de porosidad, absorción, permeabilidad y estructura del poro de los agregados previamente obtenidos. En general las partículas gruesas presentan más porosidad por lo que son las más propensas a saturarse y por lo tanto a expandirse cuando se someten a la congelación. Este aspecto deberá cuidarse especialmente en las zonas críticas (ASTM C 666).

Adicionalmente, se sugiere la realización de pruebas para determinar la profundidad de carbonatación en pavimentos existentes en cada región seleccionando los sitios de muestreo basándose en la antigüedad y condiciones que propicien la presencia de este problema.

Es importante estudiar el efecto colateral que la carbonatación podría tener en el agrietamiento del pavimento ya que al densificarse la mezcla como resultado de la

reacción álcali-carbonato podría la sobrecapa ser más susceptible a agrietarse al paso del tránsito. Ello permitirá realizar diseños más acordes con las características climatológicas del lugar y no únicamente utilizando normativa que no se sabe si es aplicable a las condiciones del medio.

Se deberá determinar además el frente de sulfatación y el perfil de cloruros en donde aplique, dependiendo de la información relativa a contaminaciones existentes.

Otro aspecto fundamental es el que se refiere al conocimiento de las condiciones locales que inducen el deterioro del acero empleado en el pavimento rígido (pasajuntas y barras de amarre) y que en caso de ignorar los efectos inducirían un proceso de corrosión con los consecuentes daños a la estructura del mismo. Cabe hacer mención de la importancia del estudio de este parámetro que no es considerado en ninguna metodología de manera sistemática, y que repercute considerablemente en los costos de un pavimento ya que, si bien el 61% corresponde al costo del cemento, le sigue el costo de los pasajuntas y barras de amarre con un 17% del costo total de la losa. Esto evidencia la importancia de dictar recomendaciones relativas a mejorar la durabilidad del concreto y su protección contra los agentes que corroen el acero, sobre todo en regiones climáticas con condiciones y elementos agresivos.

#### *Normas y criterios de durabilidad para el diseño, construcción y rehabilitación de pavimentos de concreto.*

Una vez analizada la influencia de cada uno de los factores se estará en posibilidades de determinar criterios de diseño y construcción de pavimentos de concreto hidráulico, de forma tal que se obtenga una mayor durabilidad del concreto, reduciendo su susceptibilidad al agrietamiento, (Olague y Castro 1998b) aumentando su impermeabilidad, dureza y una mayor resistencia a la compresión. El ahorro en costos de mantenimiento y conservación de vialidades está directamente relacionado con el empleo de metodologías acordes a las características climáticas y a los materiales empleados en la región.

### **2.2.2 Evaluación preliminar.**

Inicialmente se contempla la realización de un inventario de los pavimentos de concreto de la región en estudio. En esta etapa la recopilación de la información existente está orientada al conocimiento de datos relativos a: tipos y volúmenes de carga que circulan por las áreas seleccionadas para el estudio, fecha en que se construyeron los tramos, ubicación, área ( longitud y ancho), características geométricas, historial del tránsito, espesores del pavimento, espesores de la base, tipo de cemento, peso del material cementante, relación a/c, resistencia a la flexión, resistencia a la compresión, tamaño máximo del agregado usado, tipos de juntas utilizadas localmente, datos climatológicos, entre otros. El inventario servirá para definir la organización para el levantamiento de datos de campo relacionados con la evaluación preliminar.

Para el caso de la ciudad de Chihuahua se procedió a la realización del inventario solicitando información en la Dirección de Obras Públicas Municipales, el Consejo de Urbanización Municipal, información proporcionada por el Grupo Cementos de Chihuahua y en recorridos preliminares para ubicación de vialidades que contarán con pavimentos rígidos. En total se ubicaron 42 avenidas pavimentadas con concreto hidráulico. Se procedió a la división de la red en tramos y subtramos homogéneos, se identificó cada

tramo con un código sencillo que comprende: número de avenida, número de tramo y subtramos. Así como una orientación ó división de la ciudad en sectores para mejor ubicación y procesamiento de la información recabada.

Se definió un sistema patrón de recolección de datos, el cual consistió en la formación de brigadas de levantamiento de datos debidamente capacitadas constituidas por un chofer y dos evaluadores como mínimo. La capacitación es esencial para sensibilizar a los evaluadores con los criterios y patrones a seguir en la obtención de la información a fin de asegurar la obtención de resultados reproducibles y congruentes. Estos deben viajar en un vehículo a una velocidad aproximada de 20 a 30 km./hr, de forma tal que permita visualizar los deterioros a evaluar. Si en determinado tramo se tiene duda, acerca de un parámetro a calificar, un deterioro no identificado o de forma dudosa se detiene la unidad para su observación y deliberación al respecto para la asignación de la calificación. Se asignan las rutas diarias y al finalizar la evaluación de cada tramo la brigada revisa las calificaciones asignadas de manera de asegurar congruencia y objetividad en los datos, si existiera alguna duda se delibera al respecto, e incluso si es conveniente regresar a inspeccionar el tramo evaluado. La brigada debe concordar en las calificaciones asignadas a cada parámetro.

El equipo requerido consiste en un vehículo provisto de un odómetro, mecánico o electrónico que tenga una precisión de 10 m, manual para realizar la evaluación preliminar, formatos de evaluación, tabla de agrimensor, plano de itinerario previsto para hacer el levantamiento, luces de prevención intermitentes montadas sobre el vehículo, y señal informativa que justifique el comportamiento anormal del vehículo en el flujo de tránsito.

#### **2.2.2.1 Estructura de la recolección de datos.**

El inventario de pavimentos de concreto hidráulico se organiza por vías clasificándolas en principales, secundarias y rutas de transporte urbano, diferenciando secciones homogéneas, que tengan características similares en relación con número de carriles y condición del pavimento. En el esquema desarrollado especialmente para esta evaluación se distinguen 4 áreas de información:

1. *Identificación de la avenida y ubicación en el sistema de vialidades.* La información referente a este tema se realiza en gabinete al inicio de las actividades que se realizarán en el día, donde se determina también el itinerario a seguir, según convenga suministrando los formatos para la evaluación.
2. *Identificación de secciones homogéneas en el campo.* Para proceder al levantamiento en el campo, se comienza definiendo los tramos específicos a evaluar, los cuales tendrán una longitud variable hasta un máximo de 500 m. Una sección homogénea termina cuando cambia la condición del pavimento, hay un cambio en las características geométricas, un cruce con una avenida importante o bien por llegar a límite de 500m. Sin embargo cabe señalar que las secciones se pueden expandir siempre que sea posible hasta una intersección importante ó presentar cualquier cambio de las condiciones de la sección. Dependiendo del criterio que tomen los evaluadores en la recolección de datos, así como la facilidad para el procesamiento de la información.
3. *Recolección del estado actual del pavimento.* Para la recolección de la información referente al estado actual que guardan los pavimentos se consideraron los cinco

indicadores o parámetros que se explicaron en el capítulo anterior ya que son los de más relevancia englobando en los mismos el comportamiento de los pavimentos urbanos. Estos deterioros son los citados con anterioridad, agregando los concernientes a la durabilidad. Los cuales son: roturas o baches descubiertos (D1), fisuras en bloque (D2), otras fisuras (D3), defectos de superficie (D4); y comodidad de manejo (D5). (SEDESOL 1997). La condición del pavimento se establece asignándoles una calificación promedio a cada uno de los indicadores, según la frecuencia o extensión de las áreas afectadas por los mismos.

4. *Levantamiento de información complementaria.* Cualquier detalle importante relacionado sobre todo con los parámetros de durabilidad se anota en la parte de observaciones y recomendaciones.

### 2.2.2.2 Evaluación de los deterioros por indicadores o parámetros.

En el presente punto se describirá la forma en que se desarrolló la calificación de cada indicador o parámetro para la evaluación detallada.

1. *Roturas (D1).* Se tiene como objetivo principal en este primer indicador ó parámetro, la evaluación de la integridad del pavimento en su condición actual. Los baches son inventariados contando en número de estos en la sección, clasificándolos de la manera siguiente.

SEGÚN SEVERIDAD	(S) SUPERFICIALES	PÉRDIDA DE CARPETA SOLAMENTE
	(P) Profundos	Pérdida de carpeta + base granular
Según el área afectada	(A) Área menor de 1.0 m <sup>2</sup> .	
	(B) Área mayor de 1.0 m <sup>2</sup> .	

Tabla 2.2.1. Sistema de clasificación de baches.

Los evaluadores en campo se limitan a inventariar el número de roturas o baches conforme a la clasificación anteriormente indicada. El parámetro D1 se calcula en gabinete según la fórmula siguiente, que asigna un mayor peso a los baches profundos y de mayor extensión (SEDESOL 1997)

$$DI = \frac{0.7 * SA + 2 * SB + 2 * (0.7 * PA + 2 * PB)}{L * Nc * 3.3} * 100 \quad (2.2.1)$$

Donde:

SA = número de baches superficiales de área < 1m<sup>2</sup>

SB = número de baches superficiales de área > 1m<sup>2</sup>

PA = número de baches profundos de área < 1m<sup>2</sup>

PB = número de baches profundos de área > 1m<sup>2</sup>

L = longitud de la sección en metros.

Nc = número de carriles en la sección (se supone de 3.3 m promedio)

En consecuencia D1 vale cero cuando no existe ninguno de los deterioros antes citados incluyendo los baches y crece en la medida que el área afectada aumenta. Valores superiores al 2% revelan una incidencia muy alta de estos daños.

2. *Fisuras en bloque (D2)*. El objetivo a cumplir en este parámetro es, evaluar la integridad de la estructura del pavimento y su potencial evolución a muy corto plazo. En la etapa de evaluación preliminar no es necesario diferenciar los niveles de severidad de estos fisuramientos, esto se hará en la evaluación detallada cuando así se requiera. Este parámetro representa la extensión del área de pavimento cubierta con fisuras en bloques. El operador de campo estima el área de pavimento afectada en la sección homogénea de acuerdo al número de tableros afectados por las grietas en bloque, para ello el evaluador cuenta con una plantilla estándar que dan una idea representativa de la sección ha evaluar (SEDESOL 1997), con ello podrán asignar la calificación de este parámetro, en gabinete se utiliza la tabla 2.2.2 para asignarle una calificación porcentual de acuerdo al número asignado en campo (del 0 al 4 según corresponda).

D2	PORCENTAJE DE LA SUPERFICIE AFECTADA EN LA SECCIÓN EVALUADA.	DESCRIPCIÓN DE LA CONDICIÓN DEL PAVIMENTO
0		Ausencia de fisuras en bloque
1	0% < P < 5%	Fisuración escasa, aislada y ocasional
2	5% < P < 15%	Fisuración intermitente, se distribuyen regularmente en la sección
3	15% < P < 25%	Fisuración frecuente, afecta gran número de losas o gran parte de las huellas de canalización
4	P > 25%	Fisuración extensiva, generalizada en toda la sección evaluada

Tabla 2.2.2 Criterios de calificación asignados a los parámetros D2 y D3.

3. *Otras fisuras (D3)*. El objetivo de este parámetro es estudiar, el conjunto de fisuras en general ya que se relacionan con la integridad del pavimento o al menos con la integridad de la superficie de rodamiento y es importante el estudio de su evolución en el mediano plazo.

En la evaluación preliminar de este tipo de deterioros, no se establecen diferencias por tipo y nivel de severidad de las fisuras. Se establece como en el caso anterior (parámetro D2) según la extensión o frecuencia observada en la sección de acuerdo a la comparación estándar para asignarle la calificación correspondiente (SEDESOL 1997).

4. *Defectos de superficie (D4)*. El objetivo de este indicador es, evaluar la condición de la superficie del pavimento con relación a la existencia de diversos tipos de daños que si bien no comprometen la integridad estructural pueden hacerlo en corto o mediano plazo.

La calificación del área afectada se efectúa también por comparación con los estándares respectivos (SEDESOL 1997), asignándole un valor de área porcentual afectada. El indicador D4 comprende valores de 0 a 4, en forma análoga a los indicadores D2 y D3 precedentes. La tabla 2.2.3 es similar a la tabla anterior y facilita la asignación de criterios para calificar los defectos de superficie de manera más objetiva en gabinete.

D4	PORCENTAJE DE LA SUPERFICIE O DE LA LONGITUD DE JUNTAS AFECTADAS EN LA SECCIÓN.	DESCRIPCIÓN DE LA CONDICIÓN DEL PAVIMENTO
0		Ausencia de defectos de superficie con severidad moderada a alta.
1	0% < P < 5%	Defectos escasos, aislados y ocasionalmente, zonas más críticas (esquinas).
2	5% < P < 15%	Defectos intermitentes, se distribuyen con regularidad en la sección.
3	15% < P < 25%	Defectos frecuentes, afectan un gran número de losas.
4	P > 25%	Defectos extensivos generalizados en toda la sección evaluada.

Tabla 2.2.3 Criterios para calificar el deterioro D4 (defectos de superficie).

5. *Comodidad de manejo (D5)*. Caracterizar la calidad funcional o serviciabilidad del pavimento con relación a su aceptación por parte del usuario, es el objetivo principal a calificar en este parámetro. Para efectuar la calificación de este parámetro se necesita recorrer el tramo o sección en un vehículo a una velocidad uniforme (velocidad de circulación), donde los evaluadores no deben de tomar en cuenta la apariencia de la superficie del pavimento. Se ha propuesto como medida para calificarlo el Índice de Servicio Actual (ISA) o Índice de Serviabilidad Presente (PSI), conforme a la tabla 2.2.4.

ISA	ESTADO	DESCRIPCIÓN
5	MUY BIEN	Pavimentos nuevos o casi nuevos con una planicidad adecuada y libres de grietas o reparaciones. Todos los pavimentos construidos o reconstruidos durante el año de evaluación normalmente se califican como muy bueno.
4	BIEN	No están tan planos como los anteriores, proporcionan una buena calidad de manejo, tienen pocos deterioros superficiales visibles. Pueden comenzar a mostrar evidencia de deterioro superficial leve tal como grietas de menor importancia.
3	ADECUADO	La calidad de manejo es notablemente inferior a la de los pavimentos nuevos, pero puede tolerar tráfico de alta velocidad. Pueden tener poca deficiencia en las juntas, agrietamientos y algo de bombeo.
2	MALO	Pavimentos que se han deteriorado a tal grado que esta en la necesidad de volver a rehabilitar la losa.
1	PÉSIMO	Pavimentos que están en una condición extremadamente deteriorada y pueden incluso necesitar una reconstrucción completa.

Tabla 2.2.4 Criterios para calificar la calidad de manejo de un pavimento de concreto hidráulico.

Es muy importante que se transite por el carril más crítico, en las avenidas es muy probable que la velocidad no se pueda mantener, ya que el número de carriles es variado y los vehículos pueden influenciar en los evaluadores. Lo anterior no debe influir en la calificación, así como se citó anteriormente como son los defectos que observa, sino el efecto que tiene la comodidad de manejo. Esta se consideró la forma más eficiente de evaluar los problemas de durabilidad centrándose en levantar en campo una información completa, y de forma práctica.

### 2.2.2.3 Procesamiento de la información obtenida en la evaluación preliminar

Con el fin de contar con un indicador global que combine en un valor único los aspectos de integridad del pavimento y calidad del servicio que la avenida ofrece se plantea la utilización del "Índice de estado". Este índice se calcula para cada segmento o sección homogénea de una vía, incorporando los resultados al propio formato de evaluación y a los archivos correspondientes de la base de datos proveniente del inventario.

La determinación del índice de estado, se ha calculado conforme lo marca la metodología sugerida por SEDESOL para las ciudades medias (SEDESOL 1997). A continuación se describe el procedimiento de cálculo:

La fórmula para el cálculo del índice de estado es la siguiente:

$$IE = 100 - fa * \sum_{i=1}^r (i, e) \quad (2.2.2)$$

Donde:

IE = Índice de estado, variable de 0 a 100.

Fa = Factor de ajuste.

r = Número de daños observados en la sección, variable de 0 a 5.

d = Puntos a deducir, función del tipo de daño (Di) y el nivel de extensión asignado al mismo.

Para la interpretación de resultados se establece una guía mostrada en la tabla 2.2.5. Un

ÍNDICE DE ESTADO	NIVEL DE SERVICIABILIDAD	COSTOS DE LOS USUARIOS	DESCRIPCIÓN DE LA CONDICIÓN DEL PAVIMENTO
100-90	Muy bueno	Costos de operación de referencia (100%)	Pavimento en condición muy buena; circulación muy confortable, superficie uniforme. No se observan daños o eventualmente éstos son ocasionales y poco significativos.
80-60	Bueno a regular	Ligero incremento, costos de operación 105 a 120%.	Pavimento en condición buena a regular, circulación confortable. Se observan fallas incipientes aunque de tipo localizado.
50-40	Regular a malo	Significativo incremento de costos de operación 120 a 150%.	Pavimento en condición regular, circulación poco confortable. Daños manifiestos y frecuentes. El pavimento se aproxima al fin de su vida útil, requiere una inspección detallada.
30	Malo a muy malo	Altos costos de operación 130 a 150%	Pavimento en condición deficiente, circulación no confortable. Daños en proceso de generalización. El pavimento está alcanzando su vida útil.
20-10	Muy malo a pésimo	Muy altos costos de operación 145 a 170%	Condición deficiente; circulación pésima. Daños completamente generalizados e irreversibles.

Tabla 2.2.5 Guía para interpretar los resultados obtenidos.

Índice de estado de 100 indica un pavimento excelente, sin fallas visibles en su superficie. El valor de 0 en el otro extremo, es la calificación más baja posible, una condición deficiente en la cual el pavimento requiere rehabilitación o reconstrucción esta determinada por un IE inferior a 40. Es importante mencionar que si bien la fórmula empleada es esencialmente la misma propuesta por SEDESOL (1997) la información de campo esta enfocada a determinar los deterioros observados especialmente los relacionados con problemas de durabilidad en pavimentos de concreto hidráulico.

### 2.2.2.4 Procedimiento general para el desarrollo de aplicaciones en la etapa de evaluación preliminar del Sistema SIG desarrollado.

En resumen, el procedimiento para la evaluación se integra de la siguiente manera:

- a) Se definen tramos homogéneos de pavimentos limitando su extensión o longitud, para todas las vialidades a evaluar.
- b) Se integra un equipo de evaluación conformado por un chofer y dos evaluadores.
- c) El equipo procede a la evaluación por tramos de las vialidades previamente definidas. Esta actividad se realiza en un vehículo de condiciones y características estándares y a cierta velocidad recomendada. El equipo califica los componentes que se enuncian en el siguiente punto.
- d) La evaluación del pavimento se realiza según la caracterización de los siguientes deterioros:
  - **Roturas o baches descubiertos (D1):** Estos se cuantifican clasificándolos de la siguiente manera
 

Baches superficiales de áreas menor que 1m <sup>2</sup>	[D1a]
Baches profundos de área menor que 1m <sup>2</sup>	[D1b]
Baches superficiales de área mayor que 1m <sup>2</sup>	[D1c]
Baches profundos de área mayor que 1m <sup>2</sup>	[D1d]
  - **Fisuras en bloque (D2) [D2v]:** Principalmente se incluyen en esta categoría las grietas en mapa.
  - **Otras fisuras (D3) [D3v]:** En este grupo se consideran las grietas en esquina, así como las longitudinales y transversales, también las debidas al mal funcionamiento de juntas y las inducidas.
  - **Defectos de superficie (D4) [D4v]:** Aquí se integran el desconchamiento, despostillamiento de juntas, deficiencias del sello de juntas, agregado expuesto y reparaciones.
  - **Comodidad de manejo (D5) [D5v]:** Comprende la medición del índice de servicio actual.

Los elementos que cuentan con claves entre corchetes son a los que se les asigna una calificación, además, la clave comentada será utilizada más adelante en la definición de la estructura de la tabla de datos correspondiente.

Desde la etapa preliminar es posible contar con información que indique el tipo de deterioros su severidad y localización, pudiendo planear de mejor forma la conservación orientada a prolongar la durabilidad de los pavimentos de concreto.

También, y a fin de orientar la evaluación con base en criterios de durabilidad, se complementó la evaluación identificando la presencia de los siguientes elementos:

- Agrietamiento [D3g]
- Grietas de durabilidad [D3D]
- Corrosión en pasajuntas [D3c]
- Bombeo [D3b]
- Falta de sello en juntas [D4s]
- Desprendimiento [D4d]
- Agregado expuesto [D4a]
- Posible Reactividad [D4r]

Al final se obtiene una hoja de evaluación para cada vialidad inspeccionada. En ocasiones la vialidad se recorre en uno o en ambos sentidos en función de las condiciones existentes.

Para la conformación de la base de datos de evaluación preliminar se propone el siguiente criterio:

- A un sentido de vialidad evaluada se le define como **Recorrido** de evaluación. Si una vialidad se evalúa en ambos sentidos serán dos recorridos de evaluación.
- La metodología arriba comentada considera la evaluación por tramos homogéneos. Aquí es importante señalar qué tramo en la temática de la evaluación preliminar corresponde a una porción de una vialidad en la cual pueden estar incluidas más de una cuadra. En la red de estudio, el término tramo corresponde a la porción de una vialidad con una extensión de no más de una cuadra. Para evitar esta ambigüedad, y en lo subsiguiente en este trabajo a lo que se conoce como tramo homogéneo en la metodología de evaluación preliminar aquí se le denominará **grupo de tramos**. Así que para cada grupo de tramos se asignarán las calificaciones obtenidas, por lo que los tramos en particular para la red de estudio obtendrán una calificación promedio según al grupo de tramos a que pertenezcan.

En la figura 2.2.3 se ilustra la definición de recorrido de evaluación y de grupo de tramos evaluados. En esa misma figura se observa que el recorrido se realiza en un sólo sentido y es conformado por dos grupos de tramos evaluados. El primer grupo se compone por siete tramos de la red de estudio, mientras que el segundo por cinco, por lo tanto los

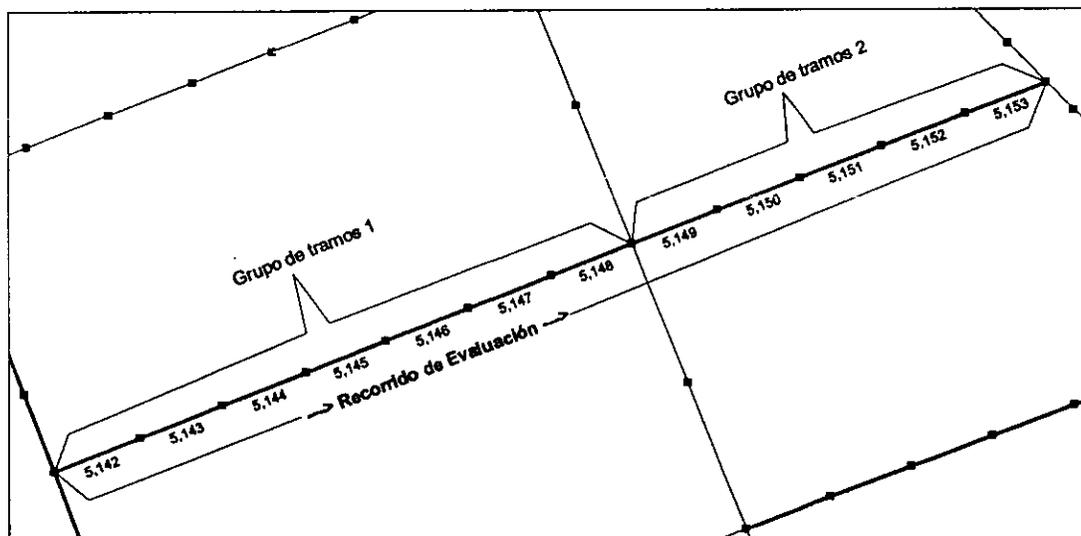


Figura. 2.2.3. Modelo para base de datos de evaluación preliminar.

primeros siete tramos tomarán la calificación promedio obtenida para el primer grupo de tramos, y de manera similar para los cinco tramos del segundo grupo.

Con base en el criterio recién expresado se diseñan las siguientes tablas:

**TbIRecEval:** Trata de la información general del recorrido de evaluación.

**TbIGpoTraEva:** Se refiere a la información de cada grupo de tramos evaluados incluyendo las calificaciones obtenidas para un recorrido de evaluación específico.

**TbITraEval:** Contiene los tramos de la red de estudio que participan en un grupo para un correspondiente recorrido de evaluación.

La estructura de estas tres tablas se muestran en 2.2.6, 2.2.7, 2.2.8. De la tabla 2.2.6 la explicación para los seis primeros campos resulta obvia y se fortalece en el apartado de operación del sistema, sin embargo para los campos restantes se refiere a lo siguiente.

IdSIRec e IdSFRec son campos en donde se almacenan el sentido de inicio y de terminación del recorrido, por ejemplo, de la misma figura 2.2.3 y suponiendo que la vertical está hacia el norte, el sentido de inicio, es decir de donde se parte es el suroeste, mientras que el sentido en donde termina es el noreste. En la tabla TblRecEval se ingresarán esos sentidos en formato numérico pero para ser más explícita la descripción de cada número se encuentra en la tabla TblzSenRec.

El campo de IdJefBrig se refiere a un identificador para la brigada que realizó la evaluación en campo, en el anexo A se muestra la definición de la tabla TblzJefBrig y en ella se almacena descriptivamente los nombres de las personas que integran dicha brigada.

DescRec se puede emplear para ingresar cualquier tipo de anotación u observación. Por último, en el campo Sentido se refiere a un identificador general para el sentido del recorrido de evaluación. Para este caso se consideran dos opciones siendo (1) si el sentido general va del sur (SO, S y SE) hacia el norte (NE, N y NO) y (2) en caso contrario. Para el caso de la figura. 2.2.3 el sentido sería (1) ya que va del SO al NE.

NOMBRE DE LA TABLA:		TBLRECEVAL	
Descripción:		Información general de cada recorrido de evaluación	
Campo	Tipo de Datos		Descripción
	Access	GIS (MIF)	
IdRec	Entero	Integer	Identificador del Recorrido
FechaRec	Fecha	Date	Fecha del Recorrido
HoraRec	Entero	Small Integer	Hora del Recorrido
IdNom	Entero Largo	Integer	No. del nombre de la calle del recorrido
IdNomIni	Entero Largo	Integer	No. del nombre de la calle de inicio del Rec
IdNomFin	Entero Largo	Integer	No. del nombre de la calle de terminación del Rec
IdSIRec	Entero	Small Integer	Sentido inicial del recorrido
IdSFRec	Entero	Small Integer	Sentido final del recorrido
IdJefBrig	Entero	Small Integer	Identificador de jefe de brigada
DescRec	Texto (60)	Character (60)	Descripción o comentario del recorrido
Sentido	Entero	Integer	Sentido del recorrido

Tabla 2.2.6. Estructura de la tabla TblRecEval.

NOMBRE DE LA TABLA:		TBLGPOTRAEV	
Descripción:		Información del grupo de tramos evaluados, incluye calificación.	
Campo	Tipo de Datos		Descripción
	Access	GIS (MIF)	
IdRec	Entero Largo	Integer	Identificador del Recorrido
IdGpoEv	Entero	Integer	Identificador del Grupo de Tramos
IdNomIniGp	Entero Largo	Integer	No. del nombre de la calle de inicio del Gpo
IdNomFinGp	Entero Largo	Integer	No. del nombre de la calle de terminación del Gpo
NumCarr	Entero	Small Integer	No. de carriles del grupo de tramos
CalD1a_Gp	Entero	Small Integer	Num. baches superficiales <1m2
CalD1b_Gp	Entero	Small Integer	Num. baches profundos <1m2
CalD1c_Gp	Entero	Small Integer	Num. baches superficiales >1m2
CalD1d_Gp	Entero	Small Integer	Num. baches profundos >1m2
CalD2v_Gp	Doble	Float	Fisuras en bloque
CalD3v_Gp	Doble	Float	Otras fisuras
CalD4v_Gp	Doble	Float	Defectos de superficie
CalD5v_Gp	Doble	Float	Comodidad de manejo
ObsD3g_Gp	Si/No	Logical	Agrietamiento
ObsD3d_Gp	Si/No	Logical	Grietas de durabilidad
ObsD3c_Gp	Si/No	Logical	Corrosión
ObsD3b_Gp	Si/No	Logical	Bombeo
ObsD4s_Gp	Si/No	Logical	Falta de sello
ObsD4d_Gp	Si/No	Logical	Desprendimiento
ObsD4a_Gp	Si/No	Logical	Agregado expuesto
ObsD4r_Gp	Si/No	Logical	Reactividad
ObsGp	Texto (60)	Character (60)	Observaciones en el grupo de tramos

Tabla 2.2.7. Estructura de la tabla TblGpoTraEv.

NOMBRE DE LA TABLA:		TBL TRAEVAL.	
Descripción:		Tramos de la red de estudio para un grupo de tramos y un recorrido de evaluación.	
Campo	Tipo de Datos		Descripción
	Access	GIS (MIF)	
IdRec	Entero Largo	Integer	Identificador del Recorrido
IdGpoEv	Entero	Small Integer	Identificador del Grupo de Tramos
IdTr	Entero Largo	Integer	Identificador del Tramo

Tabla 2.2.8. Estructura de la tabla TblTraEval.

De la estructura para la tabla TblGpoTraEv (Tabla 2.2.7) se distingue también la presencia del campo IdRec de la tabla TblRecEval, esto es importante a fin de lograr la relación necesaria entre ambas tablas. Los campos para los nombres de las calles tienen el mismo significado de la tabla de recorridos de evaluación. Todo los demás campos llevan aquellas claves comentadas al inicio de esta sección y que estaban entre corchetes, solamente se le anteponen las siglas "Cal" u "Obs" de calificación y observación, respectivamente. El campo ObsGpo también se utiliza para cualquier observación o anotación sobre el grupo. El empleo más generalizado se recomienda para introducir

nombres de calles de inicio o terminación del grupo y que no están dadas de alta en la red de estudio.

A partir de los datos de las dos tablas anteriores ya se cuenta con la información correspondiente a evaluación preliminar pero aún no se tiene la liga con la red de estudio, para ello se utiliza la estructura de la tabla TblTraEval, en dicha tabla se observa el campo IdRec que ya existe en las dos tablas anteriores y el IdGpoEv que también se tiene en TblGpoTraEv. Con la liga entre esos campos se puede relacionar toda la información entre estas tres tablas. Más aún con el campo IdTr de TblTraEval se liga con la TblTramos a través del mismo campo IdTr, que cuenta con el mapa de la red de estudio y así poder representar y analizar gráficamente los datos de evaluación preliminar.

En el diagrama de la figura. 2.2.4 se muestra esquemáticamente el diseño utilizado en las relaciones de estas tablas para obtener la base de datos de evaluación preliminar. Es importante destacar que, sólo se han mostrado las tablas que directamente contienen los datos de evaluación preliminar, sin embargo, algunas de ellas están relacionadas con otras. Por ejemplo, las tablas TblRecEval y TblGpoTraEva contienen valores del número que identifica la calle o vialidad, así que también se relacionan con la TblzNomCalles para sacar los nombres completos de las calles. También TblRecEval se relaciona con TblzSenRec para obtener la descripción de los sentidos de recorrido así como con TblzJefBrig para la descripción de la brigada que realizó la evaluación.

En la figura 2.2.4 se muestra parcialmente en algunas tablas los campos que las integran por razones de espacio, sin embargo debe quedar claro que cada tabla contiene todos los campos que se definieron en la estructura de las mismas

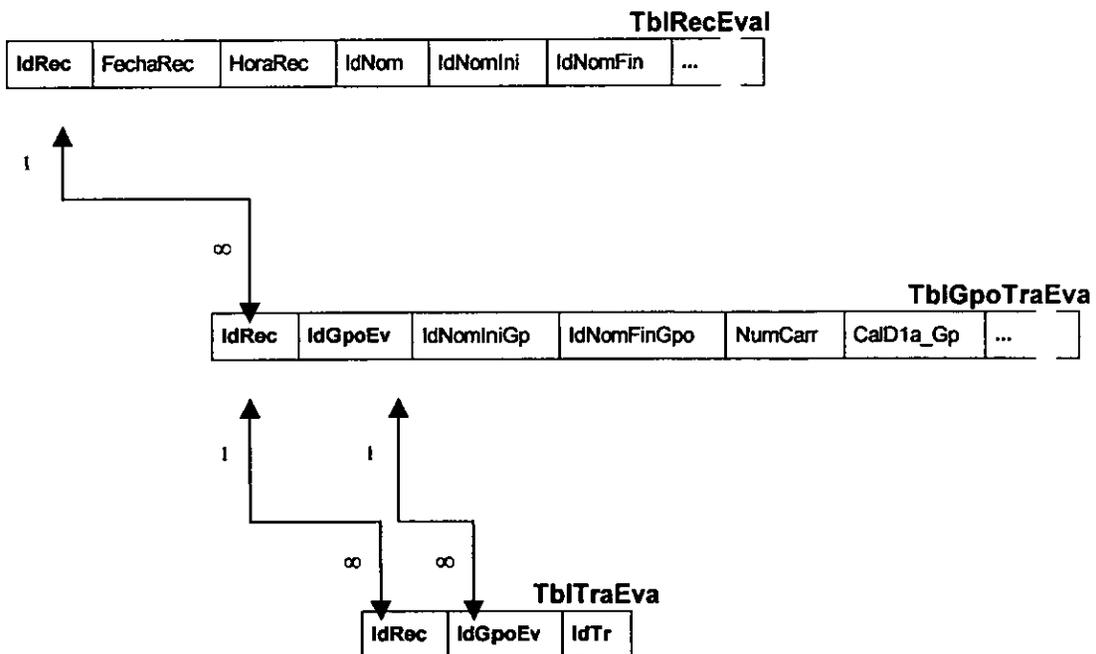


Figura. 2.2.4. Diagrama para el diseño de evaluación preliminar.

### 2.2.3 Evaluación detallada.

La realización de esta etapa de la investigación se basa principalmente en los resultados que se obtuvieron después de analizar toda la información que se obtuvo en la evaluación preliminar. Teniendo toda la información en la base de datos se dio a la tarea de procesar la información de acuerdo a lo planteado por (SEDESOL 1997)

Con los resultados obtenidos se procedió a emplear el Manual de Identificación de Deterioros de los Pavimentos Rígidos presentado por (SHRP 1993) modificado para la adecuada consideración de deterioros ligados a problemas de durabilidad. La modificación consiste en la consideración específica de problemas de corrosión de pasajuntas y barras de amarre, agrietamientos por AAR y problemas de carbonatación, que el SHRP (1993) no considera.

La evaluación se realizó empleando los formatos modificados presentados en el (SHRP, 1993), así como utilizando la agrupación de deterioros citados con anterioridad.

De manera similar a la evaluación preliminar se realizó la detallada con la salvedad de que en ésta la evaluación se realizó a pie, ya que se tienen que cuantificar cada uno de los deterioros encontrados en las vialidades estudiadas de manera tal como se describe en el siguiente punto.

#### 2.2.3.1 Estructura de la recolección de deterioros utilizando niveles de severidad.

El inventario detallado se desarrolló de manera tal que los tramos que se seleccionaron contemplaran los deterioros referente a la durabilidad. Se desarrollaron algunas modificaciones de los formatos presentados por el SHRP, especialmente para esta evaluación, donde se distinguen la siguiente información:

1. *Simbología del Inventario Detallado:* en este formato se presentan todos los deterioros analizados, donde se muestra la forma de calificar cada uno de los mismos, así como también si el deterioro cuenta con nivel de severidad, es de suma utilidad ya que facilita la recolección de información en el campo,
2. *Inventario Detallado de Deterioros:* en el presente formato se hace un levantamiento de la sección evaluada, donde con ayuda del punto anterior se dibuja el tipo de deterioro, señalando en el mismo el nivel de severidad, además de poder cuantificar cada deterioro. Este levantamiento se realiza a escala señalando cada losa evaluada.
3. *Escalonamiento de la Junta Transversal y Grietas:* como se citó en la definición de este deterioro, es más conveniente llevar un registro del deterioro que un nivel de severidad, se procedió a realizar su respectivo formato donde se registra la lectura tomada cada junta y grieta transversal completa. Este registro será de mucha utilidad para proseguir con el estudio de las juntas.
4. *Resumen de la Evaluación Detallada:* en este formato se realiza una cuantificación de todos los deterioros, cuantificando en el mismo por separado cada nivel de severidad, tomando en cuenta para cada deterioro la unidad en la que levantó.

### 2.2.3.2 Descripción de los deterioros con niveles de severidad y forma de cuantificarlos.

Para realizar el estudio más a fondo de los deterioros se necesita diferenciar en los mismos su nivel de severidad, así como también con qué frecuencia se encuentran, por lo tanto se tiene que tener muy claro como analizar cada deterioro. Teniendo lo anterior presente se da una descripción para cada uno de los deterioros relacionados con problemas de durabilidad.

**Mapa de grietas y desconchamiento:** El mapa de grietas es el conjunto de grietas que se extienden sólo en la superficie superior de la losa. Con frecuencia, grietas más grandes se orientan en la dirección longitudinal de pavimento y son conectadas entre sí por grietas transversales o grietas al azar más finas. Este tipo de agrietamientos en forma de mapas

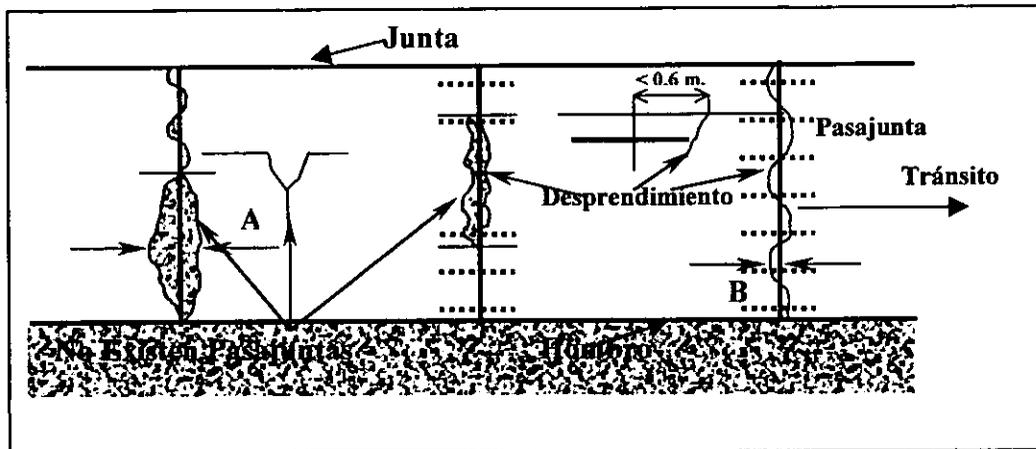


Fig. 2.2.5 Corrosión de pasajuntas.

pueden deberse a reacciones deletéreas álcali-agregado por lo que deben registrarse en una evaluación, también contribuyen deficiencias en el mezclado y vibrado, pobres prácticas de construcción (sobre trabajado de la superficie), o un curado defectuoso. El desconchamiento es un deterioro superficial de la losa de concreto cuyo espesor varía de 3mm a 13 mm y que pueden ocurrir al azar una vez concluido el pavimento. Este deterioro puede deberse a una selección inadecuada de los materiales, un mal procedimiento de acabado y a niveles de tráfico diferentes a los de diseño.

**Agregado reactivo:** La medición se realiza de manera similar al mapa de grietas, ya que lo diferencia es el tipo de agrietamiento que se tiene, es decir la retícula de panal de abeja.

**Corrosión de pasajuntas y barras de amarre:** Cuando se tienen deficiencias en el sellado de juntas y es posible el ingreso de agua puede llegar a las barras pasajuntas o de amarre iniciándose el proceso de corrosión del acero de refuerzo. Si se presenta el fenómeno de carbonatación del concreto el cual conlleva una pérdida de alcalinidad lo que disminuye la capacidad de protección del concreto al acero facilitando la corrosión del acero de refuerzo. La figura 2.2.5 muestra un ejemplo típico del procedimiento utilizado para cuantificación de deterioros en la etapa de evaluación detallada.

### **2.2.3.3 Procesamiento de la información obtenida en la evaluación detallada.**

Los resultados obtenidos en la evaluación detallada servirán para realizar la selección de los tramos a los cuales se les procederá a aplicar las pruebas de campo y laboratorio pertinentes, así como tener un historial de los daños con los que cuentan las vialidades que se están estudiando, para poder llevar un registro de su evolución con respecto al tiempo y poder tener un criterio y decir de qué manera influyen o se relacionan los efectos o daños relacionados con la durabilidad.

Como se citó anteriormente, de esta evaluación se desprenderá un conjunto de tramos para realizar investigaciones más profundas. Teniendo esto como resultado que a largo plazo se pueda contar, derivado de la evaluación con la creación de un modelo deterioros de pavimentos.

La evaluación de los diferentes tipos de juntas que son empleados en la ciudad se realiza en la evaluación preliminar, en donde por medio del formato realizado especialmente para tal efecto, se anota todo lo relacionado con las juntas que existan en las vialidades estudiadas, además de contar con información extra por parte de la evaluación detallada, ya que la evaluación ha sido enfocada para determinar los deterioros que se presentan en las juntas.

Aparte se lleva un registro del estado de las juntas, especialmente para el estudio de los diferentes tipos de juntas. En él se realiza el levantamiento de manera global de las juntas y en caso que cambie la vialidad de tipo de junta se realiza otro llenado de formato por separado.

### **2.2.3.4 Metodología de las pruebas de campo y laboratorio.**

*Justificación para la extracción de corazones de concreto.*

El criterio empleado para la extracción de muestras, se obtuvo de los resultados que se obtuvieron de donde se aplicaron las evaluaciones tanto preliminar y detallada. Una de las causas por las cuales se procedió a la extracción de muestras o especímenes, fue que de acuerdo a la metodología de (SEDESOL 1997), se obtuvo que algunas avenidas en tramos específicos, reportaban calificación dudosa, de acuerdo al procesamiento de la información que se extrajo en el campo.

Por otro lado también en la evaluación detallada, se reportó que en las mismas avenidas en los tramos específicos contenían, entre otros tipos de deterioros, la corrosión de acero de refuerzo, bombeo, pasajuntas expuestos, grietas de durabilidad, todos estos deterioros son vinculados con la durabilidad, por lo cual se tiene otro punto para justificar la extracción de corazones en dicha vialidad.

Cabe citar que la metodología que se empleó para la extracción de corazones fue de acuerdo a lo antes citado y tratando de corroborar los resultados anteriores, se procedió a la extracción teniendo en cuenta que para ello se necesitan como mínimo dos corazones de características iguales, en el presente trabajo se extrajeron como mínimo 8 corazones de cada vialidad procediendo de la siguiente manera:

Dos corazones se extrajeron de losas completamente sanas, es decir, sin ningún deterioro superficial, o en su defecto con los mínimos deterioros posibles. Estas muestras se emplearán para obtener la resistencia actual de las losas de concreto

También se extrajeron otras dos muestras que fueran de losas que se encontraran en malas condiciones, es decir que presentaran deterioros como los tomados en cuenta en la evaluación detallada, esto es para observar, de que manera influyen estos deterioros en la resistencia y durabilidad de las losas.

Se consideró también una muestra de un espécimen que contenga en él una grieta ya sea longitudinal o transversal, considerando la misma completa (es decir, que atravesase toda la losa) o fragmentada, esto para observar la severidad y la incidencia en el espesor de la losa.

Otra muestra fue tomada para realizar una prueba de permeabilidad correlacionándola se obtendrá como influye la porosidad del concreto en la penetración del agua en forma capilar, y por ende se refleja la durabilidad de las losas.

En algunas avenidas se desconoce qué tipo de juntas tanto longitudinales como transversales que se emplearon en la construcción de la vialidad, motivo por el cual se extrajeron dos muestras más, una de la junta transversal y otra de la junta longitudinal, todo esto para verificar el tipo de junta, así como si se emplearon en las juntas transversales pasajuntas, zip-strip, o es aserrada, y por lo tanto verificar si están realizando su función adecuadamente dichas juntas.

Se extrajo un corazón más, en aquellas avenidas en donde se utilizaron las juntas de expansión, esto como se citó anteriormente sólo para verificar si están cumpliendo adecuadamente su función.

#### *Prueba de compresión de corazones de concreto.*

La extracción de las muestras se realizó de acuerdo a la especificación que marca la Norma Mexicana (NMX-C-169 ONNCCE,1997), donde esta norma establece el procedimiento para la obtención, preparación y prueba de corazones extraídos de concreto endurecido, para la determinación de espesores, resistencia a la compresión

Antes de efectuar la prueba de compresión, deben cabecearse las bases de los especímenes de acuerdo con los procedimientos que marca la norma de la referencia (NMX C 109 ONNCCE, 1997).

Se realizan en los especímenes con las bases preparadas, mediciones tanto de longitud como del diámetro de los mismos, todas ellas tomadas en ángulo recto una de otra, aproximadamente a la altura media del espécimen.

La prueba de los especímenes se realiza de acuerdo con lo establecido en la referencia,(NMX C 83 ONNCCE, 1997).

#### *Prueba de la permeabilidad correlacionada con la porosidad (ensayo de absorción capilar) (Fagerlund 1986).*

Se utiliza para determinar la absorción capilar y la porosidad de morteros y hormigones como una medida de su compacidad (BS 1983; Schweizer 1989). Se considera que los espacios vacíos que quedan en la masa del concreto y morteros a consecuencia de la evaporación del agua excedente del amasado y del aire atrapado en su manipulación se le denomina porosidad.

**Criterios de Evaluación:**

Para espesor de recubrimiento de 30 mm en ambientes severos se recomiendan hormigones con sorción capilar  $S \leq 3 \text{ mm/h}^{1/2}$  ( $5 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}^{1/2}$ ); en medios menos severos puede ser hasta de  $6 \text{ mm/h}^{1/2}$  ( $5 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}^{1/2}$ ). Si el espesor de la cubierta se incrementa, la sorción puede modificarse proporcionalmente (Ho y Lewis 1987).

En cuanto al porcentaje de porosidad:

PORCENTAJE DE POROSIDAD	CALIFICACIÓN DEL CONCRETO
$\leq 10\%$	Indican un concreto de buena calidad y compacidad.
10% - 15%	Indican un concreto de moderada calidad.
$> 15\%$	Indican un concreto de durabilidad inadecuada.

Tabla 2.2.9 Criterios para calificar la calidad de un concreto en función de la porosidad.

*Prueba para obtener la profundidad de carbonatación.*

El objetivo principal de esta prueba es el de determinar el avance de la carbonatación en el concreto por el método de vía húmeda con solución de indicador ácido-base (RILEM, 1988, UNE;1994)

Se puede definir la carbonatación como la reducción de la alcalinidad normal (pH entre 12 - 14) del concreto por efectos del bióxido de carbono ( $\text{CO}_2$ ) que difunde desde el ambiente que lo rodea. En presencia de humedad, el  $\text{CO}_2$  reacciona con los álcalis (usualmente hidróxidos de calcio, sodio y potasio), neutralizándolos para formar carbonatos disminuyendo el pH por debajo de 10.

**Criterios de Evaluación:**

En función del indicador seleccionado se establecerá el pH del frente incoloro en la muestra.

Valores de carbonatación de 2 a 3  $\text{mm/año}^{1/2}$  (en función del recubrimiento) pueden ser considerados como indicativos de elevada resistencia a la carbonatación, mientras que valores mayores de 6  $\text{mm/año}^{1/2}$  indican concretos de muy baja resistencia (Ho y Lewis 1987).

*Obtención de la eficiencia de las juntas por medio de la viga Benkelman.*

Como resultado de las evaluaciones, en específico de la evaluación detallada, se pudo contar con una relación de las juntas, y decidir en qué lugares se podría aplicar la evaluación de la transferencia de carga de las juntas por medio del uso de la Viga Benkelman (AASHTO 1996).

Dicha relación de juntas, muestra cuales juntas se encuentran en buen estado por medio del deterioro referente al escalonamiento de juntas y grietas, de tal manera se procedió a aplicar las mediciones de transferencia de carga por medio de la viga Benkelman, cabe citar que el uso de la Viga, en los pavimentos rígidos no es muy común.

La viga puede tener buena aplicación en los pavimentos rígidos, si se considera en la evaluación de los pavimentos, como un medio para obtener más información en relación u otro tipo de deterioro o daño del pavimento como puede ser el bombeo.

Procesamiento de las lecturas tomadas con la viga Benkelman:

Los datos obtenidos de las mediciones de la viga Benkelman, proporcionan información referente al estado en que se encuentran las juntas de los pavimentos estudiados, de esta información se obtendrá lo que es la eficiencia de las juntas o transferencia de carga de las mismas.

La eficiencia de la junta se define en términos de la eficiencia en la transferencia de carga la cual puede definirse como: la capacidad que tengan dos secciones de la losa para transmitir parte de la carga aplicada de una sección a otra. Se mide por lo que se denomina "factor de eficiencia". (AASHTO 1996).

$$E = \frac{2 (Def)_{desc}}{(Def)_{cargada} + (Def)_{desc}} \quad (2.2.3)$$

(Def.)<sub>cargada</sub> y (Def.)<sub>desc.</sub> son las Deflexiones de la losa del lado cargado y descargado, respectivamente.

Donde con esta sencilla operación se obtiene la eficiencia de la junta en la transferencia de carga entre losas. De manera similar a la anterior también se utilizó la siguiente fórmula para realizar los cálculos de la eficiencia de la junta.

$$T.C. = \frac{Lsal}{Lent} * 100 \quad (2.2.4)$$

En donde:

T.C. = Transferencia de carga.

Lent = Lectura de la losa cargada.

Lsal = Lectura de la losa sin carga.

### 2.2.3.5 Procedimiento general para el desarrollo de aplicaciones para la etapa de evaluación detallada del sistema SIG desarrollado.

La evaluación detallada se realizó conforme al catálogo de deterioros del SHRP (Strategic Highway Research Program) (1993), aunque en (Olague y Castro 1998) se adicionan otros elementos de evaluación conforme a criterios de durabilidad. En términos globales las metodologías descritas consideran los siguientes grupos de deterioros para evaluación:

- **Agrietamientos**
  - Grieta en esquina
  - Grietas en "D" (durabilidad)
  - Grieta longitudinal
  - Grieta transversal
- **Deficiencias de Juntas**
  - Sello transversal
  - Sello longitudinal
  - Desprendimiento de junta longitudinal
  - Desprendimiento de junta transversal
- **Defectos de superficie**
  - Grietas en mapa
  - Desconchamiento ("Scaling")
  - Agregado pulido
  - "Popups"
- **Deterioros variados**
  - "Blowups"
  - Deterioro de reparaciones
  - Efecto de bombeo
- **Escalonamiento o "faulting"**
- **Por durabilidad**
  - Agregado reactivo
  - Corrosión en barras de amarre
  - Corrosión en pasajuntas
  - Carbonatación

Los grupos descritos hacen un total de diecinueve deterioros observados los cuales se cuantifican y se califican en campo en escala 1:1. Para más detalle de la metodología de evaluación para el proyecto en estudio puede recurrirse a (Olague y Castro 1999). Como resultado inicial de esta evaluación se tiene una hoja de resumen por tramo evaluado considerando todos los deterioros en donde se anotan sus dimensiones, cantidad y niveles de severidad.

Para el diseño de la base de datos de la evaluación, se sigue atendiendo al mismo concepto de recorridos de evaluación y grupos de tramos evaluados, más aún, el diseño considera una fuerte relación respecto a los datos de evaluación preliminar. Entonces para poder ingresar un nuevo tramo de evaluación detallada debe existir previamente en el mismo tramo un recorrido de evaluación preliminar, o al menos, hay que definir el recorrido aunque no se tengan capturados los datos de esa evaluación.

Así se tiene que un tramo de evaluación detallada queda ligado a la numeración previa establecida en los tramos homogéneos de evaluación detallada, sin embargo, se adiciona

un identificador más que se define como IdFraEv que es el que identifica a la franja evaluada en ese grupo de tramos. En este caso las franjas se refieren al área comprendida por un grupo de tableros de losa en dirección del eje del camino, con un ancho igual al del tablero y con una longitud de según el número de tableros de losas evaluadas. Las tablas que se integran para conformar la base de datos de evaluación detallada son:

**TblEvaDeta:** Contiene los identificadores del recorrido de evaluación (IdRec) y del grupo de tramos evaluados (IdGpoEv) correspondientes de la evaluación preliminar, además del número de franja evaluada (IdFr); incluye los datos de los elementos de valuación para cada uno de los deterioros contenidos en la metodología a excepción del escalonamiento, su estructura se muestra en la tabla 2.2.10.

**TblEvaDetaTr:** En esta tabla se asocian los identificadores de los tramos de la red de estudio en donde se realizó la evaluación detallada. Con ella se logra el vínculo a la TblTramos para la representación y análisis espacial de la información de evaluación detallada. La estructura de esta tabla se muestra en la tabla 2.2.10.

NOMBRE DE LA TABLA:		TBLEVADETA	
DESCRIPCIÓN:		INFORMACIÓN SOBRE EVALUACIÓN DETALLADA	
CAMPO	TIPO DE DATOS		DESCRIPCIÓN
	ACCESS	GIS (MIF)	
IdRec	Entero Largo	Integer	Identificador del recorrido
IdGpoEv	Entero Largo	Integer	Identificador del grupo de tramos
IdFraEv	Entero Largo	Integer	Identificador de la franja evaluada detalladamente
OBSTramo	Texto (60)	Character (60)	Observaciones
FechEvDe	Fecha	Date	Fecha de evaluación
LongEvD	Doble	Float	Longitud de la franja evaluada
AnchoEvD	Doble	Float	Ancho de la franja evaluada
LoJunLong	Doble	Float	Longitud total de juntas longitudinales evaluadas
LoJunTran	Doble	Float	Longitud total de juntas transversales evaluadas
IdJefBrig	Entero	Small Integer	Identificador de la brigada de evaluación
GE_Nob	Entero	Small Integer	No. de grietas en esquina con severidad baja
GE_Nom	Entero	Small Integer	No. de grietas en esquina con sev. moderada
GE_Noa	Entero	Small Integer	No. de grietas en esquina con sev. alta
GD_Nob	Entero	Small Integer	No. de losas con grietas "D" en sev. baja
GD_Nom	Entero	Small Integer	No. de losas con grietas "D" en sev. Moderada
GD_Noa	Entero	Small Integer	No. de losas con grietas "D" en sev. Alta
GD_Arb	Doble	Float	Area afectada por grietas "D" en sev. Baja
GD_Arm	Doble	Float	Area afectada por grietas "D" en sev. Moderada
GD_Ara	Doble	Float	Area afectada por grietas "D" en sev. Alta
GL_Mlb	Doble	Float	longitud de grieta longitudinal en sev. Baja
GL_Mlm	Doble	Float	longitud de grieta longitudinal en sev. Moderada
GL_Mla	Doble	Float	longitud de grieta longitudinal en sev. Alta
GLs_Mlb	Doble	Float	longitud sellada de grieta long. En sev. Baja
GLs_Mlm	Doble	Float	longitud sellada de grieta long. En sev. Moderada
GLs_Mla	Doble	Float	longitud sellada de grieta long. En sev. Alta
GT_Nob	Entero	Small Integer	No. de grietas longitudinales en sev. Baja

Tabla. 2.2.10. Estructura de la tabla TblEvaDeta.

GT_NOM	ENTERO	SMALL INTEGER	NO. DE GRIETAS □ONGITUD□NALE EN SEV. MODERADA
GT_Noa	Entero	Small Integer	No. de grietas longitudinales en sev. Alta
GT_Mlb	Doble	Float	Longitud de grietas longitudinales en sev. Baja
GT_Mlm	Doble	Float	Longitud de grietas transv. En sev. Moderada
GT_Mla	Doble	Float	Longitud de grietas transv. En sev. Alta
GTs_Mlb	Doble	Float	Longitud sellada de grieta transv. En sev. Baja
GTs_Mlm	Doble	Float	Longitud sellada de grieta transv. En sev. Baja
GTs_Mla	Doble	Float	Longitud sellada de grieta transv. En sev. Baja
JTsd	Si/No	Logical	El sello en juntas longitudinales, ¿está dañado?
JTs_Nob	Entero	Small Integer	No. de juntas trans. Selladas en sev. Baja
JTs_Nom	Entero	Small Integer	No. de juntas trans. Selladas en sev. Moderada
JTs_Noa	Entero	Small Integer	No. de juntas trans. Selladas en sev. Alta
JLsd	Entero	Small Integer	No. de juntas longitudinales selladas
JLs_MI	Doble	Float	Long. Del sello dañado en juntas longitudinales
DJL_Mlb	Doble	Flota	Longitud desprendimiento junta long. En sev. Baja
DJL_Mlm	Doble	Flota	Long. Desprend. En junta long. En sev. Moderada
DJL_Mla	Doble	Flota	Long. Desprend. En junta long. En sev. Alta
DJT_Nob	Entero	Small Integer	No. juntas trans. Con desprend. En sev. Baja
DJT_Nom	Entero	Small Integer	No. juntas trans. Con desprend. En sev. Moderada
DJT_Noa	Entero	Small Integer	No. juntas trans. Con desprend. En sev. Alta
DJT_Mlb	Doble	Float	Long. Desprend. En junta trans. En sev. Baja
DJT_Mlm	Doble	Float	Long. Desprend. En junta trans. En sev. Moderada
DJT_Mla	Doble	Float	Long. Desprend. En junta trans. En sev. Alta
GM_No	Entero	Small Integer	No. de losas con grietas en mapa
GM_Ar	Doble	Float	Area afectada por grietas en mapa
SD_No	Entero	Small Integer	No. de losas con desconchamiento ("scaling")
SD_Ar	Doble	Float	Area afectada por desconchamiento ("scaling")
AP_Ar	Doble	Float	Area con agregado pulido
POP_NoAr	Entero	Small Integer	Numero de "poputs" por m2
BL_No	Entero	Small Integer	No. de losas con "blowups"
DRf_Nob	Entero	Small Integer	No. de reparaciones flexibles deterior. En sev. Baja
DRf_Nom	Entero	Small Integer	No. de rep. Flexibles det. En sev. Moderada
DRf_Noa	Entero	Small Integer	No. de rep. Flexibles det. En sev. Alta
DRf_Arb	Doble	Float	Area. De rep. Flexibles det. En sev. Baja
DRf_Arm	Doble	Float	Area. De rep. Flexibles det. En sev. Moderada
DRf_Ara	Doble	Float	Area. de rep. flexibles det. en sev. alta
DRr_Nob	Entero	Small Integer	No. de rep. rígidas det. en sev. Baja
DRr_Nom	Entero	Small Integer	No. de rep. rígidas det. en sev. moderada
DRr_Noa	Entero	Small Integer	No. de rep. rígidas det. en sev. Alta
DRr_Arb	Doble	Float	Area. de rep. rígidas det. en sev. baja
DRr_Arm	Doble	Float	Area. de rep. rígidas det. en sev. moderada
DRr_Ara	Doble	Float	Area. de rep. rígidas det. en sev. alta
EB_No	Entero	Small Integer	No. de puntos con efecto de bombeo
EB_MI	Doble	Float	Longitud total con efecto de bombeo
AR_No	Entero	Small Integer	No. de losas con agregado reactivo
AR_Ar	Doble	Float	Area identificada con agregado reactivo
COBAe	Si/No	Logical	Corrosión en barras de amarre ¿hay acero exp.?
COBAe_No	Entero	Small Integer	No. de barras de amarre expuestas

Tabla. 2.2.10 (cont.). Estructura de la tabla TblEvaDeta.

COPAE	SI/NO	LOGICAL	CORROSIÓN EN PASAJUNTAS ¿HAY ACERO EXP.?
COPAE_No	Entero	Small Integer	No. de barras de pasajuntas expuestas
OTROS_Det	Texto (50)	Character (50)	Otros deterioros

Tabla. 2.2.10 (cont). Estructura de la tabla TblEvaDeta.

NOMBRE DE LA TABLA:		TBLEVADETATR	
Descripción:		Información sobre los tramos de la red de estudio evaluados detalladamente	
Campo	Tipo de Datos		Descripción
	Access	GIS (MIF)	
IdRec	Entero Largo	Integer	Identificador del recorrido
IdGpoEv	Entero Largo	Integer	Identificador del grupo de tramos
IdFraEv	Entero Largo	Integer	Identificador de la franja evaluada detalladamente
IdTr	Entero Largo	Integer	Identificador del tramo en la red de estudio

Tabla 2.2.11. Estructura de la tabla TblEvaDetaTr.

**TblFaulting:** Contiene la información del escalonamiento o “faulting” para la franja en donde se realizó la evaluación detallada. La estructura de esta tabla se muestra en la tabla 2.2.12.

NOMBRE DE LA TABLA:		TBLFAULTING	
Descripción:		Cuantificación del faulting en juntas o grietas transversales	
Campo	Tipo de Datos		Descripción
	Access	GIS (MIF)	
IdRec	Entero Largo	Integer	Identificador del recorrido
IdGpoEv	Entero Largo	Integer	Identificador del grupo de tramos
IdFraEv	Entero Largo	Integer	Identificador de la franja evaluada detalladamente
Dist	Doble	Float	Distancia de la junta o grieta trans. desde el inicio de la franja
TipJG	Texto (2)	Character(2)	La medición de hace en ¿junta o grieta?
LongGr	Doble	Float	Longitud de la gireta transversal
EdoSelloOK	Si/No	Logical	¿Sello en buen estado?
EdoDespJ	Texto (2)	Character(2)	Severidad en el desprendimiento
Faul30	Doble	Flota	Faulting en mm a 30 cm del borde
Faul75	Doble	Flota	Faulting en mm a 75 cm del borde

Tabla 2.2.12. Estructura de la tabla TblFaulting.

En la figura 2.2.6 se muestra un diagrama de la definición de las principales relaciones de la base de datos de evaluación detallada. Aquí cabe destacar la ventaja del modelo (E/R), por ejemplo, en estas últimas tres tablas no intervienen los identificadores para los nombres de calle, sin embargo, a partir de los campos IdRec e IdGpoEv se enlazan con las tablas de recorridos de evaluación y de grupo de tramos evaluados y a partir de ellas se rescatan los nombres de las calles ya que tienen los campos correspondientes.

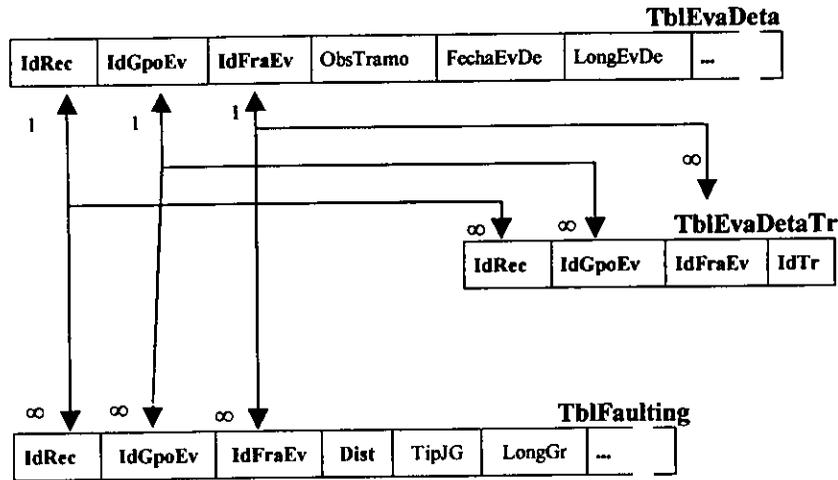


Figura. 2.2.6. Diagrama para el diseño de evaluación detallada.

### Pruebas de durabilidad en campo.

La base de datos para las pruebas de durabilidad en campo quedan integradas en dos secciones. La primera corresponde a pruebas y sondeos en donde se evalúan parámetros de resistencia a la compresión, permeabilidad correlacionada con la porosidad y carbonatación. La segunda se refiere a la eficiencia de transferencia de carga en las juntas y grietas transversales en las losas de los pavimentos rígidos.

Para la prueba de resistencia a la compresión desarrollada conforme a la Norma Mexicana (NMX-C-169 ONNCCE 1997), se obtuvieron los especímenes con base en la extracción de corazones en los grupos de tramos de vialidades en donde se ejecutaron las evaluaciones detalladas.

En las mismas muestras se realizó la prueba de permeabilidad según la metodología de Fagerlund (1986), también descrita por Troconis *et al.*(1998) y orientada para la evaluación de pavimentos rígidos con base en criterios de durabilidad. Se busca medir el grado de porosidad y permeabilidad de un elemento de concreto hidráulico y con ello tener un parámetro para medir la susceptibilidad que tiene la estructura a la inclusión de agentes contaminantes que incidan en la durabilidad del material. Para ello se evalúa la ascensión capilar del agua en especímenes de prueba durante un periodo de tiempo y con la diferencia de pesos antes y después de la prueba así como con el área expuesta se obtienen los parámetros requeridos.

La prueba de carbonatación se desarrolla para medir la profundidad de carbonatación en la estructura de pavimento de concreto hidráulico. La carbonatación se da como una disminución de la alcalinidad normal (PH entre 12 –14) del concreto por los efectos del bióxido de carbono que se encuentra en el ambiente (Ho y Lewis 1987). En presencia de humedad y dada la permeabilidad, el CO<sub>2</sub> penetra en el concreto y reacciona con los álcalis del cemento en donde se neutralizan y forman carbonatos incidiendo, entre otros, en una degradación del concreto o propiciar un mecanismo de corrosión en los pasajuntas de acero. La medición del perfil de carbonatación se hace con base en un indicador ácido base que al aplicarlo sobre el espécimen se mide y analiza su perfil de coloración y con ello se identifica el grado de carbonatación en el concreto (Troconis *et al.* 1998).

El diseño de la base de datos para este primer grupo de información (resistencia, permeabilidad y carbonatación) también se relaciona con el recorrido de evaluación y grupo de tramos evaluados de la evaluación preliminar, anexándose la relación con el identificador de franja, ligándose con ello, a la misma base de la evaluación detallada. Obviamente la relación es estrecha ya que los muestreos de las pruebas de durabilidad en campo se ejecutaron en los mismos tramos que la evaluación detallada. Para esta base de datos se consideran las siguientes tablas:

**TblSondeosUbi:** Define la ubicación de los sondeos ya que contiene los identificadores del recorrido de evaluación y del grupo de tramos evaluados correspondientes a la evaluación preliminar, además del número de franja evaluada para hacer referencia también a la evaluación detallada. En la tabla 2.2.13, se muestra su estructura.

NOMBRE DE LA TABLA:		TBLSONDEOSUBI	
Descripción:		Ubicación de sondeos en campo con respecto al tramo de evaluación detallada	
Campo	Tipo de Datos		Descripción
	Access	GIS (MIF)	
IdRec	Entero Largo	Integer	Identificador del recorrido
IdGpoEv	Entero Largo	Integer	Identificador del grupo de tramos
IdFraEv	Entero Largo	Integer	Identificador de la franja evaluada detalladamente
Fecha	Fecha	Date	Fecha de pruebas
Obs	Texto (60)	Character (60)	Observaciones generales

Tabla 2.2.13. Estructura de la tabla TblSondeosUbi.

**TblSondeos:** Incluye la información de las pruebas de resistencia a la compresión, permeabilidad y carbonatación, ejecutados en las muestras obtenidas en el recorrido para el correspondiente grupo de tramos y franja, definido en TblSondeosUbi y en TblEvaDeta. Con la relación a esta última tabla y la TblEvaDetaTr se llega a la TblTramos que contiene información gráfica de la red de estudio. La estructura de esta tabla puede observarse en la tabla 2.2.14.

NOMBRE DE LA TABLA:		TBLSONDEOS	
Descripción:		Datos obtenidos en las pruebas de laboratorio por resistencia, absorción y carbonatación	
Campo	Tipo de Datos		Descripción
	Access	GIS (MIF)	
IdRec	Entero Largo	Integer	Identificador del recorrido
IdGpoEv	Entero Largo	Integer	Identificador del grupo de tramos
IdFraEv	Entero Largo	Integer	Identificador de la franja evaluada detalladamente
IdMue	Entero	Small Integer	Identificador de la muestra
EdoMue	Entero	Small Integer	Estado de condición de la muestra
AltMue	Doble	Float	Altura de la muestra
DiaMue	Doble	Float	Diámetro de la muestra

Tabla 2.2.14 Estructura de la tabla TblSondeos.

PESOMUE	DOBLE	FLOAT	PESO DE LA MUESTRA
Carga	Doble	Float	Carga de falla
ObsFc	Texto (60)	Character (60)	Observaciones en la prueba de resistencia
Wo	Doble	Float	Peso inicial para prueba de permeabilidad
Wf	Doble	Float	Peso final en la prueba de permeabilidad
ZAbs	Doble	Float	Altura ascendida en la prueba de permeabilidad
Tiempo	Doble	Float	Tiempo de la prueba de permeabilidad
ObsAbs	Texto (60)	Character (60)	Observaciones en la prueba de permeabilidad
ZCarb	Doble	Float	Profundidad de carbonatación medida
ObsCarb	Texto (60)	Character (60)	Observaciones en la prueba de carbonatación

Tabla 2.2.14 (Cont.). Estructura de la tabla TblSondeos.

El diseño de relaciones para la base de datos de sondeos se puede observar en la figura 2.2.7.

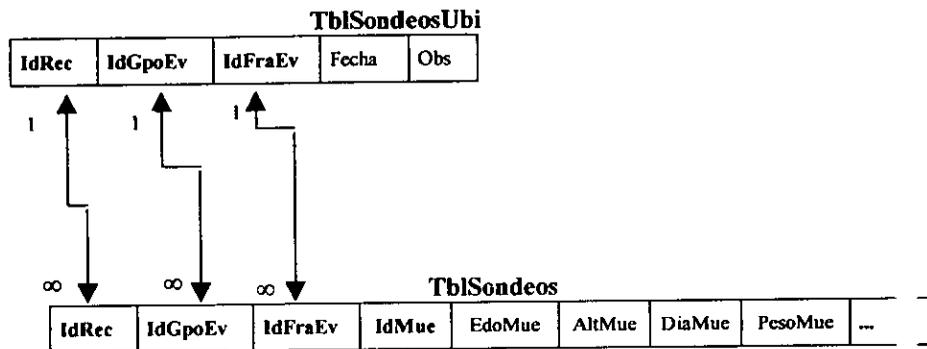


Figura. 2.2.7 Diagrama para el diseño de pruebas y sondeos.

El diseño para la evaluación de transferencia de cargas en juntas se realiza acorde en la metodología descrita por Valdivia (1999). Esto se hace a partir del uso de la medición de deflexiones en losas adyacentes interrumpidas por una junta o grieta transversal, con la viga Benkelman al aplicar la carga de 8.2 toneladas proporcionada por el eje trasero de un camión cargado. Aquí se toman las lecturas que se dan en las losas adyacentes a la junta y a partir de la diferencia entre las deflexiones se obtiene la eficiencia de transferencia de carga en las juntas de los pavimentos rígidos.

Conceptualmente el diseño de la base de datos para la prueba de transferencia de carga es similar al de pruebas y sondeos, en cuanto a su definición de relaciones con los identificadores que se han venido comentando. Las tablas que se integran para tal fin se describen a continuación, asimismo en la figura 2.2.8 se muestra el diagrama del diseño correspondiente.

**TblVigaUbi:** También define la ubicación de los puntos de evaluación de transferencia de carga en las juntas ya que contiene los identificadores del recorrido de evaluación y del grupo de tramos evaluados correspondientes a la evaluación preliminar, además del número de franja evaluada para hacer referencia también a la evaluación detallada. La estructura de esta tabla se presenta en la tabla 2.2.15.

**TblViga:** Incluye la información de los ensayos de la prueba en las juntas y grietas del recorrido para el correspondiente grupo de tramos y franja así como un identificador de número de junta o grieta evaluada. Los primeros campos también están definidos en TblVigaUbi y en TblEvaDeta y con la relación a esta última tabla y la TblEvaDetaTr se llega a la TblTramos que contiene información gráfica de la red de estudio; la estructura de TblViga se observa en la tabla 2.2.16.

Insistiendo, se observa que el diseño para los datos de evaluación detallada, de sondeos y pruebas de durabilidad y las de transferencia de carga quedan todas relacionadas por campos en común y se ligan también con campos en común con la evaluación preliminar. A su vez esta se relacionan con la tabla TblTramos que es la que está relacionada con la base de datos gráfica de la red de estudio lo que permite la representación gráfica de

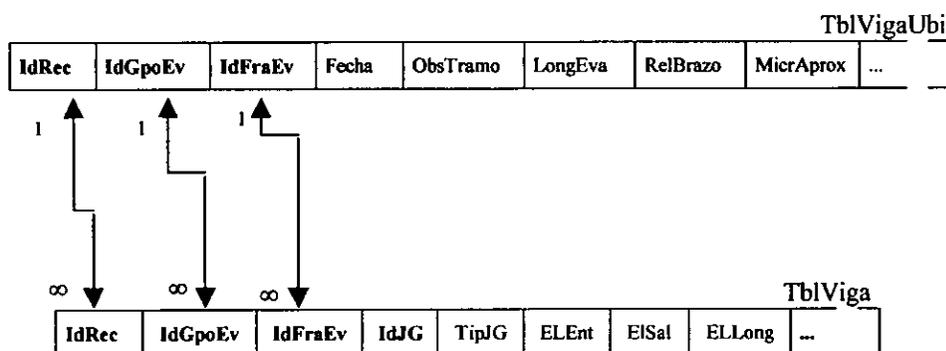


Figura. 2.2.8. Diagrama para el diseño de transferencia de carga.

estos procesos así como su análisis espacial.

NOMBRE DE LA TABLA:		TBLVIGAUBI	
Descripción:		Ubicación de pruebas de transferencia de carga en juntas con viga Benkelman con respecto al tramo de evaluación detallada	
Campo	Tipo de Datos		Descripción
	Access	GIS (MIF)	
IdRec	Entero Largo	Integer	Identificador del recorrido
IdGpoEv	Entero Largo	Integer	Identificador del grupo de tramos
IdFraEv	Entero Largo	Integer	Identificador de la franja evaluada detalladamente
Fecha	Fecha	Date	Fecha de la prueba
ObsTramo	Texto (60)	Character (60)	Observaciones sobre el tramo
LongEva	Doble	Float	Longitud total evaluada
RelBrazo	Doble	Float	Relación del brazo de la viga
MicrAprox	Doble	Float	Aproximación del micrómetro utilizado
PesoEje	Doble	Float	Peso del eje trasero del camión cargado
Obs	Doble	Character (60)	Observaciones generales

Tabla 2.2.15. Estructura de la tabla TblVigaUbi.

NOMBRE DE LA TABLA:		TBLVIGA	
Descripción:		Datos obtenidos en la prueba de transferencia de carga en juntas	
Campo	Tipo de Datos	Descripción	
	Access	GIS (MIF)	
IdRec	Entero Largo	Integer	Identificador del recorrido
IdGpoEv	Entero Largo	Integer	Identificador del grupo de tramos
IdFraEv	Entero Largo	Integer	Identificador de la franja evaluada detalladamente
IdJG	Entero	Small Integer	Identificador numérico de la junta o grieta
TipJG	Entero	Small Integer	Tipo de junta o grieta
ELEnt	Doble	Float	Lectura de entrada en el exterior de la losa
ELSal	Doble	Float	Lectura de salida en el exterior de la losa
ELLong	Doble	Float	Longitud recorrida en el exterior de la losa
MLEnt	Doble	Float	Lectura de entrada en medio de la losa
MLSal	Doble	Float	Lectura de salida en medio de la losa
MLLong	Doble	Float	Longitud recorrida en medio de la losa

Tabla 2.2.16. Estructura de la tabla TblViga.

*Otras bases de datos que integran el sistema*

En general, los conceptos manejados para cada una de las actividades anteriores, se aplican para las demás bases de datos que integran el sistema, por lo que su explicación de la metodología de diseño se hace obvia. La mayoría de ellas se ligan entre sí, ya que al menos mantienen una relación o están asociadas a la tabla TblTramos. Existen otras que se diseñan con el objetivo de realizar análisis de proximidad o espacial, tal es el caso de la TblRios de ríos y arroyos o la TblIndustria de localización zonas industriales que se retoman como posibles focos de contaminación. De estas dos últimas tablas se utiliza únicamente su contenido gráfico, aunque cuentan con una tabla de atributos o datos no gráficos con un identificador numérico para cada entidad gráfica pero que no expresa información cualitativa o cuantitativa con respecto a esos elementos, ya que al momento no se han monitoreado los componentes de arrastre de los ríos así como la concentración de contaminantes en las emisiones generadas por las industrias de la ciudad.

También existen otras que asocian información documental a otras, por ejemplo, la ya comentada TblzNomCalles, asocia los nombres de calles a la TblTramos así como TblzVialidadTipo que también asocia la descripción de la jerarquía vial; en general, todas las tablas que asocian información descriptiva a otras, inician con las siglas **Tblz**. Otras nada más se utilizan como información general pero que de alguna manera muestran la potencialidad del SIG, tal es el caso de la TblFotos en donde se tiene la relación de fotos obtenidas en las vialidades evaluadas y que se encuentran referenciadas geográficamente a tramos de la red de estudio.

Como ejemplo, es importante comentar que la TblFotos se conformará a partir de la información de archivos tipo BMP en donde se almacena digitalmente cada foto y se ligará gráficamente a la red de estudio mediante un proceso de geocodificación que el SIG posee. Para ello se integra la estructura que se muestra en la tabla 2.2.17. Aquí el campo IdTr opera como información geográfica de tipo implícita ya que realmente un número de tramo no representa coordenadas geográficas, sin embargo, como TblTramos si cuenta con elementos gráficos y ellos con información geográfica explícita (coordenadas geográficas terrestres), el SIG geocodifica o ubica geográficamente cada foto sobre la red de estudio de una manera automática poniendo un símbolo (estrella,

punto, cuadrado, etc.) sobre los centroides coordinados de los tramos que coincidan con el mismo IdTr que tiene la foto.

También de la tabla 2.2.17 es útil comentar que el campo FotoUb se emplea únicamente dentro del SIG para que una utilería que él posee se encargue de levantar la imagen del archivo que se indica en este campo. Por otro lado el campo Foto sólo puede ser empleado en ACCESS y no puede ser utilizado en MAPINFO PRO por la limitante de utilización de campos tipo OLE dentro de este último programa, sin embargo la estructura propuesta muestra ambas alternativas dependiendo del programa en que se esté visualizando la información. Los campos IdTipDet y IdJefBrig permiten la liga de TblFoto con TblzDetDes y TblzJefBrig para obtener la descripción detallada del tipo de deterioro observado en la foto así como de brigada que obtuvo la propia fotografía en campo, respectivamente.

El sistema también contempla otras tablas de interés en el diseño, aunque carentes de la información correspondiente y en este caso se refiere a datos de tránsito (TblGpoTrans y TblTamTrans), y de datos de construcción, así como de características estructurales de las vialidades (TblDatCons y TblCaracEstr, respectivamente).

NOMBRE DE LA TABLA:		TBLFOTO	
Descripción:		Inventario digital de fotos obtenidas en los tramos estudiados	
Campo	Tipo de Datos		Descripción
	Access	GIS (MIF)	
IdFoto	Entero	Small Integer	Identificador secuencial del número de foto
Fecha	Fecha	Date	Fecha de toma de la foto
IdTr	Entero Largo	Integer	Identificador del tramo de la red de estudio donde se tomó la foto
IdTipDet	Doble	Float	Identificador numérico del tipo de deterioro o detalle que se observa en la foto
FotoUb	Texto(60)	Character(60)	Ruta donde se encuentra el archivo BMP que contiene la foto
IdJefBrig	Entero	Small Integer	Identificador de la brigada que tomó la foto
Foto	OLE		Campo para almacenar la foto en Access con la tecnología OLE

Tabla 2.2.17. Estructura de la tabla TblFoto.

En términos generales y bajo la insistencia del diseño de tipo abierto, se puede considerar la futura expansión relacionando nuevas tablas a partir de campos ya existentes en otras o bien con la propia superposición de mapas con las mismas coordenadas geográficas del área de estudio.

Hasta aquí queda definido el procedimiento seguido para la evaluación de pavimentos de concreto y la generación del SIG desarrollado. Así mismo se presentó la interacción entre el sistema de administración de bases de datos elegido ACCESS y el sistema para el manejo gráfico de la información MAPINFO PRO, quedando así sentadas las bases para la presentación de los resultados obtenidos.

### **3. RESULTADOS**

#### **3.1 CARACTERIZACIÓN DE MATERIALES**

##### **3.1.1 Resultados de caracterización de agregados (física y química)**

En este capítulo se presentarán los resultados de pruebas de laboratorio, siguiendo la metodología que al respecto fue descrita en el capítulo II, de tal forma que, primero se tratará el análisis de los resultados de pruebas de caracterización física, enseguida lo referente a la caracterización química y finalmente lo de caracterización física y química de la calidad de agregados. En ésta última parte se presenta una clasificación de bancos de agregados considerando su calidad en los aspectos físico y químico, resultando bancos de buena, mediana y mala calidad.

##### **3.1.1.1 Resultados de pruebas de caracterización física.**

Los resultados de pruebas para caracterización física de agregados en arenas se describen en la tabla 3.1.1 y los referentes a gravas en la tabla 3.1.2, las cuales presentan el mismo orden; de izquierda a derecha, en ambas tablas se tienen en primer lugar, datos generales: el número de banco, su clave, la región fisiográfica donde está localizado, su zona climática, la geología de la zona donde se ubica, la temperatura media anual (promedio, mínima y máxima) y las heladas medias anuales (en promedio) y la procedencia de los agregados. Enseguida, se exponen los resultados de las pruebas realizadas: granulometría, módulo de finura, material que pasa la malla #200, peso volumétrico seco, peso volumétrico compacto, densidad aparente, absorción, intemperismo acelerado, desgaste de los ángeles y materia orgánica por colorimetría. De estas últimas, las pruebas de módulo de finura, material que pasa la malla #4 y materia orgánica por colorimetría sólo se practican en arenas y las de peso volumétrico compacto y desgaste de los ángeles, sólo a las gravas, el resto son comunes a ambos. Lo anterior puede observarse en las tablas mencionadas por los espacios vacíos dejados en las columnas correspondientes.

De acuerdo a lo planteado en la metodología y considerando la información presentada en las tablas 3.1.1 y 3.1.2 se seleccionaron las pruebas cuyos resultados tengan rangos de aceptación por las Normas ASTM-SCT-NMX. Esta información es presentada por separado, en la tabla 3.1.3 para arenas y en la tabla 3.1.4, para gravas. Para arenas, son: Granulometría, módulo de finura, material que pasa la malla # 200 (0.075mm), intemperismo acelerado e impurezas orgánicas. Para gravas son: Granulometría, desgaste de los angeles e intemperismo acelerado. En la parte superior, abajo del nombre de la prueba se muestran los valores de los rangos mencionados.

N° DE BCO	CLAVE DE BANCO	REGION FISIOGRAFICA	ZONA CLIMATICA	GEOLOGIA	TEMPERATURA MEDIA ANUAL			HELADAS MEDIAS ANUALES(%)	PROCEDENCIA DE AGREGADOS	GRANULOMETRIA	MÓDULO DE FINURA	MATL. PASA MALLA #200 (%)	Pvs (kg/m3)	Pvc (kg/m3)	DENSIDAD APARENTE	ABSORCION (%)	INTEMPERISMO ACELERADO (%)	DESGASTE DE LOS ANGELES (%)	MAT. ORGANICA COLORIMETRIA. (Color N° 3)
					promedio	mínima	máxima												
		Provincia IV Subprovincia 19y21	BWK	Q(Su),K(S),T(le)	17.5	14.9	18.9	40.4	De meseta, natural	Fuera de los límites de las curvas	1.88	3	1657	--	2.5	1.67	9.1	--	Menos oscuro
2A	2A-IV18,19	Provincia IV Subprovincia 19y21	BWK	Q(Su),K(S),T(le)	17.5	14.9	18.9	40.4	De meseta, natural	Fuera de los límites de las curvas	1.88	3	1657	--	2.5	1.67	9.1	--	Menos oscuro
3A	3A-III10,11-IV18	Provincia III,Subprovincias 10y11 Provincia IV,Subprovincia 18	BWK, BSk, BSk, C(E)(W)	Q(Su),T(le),T(S)	16.3	15	17.6	41.1	De río, natural	Dentro de los límites	2.95	1	1567	--	2.45	2.85	9.9	--	Menos oscuro
4A	4A-IV19,21	Provincia IV Subprovincia 19y21	BWh,BSk	Q(Su),K(S),T(le)	20.3	18.6	21.5	28.1	De río, natural	Dentro de los límites	3.18	0	1542	--	2.45	3.13	7.2	--	Menos oscuro
5A	5A-IV19,21	Provincia IV Subprovincia 19y21	BWH, BSk	Q(Su),K(s),T(le)	20.3	18.6	21.5	28.1	De río, natural	Dentro de los límites	2.71	3	1730	--	2.43	4.42	2.1	--	Menos oscuro
6A	6A-III11,12	Provincia III Subprovincias 10y11	C(E)(W), C(W)	T(le), Q(Su)	11.9	10.6	13.1	60.1	De río, natural	Dentro de los límites	2.71	6	1507	--	2.35	5.17	6.3	--	Mas oscuro
7A	7A-III10,11	Provincia III Subprovincias 10y11	C(E)(W), C(W), BS1k	T(le), Q(Su)	12.7	11.6	13.4	62.2	De río, natural	Dentro de los límites	2.24	1	1567	--	2.56	3.83	8.8	--	Mas oscuro
8A	8A-III10,11	Provincia III Subprovincias 10y11	C(E)(W), C(W), BS1k	Ts,T(le),Q(Su)	13.1	12.2	14	56.1	De río, natural	Fuera de los límites de las curvas	3.65	1	1562	--	2.4	3.73	8.7	--	Mas oscuro
9A	9A-III10,11	Provincia III Subprovincias 10y11	C(E)(W), C(W), BS1k	T(le), Q(Su)	13.1	12.2	14	56.1	De río, natural	Dentro de los límites	3.39	1	1572	--	2.44	3.34	6.2	--	Menos oscuro
10A	10A-III10,15	Provincia III,Subprovincias 10y15	C(E)(W), C(W)	T(le)	13.1	12.2	14	59.2	De río, natural	Dentro de los límites	2.88	1	1483	--	2.41	4.77	10.2	--	Mas oscuro
11A	11A-III11	Provincia III, Subprovincia 11	BS1k	Q(Su),Q(le),T(le)	13.5	12.4	14.3	55.3	De río, natural	Dentro de los límites	2.89	1	1616	--	2.44	3	2.9	--	Menos oscuro
14A	14A-III11,14-IV20	Provincia III Subprovincia 11y14 Provincia IV,Subprovincia 20	BSh, BSk, BS1k	K(S), T(Su),T(le)	18	16.6	19.4	37.1	De río, natural	Dentro de los límites	2.72	6	1552	--	2.56	3.2	8.2	--	Menos oscuro
15A	15A-IV20	Provincia IV Subprovincia 20	BWh, BSh	Q(Su),T(le)	19	17	21.3	34.7	De río, natural	Dentro de los límites	3.18	0	1596	--	2.41	4.38	2.8	--	Menos oscuro
16A	16A-IV20,21	Provincia IV Subprovincia 20y21	BWh, BSh	Q(Su),T(le), Q(le),K(s)	19.5	18.1	20.7	30.7	De río, natural	Dentro de los límites	2.92	5	1747	--	2.47	2.72	2.5	--	Menos oscuro
17A	17A-IV20,21	Provincia IV Subprovincia 20y21	BWh, BSh	Q(Su),T(le), Q(le),K(s)	19.5	18.1	20.7	30.7	De río, natural	Dentro de los límites	3.18	0	1616	--	2.61	3.22	2.8	--	Menos oscuro
18A	18A-IV20,21	Provincia IV Subprovincia 20y21	BWh, BSh	Q(Su),T(le), Q(le),K(s)	19.5	18.1	20.7	30.7	De meseta, natural	Se sale de límite izquierdo un 50%	2.12	0	1433	--	2.45	2.91	9	--	Menos oscuro
19A	19A-IV20,21	Provincia IV Subprovincia 20y21	BSh, BWh, BSk, BWk	Q(Su),Q(le),T(le)	18.7	17.5	20.5	34.3	De río, natural	Se sale de límite izquierdo un 25%	2.65	13	1641	--	2.47	3.51	5.5	--	Menos oscuro
20A	20A-IV20,21	Provincia IV Subprovincia 20y21	BSh, BWh, BSk, BWk	Q(Su),Q(le),T(le)	18.7	17.5	20.5	34.3	De río, natural	Se sale de límite izquierdo un 15%	2.83	2	1626	--	2.43	2.75	6.2	--	Menos oscuro
21A	21A-IV20,21	Provincia IV Subprovincia 20y21	BSh, BWh, BSk, BWk	Q(Su),Q(le),T(le)	18.7	17.5	20.5	34.3	De río, natural	Se sale de límite izquierdo un 15%	2.7	13	1523	--	2.4	4.99	5.3	--	Mas oscuro
22A	22A-III13	Provincia III Subprovincia 13	BS1k, C(W), C(E)(w)	T(le)	10.3	9.5	11.2	68.8	De río, natural	Dentro de los límites	3.02	1	1502	--	2.4	6.56	21.4	--	Mas oscuro
23A	23A-IV20,21	Provincia IV Subprovincia 20y21	BSh, BWh, BSk	Ks, T(le), Q(Su)	18.9	17.5	20.6	32.8	De río, natural	Fuera de los límites de las curvas	2.7	2	1581	--	2.45	2.72	2.4	--	Menos oscuro
24A	24A-III13	Provincia III, Subprovincia 13	C(E)(W), C(W)	T(le)	12.2	11.3	14	62.8	De río, natural	Dentro de los límites	3.12	5	1545	--	2.4	4.73	5.3	--	Mas oscuro
25A	25A-III13	Provincia III Subprovincia 13	C(E)(W), C(W)	T(le)	12.2	11.3	14	62.8	De río, natural	Se sale de límite izquierdo un 20%	2.49	9	1517	--	2.33	8.82	8.8	--	Menos oscuro
26A	26A-III14-IV20	Provincia IV Subprovincia 20 Provincia III Subprovincia 14	BSh, BS1k, BSk, BS1h BS1h	Q(Su),K(S), K(M),T(S),T(le)	17.1	15.1	19.1	35.3	De río, natural	Se sale de límite derecho un 50%	3.38	7	1502	--	2.36	4.77	9.4	--	Mas oscuro
27A	27A-III13,15	Provincia III Subprovincia 13y15	C(W),C(E)(W), ACw	T(le)	13.1	11.6	14.4	53.1	De río, natural	Se sale de límite izquierdo un 20%	2.52	12	1493	--	2.36	6.11	6	--	Mas oscuro

Tabla 3.1.1. Resultados de pruebas para caracterización física de agregados en arenas.

N° DE BCO	CLAVE DE BANCO	REGION FISIOGRAFICA	ZONA CLIMATICA	GEOLOGIA	TEMPERATURA MEDIA ANUAL(%)			HELADAS MEDIAS ANUALES(%)	PROCEDENCIA DE AGREGADOS	GRANULOMETRIA	MÓDULO DE FINURA	MATL. PASA MALLA #200 (%)	PVs (kg/m <sup>3</sup> )	Pvc (kg/m <sup>3</sup> )	DENSIDAD APARENTE	ABSORCION (%)	INTEMPERISMO ACELERADO (%)	DESGASTE DE LOS ANGELES (%)	MAT ORGANICA POR COLORIMETRIA
					promedio	mínima	máxima												
1G	1G-IV18,19	Provincia IV Subprovincia 19y21	BWK	Q(Su),K(S),T(le)	17.5	14.9	18.9	40.4	Trituración y cribado	Dentro de los límites	--	--	1435	1578	2.78	0.7	4.6	27.2	--
3G	3G-III10,11-IV18	Provincia III, Subprovincias 10y11 Provincia IV, Subprovincia 18	BWK, BSk, BS1k, C(E)(W)		16.3	15	17.6	41.1	De río, natural	Se sale del límite izquierdo un 40%	--	--	1947	1577	2.55	3.7	20.2	20	--
4G	4G-IV19,21	Provincia IV Subprovincia 19y21	BWh, BSk	Q(Su),K(S),T(le)	20.3	18.6	21.5	28.1	De río, natural	Fuera de los límites de las curvas	--	--	1562	1641	2.65	2.31	5.1	21	--
5G	5G-IV19,21	Provincia IV Subprovincia 19y21	BWh, BSk	Q(Su),K(S),T(le)	20.3	18.6	21.5	28.1	De río, natural	Fuera de los límites de las curvas	--	--	1670	1745	2.61	1.6	5.9	17.8	--
6G	6G-III11,12	Provincia III Subprovincias 10y11	C(E)(W), C(W)	T(le), Q(Su)	11.9	10.6	13.1	60.1	De río, natural	Fuera de los límites de las curvas	--	--	1344	1458	2.5	5.52	45.6	33	--
7G	7G-III10,11	Provincia III Subprovincias 10y11	C(E)(W), C(W), BS1k	T(le), Q(Su)	12.7	11.6	13.4	62.2	De río, natural	Fuera de límites en un 20%	--	--	1502	1577	2.61	3.36	19.2	22.6	--
8G	8G-III10,11	Provincia III Subprovincias 10y11	C(E)(W), C(W), BS1k	Ts, T(le), Q(Su)	13.1	12.2	14	56.1	De río, natural	Se sale al límite izquierdo un 20%	--	--	1453	1572	2.58	3.09	22.5	25.2	--
9G	9G-III10,11	Provincia III, Subprovincias 10y11	C(E)(W), C(W), BS1k	T(le), Q(Su)	13.1	12.2	14	56.1	De río, natural	Dentro de los límites	--	--	1483	1567	2.55	3.92	13.2	21	--
10G	10G-III10,15	Provincia III Subprovincias 10y15	C(E)(W), C(W)	T(le)	13.1	12.2	14	59.2	De río, natural	Dentro de los límites	--	--	1463	1586	2.55	4.22	20.2	21	--
12G	12G-III11,14-IV20	Provincia III Subprovincias 11y14 Provincia IV Subprovincia 20	BSh, BSk, BS1k, BS1k*	Q(Su),T(le)	17.4	15.9	19	35.1	Trituración y cribado	Dentro de los límites	--	--	1468	1596	2.8	0.77	4.3	28.6	--
13G	13G-III11,14-IV20	Provincia III Subprovincias 11y14 Provincia IV Subprovincia 20	BSh, BSk, BS1k, BS1k*	Q(Su),T(le)	17.4	15.9	19	35.1	Trituración y cribado	Se sale de límite derecho un 40%	--	--	1379	1517	2.79	0.6	4.4	25.0	--
15G	15G-IV20	Provincia IV Subprovincia 20	BWh, BSh	Q(Su),T(le)	19	17	21.3	34.7	De río, natural	Dentro de los límites	--	--	1517	1596	2.58	2.88	5.9	17.8	--
16G	16G-IV20,21	Provincia IV Subprovincia 20y21	BWh, BSh	Q(Su),T(le), Q(le),K(s)	19.5	18.1	20.7	30.7	De río, natural	Dentro de los límites	--	--	1591	1709	2.57	2.45	5.8	20	--
17G	17G-IV20,21	Provincia IV Subprovincia 20y21	BWh, BSh	Q(Su),T(le), Q(le),K(s)	19.5	18.1	20.7	30.7	De río, natural	Dentro de los límites	--	--	1616	1680	2.65	2.35	5.9	19.1	--
19G	19G-IV20,21	Provincia IV Subprovincia 20y21	BSh, BWh, BSk, BWk	Q(Su),Q(le),T(le)	18.7	17.5	20.5	34.3	De río, natural	Dentro de los límites	--	--	1567	1720	2.7	6.8	5.1	20.2	--
20G	20G-IV20,21	Provincia IV Subprovincia 20y21	BSh, BWh, BSk, BWk	Q(Su),Q(le),T(le)	18.7	17.5	20.5	35.3	De río, natural	Se sale de límite derecho un 30%	--	--	1448	1532	2.54	2.51	4.8	22	--
21G	21G-IV20,21	Provincia IV Subprovincia 20y21	BSh, BWh, BSk, BWk	Q(Su),Q(le),T(le)	18.7	17.5	20.5	34.3	Trituración parcial y cribado	Se sale de límite derecho un 50%	--	--	1443	1572	2.62	3.83	18.1	23.6	--
22G	22G-III13	Provincia III Subprovincia 13	BS1k, C(W), C(E)(w)	T(le)	10.3	9.5	11.2	68.8	De río, natural	Fuera de los límites de las curvas	--	--	1339	1433	2.53	6.07	28.8	26	--
23G	23G-IV20,21	Provincia IV Subprovincia 20y21	BSh, BWh, BSk	Ks, T(le), Q(Su)	18.9	17.5	20.6	32.8	De río, natural	Se sale de límite izquierdo un 30%	--	--	1572	1651	2.52	2.61	5.8	18	--
24G	24G-III13	Provincia III, Subprovincia 13	C(E)(W), C(W)	T(le)	12.2	11.3	14	62.8	De río, natural	Fuera de los límites de las curvas	--	--	1242	1354	2.54	8.62	58.5	46	--
26G	26G-III14-IV20	Provincia IV Subprovincia 20 Provincia III Subprovincia 14	BSh, BS1k, BSk, BS1h BS1h	Q(Su),K(S), K(M),T(S),T(le)	17.1	15.1	19.1	35.3	Trituración parcial y cribado	Dentro de los límites	--	--	1369	1453	2.56	3.91	30.9	24.8	--
27G	27G-III13,15	Provincia III Subprovincia 13y15	C(W),C(E)(W), ACw	T(le)	13.1	11.6	14.4	53.1	De río, natural	Dentro de los límites	--	--	1399	1517	2.58	5.64	5	22	--

Tabla 3.1.2. Resultados de pruebas para caracterización física de agregados en gravas.

BANCO	GRANULOMETRÍA	MÓDULO DE FINURA	MATL. PASA MALLA #200 (%)	INTEMPERISMO ACELERADO (%)	MAT. ORGÁNICA COLORIMETRÍA
	Sujetarse a límites que marca tabla 2.6 del capítulo II.	2.30 – 3.20	≤ 3	< 10%	No más oscuro que el color N°3
2A-IV18,19	Fuera de límites de curva	1.88	3	9.1	Menos oscuro
3A-III10,11-IV18	Dentro de los límites	2.95	1	9.9	Menos oscuro
4A-IV19,21	Dentro de los límites	3.18	0	7.2	Menos oscuro
5A-IV19,21	Dentro de los límites	2.71	3	2.1	Menos oscuro
6A-III11,12	Dentro de los límites	2.71	6	6.3	Más oscuro
7A-III10,11	Dentro de los límites	2.24	1	8.8	Más oscuro
8A-III10,11	Fuera de límites de curva	3.65	1	8.7	Más oscuro
9A-III10,11	Dentro de los límites	3.39	1	6.2	Menos oscuro
10A-III10,15	Dentro de los límites	2.88	1	10.2	Más oscuro
11A-III11	Dentro de los límites	2.89	1	2.9	Menos oscuro
14A-III11-IV20	Dentro de los límites	2.72	6	8.2	Menos oscuro
15A-IV20	Dentro de los límites	3.18	0	2.8	Menos oscuro
16A-IV20,21	Dentro de los límites	2.92	5	2.5	Menos oscuro
17A-IV20,21	Dentro de los límites	3.18	0	2.8	Menos oscuro
18A-IV20,21	Fuera de límite izq. 50%	2.12	0	9.0	Menos oscuro
19A-IV20,21	Fuera de límite izq. 25%	2.65	13	5.5	Menos oscuro
20A-IV20,21	Fuera de límite izq. 15%	2.83	2	6.2	Menos oscuro
21A-IV20,21	Fuera de límite izq. 15%	2.70	13	5.3	Más oscuro
22A-III13	Dentro de los límites	3.02	1	21.4	Más oscuro
23A-IV20,21	Fuera de límites de curva	2.70	2	2.4	Menos oscuro
24A-III13	Dentro de los límites	3.12	5	5.3	Más oscuro
25A-III13	Fuera de límite izq. 20%	2.49	9	8.8	Menos oscuro
26A-III14-IV20	Fuera de límite der. 50%	3.38	7	9.4	Más oscuro
27A-III13,15	Fuera de límite izq. 20%	2.52	12	6.0	Más oscuro

Tabla 3.1.3. Resultados de pruebas para caracterización física de arenas, con rangos de resultados por las normas SCT - ASTM - NMX.

BANCO	GRANULOMETRÍA	INTEMPERISMO ACELERADO (%)	DESGASTE DE LOS ANGELES (%)
	Sujetarse a límites que marca tabla 2.7 del capítulo II.	< 12%	< 50%
1G-IV18,19	Dentro de los límites	4.6	27.2
12G-III11	Dentro de los límites	4.3	28.6
15G-IV20	Dentro de los límites	5.9	17.8
16G-IV20,21	Dentro de los límites	5.8	20.0
17G-IV20,21	Dentro de los límites	5.9	19.1
19G-IV20,21	Dentro de los límites	5.1	20.2
27G-III13,15	Dentro de los límites	5.0	22.0
4G-IV19,21	Fuera de límites de curva	5.1	21.0
5G-IV19,21	Fuera de límites de curva	5.9	17.8
13G-III11-IV20	Fuera de límite der. 40%	4.4	25.6
20G-IV20,21	Fuera de límite der. 30%	4.8	22.0
23G-IV20,21	Fuera de límite izq. 30%	5.8	18.0
3G-III10,11- IV18	Fuera de límite izq. 40%	20.2	20.0
6G-III11,12	Fuera de límites de curva	45.6	33.0
7G-III10,11	Fuera de ambos límites 20%	19.2	22.6
8G-III10,11	Fuera de límite izq. 20%	22.5	25.2
9G-III10,11	Dentro de los límites	13.2	21.0
10G-III10,15	Dentro de los límites	20.2	21.0
21G-IV20,21	Fuera de límite der. 50%	18.1	23.6
22G-III13	Fuera de límites de curva	28.8	26.0
24G-III13	Fuera de límites de curva	58.5	46.0
26G-III14-IV20	Dentro de los límites	30.9	24.8

Tabla 3.1.4. Resultados de pruebas para caracterización física de gravas, con rangos de resultados por las normas SCT-ASTM-NMX.

### 3.1.1.2 Resultados de pruebas de caracterización química.

Siguiendo la metodología del capítulo 2, inciso 2.1.4, se presentan los resultados de las pruebas seleccionadas para la caracterización química. Las pruebas que se realizaron, como ya se explicó en dicho inciso, fueron: de petrografía, de difracción de rayos X, llevadas a cabo con el fin de buscar componentes que no son visibles en el microscopio óptico y de microscopía electrónica de barrido, para verificar elementos químicos. En las partes siguientes se ofrecen los resultados de las mismas.

#### *Pruebas de petrografía.*

Los resultados detallados de los minerales presentes en arenas se muestran en el anexo I de las figuras 1 a la 24 y los de gravas en las figuras 25 a la 46. En estas se muestran gráficas de barras, donde cada barra representa un mineral (eje abscisas) y porcentaje en peso (eje ordenadas), aparece en cada barra una nomenclatura que tiene el siguiente significado: ASR= reacción álcali-sílice, ACR= reacción álcali-carbonato, ASiR= reacción álcali-silicato y PD= partículas deleznable. La aparición de esta nomenclatura encima de cada barra significa que ese compuesto interviene en la reacción que se menciona.

En las tablas 3.5 y 3.6 se tienen los componentes deleznaes de los bancos de arena y de grava, respectivamente, extraídos de las figuras 3.1 a la 3.46 del anexo I, donde se muestran para cada banco de agregados, los minerales o componentes con su porcentaje, por tipo de reacción, ASR, ACR, ASiR, así como las partículas deleznaes.

#### *Pruebas de difracción de rayos X.*

Los resultados de las pruebas de difracción de rayos X se muestran en la tabla 3.7, en la cual se tiene un listado de 27 bancos de agregados, de los que 24 son de arena y 3 son de grava. Esto, porque se hizo la consideración de que las arenas que son del mismo sitio que las gravas ya contienen los minerales de estas, por ello el número de bancos es el total que se estudiaron para arenas, y son 3 de grava, porque estos bancos sólo son de este material. Se presenta, para cada banco de materiales, los componentes o minerales que se necesitan identificar, estos resultados se adicionan a los de las tablas 3.5 y 3.6 y se presentan en las tablas 3.8 y 3.9. Los minerales adicionados están con "negritas". La importancia de usar difracción de rayos X estriba en que ella permite identificar el carácter cristalino del cuarzo y la presencia y tipo de minerales arcillosos, lo cual no es posible solamente con la examinación petrográfica.

#### *Pruebas de microscopía electrónica de barrido.*

Para los resultados de las pruebas de microscopía electrónica de barrido, se hicieron las mismas consideraciones que en las de difracción de rayos X, siendo también 27 bancos los estudiados. Se efectuaron dos estudios por cada muestra y en puntos notorios (puntos brillantes), de algunas. En la tabla 3.10 se presentan los bancos de materiales, muestra y elementos encontrados en porcentaje por peso. En la misma se observó que sólo se encontraron elementos raros en las partículas brillantes, que son escasas, por lo tanto no influyen en los compuestos ya identificados por el estudio petrográfico.

BANCO	REACCIÓN ALCALI-SÍLICE (%)		REACCIÓN ALCALI-CARBONATO (%)		REACCIÓN ALCALI-SÍLICATO (%)		PARTÍCULAS DELEZNALES (%)	
2A-IV18,19	Calcedonia Cuarzo	10 50	Calcita	10				
3A-III10,11-IV18	Andesina Calcedonia Cuarzo	20 30 30					Minerales arcillosos	10
4A-IV19,21	Calcedonia Cuarzo	10 35	Calcita	35				
5A-IV19,21	Cuarzo Líticos riolíticos	20 50					Minerales arcillosos	15
6A-III11,12	Andesina Cuarzo Líticos riolíticos	10 15 50						
7A-III10,11	Cuarzo Líticos riolíticos	10 40	Calcita	10				
8A-III10,11	Calcedonia Cuarzo	20 20	Calcita	5				
9A-III10,11	Cuarzo Líticos riolíticos	15 30						
10A-III10,15	Cuarzo Líticos riolíticos	20 30	Calcita	20				
11A-III11	Calcedonia Cuarzo Líticos riolíticos	10 30 30						
14A-III11-IV20	Cuarzo Líticos riolíticos	20 40	Calcita	3				
15A-IV20	Cuarzo Líticos riolíticos	10 70						
16A-IV20,21	Andesina Cuarzo	2 30	Calcita	25				
17A-IV20,21	Calcedonia Cuarzo Líticos riolíticos	20 20 50	Calcita	10				
18A-IV20,21	Cuarzo Líticos andesíticos Líticos riolíticos	10 20 40	Calcita	2				
19A-IV20,21	Calcedonia Cuarzo Jasperoide Líticos riolíticos	10 30 10 40						
20A-IV20,21	Andesina Cuarzo Líticos riolíticos	1 15 40						
21A-IV20,21	Andesina Cuarzo Líticos riolíticos	5 10 35						
22A-III13	Cuarzo Líticos riolíticos	15 30						
23A-IV20,21	Andesina Cuarzo Líticos riolíticos	5 10 35	Calcita	3				
24A-III13	Andesina Cuarzo Líticos riolíticos	7 50 20						
25A-III13	Andesina Cuarzo Líticos riolíticos	2 50 10						
26A-III14-IV20	Andesina Cuarzo Líticos riolíticos	8 25 30						
27A-III13,15	Cuarzo Líticos riolíticos	5 50						

Tabla.3.1.5. Estudio petrográfico. Componentes deletéreos de los bancos de arena.

BANCO	REACCIÓN ÁLCALI-SÍLICE		REACCIÓN ÁLCALI-CARBONATO		REACCIÓN ÁLCALI-SÍLICATO		PARTÍCULAS DELEZNABLES	
		(%)		(%)		(%)		(%)
1G-IV18,19			Calcita	99.8				
3G-III10,11-IV18	Andesina	1.1						
	Calcedonia	3.4						
	Cuarzo	11.3						
4G-IV19,21	Calcedonia	6	Calcita	18.7				
	Cuarzo	29.6						
5G-IV19,21	Andesina	4.0	Calcita	25.3				
	Calcedonia	11.6						
	Cuarzo	13.2						
6G-III11,12	Cuarzo	10.7						
	Líticos riolíticos	6.0						
7G-III10,11	Andesina	2.9						
	Cuarzo	8.9						
	Líticos riolíticos	1.7						
8G-III10,11	Andesina	4.5					Min. Arcillosos	1.6
	Calcedonia	1.0						
	Cuarzo	10.8						
	Líticos andesíticos	1.6						
	Líticos riolíticos	1.6						
Ópalo	1.0							
9G-III10,11	Cuarzo	18.8						
10G-III10,15	Andesina	1.4						
	Cuarzo	12.8						
	Líticos riolíticos	12.9						
12G-III11	Calcedonia	3.4	Calcita Dolomita	86.1 1.0			Limonita	0.1
	Cuarzo	3.6					Min. Arcillosos	0.8
	Ópalo	0.4						
13G-III11-IV20	Andesina	5.6	Calcita	79.0			Limonita	2.3
			Dolomita	0.7			Min. Arcillosos	0.5
15G-IV20	Calcedonia	0.6	Calcita Dolomita	14.1 0.1				
	Cristobalita	1.6						
	Cuarzo	7.8						
	Líticos riolíticos	6.2						
16G-IV20,21	Cuarzo	20.7	Calcita	16.6			Min. Arcillosos	2.6
17G-IV20,21	Andesina	15.3						
	Cuarzo	14.5						
	Vidrio con andesina	21.2						
19G-IV20,21	Calcedonia	3.9	Calcita Plagioclasa cálcica	63.6 3.8			Limonita	0.7
	Cuarzo	9.4					Min. Arcillosos	1.4
20G-IV20,21	Cuarzo	16.6						
	Líticos riolíticos	8.4						
21G-IV20,21	Andesina	15.4	Calcita	9.2				
	Calcedonia	6.7						
	Cuarzo	6.4						
	Fragm. Líticos silificados	6.2						
22G-III13	Andesina	3.1						
	Cuarzo	7.1						
23G-IV20,21	Andesina	9.1						
	Cuarzo	11.3						
	Líticos riolíticos	3.0						
24G-III13	Andesina	3.7					Limonita	3.7
	Cuarzo	16.1						
26G-III14-IV20	Andesina	3.0	Calcita	17.1			Limonita	0.4
	Cuarzo	17.2						
27G-III13,15	Andesina	10.5					Clorita	1.3
	Cuarzo	6.3						

Tabla 3.1.6. Estudio petrográfico. Componentes deletéreos de los bancos de grava.

BANCO	REACCIÓN ÁLCALI-SÍLICE (%)	REACCIÓN ÁLCALI-CARBONATO (%)	REACCIÓN ÁLCALI-SÍLICATO (%)	PARTÍCULAS DELEZNABLES (%)
IG-IV18,19		Calcita		Arcilla illita-montmorilonita.
2A-IV18,19	Cuarzo cristalino			
3A-III10,11-IV18 3G-III10,11-IV18	Cuarzo cristalino			
4A-IV19,21 4G-IV19,21	Cuarzo cristalino			
5A-IV19,21 5G-IV19,21	Cuarzo cristalino	Calcita		
6A-III11,12 6G-III11,12	Cuarzo cristalino			
7A-III10,11 7A-III10,11	Cuarzo cristalino			
8A-III10,11 8G-III10,11	Cuarzo cristalino			
9A-III10,11 9G-III10,11	Cuarzo cristalino			
10A-III10,15 10G-III10,15	Cuarzo cristalino			
11A-III11	Cuarzo cristalino			
12G-III11.14-IV20		Calcita		
13G-III11.14-IV20		Calcita		
14A-III11-IV20	Cuarzo cristalino			
15A-IV20 15G-IV20		Calcita		Arcilla montmorilonita
16A-IV20,21 16G-IV20,21	Cuarzo cristalino	Calcita		
17A-IV20,21 17G-IV20,21	Cuarzo cristalino			
18A-IV20,21	Cuarzo cristalino			
19A-IV20,21 19G-IV20,21	Cuarzo cristalino	Calcita		
20A-IV20,21 20G-IV20,21	Cuarzo cristalino			
21A-IV20,21 21G-IV20,21	Cuarzo cristalino			
22A-III13 22G-III13	Cuarzo cristalino			
23A-IV20,21 23G-IV20,21	Cuarzo cristalino			
24A-III13 24G-III13	Cuarzo cristalino			
25A-III13 25G-III13	Cuarzo cristalino			
26A-III14-IV20 26G-III14-IV20	Cuarzo cristalino			
27A-III13,15 27G-III13,15	Cuarzo cristalino			

Tabla 3.1.7. Resultados de pruebas de difracción de rayos X en bancos de gravas y arenas.

BANCO	REACCIÓN ÁLCALI-SÍLICE (%)		REACCIÓN ÁLCALI-CARBONATO (%)		REACCIÓN ÁLCALI-SÍLICATO (%)		PARTÍCULAS DELEZNABLES (%)	
2A-IV18,19	Calcedonia	10	Calcita	10				
	Cuarzo cristalino	50						
3A-III10,11-IV18	Andesina	20					Minerales arcillosos	10
	Calcedonia	30						
	Cuarzo cristalino	30						
4A-IV19,21	Calcedonia	10	Calcita	35				
	Cuarzo cristalino	35						
5A-IV19,21	Cuarzo cristalino	20	Calcita				Minerales arcillosos	15
	Líticos riolíticos	50						
6A-III11,12	Andesina	10						
	Cuarzo cristalino	15						
	Líticos riolíticos	50						
7A-III10,11	Cuarzo cristalino	10	Calcita	10				
	Líticos riolíticos	40						
8A-III10,11	Calcedonia	20	Calcita	5				
	Cuarzo cristalino	20						
9A-III10,11	Cuarzo cristalino	15						
	Líticos riolíticos	30						
10A-III10,15	Cuarzo cristalino	20	Calcita	20				
	Líticos riolíticos	30						
11A-III11	Calcedonia	10						
	Cuarzo cristalino	30						
	Líticos riolíticos	30						
14A-III11-IV20	Cuarzo cristalino	20	Calcita	3				
	Líticos riolíticos	40						
15A-IV20	Cuarzo	10	Calcita				Arcilla montmorilonita	
	Líticos riolíticos	70						
16A-IV20,21	Andesina	2	Calcita	25				
	Cuarzo cristalino	30						
17A-IV20,21	Calcedonia	20	Calcita	10				
	Cuarzo cristalino	20						
	Líticos riolíticos	50						
18A-IV20,21	Cuarzo cristalino	10	Calcita	2				
	Líticos andesíticos	20						
	Líticos riolíticos	40						
19A-IV20,21	Calcedonia	10	Calcita					
	Cuarzo cristalino	30						
	Jasperoide	10						
	Líticos riolíticos	40						
20A-IV20,21	Andesina	1						
	Cuarzo cristalino	15						
	Líticos riolíticos	40						
21A-IV20,21	Andesina	5						
	Cuarzo cristalino	10						
	Líticos riolíticos	35						
22A-III13	Cuarzo cristalino	15						
	Líticos riolíticos	30						
23A-IV20,21	Andesina	5	Calcita	3				
	Cuarzo cristalino	10						
	Líticos riolíticos	35						
24A-III13	Andesina	7						
	Cuarzo cristalino	50						
	Líticos riolíticos	20						
25A-III13	Andesina	2						
	Cuarzo cristalino	50						
	Líticos riolíticos	10						
26A-III14-IV20	Andesina	8						
	Cuarzo cristalino	25						
	Líticos riolíticos	30						
27A-III13,15	Cuarzo cristalino	5						
	Líticos riolíticos	50						

Tabla 3.1.8. Estudio petrográfico, complementado con estudio de difracción de rayos X, en bancos de arenas.

BANCO	REACCIÓN ÁLCALI-SÍLICE		REACCIÓN ÁLCALI-CARBONATO		REACCIÓN ÁLCALI -SÍLICATO		PARTÍCULAS DELEZNABLES	
		(%)		(%)		(%)		(%)
1G-IV18,19			Calcita	99.8			Arcilla ilita- montmorilonita	
3G-III10,11-IV18	Andesina Calcedonia Cuarzo cristalino	1.1 3.4 11.3						
4G-IV19,21	Calcedonia Cuarzo cristalino	6 29.6	Calcita	18.7				
5G-IV19,21	Andesina Calcedonia Cuarzo cristalino	4.0 11.6 13.2	Calcita	25.3				
6G-III11,12	Cuarzo cristalino Líticos riolíticos	10.7 6.0						
7G-III10,11	Andesina Cuarzo cristalino Líticos riolíticos	2.9 8.9 1.7						
8G-III10,11	Andesina Calcedonia Cuarzo cristalino Líticos andesíticos Líticos riolíticos Ópalo	4.5 1.0 10.8 1.6 1.6 1.0					Min. Arcillosos	1.6
9G-III10,11	Cuarzo cristalino	18.8						
10G-III10,15	Andesina Cuarzo cristalino Líticos riolíticos	1.4 12.8 12.9						
12G-III11	Calcedonia Cuarzo cristalino Ópalo	3.4 3.6 0.4	Calcita Dolomita	86.1 1.0			Limonita Min. Arcillosos	0.1 0.8
13G-III11-IV20	Andesina	5.6	Calcita Dolomita	79.0 0.7			Limonita Min. Arcillosos	2.3 0.5
15G-IV20	Calcedonia Cristobalita Cuarzo cristalino Líticos riolíticos	0.6 1.6 7.8 6.2	Calcita Dolomita	14.1 0.1			Arcilla montmorilonita	
16G-IV20,21	Cuarzo cristalino	20.7	Calcita	16.6			Min. Arcillosos	2.6
17G-IV20,21	Andesina Cuarzo cristalino Vidrio con andesina	15.3 14.5 21.2						
19G-IV20,21	Calcedonia Cuarzo cristalino	3.9 9.4	Calcita Plagioclasa cálcica	63.6 3.8			Limonita Min. Arcillosos	0.7 1.4
20G-IV20,21	Cuarzo cristalino Líticos riolíticos	16.6 8.4						
21G-IV20,21	Andesina Calcedonia Cuarzo cristalino Fragm. Líticos silificados	15.4 6.7 6.4 6.2	Calcita	9.2				
22G-III13	Andesina Cuarzo cristalino	3.1 7.1						
23G-IV20,21	Andesina Cuarzo cristalino Líticos riolíticos	9.1 11.3 3.0						
24G-III13	Andesina Cuarzo cristalino	3.7 16.1					Limonita	3.7
26G-III14-IV20	Andesina Cuarzo cristalino	3.0 17.2	Calcita	17.1			Limonita	0.4
27G-III13,15	Andesina Cuarzo cristalino	10.5 6.3					Clorita	1.3

Tabla 3.1.9. Estudio petrográfico, complementado con estudio de difracción de rayos X, en bancos de gravas.

BANCO	MUESTRA G=General PB= Puntos brillantes	ELEMENTOS QUÍMICOS IDENTIFICADOS EN MUESTRAS(%)															
		C	O	Al	Si	Fe	K	Ca	Na	Mg	Ti	S	Pb	Mn	Cr	Y	Cl
1G-IV18,19	G1	13.4	50.7	1.0	2.2	0.6	0.2	30.8	0.3	0.7		0.0	0.0	0.0		0.0	0.0
	G2	12.8	49.6	1.0	2.7	0.6	0.4	31.5	0.0	0.6		0.0	0.0	0.0		0.49	0.0
	PB1	9.8	38.5	1.1	1.0	0.0	0.0	10.0	0.9	0.6		0.0	20.2	17.5		0.0	0.4
	PB2	13.5	45.2	0.9	2.2	21.5	0.0	15.9	0.2	0.4		0.2	0.0	0.0		0.0	0.0
2A-IV18,19	G1	4.4	51.0	5.5	30.3	3.1	2.3	1.4	1.5	0.5							
	G2	3.9	51.1	5.4	30.7	3.2	2.3	1.5	1.5	0.5							
3A-III10,11-IV18 3G-III10,11-IV18	G1	4.8	48.7	6.9	27.6	4.1	3.8	0.9	2.2	0.0	0.4						
	G2	4.4	48.1	6.8	28.1	4.6	4.1	0.9	2.2	0.5	0.3						
4A-IV19,21 4G-IV19,21	G1	5.8	49.0	6.9	26.7	4.3	3.5	1.1	1.9	0.6	0.4	0.0					
	G2	4.3	49.2	7.0	27.9	4.1	3.7	1.1	2.0	0.6	0.0	0.1					
5A-IV19,21 5G-IV19,21	G1	7.6	49.3	4.9	20.6	3.6	2.7	9.4	0.5	0.0							
	G2	7.8	49.5	5.0	20.4	3.5	2.8	9.4	1.3	0.4							
6A-III11,12 6G-III11,12	G1	13.9	47.2	6.1	23.5	3.5	3.0	0.6	1.6	0.4		0.2					
	G2	7.9	48.3	6.9	26.2	4.1	3.4	0.6	1.8	0.5		0.2					
7A-III10,11 7A-III10,11	G1	4.3	48.3	7.5	27.5	5.2	3.8	0.9	2.0	0.6		0.0					
	G2	4.1	48.9	7.1	27.8	5.3	3.3	0.9	2.0	0.5		0.0					
	PB1	11.7	39.7	4.6	16.1	27.3	2.3	0.5	1.2	0.4		0.2					
	PB2	22.9	29.1	2.6	41.0	21.9	1.8	0.4	0.0	0.0		0.0					
8A-III10,11 8G-III10,11	G1	7.19	48.2	6.9	24.9	5.3	3.2	0.0	2.2	0.5	0.4						
	G2	35.4	40.9	3.9	13.4	2.3	1.6	0.4	1.3	0.3	0.2						
9A-III10,11 9G-III10,11	G1	4.3	45.9	12.4	25.7	5.0	3.1	0.9	1.8	0.7	0.4						
	G2	6.1	47.8	7.1	26.4	5.1	3.2	0.9	2.3	0.7	0.4						
10A-III10,15 10G-III10,15	G1	7.5	48.8	7.6	24.8	3.8	3.1	1.2	2.0	0.7	0.4						
	G2	11.1	48.1	7.0	23.4	3.4	2.9	1.1	2.1	0.0	0.3						
11A-III11	G1	6.1	49.8	7.4	27.3	2.6	3.9	0.3	2.1	0.5							
	G2	4.3	50.3	7.5	28.2	3.1	4.0	0.4	1.9	0.4							
12G-III11.14-IV20	G1	28.3	44.3	0.2	0.6	0.7	0.0	0.0	0.0	1.9		0.2			0.0		
	G2	29.8	43.5	0.3	0.6	0.5	0.2	0.2	0.2	1.9		0.2			0.0		
	PB	11.6	16.7	0.5	0.9	52.1	0.0	0.0	0.2	1.2		0.0			8.6		
13G-III11.14-IV20	G1	21.7	46.8	0.5	1.5	0.5	0.0	0.0	0.0	1.6		0.2					
	G2	23.0	46.3	0.5	1.4	0.7	0.0	0.0	0.0	1.5		0.2					
14A-III11-IV20	G1	7.2	50.0	6.5	26.2	3.0	3.4	1.1	2.0	0.6							
	G2	13.9	48.0	5.1	23.4	4.0	2.6	0.9	1.8	0.5							
15A-IV20 15G-IV20	G1	8.3	46.2	6.9	22.4	5.5	3.7	4.4	1.8	0.8							
	G2	5.3	49.6	7.3	24.4	3.4	3.5	3.8	2.0	0.9							
16A-IV20,21 16G-IV20,21	G1	10.6	49.4	5.7	23.4	3.8	2.3	2.6	1.5	0.8							
	G2	15.8	49.2	4.4	20.1	3.4	1.8	3.6	1.1	0.5							
17A-IV20,21 17G-IV20,21	G1	3.4	50.7	6.3	27.4	4.1	2.7	2.4	2.1	0.8		0.2					
	G2	5.9	48.0	6.3	27.6	4.9	3.0	2.3	1.6	0.4		0.0					
18A-IV20,21	G1	3.9	49.7	6.1	30.0	3.9	2.8	0.9	1.9	0.6	0.3						
	G2	5.7	49.4	6.0	28.2	4.3	2.6	1.0	1.8	0.7	0.3						
19A-IV20,21 19G-IV20,21	G1	10.9	49.4	3.8	12.8	2.4	1.0	18.0	0.7	1.1							
	G2	11.0	51.0	3.9	12.7	2.3	1.0	16.5	0.6	1.1							
20A-IV20,21 20G-IV20,21	G1	4.6	49.2	6.6	27.8	4.0	3.6	1.8	1.8	0.7							
	G2	4.9	49.4	6.5	27.8	3.8	3.6	1.9	1.7	0.6							
21A-IV20,21 21G-IV20,21	G1	20.9	46.3	5.7	18.3	3.8	2.0	1.1	1.0	0.7	0.3						
	G2	27.2	44.3	5.0	15.9	3.2	1.7	1.0	0.9	0.7	0.3						
22A-III13 22G-III13	G1	4.3	48.7	8.0	26.9	5.0	3.1	1.1	2.1	0.6		0.2					
	G2	6.5	48.5	7.7	25.6	4.7	3.0	1.2	2.1	0.6		0.1					
23A-IV20,21 23G-IV20,21	G1	3.7	50.0	7.8	27.1	4.1	3.5	1.2	1.8	0.8							
	G2	2.8	49.6	7.9	27.7	4.4	3.6	1.3	1.8	0.8							
	PB	2.2	46.3	6.4	34.7	3.8	3.5	0.6	2.0	0.5							
24A-III13 24G-III13	G1	3.8	7.9	7.9	27.9	2.4	3.0	1.8	2.3	0.5							
	G2	3.9	7.8	7.8	28.0	2.0	2.9	0.7	2.2	0.4							
25A-III13 25G-III13	G1	3.1	50.3	7.4	28.7	4.0	3.2	0.6	1.8	0.6	0.3						
	G2	6.0	50.2	7.0	27.6	3.7	2.9	0.6	1.5	0.4	0.2						
26A-III14-IV20 26G-III14-IV20	G1	5.9	50.2	6.4	26.3	4.2	2.6	2.5	0.8	0.5	0.3	0.1					
	G2	7.4	50.0	6.1	24.8	4.2	2.5	2.7	1.1	0.7	0.4	0.2					
27A-III13,15 27G-III13,15	G	5.0	51.2	7.6	25.9	2.8	3.5	1.1	1.6	0.6	0.3	0.4					

Tabla 3.1.10. Elementos químicos de muestras en bancos de arena y grava determinados por microscopía electrónica de barrido.

### 3.1.1.3 Resultados de caracterización físico-química de la calidad de agregados.

De acuerdo con la metodología para caracterización física y química de la calidad de agregados, descritos en el capítulo 2 inciso 2.1.6 de esta tesis, se presentarán los resultados obtenidos en los 46 bancos analizados. Los 24 bancos correspondientes a arenas cuyos resultados de las pruebas físicas se presentaron en la tabla 3.1.3, y los 22 bancos de gravas cuyos resultados se encuentran en la tabla 3.1.4, son descritos nuevamente pero considerando los criterios de calidad definidos por las normas de calidad seleccionadas (ASTM C 1994).

Se considera importante dar una clasificación general de la calidad de cada uno de los bancos estudiados de una manera cualitativa y considerando el cumplimiento de cada una de las normas de calidad definidas para un banco de agregados conforme lo descrito en el inciso 2.1.6. En este sentido se propone asignar una calificación primeramente en función de cada prueba efectuada y después de manera global por banco analizado. Por ejemplo para el caso de los bancos de arena cuya interpretación y calificación cualitativa se presentan en la tabla 3.1.11, en la primera columna aparece la clave del banco estudiado, posteriormente la revisión en cuanto al criterio granulométrico conforme a la tabla 2.1.6. Si el banco está dentro de los límites granulométricos le corresponde la clasificación B, buena calidad, si está fuera de límites excediéndose máximo en un 25% la clasificación sería R, calidad regular, y si se excede en más de 25% la calidad es M, mala calidad. La columna siguiente corresponde al modulo de finura, en este caso la norma marca como intervalo de aceptación mayor de 2.3 y menor de 3.2, si se encuentra dentro del intervalo la calificación será B, si está muy pegado a los límites extremos la calificación será R y si está fuera de límites será M. Si los finos son menores que 3% le corresponde B, si son iguales a 3% la calidad es R y si tiene más de 3% de finos la calidad es M. En cuanto a la prueba de intemperismo acelerado la norma indica que debe ser menor del 10%, un banco con calificación B tendrá menos de 9%, si el resultado es igual o mayor a 9% y menor a 10% la calificación será R y mayor de 10 % la calidad será M. En cuanto a la prueba de colorimetría para contenido de materia orgánica la norma marca que no deberá ser más oscuro del color No. 3 por lo tanto si el resultado fue más oscuro que el color No. 3 la calificación será M y si cumple, B. La calidad general del banco desde el punto de vista físico será AC alta calidad siempre y cuando cumpla el banco con todas las normas especificadas. Si el banco no cumple con una sola norma cualesquiera de las definidas se clasifica como MEC mediana calidad y en caso de no cumplir con más de una será MAC mala calidad, la última columna de la tabla 3.1.11 contiene esta clasificación.

Los resultados de las gravas aparecen en la tabla 3.1.12, en cuanto al criterio granulométrico si está dentro de los límites señalados en la tabla 2.1.7, la clasificación será B, si esta fuera en menos de 30% será R y mayor de 30% será M. La prueba de intemperismo acelerado debe ser menor de 12%, si cumple con esto su calificación será B si no será M. Otra prueba aplicada a las gravas es la del desgaste de los angeles si éste es menor del 50% la calificación es B, en caso de no cumplir será M, si aún cumpliendo está muy cercana al límite la calificación será R. El banco de manera general recibe una calificación de ALTA calidad si cumple con todas las especificaciones señaladas, y si no cumple únicamente con el criterio granulométrico, será de MEDIANA calidad. Si no cumple con más de una prueba será de MALA calidad.

Respecto a los resultados de las pruebas de caracterización química, mostrados en las tablas 3.1.8 y 3.1.9, podemos observar que todos los bancos, presentan componentes

potencialmente deletéreos de la reacción álcali-sílice, en porcentajes considerables, el que tiene menos porcentaje es el banco 22G-III13, con 10.2%. En la reacción álcali-carbonato, los componentes deletéreos potenciales se presentan en 12 bancos de arena y sólo en 3 bancos de gravas. Los componentes que contienen partículas deleznablees están presentes en 9 bancos de grava y en 3 de arena.

La consideración conjunta de los resultados de pruebas físicas y químicas se resume en las tablas 3.1.13 para el caso de arenas y 3.1.14 para las gravas. La información se presenta conforme a los criterios físicos anteriormente señalados en 3.1.11 y 3.1.12, pero insicando el peligro potencial que cada banco tiene en cuanto a reacciones ASR, ACR y ASiR, así como la presencia de partículas deleznablees en cada banco. Se agruparon los bancos con igual índice de calidad en su caracterización física, retomados de las tablas 3.1.11 y 3.1.12. Enseguida, para la caracterización química, se anotaron los tipos de componentes potencialmente deletéreos para las tres reacciones con los álcalis del cemento y las partículas deleznablees, existentes en los bancos, los que fueron extraídos de las tablas 3.1.8 y 3.1.9, para arenas y para gravas, respectivamente.

La clasificación general asignada a cada banco señala su calidad desde un punto de vista físico y además aporta información valiosa para poder prever problemas de deterioro potencial producidos por reacciones álcali agregado, de tal manera que es posible desde la etapa de diseño especificar las acciones más adecuadas para lograr concretos más durables. Es importante señalar la importancia de realizar pruebas específicas tendientes a definir con mayor precisión el carácter reactivo de los agregados tales como la prueba química rápida (ASTMC 289) y la prueba de expansión de barras de mortero (ASTMC 1260-94).

BANCO	GRANULOMETRÍA		MÓDULO DE FINURA		MATL. PASA MALLA #200 (%)		INTEMPERISMO ACELERADO (%)		MAT. ORGÁNICA COLORIMETRÍA		C A L I D A D
	Sojetarse a límites que marca tabla 2.6 del capítulo II.		2.30 – 3.20		≤ 3		< 10%		No más oscuro que el color N°3		
2A-IV18,19	Fuera de límites de curva	M	1.88	B	3	R	9.1	R	Menos oscuro	B	MEC
3A-III10,11-IV18	Dentro de los límites	B	2.95	B	1	B	9.9	R	Menos oscuro	B	MEC
4A-IV19,21	Dentro de los límites	B	3.18	R	0	B	7.2	B	Menos oscuro	B	AC
5A-IV19,21	Dentro de los límites	B	2.71	B	3	R	2.1	B	Menos oscuro	B	AC
6A-III11,12	Dentro de los límites	B	2.71	B	6	M	6.3	B	Más oscuro	M	MAC
7A-III10,11	Dentro de los límites	B	2.24	B	1	B	8.8	B	Más oscuro	M	MEC
8A-III10,11	Fuera de límites de curva	M	3.65	M	1	B	8.7	B	Más oscuro	M	MAC
9A-III10,11	Dentro de los límites	B	3.39	M	1	B	6.2	B	Menos oscuro	B	MEC
10A-III10,15	Dentro de los límites	B	2.88	B	1	B	10.2	M	Más oscuro	M	MAC
11A-III11	Dentro de los límites	B	2.89	B	1	B	2.9	B	Menos oscuro	B	AC
14A-III11-IV20	Dentro de los límites	B	2.72	B	6	M	8.2	B	Menos oscuro	B	MEC
15A-IV20	Dentro de los límites	B	3.18	R	0	B	2.8	B	Menos oscuro	B	AC
16A-IV20,21	Dentro de los límites	B	2.92	B	5	M	2.5	B	Menos oscuro	B	MEC
17A-IV20,21	Dentro de los límites	B	3.18	R	0	B	2.8	B	Menos oscuro	B	AC
18A-IV20,21	Fuera de límite izq. 50%	M	2.12	B	0	B	9.0	B	Menos oscuro	B	MEC
19A-IV20,21	Fuera de límite izq. 25%	R	2.65	B	13	M	5.5	B	Menos oscuro	B	MEC
20A-IV20,21	Fuera de límite izq. 15%	R	2.83	B	2	B	6.2	B	Menos oscuro	B	MEC
21A-IV20,21	Fuera de límite izq. 15%	R	2.70	B	13	M	5.3	B	Más oscuro	M	MAC
22A-III13	Dentro de los límites	B	3.02	B	1	B	21.4	M	Más oscuro	M	MEC
23A-IV20,21	Fuera de límites de curva	M	2.70	B	2	B	2.4	B	Menos oscuro	B	MEC
24A-III13	Dentro de los límites	B	3.12	B	5	M	5.3	B	Más oscuro	M	MAC
25A-III13	Fuera de límite izq. 20%	R	2.49	B	9	M	8.8	B	Menos oscuro	B	MEC
26A-III14-IV20	Fuera de límite der. 50%	M	3.38	M	7	M	9.4	B	Más oscuro	M	MAC
27A-III13,15	Fuera de límite izq. 20%	R	2.52	B	12	M	6.0	B	Más oscuro	M	MAC

NOMENCLATURA USADA: B= Bueno, R= Regular, M= Malo  
AC= Alta calidad, MEC= Mediana calidad, MAC= Mala calidad.

Tabla 3.1.11. Resultados de caracterización física y criterios de calidad de bancos de arenas.

BANCO	GRANULOMETRIA		INTEMPERISMO ACCELERADO (%)		DESGASTE DE LOS ANGELES (%)		CALIDAD
	Sujetarse a límites que marca tabla 2.7 del capítulo II.		< 12%		< 50%		
1G-IV18,19	Dentro de los límites	B	4.6	B	27.2	B	ALTA
3G-III10,11-IV18	Fuera de límite izq. 40%	M	20.2	M	20.0	B	MALA
4G-IV19,21	Fuera de límites de curva	M	5.1	B	21.0	B	MEDIANA
5G-IV19,21	Fuera de límites de curva	M	5.9	B	17.8	B	MEDIANA
6G-III11,12	Fuera de límites de curva	M	45.6	M	33.0	B	MALA
7G-III10,11	Fuera de ambos límites 20%	R	19.2	M	22.6	B	MALA
8G-III10,11	Fuera de límite izq. 20%	R	22.5	M	25.2	B	MALA
9G-III10,11	Dentro de los límites	B	13.2	M	21.0	B	MALA
10G-III10,15	Dentro de los límites	B	20.2	M	21.0	B	MALA
12G-III11	Dentro de los límites	B	4.3	B	28.6	B	ALTA
13G-III11-IV20	Fuera de límite der. 40%	M	4.4	B	25.6	B	MEDIANA
15G-IV20	Dentro de los límites	B	5.9	B	17.8	B	ALTA
16G-IV20,21	Dentro de los límites	B	5.8	B	20.0	B	ALTA
17G-IV20,21	Dentro de los límites	B	5.9	B	19.1	B	ALTA
19G-IV20,21	Dentro de los límites	B	5.1	B	20.2	B	ALTA
20G-IV20,21	Fuera de límite der. 30%	R	4.8	B	22.0	B	MEDIANA
21G-IV20,21	Fuera de límite der. 50%	M	18.1	M	23.6	B	MALA
22G-III13	Fuera de límites de curva	M	28.8	M	26.0	B	MALA
23G-IV20,21	Fuera de límite izq. 30%	R	5.8	B	18.0	B	MEDIANA
24G-III13	Fuera de límites de curva	M	58.5	M	46.0	R	MALA
26G-III14-IV20	Dentro de los límites	B	30.9	M	24.8	B	MALA
27G-III13,15	Dentro de los límites	B	5.0	B	22.0	B	ALTA

NOMENCLATURA USADA: B= Bueno, R= Regular, M= Malo

Tabla 3.1.12. Resultados de caracterización física y criterios de calidad para bancos de gravas.

BANCO	GRANULOMETRÍA		MÓDULO DE FINURA 2.30-3.20	MATL. PASA MALLA #200 (%) ≤ 3	INTEMPERISMO ACELERADO (%) < 10	MAT. ORGÁNICA COLORIMETRÍA No más oscuro que el color N°3	CARACTERIZACIÓN FÍSICA CALIDAD CUALITATIVA	CARACTERIZACIÓN QUÍMICA COMPONENTES DELETÉREOS				
	Sujetarse a límites que marca la tabla 2.6 del capítulo II.							ASR	ACR	ASIR	PD	
	Dentro de los límites	Fuera límites de curvas										
4A-IV19,21	B	3.18	R	0	B	7.2	B	Menos oscuro	B	+		
5A-IV19,21	B	2.71	B	3	R	2.1	B	Menos oscuro	B	+		+
11A-III1	B	2.89	B	1	B	2.9	B	Menos oscuro	B	+		
15A-IV20	B	3.18	R	0	B	2.8	B	Menos oscuro	B	+		+
17A-IV20,21	B	3.18	R	0	B	2.8	B	Menos oscuro	B	+		
2A-IV18,19	M	1.88	B	3	R	9.1	R	Menos oscuro	B	+		
3A-III10,11-IV18	B	2.95	B	1	B	9.9	R	Menos oscuro	B	+		+
7A-III10,11	B	2.24	B	1	B	8.8	B	Más oscuro	M	+		
8A-III10,11	M	3.65	M	1	B	8.7	B	Más oscuro	M	+		
9A-III10,11	B	3.39	M	1	B	6.2	B	Menos oscuro	B	+		
14A-III11-IV20	B	2.82	B	6	M	8.2	B	Menos oscuro	B	+		
16A-IV20,21	B	2.92	B	5	M	2.5	B	Menos oscuro	B	+		
18A-IV20,21	M	2.12	B	0	B	9.0	B	Menos oscuro	B	+		
19A-IV20,21	R	2.65	B	13	M	5.5	B	Menos oscuro	B	+		
20A-IV20,21	R	2.83	B	2	B	6.2	B	Menos oscuro	B	+		
22A-III13	B	3.02	B	1	B	21.4	M	Más oscuro	M	+		
23A-IV20,21	M	2.70	B	2	B	2.4	B	Menos oscuro	B	+		
25A-III13	R	2.49	B	9	M	8.8	B	Menos oscuro	B	+		
6A-III11,12	B	2.71	B	6	M	6.3	B	Más oscuro	M	+		
10A-III10,15	B	2.88	B	1	B	10.2	M	Más oscuro	M	+		
21A-IV20,21	R	2.70	B	13	M	5.3	B	Más oscuro	M	+		
24A-III13	B	3.12	B	5	M	5.3	B	Más oscuro	M	+		
26A-III14-IV20	M	3.38	M	7	M	9.4	B	Más oscuro	M	+		
27A-III13,15	R	2.52	B	12	M	6.0	B	Más oscuro	M	+		

NOTAS: B = Bueno, R = Regular, M = Malo  
 Se consideraron los rangos de calidad, dándole mucha importancia al intemperismo acelerado y a las impurezas de las arenas, porque representarían más costo y problemas en solucionar.  
 ASR = Reacción álcali - sílice, ACR = Reacción álcali - carbonato, ASIR = Reacción álcali - sílicato, PD = Partículas deliznables.  
 El signo positivo ( + ) significa que si existen componentes del tipo que se describen, en el banco en que se localiza.

Tabla 3.1.13. Resultados de caracterización física, química y criterios de calidad de bancos de arena.

BANCO	GRANULOMETRÍA		INTEMPERISMO ACELERADO (%)	DESGASTE DE LOS ANGELES (%)	CARACTERIZACIÓN FÍSICA	CARACTERIZACIÓN QUÍMICA				
	Sujetarse a límites que marca la tabla 2.7 del capítulo II.					CALIDAD CUALITATIVA	COMPONENTES DELETERIOS			
							ASR	ACR	ASiR	PD
1G-IV18,19	B	Dentro de los límites	4.6	B	27.2	B	+	+	+	
12G-III11	B	Dentro de los límites	4.3	B	28.6	B	+	+	+	
15G-IV20	B	Dentro de los límites	5.9	B	17.8	B	+	+	+	
16G-IV20,21	B	Dentro de los límites	5.8	B	20.0	B	+	+	+	
17G-IV20,21	B	Dentro de los límites	5.9	B	19.1	B	+	+	+	
19G-IV20,21	B	Dentro de los límites	5.1	B	20.2	B	+	+	+	
27G-III13,15	B	Dentro de los límites	5.0	B	22.0	B	+	+	+	
4G-IV19,21	M	Fuera de límites de curva	5.1	B	21.0	B	+	+	+	
5G-IV19,21	M	Fuera de límites de curva	5.9	B	17.8	B	+	+	+	
13G-III11-IV20	M	Fuera de límite der. 40%	4.4	B	25.6	B	+	+	+	
20G-IV20,21	R	Fuera de límite der. 30%	4.8	B	22.0	B	+	+	+	
23G-IV20,21	R	Fuera de límite izq. 30%	5.8	B	18.0	B	+	+	+	
3G-III10,11-IV18	M	Fuera de límite izq. 30%	20.2	M	20.6	B	+	+	+	
6G-III11,12	M	Fuera de límites de curva	45.6	M	33.0	B	+	+	+	
7G-III10,11	R	Fuera de límites 20%	19.2	M	22.6	B	+	+	+	
8G-III10,11	R	Fuera de límite izq. 20%	23.5	M	25.2	B	+	+	+	
9G-III10,11	B	Dentro de los límites	13.2	M	21.0	B	+	+	+	
10G-III10,11	B	Dentro de los límites	20.2	M	21.0	B	+	+	+	
21G-IV20,21	M	Fuera de límite der. 50%	18.1	M	23.6	B	+	+	+	
22G-III13	M	Fuera de límites de curva	28.8	M	26.0	B	+	+	+	
24G-III13	M	Fuera de límites de curva	58.5	M	46.0	R	+	+	+	
26G-III14-IV20	B	Dentro de los límites	30.9	M	24.8	B	+	+	+	

NOTAS: B = Bueno, R = Regular, M = Malo  
 Se consideraron los rangos de calidad, dándole mucha importancia al intemperismo acelerado y a las impurezas de las arenas, porque representarían más costo y problemas en solucionar.  
 ASR = Reacción álcali - sílice, ACR = Reacción álcali - carbonato, ASiR = Reacción álcali - silicato, PD = Partículas deleznables.  
 El signo positivo (+) significa que si existen componentes del tipo que se describen, en el banco en que se localiza.

Tabla 3.1.14. Resultados de caracterización física, química y criterios de calidad de bancos de grava.

## 3.2 PRESENTACIÓN DE RESULTADOS DEL SIG.

### 3.2.1 Presentación de resultados de la evaluación preliminar

La evaluación preliminar se desarrolla con base en la metodología presentada en el capítulo II (SEDESOL 1994; Valdivia 1999). El análisis de la información se presenta primeramente de forma general y paulatinamente se muestran particularidades de los principales resultados obtenidos.

Primeramente se procede al cálculo de los principales parámetros: IE, ISA, a fin de medir cualitativa y cuantitativamente el estado funcional de los pavimentos.

El cálculo de la longitud total de cada grupo de tramos evaluados se realiza con la consulta de totales ConCalcLongGpos en donde se suma la longitud de cada tramo en particular para obtener la del total del grupo. De la misma manera se obtiene la longitud total de un recorrido de evaluación y para la longitud total de los recorridos de evaluación en una determinada vialidad, con las consultas ConCalcLongReco y ConCalcLongVialidades, respectivamente. El diseño de esas consultas sigue un esquema similar y en todo caso se realiza bajo la vista de diseño sin tener que profundizarse en SQL; en todo momento puede observarse y verificarse cualquier diseño más detenidamente, en la vista diseño dentro del DBMS de ACCESS.

Los cálculos de los indicadores de evaluación preliminar (IE, nivel de serviciabilidad, categoría de acción de mantenimiento, etc.) para todos los grupos de tramos (tramos homogéneos) se realizan en la consulta ConCalcEvaGpos y para presentar más descriptivamente estos resultados se diseña la consulta ConCalcEvaGposResultados en donde se describe la calle de inicio y fin de cada grupo así como la descripción para el nivel de serviciabilidad y la categoría de acción de mantenimiento. Esta última consulta se utiliza en los formularios e informes para presentación de los resultados correspondientes, como por ejemplo, en el subformulario sfrmCalcEvaGposResultados. También para presentar de manera global los resultados por recorridos de evaluación y vialidades en donde se obtiene el promedio aritmético y ponderado del índice de estado (IE) e índice de servicio actual (ISA) se conforman las consultas ConIE\_ISAPondRec y ConIE\_ISAPondVial, y para presentar los resultados con elementos más descriptivos por recorridos de evaluación se diseña la consulta ConRecEvalResultados. En la tabla 3.2.1 se presenta una relación descriptiva de los objetos considerados en el diseño de aplicaciones para obtener los principales resultados de evaluación preliminar.



DESCRIPCIÓN	CONSULTA	TABLA O CONSULTA DE ORIGEN
Calcula las longitudes totales por grupo de tramos evaluados	ConClacLongGpos	TblTraEval TblTramosLong
Calcula longitudes totales por recorridos de evaluación	ConCalcLongReco	TblTraEval TblTramosLong
Calcula longitudes totales por vialidad evaluada	ConCalcLongVialidades	TblzNomCalles TblRecEval TblTraEval TblTramosLong
Para colocar nombres de calle inicial o final del grupo de tramos en caso de no estar dados de alta en el sistema y haberlos puesto como observación	ConNomCallesGpoTraEv	TblGpoTraEv TblzNomCalles
Para colocar nombres de calle inicial o final del recorrido de evaluación en caso de no estar dados de alta en el sistema y haberlos puesto como observación	ConNomCallesRecEv	TblRecEval TblzNomCalles
Calcula resultados según metodología de evaluación preliminar para los grupos de tramos evaluados	ConCalcEvaGpos	TblGpoTraEv ConCalcLongGpos
Para calcular el promedio aritmético y ponderado del IE e ISA por recorrido de evaluación	ConIE_ISAPondRec	ConCalcEvaGpos ConCalcLongReco
Calcula el promedio aritmético y ponderado del IE e ISA por vialidad	ConIE_ISAPondVial	ConCalcLongVialidades ConRecEval ConCalcEvaGpos
Calcula el promedio aritmético y ponderado del IE e ISA para toda la red evaluada	ConIE_ISAPondCiud	Con1CalcEVPRE_LongEv_Ambos_Sentidos ConCalcEvaGpos
Para presentación en formularios e informes de los resultados de evaluación preliminar de los grupos de tramos evaluados	ConCalcEvaGposResultados	ConCalcEvaGpos ConNomCallesGpoTraEv TblzNivelServi TblzCategoAccion
Para presentación de resultados generales de evaluación preliminar de los recorridos de evaluación en formularios e informes	ConRecEvalResultados	TblRecEval ConIE_ISAPondRec ConNomCallesRecEv TblzNomCalles TblzSenRec TblzJefBrig
Obtiene los tramos de la red de estudio que se evaluaron en un año determinado. Crea la tabla Con1CalcTramosEvalPorAño para migrar al SIG	Con1CalcTramosEvalPorAño	TblRecEval TblTraEval
Para presentación condensada en informe de los resultados de evaluación preliminar por recorridos y grupos de evaluación	ConInfRecEvalRes	ConRecEvalResultados ConCalcEvaGposResultados
Para calcular longitud total evaluada. Si un tramo se evalúa en dos sentidos se considera una sola vez la longitud del tramo.	Con1CalcEVPRE_LongTotEv_Svi al	Con1CalcIEPromedioPorTramo2 TblTramosLong
Para calcular longitud total evaluada considerando ambos sentidos de evaluación por tramo	Con1CalcEVPRE_LongEv_Ambos_Sentidos	TblTramosLons TblTraEv
Para calcular tabla dinámica de longitudes evaluadas en jerarquía vial. Esto se hace considerando la longitud absoluta de un tramo, es decir, si existieron recorridos en ambos sentidos se toma la longitud real del tramo en un solo sentido	Con1CalcEVPRE_LongEv_X_Jer qVial_Tot	TblTramos Con1CalcIEPromedioPorTramo TblTramosLong TblzVialidadTipo
Para calcular tabla dinámica de longitudes evaluadas por jerarquía vial. Si un tramo se evaluó en dos sentidos se considera la longitud de ambos sentidos	Con1CalcEVPRE_LongEv_X_Jer qVial_Sen	TblTramos Con1CalcIEPromedioPorTramo TblTraEval TblzVialidadTipo

Tabla 3.2.1. Descripción de las consultas diseñadas para desarrollo de aplicaciones en evaluación preliminar.

DESCRIPCIÓN	CONSULTA	TABLA O CONSULTA DE ORIGEN
Igual que Con1CalcIEPromedioPorTramo2 pero crea la tabla Tbl Con1CalcIEPromedioPorTramo2 para migrar datos al SIG	Con1CalcIEPromedioPorTramo	TblTraEval TblGpoTraEv TblRecEval ConCalcEvaGpos
Para calcular el IE promedio por tramo. Si se evaluó en dos sentidos obtiene el promedio de ambos	Con1CalcIEPromedioPorTramo2	TblTraEval TblGpoTraEv TblRecEval ConCalcEvaGpos
Crea la tabla TblCon1CalcISAPromedioPorTramo calculando el promedio del ISA por tramo, para migrar al SIG	Con1CalcISAPromedioPorTramo	TblTraEval TblGpoTraEv TblRecEval ConCalcEvaGpos
Obtiene el mínimo valor IE e ISA que se presentó en cada vialidad. Crea la tabla TblCon1CalcIE_ISAPondMin_PorTramos para migrar al SIG	Con1CalcIE_ISAPondMin_PorTramos	TblTraEval TblRecEval ConIE_ISAPondVial
Para migrar al SIG crea la tabla TblCon1CalcCatAccMaxPorTramo. Si un tramo se evaluó en dos sentidos se coloca la categoría máxima de acción de mantenimiento de uno de los dos sentidos.	Con1CalcCatAccMaxPorTramo	TblTraEval ConCalcEvaGposResultados
Encuentra el deterioro máximo predominante para cada tramo. Considera los deterioros calificados para cálculo de IE con base en el área afectada y la afectación según puntos a deducir al IE	Con1CalcEvPRE_DeterMaxTramo	TblTraEval ConCalcEvaGpos TblRecEval
Coloca la clave del deterioro predominante (D1 a D5) y crea la tabla TblCon1CalcEvPRE_DetMaxTramo_CLV para migrar al SIG	Con1CalcEvPRE_DeterMaxTramo_CLV	Con1CalcEvPRE_DeterMaxTramo
Encuentra los deterioros predominantes totales en la red estudiada. Se incluyen los utilizados para el cálculo del IE así como los observados en la misma evaluación preliminar	Con1CalcEvPRE_Deter_Totales	ConCalcEvaGpos TblGpoTraEv
Para presentación de deterioros predominantes en los grupos de tramos evaluados	ConCalcEvaGposDeterResultados	TblGpoTraEv ConCalcEvaGpos ConNomCallesGpoTraEv
Para presentar los deterioros observados por tramo. Si existe un deterioro se colocó -1 (verdadero), en caso contrario 0 (falso). Si existen recorridos de evaluación se obtiene el promedio, es decir, un -1 ó -0.5 demuestra la presencia de un deterioro específico en el tramo. Crea la tabla TblCon1CalcPromDeteriorObsPorTramo para migrar al SIG	Con1CalcPromDeteriorObsPorTramo	TblTraEval TblGpoTraEv TblRecEval

Tabla 3.2.1. (Cont.). Descripción de las consultas diseñadas para desarrollo de aplicaciones en evaluación preliminar.

Con el conjunto de consultas arriba indicadas se logra obtener la presentación de los principales resultados de evaluación preliminar a partir de una serie de formularios e informes. Los formularios pueden observarse en "Resultados – Evaluación Preliminar" (figura 3.2.2). Para lograr esta parte del desarrollo de aplicaciones también se conforman una serie de formularios cuya descripción de detalla en la tabla 3.2.2.

DESCRIPCIÓN	FORMULARIO	SUBFORMULARIO	CONSULTA DE ORIGEN
Presenta IE e ISA por recorridos de evaluación	FrmRecEvalResultados		ConRecEvalResultados
		sfrmEvaGposResultados	ConCalcEvaGposResultados
Presenta IE e ISA por vialidades evaluadas	FrmVialEvalResultados		ConIE_ISAPondVial
		sfrmRecEvalResultados	ConRecEvalResultados
Presenta acciones de mantenimiento por recorridos con grupos de tramos	FrmRecEvaResCatAcc		ConRecEvalResultados
		sfrmCalcGposRecCatAcc	ConCalcEvaGposResultados
Presenta gráficas de resultados de evaluación preliminar	frmEVAL_PREMGraf		
	(IE por recorrido) (ISA por recorrido) (IE por vialidad) (ISA por vialidad)		ConIE_ISAPondRec ConIE_ISAPondRec ConIE_ISAPondVial ConIE_ISAPondVial
Presenta resumen de longitud total cubierta por la evaluación preliminar	frmLongEval_PRE		
		sfrmLongEval_X_JerqVial_Sent	Con1CalcEVPRE_LongTotEv_Svial
		sfrmLongEval_X_JerqVial_Tot	Con1CalcEVPRE_LongEv_Ambos_Sentidos
Presenta IE-ISA globales para toda la evaluación preliminar	frmRecEvalResGlobal		ConIE_ISAPondCiud
Para cada recorrido muestra los deterioros predominantes	frmRecEvalResDeterior		ConRecEvalResultados
		sfrmCalcEvaGposDeterResul	ConCalcEvaGposDeterResul

Tabla 3.2.2. Descripción de los formularios diseñados para desarrollo de aplicaciones en evaluación preliminar.

A manera de ejemplo se muestran, en la figura 3.2.3, los resultados de IE – ISA por recorridos de evaluación (“Resultados – Evaluación Preliminar – IE ISA por Recorridos”), allí se distinguen elementos tales como los datos descriptivos del recorrido y para cada grupo de tramos evaluados se observa la calle de inicio y fin, longitud, índice de estado calculado, descripción del nivel de serviciabilidad, así como el índice de servicio actual (ISA). En la parte baja se indican el promedio aritmético y ponderado del IE e ISA para el total del recorrido. En la parte superior derecha se muestran los botones para generar el

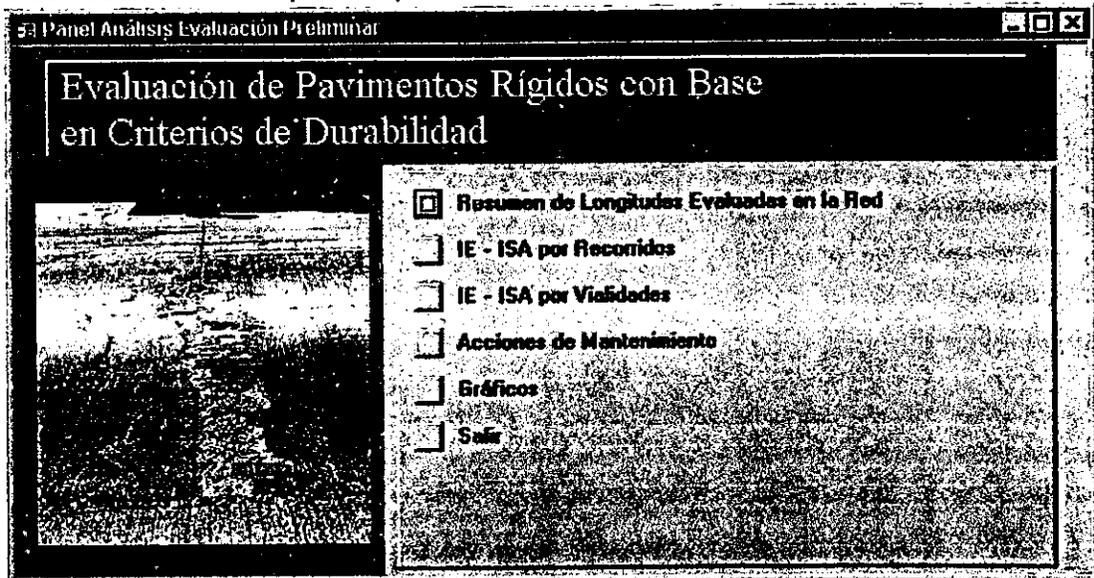


Figura 3.2.2. Panel para presentación de resultados de evaluación preliminar.

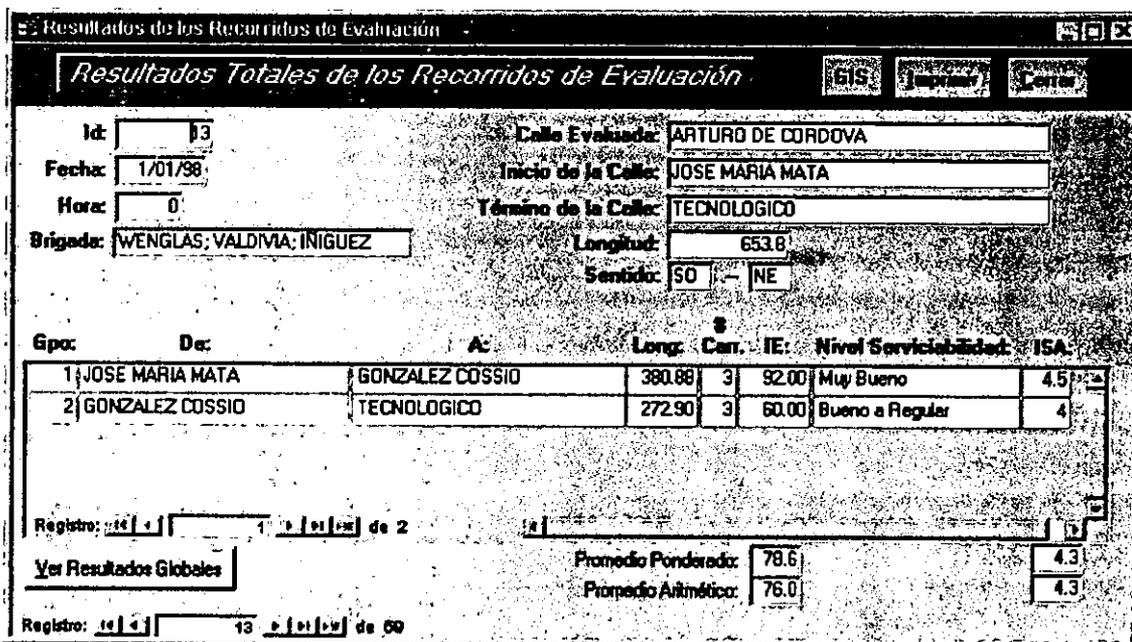


Figura 3.2.3. Presentación de resultados IE - ISA por recorridos de evaluación.

informe impreso de resultados así como para visualizar temáticamente sobre el mapa de la red de estudio los resultados obtenidos (SIG).

Para el caso de los informes impresos de resultados de evaluación preliminar se han diseñado los objetos cuya descripción aparece en la tabla 3.2.3, en todo caso estos pueden utilizarse mediante la acción de los botones comentados o en la opción de "Informes - Evaluación Preliminar". Asimismo para la presentación de los resultados en SIG se diseñaron algunos espacios de trabajo cuya descripción se indica en la tabla 3.2.4 y que más adelante se comenta su conformación y resultados que presentan.

DESCRIPCIÓN	FORMULARIO	SUBFORMULARIO	CONSULTA DE ORIGEN
Imprime IE e ISA por recorridos de evaluación con detalle de grupos de tramos evaluados	InfRecEvalResultados		ConRecEvalResultados
		sinfCalcEvaGposResultados	ConCalcEvaGposResultados
Imprime IE e ISA, y categorías de acción de mantenimiento por grupos de tramos evaluados para cada recorrido en formato condensado	InfRecEvalResCond		ConInfRecEvalResultados
Imprime IE e ISA por vialidades detallando los recorridos ejecutados en cada una	InfVialEvalResultados		ConIE_ISAPondVial
		sinfRecEvalResultados	ConRecEvalResultados

Tabla 3.2.3. Descripción de los informes diseñados para desarrollo de aplicaciones en evaluación preliminar.

PARA RECORRIDO LAS CATEGORÍAS DE ACCIÓN DE MANTENIMIENTO REQUERIDA EN CADA GRUPO DE TRAMOS	CADA IMPRIME	INFRECEVALRESCATAACC	CONRECECALRESULTADOS
		sinfCalcEvaGposResCatAcc	ConCalcEvaGposResultados

Tabla 3.2.3. (Cont) Descripción de los informes diseñados para desarrollo de aplicaciones en evaluación preliminar.

DESCRIPCIÓN	CONSULTA	TABLA O CONSULTA DE ORIGEN
Presenta relación de vialidades evaluadas en la red de estudio. Se precisa el número de sentidos en que fueron evaluadas	EVPRE_Rel_Vialidades.WOR	TblTramosI TblzNomCalles TblCon1CalcTramosEvalPorAño TblzEscalaGrafica TblzzManzanas
Presenta Relación de IE obtenidos en los tramos evaluados preliminarmente en la red de estudio	EVPRE_IE_Promedio_por_tramo.WOR	TblTramos TblCon1CalcIEPromedioPorTramo TblzNomCalles TblIndsutria TblRios TblEscalaGrafica TblzzManzanas
Presenta Relación de ISA obtenidos en los tramos evaluados preliminarmente en la red de estudio	EVPRE_ISA_Promedio_por_tramo.WOR	TblTramos TblCon1CalcISAPromedioPorTramo TblzNomCalles TblIndsutria TblRios TblEscalaGrafica TblzzManzanas
Para análisis del IE de los tramos evaluados que quedan dentro del área de influencia de ríos y arroyos	EVPRE_IE_Result_Rios.WOR	TblConTramosEVI TblzRiosBuffer
Para visualizar las categorías de acción de mantenimiento en los tramos evaluados	EVPRE_CatAccion_Max_por_Tramos.WOR	TblTramos TblCon1CalcCatAccMaxPorTramo TblzNomCalles TblzEscalaGráfica TblzzManzanas
Presenta deterioros predominantes en función de puntos a deducir del IE (DP) y por área deteriorada (DA)	EVPRE_Deterioros_Obs.WOR	TblTramos TblCon1CalcPromDeteriorObsPorTramo TblzNomCalles TblzEscalaGráfica TblzzManzanas

Tabla 3.2.4. Descripción de los espacios de trabajo diseñados para desarrollo de aplicaciones en evaluación preliminar.

### 3.2.1.1 Presentación de resultados principales

#### *Cobertura evaluada en la red*

Para el tiempo en que se hizo la evaluación la red de estudio de la ciudad tiene una extensión total de 497.6 km, de los cuales el 21.8% (108.6 km) se encuentra en la vialidad principal, 29.2% (145.3 km) en la secundaria, 35.2% en la colectora (175.2 km), y únicamente, dado el interés del proyecto global, 0.5 % (2.3 km) en locales. También se contempla un 13.3% correspondiente a la vialidad regional (66.2 km).

Para esta fase del estudio y de las dimensiones enunciadas se evaluaron 16.6 km de vialidad primaria, 27.9 km de secundaria, 11.2 de colectora y 2.2 km de locales para un total de 57.9 km. Aquí es importante destacar que las longitudes expuestas consideran la extensión de la vialidad, independientemente si algunas de ellas poseen recorridos de evaluación en uno o ambos sentidos.

Ahora bien, considerando las longitudes efectivas por recorridos de evaluación se tiene que se evaluó una longitud total de 80.9 km, de los cuales 32 km corresponden a vialidad principal, 33.9 km a secundaria, 12.9 km a colectora y 2.1 km de locales, de un total de 42 vialidades de la red de estudio (59 recorridos). Esta información puede observarse en la opción de "Resultados – Evaluación Preliminar – Resumen de Longitudes Evaluadas en la Red" y al pulsar el botón SIG se abre el espacio de trabajo "EVPRE\_Rel\_Vialidades.WOR" para visualizar gráficamente el total de tramos evaluados en la red de estudio, el mapa resultante se muestra en la figura 3.2.5.

El espacio de trabajo comentado se diseña previamente en el SIG a partir de las tablas de origen indicadas en la tabla 3.2.4. Este tipo de representación es la primer característica de utilidad de este tipo de sistemas, ya que logra representar temáticamente la información no gráfica asociada a sus datos gráficos, tal y como se observa en la misma figura 3.2.5.



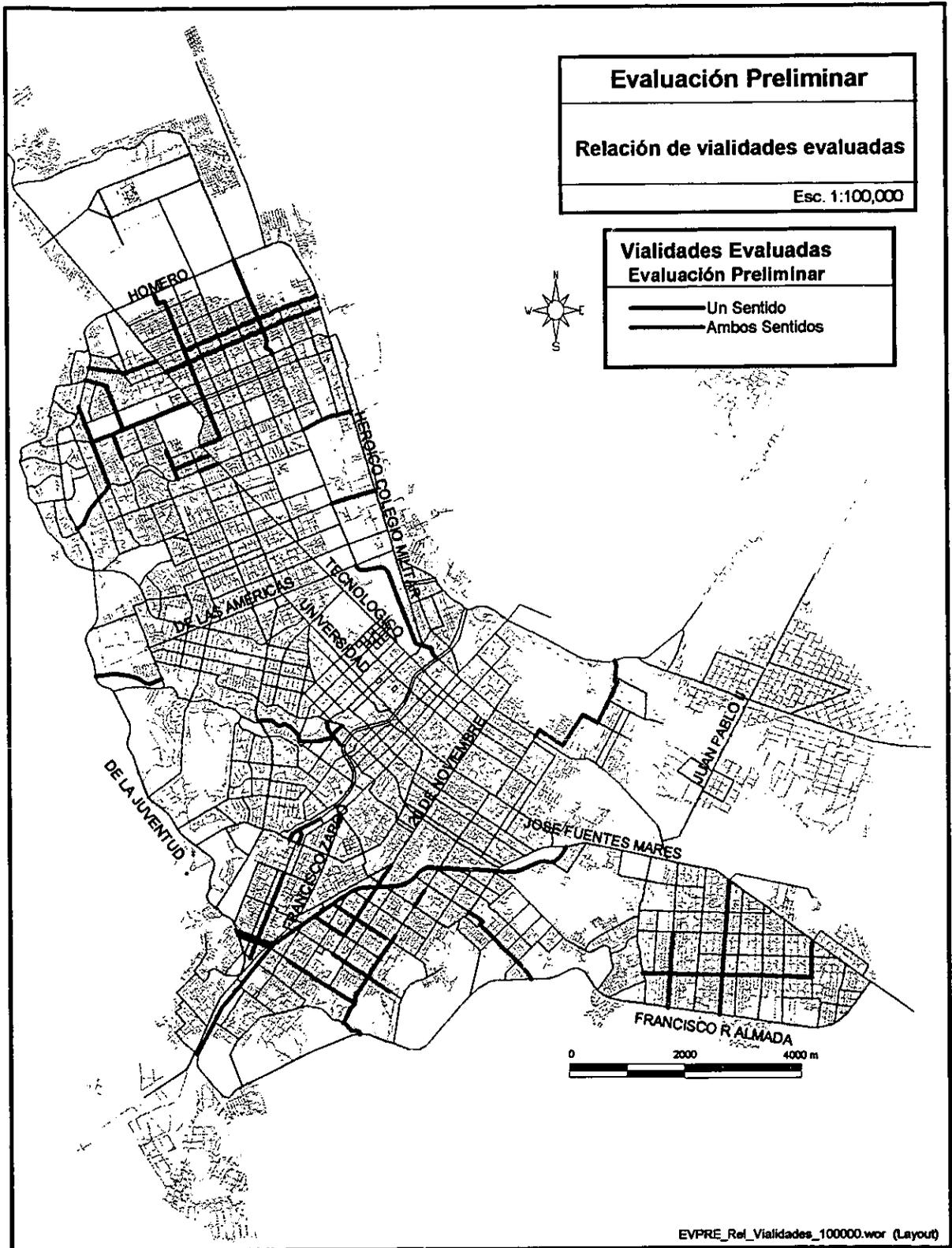


Figura. 3.2.5. Relación de tramos evaluados en la red de estudio.

### Índice de estado, índice de servicio actual y principales acciones de mantenimiento.

Particularmente en la figura 3.2.3 se muestran los resultados obtenidos para el recorrido 13 realizado sobre la vialidad de tipo local Arturo de Córdova, allí también se distingue que en este recorrido se tienen dos grupos de tramos, en donde para el primero se obtiene una IE de 92 (condición de muy bueno) y para el segundo 60 (condición de regular). En ese mismo formulario pueden observarse los resultados para todos los recorridos de evaluación. Asimismo, como previamente se comentó, estos resultados pueden obtenerse en un informe impreso al seleccionar las diferentes opciones que se tienen en "Informes – Evaluación Preliminar".

Para una identificación de manera preliminar y rápida, en la figura 3.2.6 se distingue el IE obtenido en los recorridos de evaluación.

ID:	CALLE:	DE:	A:	LONG	IE
1	16 DE SEPTIEMBRE	TECNOLOGICO	IGNACIO RODRIGUEZ	1828.3	59.3
8	JOSE MARIA MATA	JUAN ESCUTIA	COYOLXAUQUI	537.9	54.1
9	JUAN ESCUTIA	TECNOLOGICO	GONZALEZ COSSIO	350.8	45.0
10	JUAN ESCUTIA	GONZALEZ COSSIO	TECNOLOGICO	350.8	45.0
39	20 DE NOVIEMBRE	CALLE 64	RICARDO FLORES MAGON	1454.1	57.3
40	CALLE 64	IGNACIO DE LA LLAVE	20 DE NOVIEMBRE	584.1	58.9
43	GERANIOS	SILVESTRE TERRAZAS	DE LA JUVENTUD	548.9	57.3
58	FRANCISCO VILLA	FRANCISCO R ALMADA	CALLE 3	1294.6	42.0

Tabla 3.2.5. Resultados por recorridos de evaluación con IE<60.

En términos generales se tiene que el IE promedio ponderado para todas las vialidades estudiadas es de 80.1 (Ver resultados globales en "Resultados – Evaluación Preliminar – IE ISA por Recorridos") lo cual indica que en general, los pavimentos están en una condición buena.

Para el índice de servicio actual se tiene que el único recorrido que presenta una condición de menor de 3 (ISA = 2 Malo) es la avenida Fco. Villa (Recorrido No. 58) con un ISA = 2.7 localizada en el sur de la ciudad. Lo anterior avala a lo expresado en el párrafo anterior ya que la mayoría de las vialidades presentan un índice de estado de regular a muy bueno. Asimismo, el nivel de ISA obtenido según algunas metodologías para el diseño de pavimentos lo consideran por arriba del nivel de rechazo, que en algunos casos se fija del orden de 2 (Huang 1993).

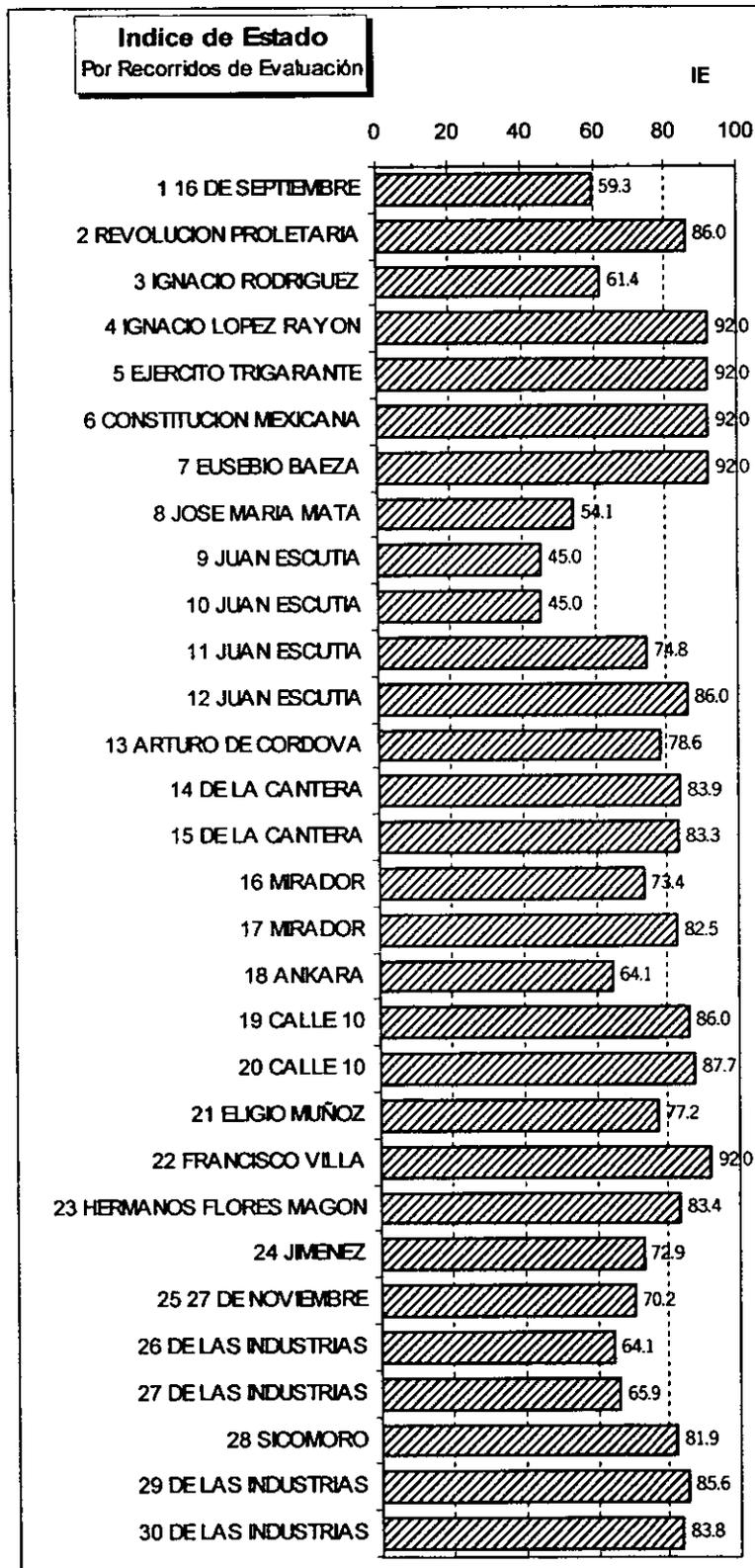


Figura 3.2.6. IE por recorridos de evaluación.

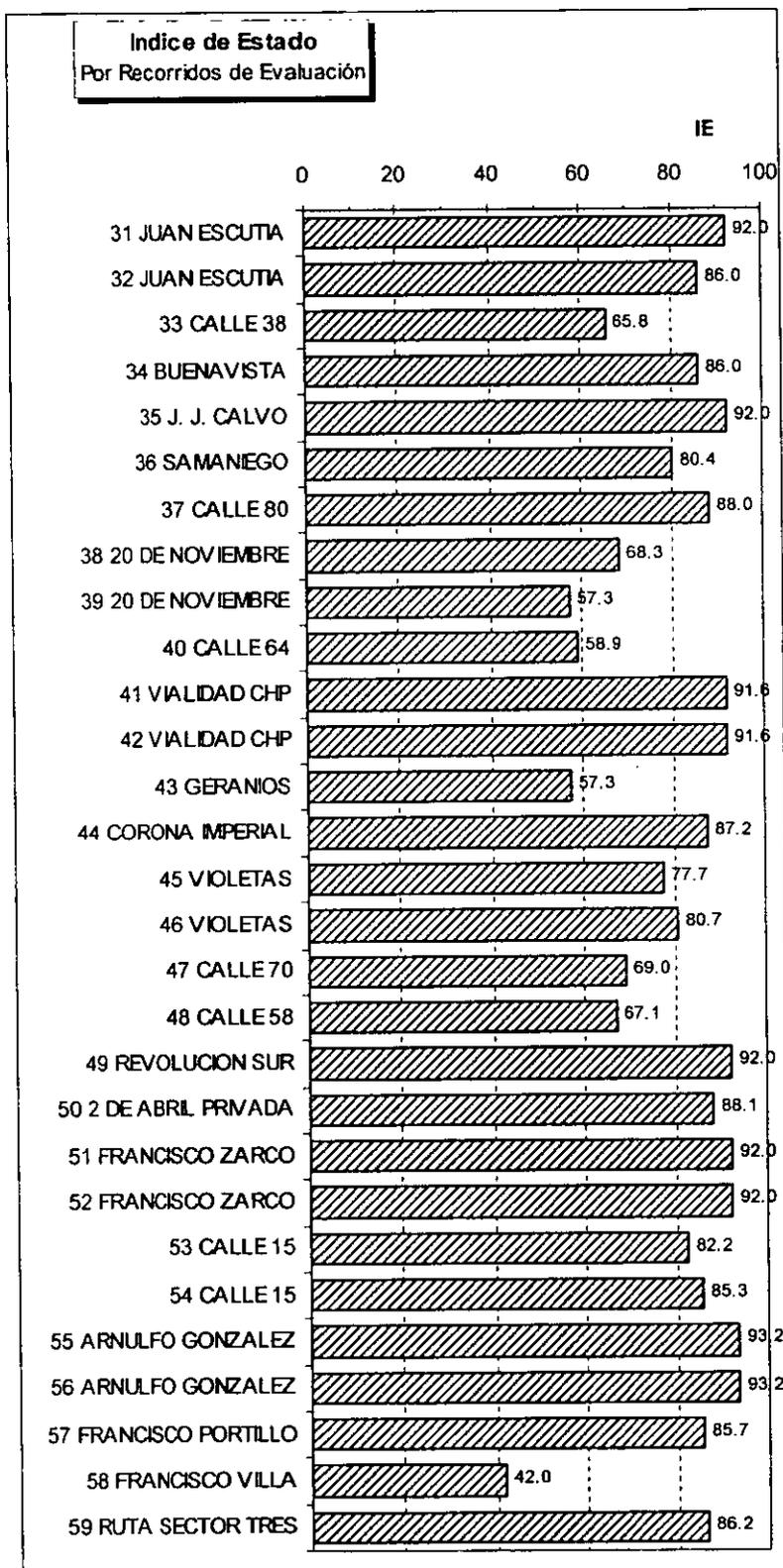


Figura 3.2.6.(Cont.). IE por recorridos de evaluación.

En la tabla 3.2.6 se presentan los grupos de tramos que obtuvieron los niveles más bajos de IE ( $IE < 60$ ). De aquí se desprende que únicamente son 18 grupos de tramos (tramos homogéneos) de un total de 217 considerados en la evaluación preliminar, lo que también reafirma el estado general de "bueno" del total de pavimentos evaluados. En un estado de "malo" si se distinguen los tramos de la vialidad 16 de septiembre y la de la Francisco Villa en el sur de la ciudad, con un  $IE=39.9$  e  $IE=33.8$ , respectivamente

REC:	CALLE:	GPO:	DE:	A:	LONG:	IE
1	16 DE SEPTIEMBRE	2	RET. 16 DE SEPTIEMBRE	LUIS R MORALES	503.3	39.9
3	IGNACIO RODRIGUEZ	3	16 DE SEPTIEMBRE	DE LA JUVENTUD	651.7	54.4
8	JOSE MARIA MATA	1	JUAN ESCUTIA	COYOLXAUHQUI	537.9	54.1
9	JUAN ESCUTIA	1	TECNOLOGICO	GONZALEZ COSSIO	350.8	45.0
10	JUAN ESCUTIA	1	GONZALEZ COSSIO	TECNOLOGICO	350.8	45.0
24	JIMENEZ	5	AMERICA LATINA	DE LAS INDUSTRIAS	383.1	55.4
25	27 DE NOVIEMBRE	3	CRUCE FFCC	DE LAS INDUSTRIAS	418.6	55.4
26	DE LAS INDUSTRIAS	1	ERNESTO ESPINOZA	REFORMA URBANA	318.5	53.5
27	DE LAS INDUSTRIAS	4	REFORMA URBANA	ERNESTO ESPINOZA	318.5	54.1
27	DE LAS INDUSTRIAS	1	TEC II	PUENTE	148.9	57.9
39	20 DE NOVIEMBRE	2	CALLE 56	VIALIDAD CHP	525.3	54.1
39	20 DE NOVIEMBRE	1	CALLE 64	CALLE 56	480.7	54.4
40	CALLE 64	2	BOLIVAR PV	20 DE NOVIEMBRE	403.2	56.0
43	GERANIOS	3	MIGUELITOS	DE LA JUVENTUD	229.5	54.7
43	GERANIOS	1	SILVESTRE TERRAZAS	VIOLETAS	198.3	55.8
58	FRANCISCO VILLA	1	FRANCISCO R ALMADA	CALLE 15	583.6	33.8
58	FRANCISCO VILLA	3	CALLE 7	CALLE 3	244.0	43.1
58	FRANCISCO VILLA	2	CALLE 15	CALLE 7	466.9	51.7

Tabla 3.2.6 Grupos de tramos evaluados con  $IE < 60$ .

En el DBMS también se puede obtener un resumen por vialidades de los indicadores antes tratados, los cuales se pueden observar en "Resultados – Evaluación Preliminar – IE ISA Por Vialidades". Aquí se contemplan los promedios de todos los grupos de tramos de cada vialidad considerando todos los sentidos y diferentes porciones evaluadas en las mismas.

Para representar temáticamente en el mapa de la red de estudio los resultados de evaluación preliminar se prepara el espacio de trabajo "EVPRE\_IE\_Promedio\_Por\_Tramo.WOR". En la tabla 3.2.4 se indican las tablas utilizadas para dar origen a este espacio de trabajo y el procedimiento utilizado es similar al de relación de vialidades evaluadas, a diferencia de que el mapa temático se genera por líneas con rangos de valores; figura 3.2.7. Aquí cabe destacar que si un tramo se hicieron dos recorridos de evaluación, en el mapa se presenta el promedio del IE que se obtiene de los grupos de tramos a que pertenece cada tramo en particular, calculado con la consulta ConIEPromedioPorTramo. En la misma figura 3.2.7 se distinguen las zonas industriales en color amarillo (TblIndustria) así como los ríos y arroyos que se encuentran en la red de estudio (TblRios).

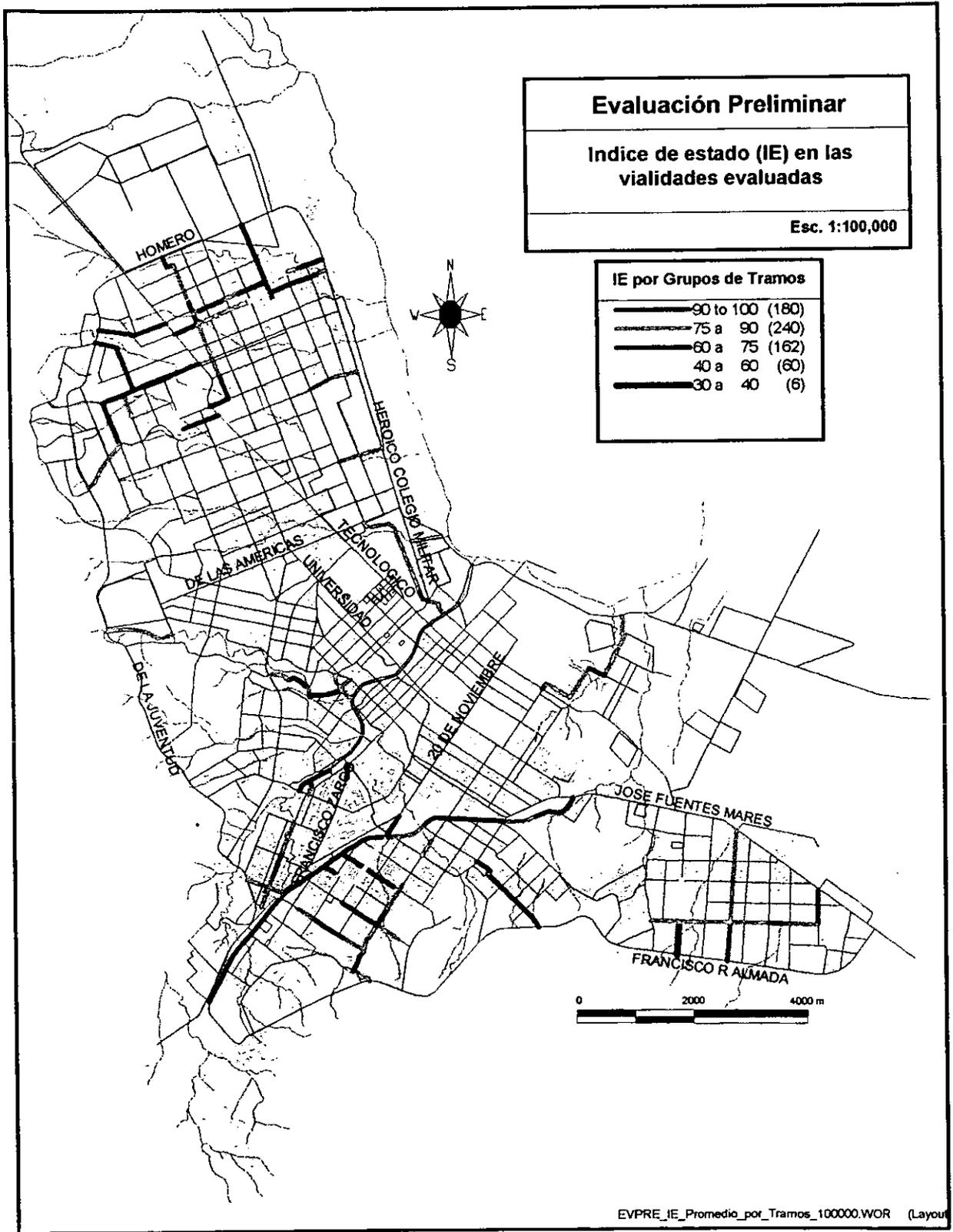


Fig. 3.2.7. Índice de estado (IE), en las vialidades evaluadas.

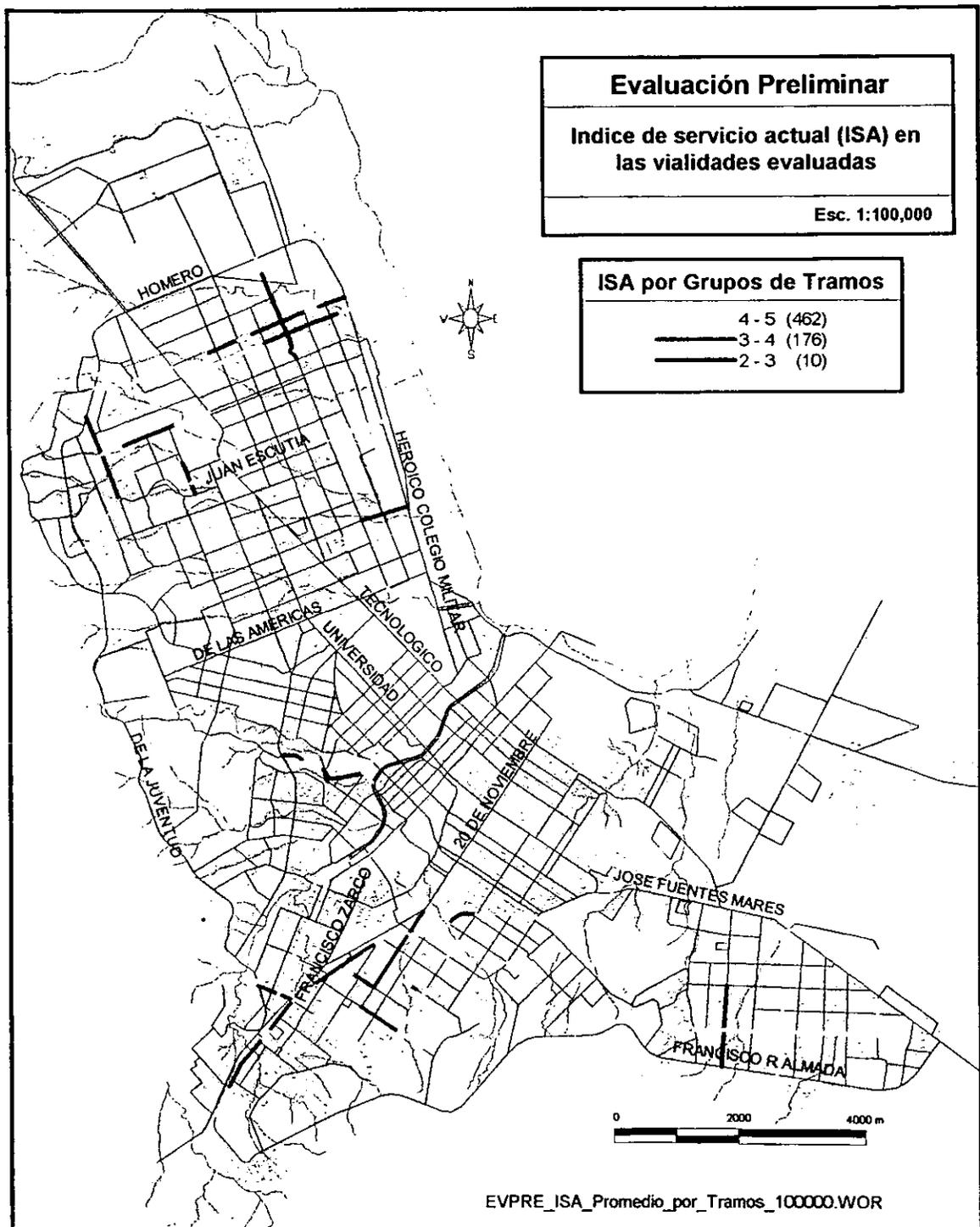


Figura 3.2.8. Índice de servicio actual (ISA), en las vialidades evaluadas.

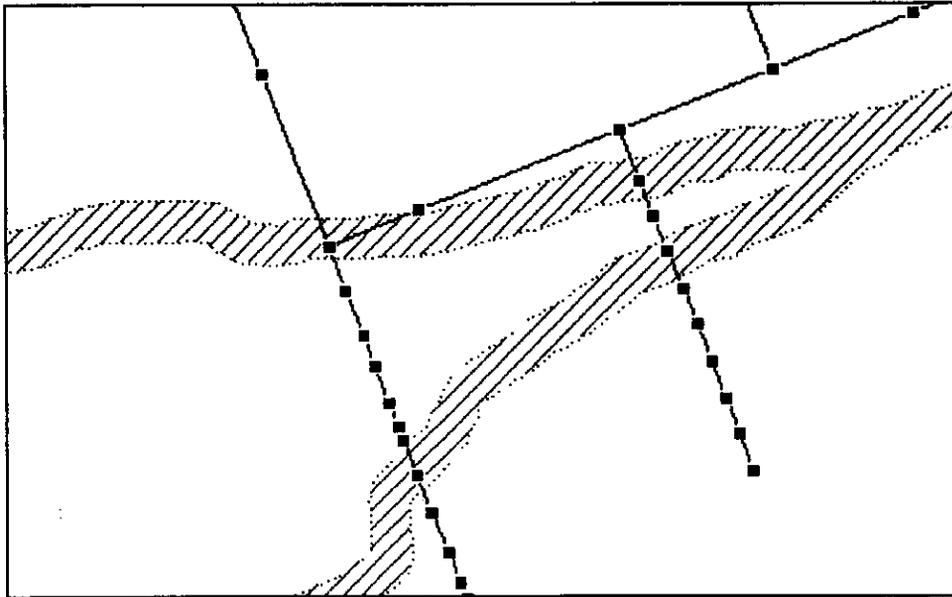


Fig. 3.2.9. Análisis de superposición de tramos con las zonas de influencia de ríos y arroyos.

Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 3.2.7 en donde se denota que no existe una tendencia que indique que el deterioro o estado de los pavimentos esté relacionado con su cercanía con los arroyos. Claro está que este análisis puede considerarse como preliminar ya que no se precisan algunas otras variables, como por ejemplo, la propia caracterización de los materiales de arrastre y depositados en los márgenes de los cauces, sin embargo, se muestra la utilidad de este tipo de análisis del sistema de información geográfica propuesto. De antemano pudiera haberse comentado lo mismo, con base en la observación de la figura 3.2.7 en donde se observa una marcada dispersión de los resultados del IE independientemente de su cercanía con los ríos y arroyos, Lo mismo puede advertirse de la cercanía con las zonas industriales en donde pudieran tener un efecto de contaminación que incidiera en el deterioro de los pavimentos.

EN RÍO	LONGITUD TOTAL (LT)	LT * IE	IE PROMEDIO ARITMÉTICO
Si	11031	875717	79.8
No	46873	3683168	78.5

Tabla 3.2.7. Análisis del índice de estado con base en la zona de influencia de ríos y arroyos.

El análisis de superposición será mayormente preciso y de mejor provecho en la medida de que se tengan más temas para el mismo. Por ejemplo, se podrían hacer intervenir aspectos tales como caracterización mecánica de suelos en la ciudad para cimentación de pavimentos, entre otros.

Dentro de los resultados de evaluación preliminar también se obtienen las categorías de acción en cuanto al mantenimiento de las vialidades. Los resultados para este tema pueden observarse en la opción "Resultados – Evaluación Preliminar – Acciones de Mantenimiento" del DBMS (figura 3.2.10), para su adecuada presentación gráfica, es necesario generar la consulta Con1CalcCatAccMaxPorTramo (ver consultas base en la

Tabla 3.2.1), que considera la obtención de la categoría máxima de acción de todos los recorridos que se ejecutaron en ese tramo. Con la tabla (TblCon1CalcCatAccMaxPorTramo) que genera esta consulta y otras que se indican en la tabla 3.2.4 se forma el espacio de trabajo EVPRE\_CatAccion\_Max\_por\_Tramo.WOR que

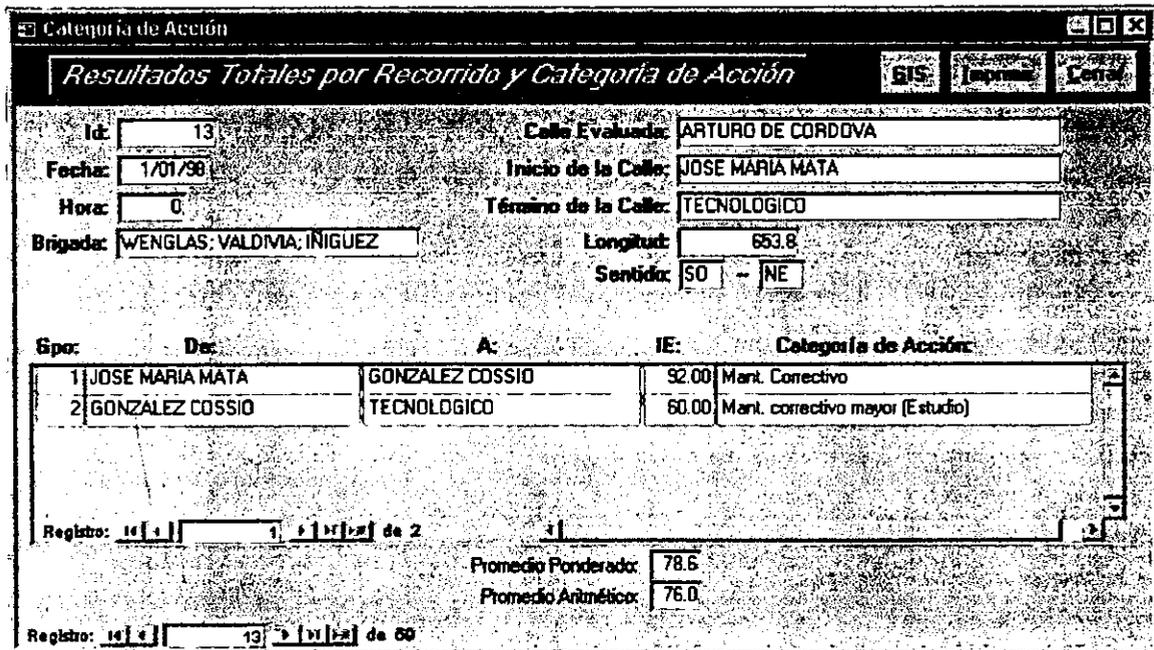


Figura. 3.2.10. Presentación de resultados de acciones de mantenimiento.

se representa en la figura. 3.2.11, de la que se distingue el resumen por cada categoría de acción de conservación, generado también por una consulta, pero en este caso dentro del propio SIG en la opción de "Query – SQL Select..."

Acompañando este resumen con la jerarquía vial, uso del suelo urbano y políticas en acciones de mantenimiento por parte de las entidades correspondientes, el SIG, puede ser de gran utilidad en cuanto a la programación de este tipo de trabajos requeridos para conservar en buen estado los pavimentos.

### Identificación de deterioros predominantes

En la evaluación preliminar se identifican primeramente cuatro indicadores de clasificación por grupos de deterioros, de [D1] a [D4], y un quinto indicador que expresa la comodidad de manejo [D5]. Con estos indicadores se obtiene un número de puntos a deducir de un IE en estado perfecto (IE=100) para obtener el índice de estado de las vialidades estudiadas.

Se realiza un análisis del deterioro predominante que se presenta en los tramos evaluados en la red de estudio, cuya descripción y datos de origen también se incluyen en la tabla 3.2.1. Con estos objetos se obtiene la presentación de los deterioros predominantes los cuales pueden observarse en la opción "Resultados – Evaluación Preliminar – Deterioros Predominantes" del DBMS y presentada en la figura 3.2.12 (formulario frmEvaResDeterior).

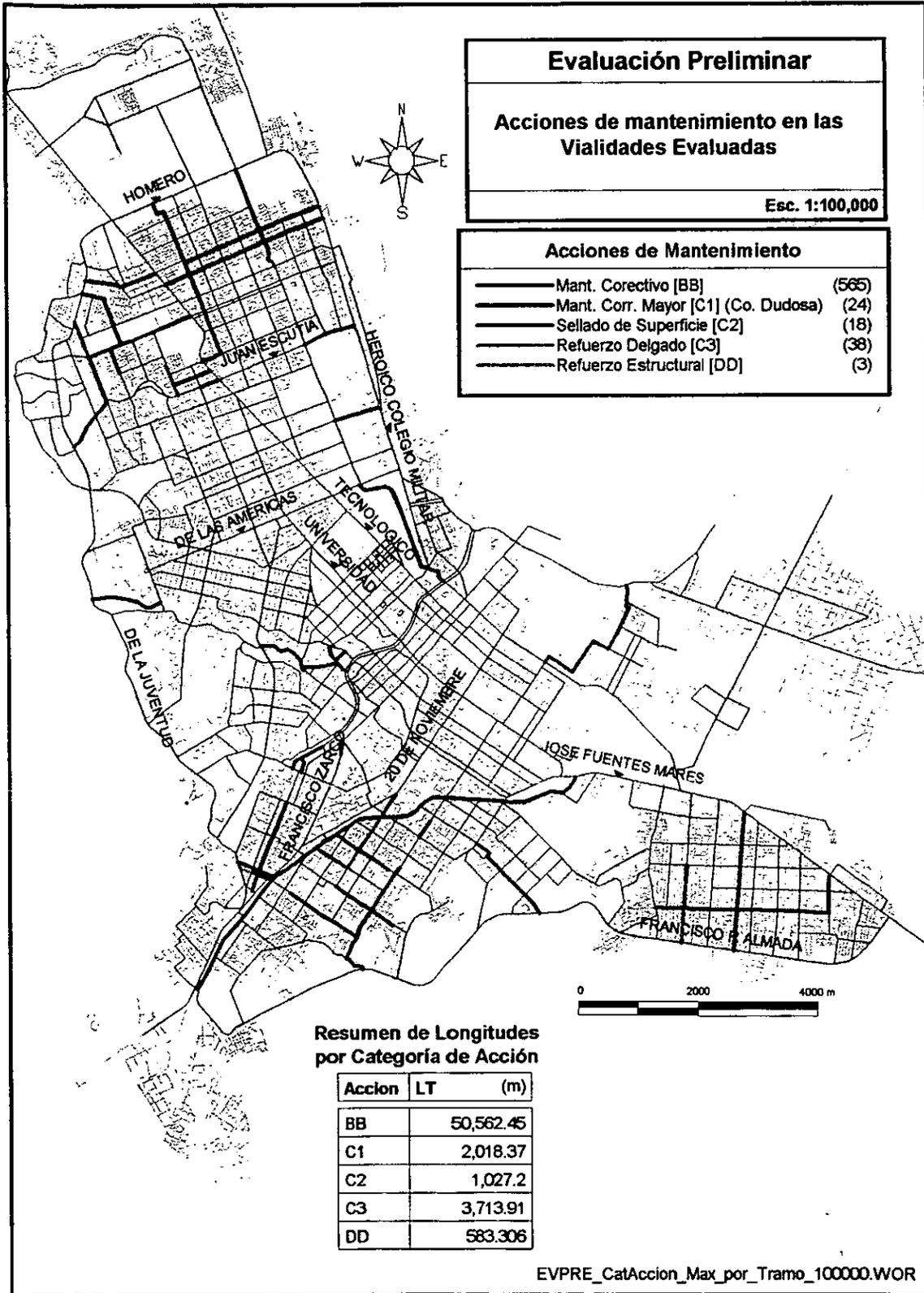


Fig. 3.2.11. Acciones de mantenimiento.

**Deterioros Predominantes y Observados**

*Deterioros Predominantes y Observados en Recorridos de Evaluación*

GIS Det (IE) GIS Det Obs Cancel

Id: 13 Calle Evaluada: ARTURO DE CORDOVA  
 Fecha: 1/01/98 Inicio de la Calle: JOSE MARIA MATA  
 Hora: 0 Término de la Calle: TECNOLOGICO  
 Brigada: WENGLAS; VALDIVIA; INIGUEZ Longitud: 653.8  
 Sentido: SO -- NE

Gpo:	Det.	A:	IE:	ISA:	DP	DA	Deterioros Observados							
							D3g	D3d	D3c	D3b	D4s	D4d	D4e	D4r
1	JOSE MARIA MATA	GONZALEZ COSSIO	32.00	4.5	D4	D4	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2	GONZALEZ COSSIO	TECNOLOGICO	60.00	4	D2	D2	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>

Registro: 1 de 2 Promedio Ponderado: 78.6 Ver Descripción...  
 Promedio Aritmético: 76.0 Ver Total General...

Registro: 13 de 60

Fig. 3.2.12. Presentación de deterioros predominantes en evaluación preliminar.

En la figura 3.2.12 se observa que en el recorrido realizado en la calle Arturo de Córdoba los deterioros predominantes en el primer grupo de tramos evaluados es DP = DA = D4; aquí DP expresa que el deterioro predominante según puntos a descontar al IE, y, DA la mayor área afectada por el deterioro correspondiente. En ambos casos predomina el D4 que se refiere a defectos de superficie (desconchamiento, despostillamiento de juntas, deficiencia de sello en juntas, agregado expuesto o reparaciones). En la parte de deterioros observados se registra que existe la ausencia de sello en juntas (D4s).

En el segundo grupo de tramos se observa que en DP y DA predomina D2, que se refiere a grietas en mapa o en bloques. Con respecto a los deterioros observados se registra agrietamiento generalizado (D3g), falta de sello en juntas (D4s) y posible reactividad (D4r).

En el formulario de la figura. 3.2.12 se pueden observar los deterioros para todos los recorridos de evaluación. En algunos casos a diferencia del ejemplo arriba presentado el DP y DA tienen diferentes tipos de deterioros.

Al apoyar el botón "Ver Total General..." se presenta el formulario de la figura 3.2.13 en donde se distinguen de manera global los deterioros predominantes en toda la red de estudio (formulario frmRecEvalResGlobal).

Para el caso de los deterioros predominantes según área afectada, se utilizaron los anchos de carril promedio (SEDESOL 1997) que al multiplicarlos por el número de carriles, por la longitud del grupo de tramos, así como por el porcentaje de afectación se obtiene el área total afectada. Para este caso el deterioro que predomina (según valor en la figura 3.2.13) es el D4, que corresponde a defectos de superficie. Por otra parte y dada la incidencia en la afectación al IE, obtenido de la sumatoria total de puntos a deducir por cada tipo de deterioro, el predominante es el D3 que corresponde a otras fisuras, en donde se agrupan grietas en esquinas, longitudinales y transversales.

Total de Deterioros Predominantes en la Red			
Según Área Afectada	Según Puntos a Deducir del IE	Por Longitud Acumulada en Ocurrencia en los Grupos de Tramos Evaluados	
D1: 118.20	D1: 234.02	D3g: 50831.43	# Gpo Tr: 135
D2: 12571.77	D2: 1545.00	D3d: 2726.90	8
D3: 30152.13	D3: 2709.00	D3c: 8912.46	22
D4: 41694.77	D4: 2238.00	D3b: 1136.96	3
[Área en m2]	[Sum Ptos Deducir]	D4s: 77855.79	208
[Ver Descripción...]		D4d: 24878.57	71
		D4a: 26357.54	68
		D4r: 6637.84	16

Figura. 3.2.13. Deterioros predominantes en el total de las vialidades estudiadas.

Para obtener una tendencia del deterioro predominante observado se procede a calcular la sumatoria de las longitudes de los grupos de tramos en donde se registró cada deterioro. El dato obtenido es un número grueso ya que la longitud evaluada para cada grupo de tramos no está cubierta totalmente por el deterioro observado, sin embargo, se obtiene una tendencia representativa. Para este caso los deterioros que predominan (figura 3.2.13) son: D4s (falta de sello en juntas) con una cantidad de 77.8 km de los 80.9 km evaluados, es decir, el 96% de la longitud evaluada carece de sello en las juntas, que corresponde a 208 grupos de tramos evaluados. A este deterioro le sigue el correspondiente a agrietamientos generalizados (D3g) con una longitud total de 50.8 km en un total de 135 tramos. En tercer término aparece el D4a de agregado expuesto. También resalta el correspondiente a desprendimiento de juntas D4d, que se ocasiona por la ausencia del adecuado sello en las juntas (D4s).

En las figuras 3.2.12 y 3.2.13 aparece el botón de "Ver Descripción..." el cual, al seleccionarse, muestra una descripción de las abreviaturas de las claves de deterioros. En la primera figura también se distinguen los botones para la representación de los deterioros predominantes en el mapa de la red de estudio. Un primer botón "GIS Det (IE)" presenta los deterioros predominantes utilizados en la obtención del IE, mientras que el otro "GIS Det Obs" muestra los deterioros observados en cada uno de los tramos evaluados en la red.

Para la representación en mapas temáticos del SIG, se preparan dos espacios de trabajo. El primero de ellos, "EVPRE\_Deterioros\_IE.WOR", presenta los deterioros predominantes según puntos a deducir del IE y según el área afectada (figuras 3.2.14 y 3.2.15 respectivamente). El otro, "EVPRE\_Deterioros\_Obs.WOR" presenta los deterioros registrados por observación que dan lugar a las figuras de la 3.2.16 a 3.2.18. En la figura 3.2.16 se observan los tramos en donde se registró la posible presencia de reactividad, en 3.2.17 los que presentan grietas en "D", y por último, en la 3.2.18 los tramos de posible corrosión por presentar pasajuntas expuestas. Los elementos que conforman a los espacios de trabajo comentados también se detallan en la tabla 3.2.4.

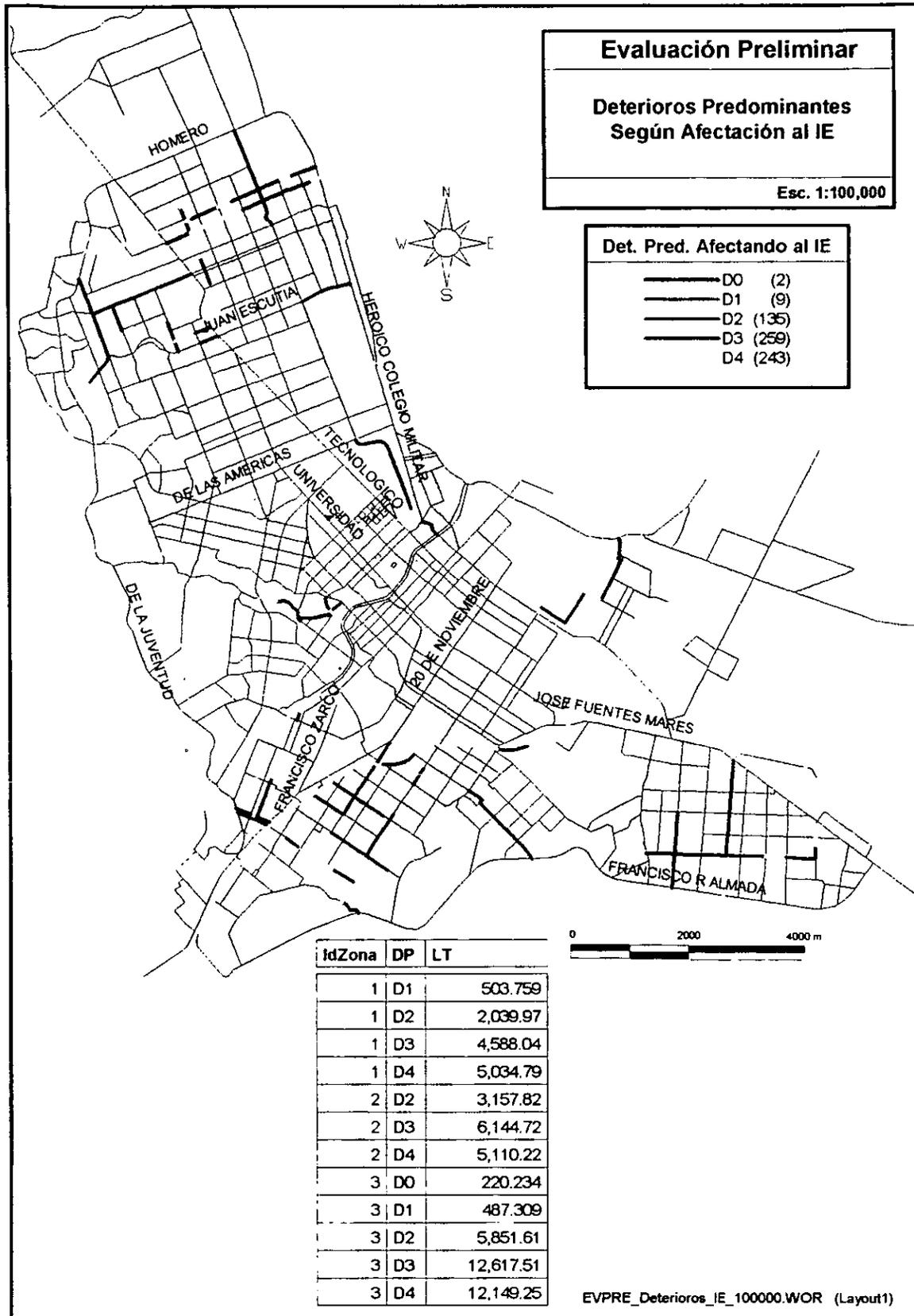


Figura.3.2.14. Deterioros predominantes por puntos a deducir del IE.

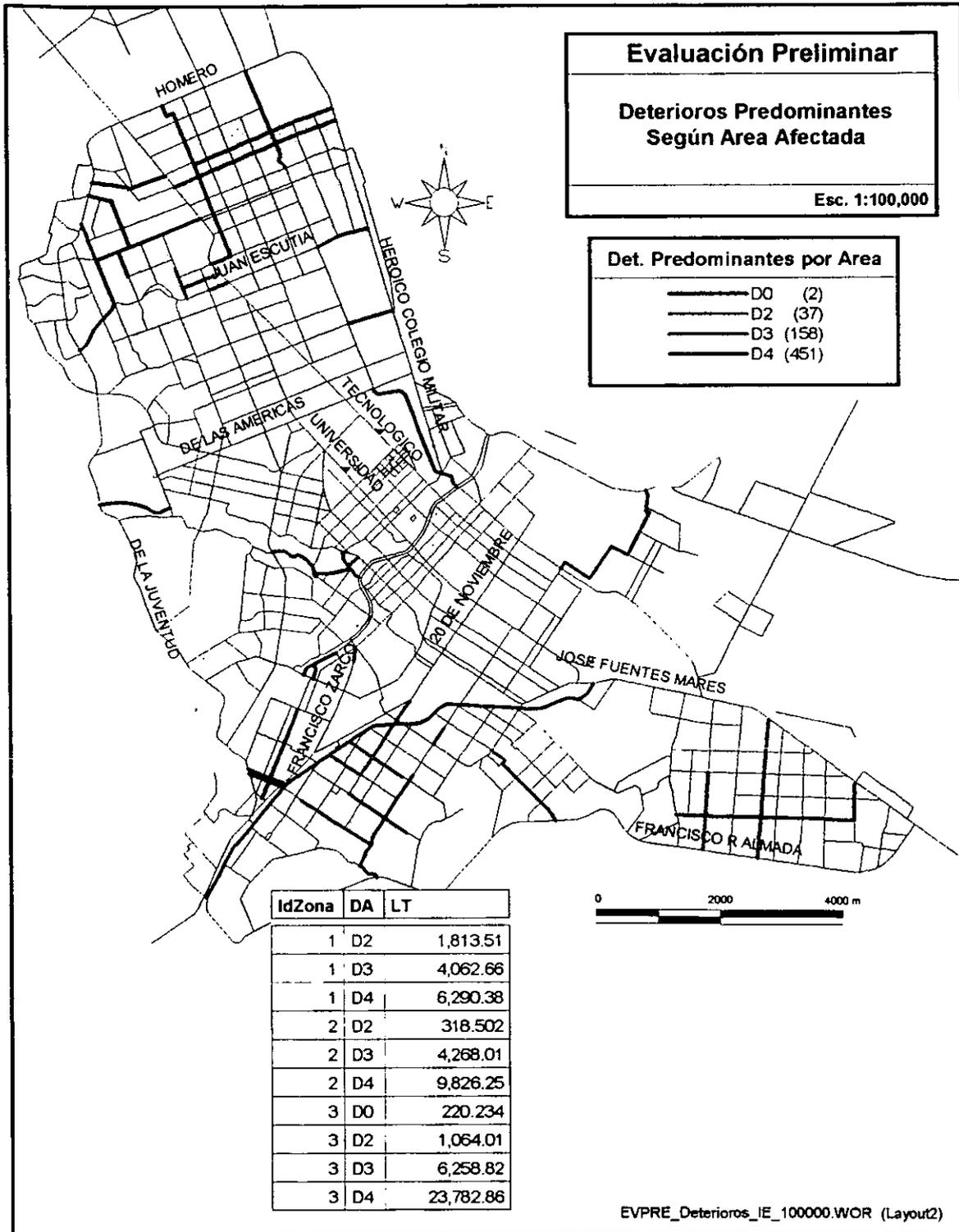


Figura. 3.2.15. Deterioros predominantes según área afectada.

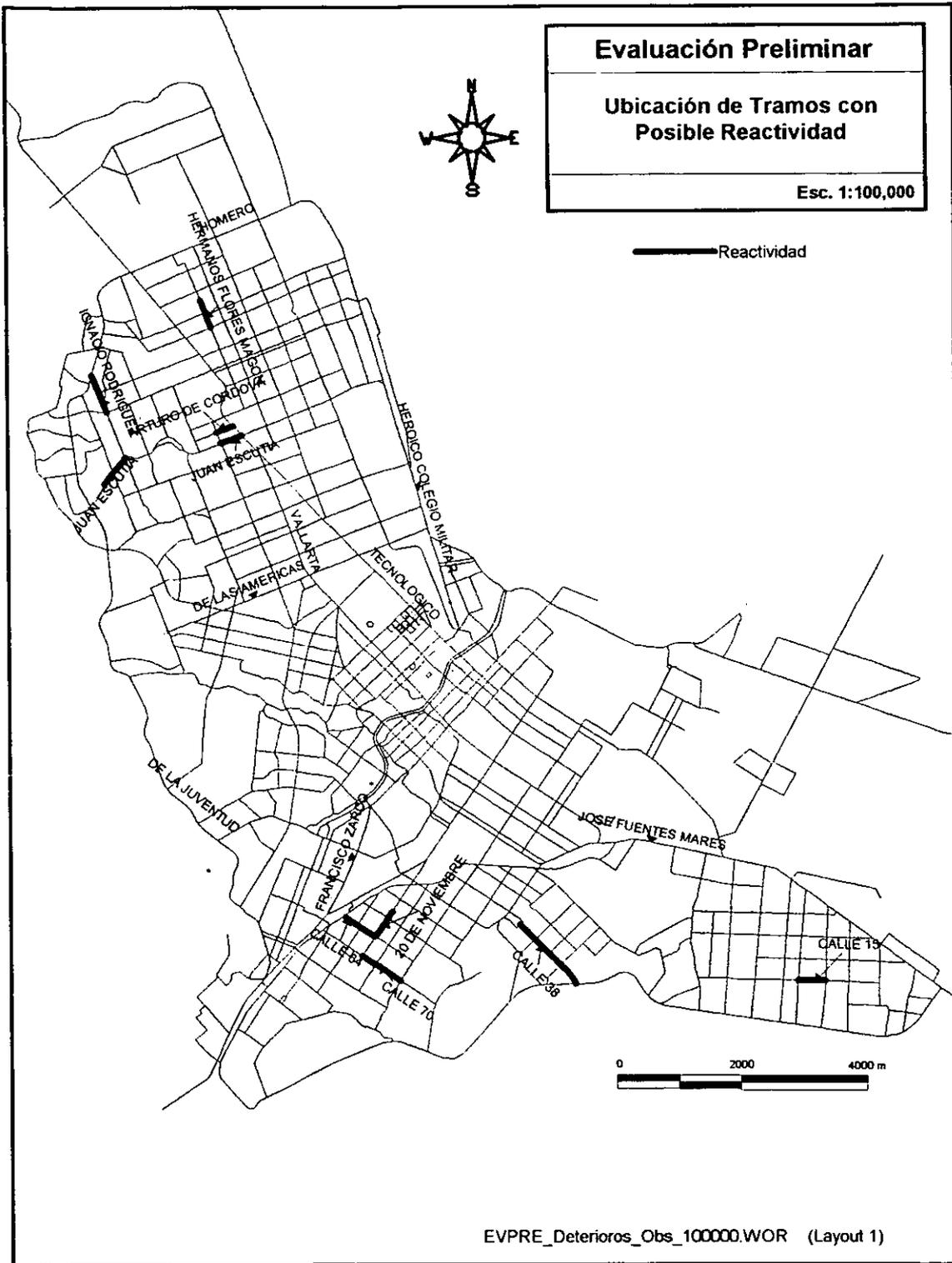


Figura. 3.2.16. Tramos con posible existencia de reactividad.

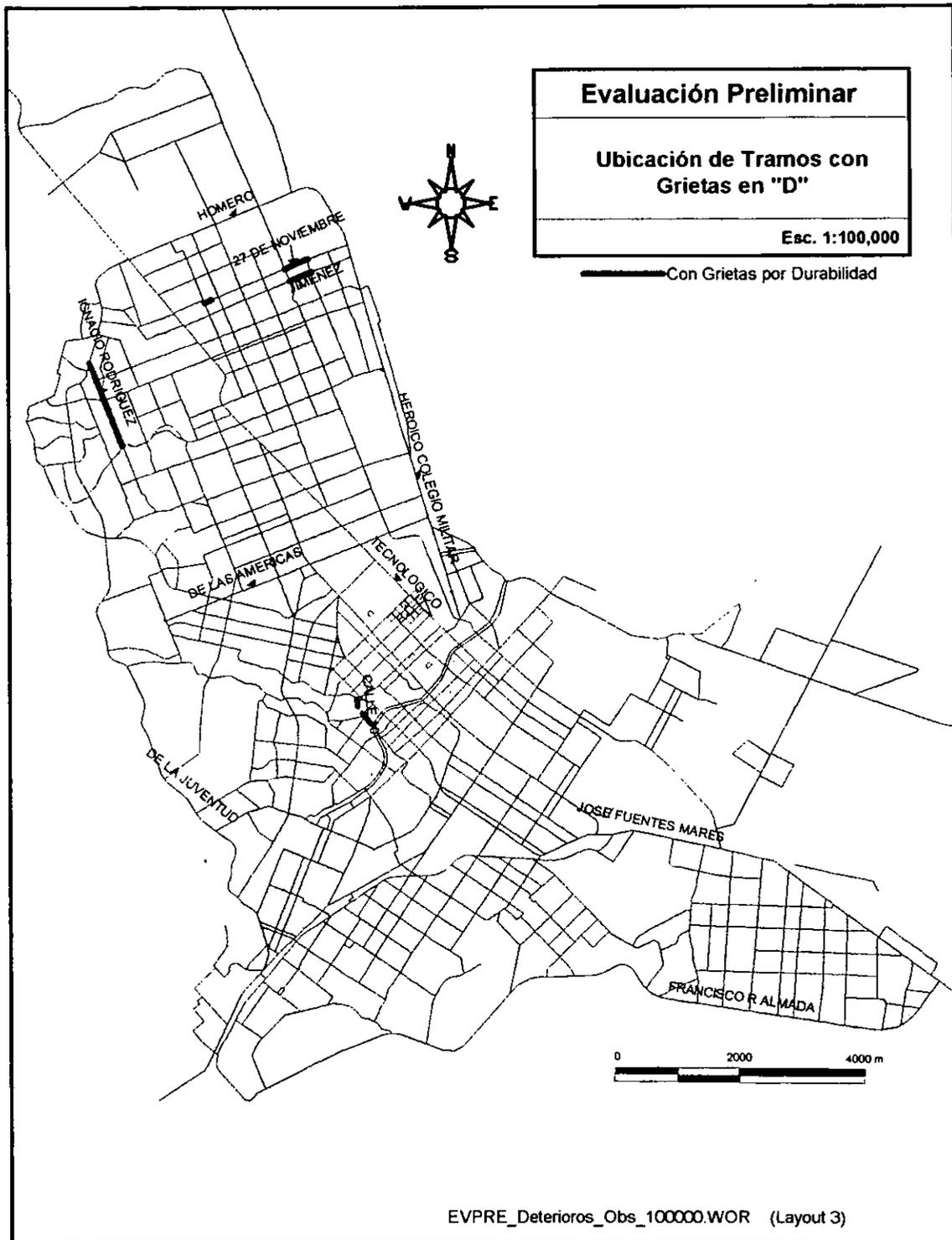


Figura. 3.2.17. Tramos donde se observan grietas por durabilidad (en "D").

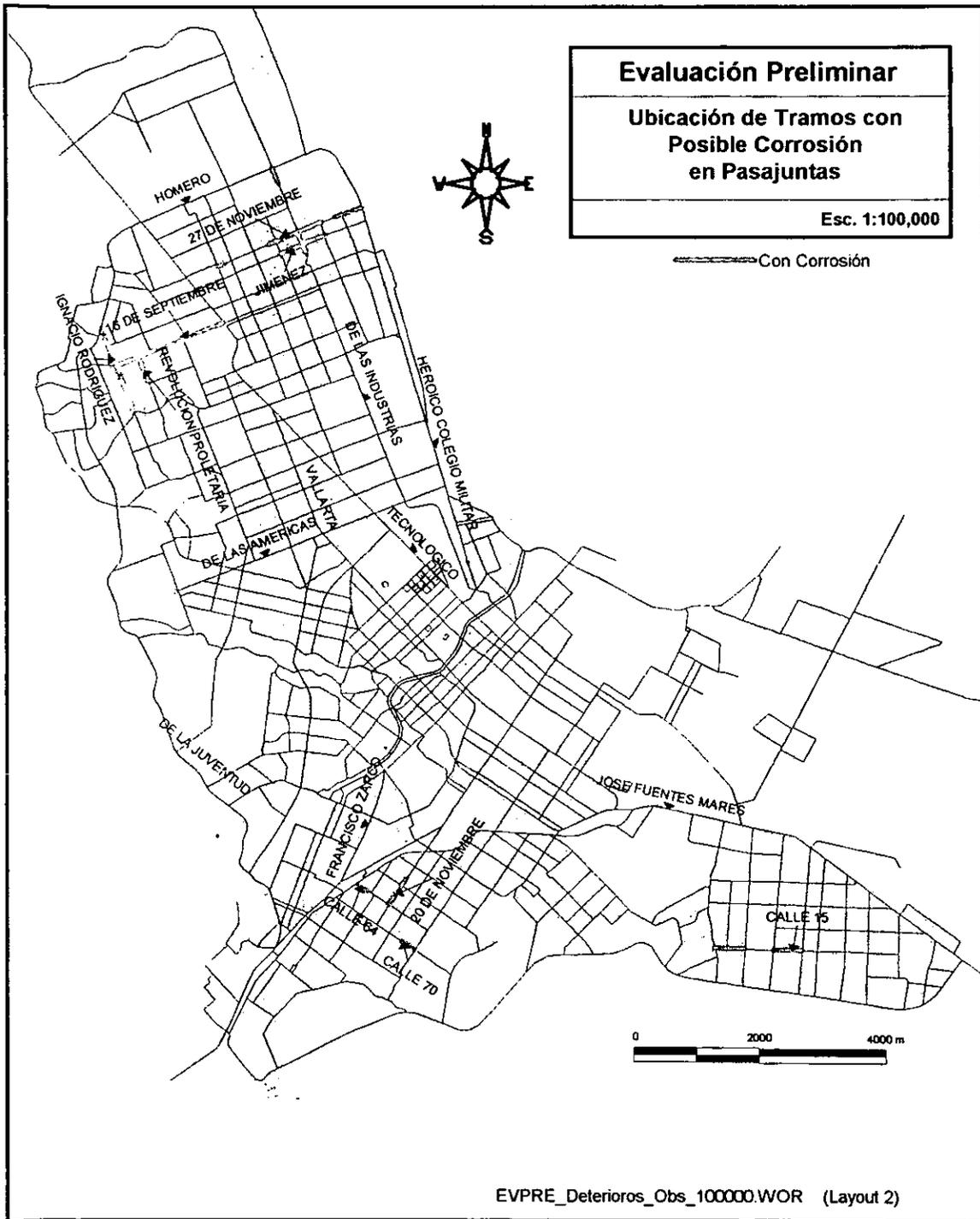


Figura. 3.2.18. Tramos con posible corrosión en pasajuntas.

### Análisis de los resultados obtenidos en la evaluación preliminar

En total se estudiaron 42 avenidas de concreto hidráulico que representan el total de vialidades primarias, secundarias y de transporte urbano. La evaluación se organiza de forma tal que la ciudad se dividió en 3 sectores la zona noroeste con 15 avenidas, zona noreste con 8 y zona sureste con 19 avenidas. La base de datos cuenta con información por tramos homogéneos y además los análisis se han hecho también por tramos ya que es más precisa la información sobre la condición de la integridad del pavimento y los datos de comodidad de manejo.

En la figura 3.2.19 se presenta la comodidad de manejo de las avenidas evaluadas en función del ISA (Índice de Servicio Actual), este parámetro puede ser correlacionado con otros indicadores como el IRI (Índice de Rugosidad Internacional), o bien el Índice de Perfil. En ella se muestra como un alto porcentaje de las avenidas se encuentran en condiciones de Regulares a Muy buenas con ISA >3. El mayor porcentaje de avenidas en condición de pobre a regular se ubican en el Sector NorOeste (NO), así mismo se puede observar que el sector NorEste (NE) si bien no presenta pavimentos en condiciones de pobre a regular si tiene la menor cantidad de pavimentos en condiciones de buenas a muy buenas. Es importante tener identificados los tramos con ISA<3 puesto que estos constituyen puntos críticos que reducen el nivel de servicio que brinda una avenida y es prioritario rehabilitarlos.

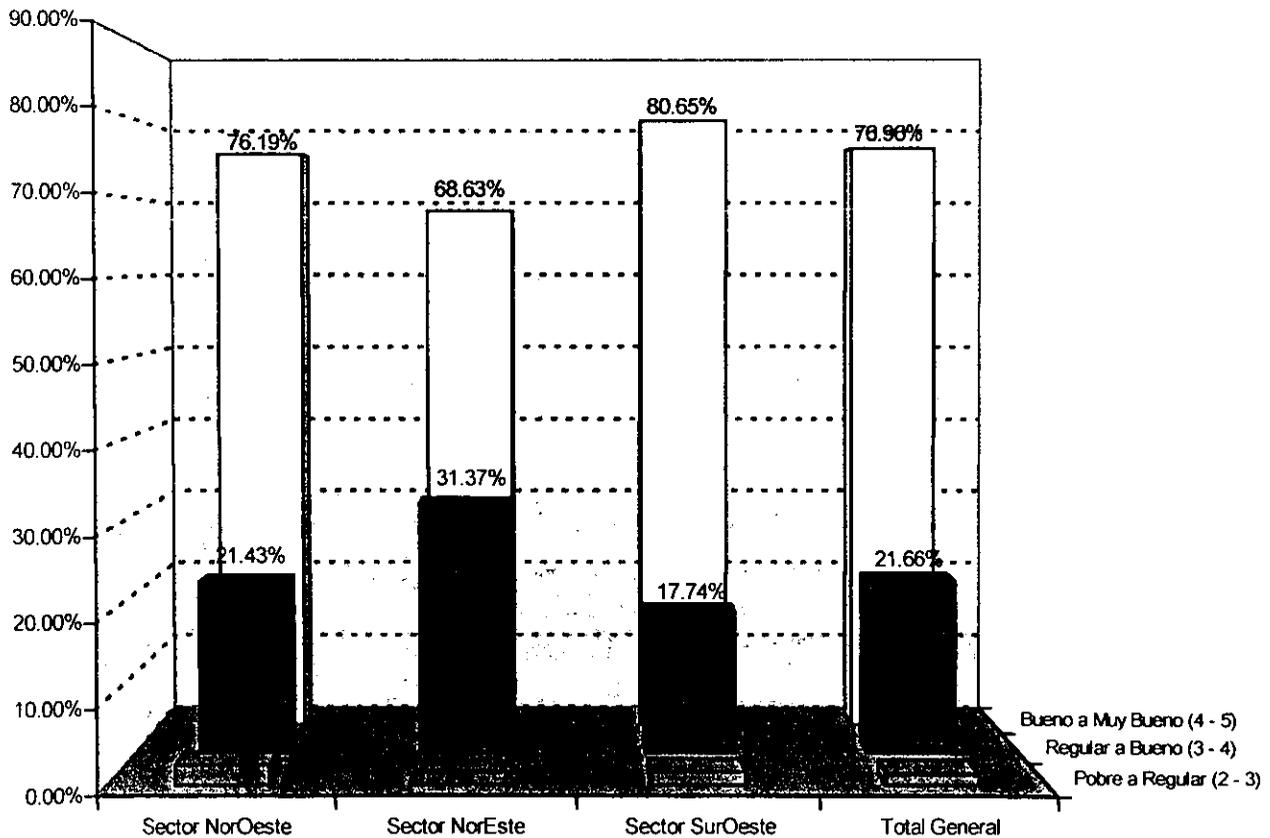


Figura 3.2.19 Comodidad de manejo en avenidas evaluadas.

La figura 3.2.20 muestra un resumen de la condición general en la que se encuentran los pavimentos evaluados estructurándose la información por sector y general. Conforme a la guía para interpretar los resultados de la condición general de los caminos deducimos que del total de tramos evaluados que ascendieron a 218, se encuentra que el 33% está en muy buenas condiciones, el 57% en condiciones de muy buenas a buenas el 9% en condiciones de buenas a regulares, y el 1% en condiciones de regulares a malas. El IE (índices de estado) promedio por avenida evaluada, fue el parámetro utilizado para evaluar la condición general de la red. El IE promedio es el resultado de un promedio pesado de los tramos evaluados y sus longitudes respectivas, considerando el total de tramos que conforman cada avenida. Como se muestra en la gráfica un 90% de las avenidas evaluadas están en condiciones de regulares a muy buenas con IE > 60. En la ciudad tenemos un valor global de IE de 80.52, el cual significa que los pavimentos están en condición buena, presentan una circulación confortable con deterioros localizados, los costos de operación pueden estar incrementándose en un rango de 105% a 120% .

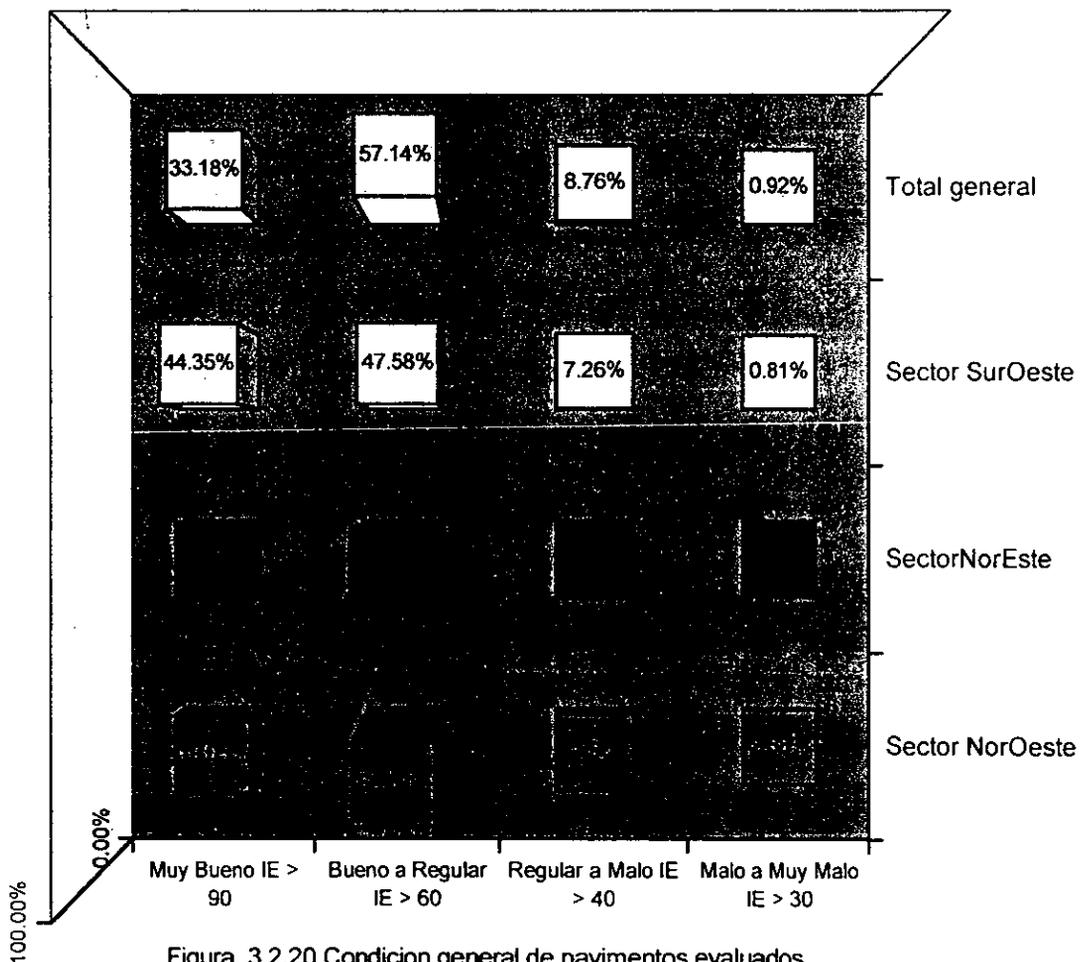


Figura. 3.2.20 Condicion general de pavimentos evaluados.

Parte de la información obtenida en la evaluación preliminar es la identificación de deterioros, el criterio para agrupar identificar y cuantificar los deterioros considera los

ligados con problemas de durabilidad del concreto y el acero de refuerzo, pues se considera especialmente útil detectarlos y ubicarlos desde esta etapa. La evaluación detallada permitirá conocer la severidad de los deterioros además de que en combinación de las pruebas de campo y laboratorio adecuadas se buscará identificar las causas reales de los deterioros observados.

Los resultados del levantamiento de deterioro resultantes de la evaluación preliminar se muestran en la figura 3.2.21, en ella podemos observar el número de avenidas evaluadas que presentan cada tipo de deterioro, los cuales son descritos en el eje de las abscisas.

Los deterioros en porcentaje se describen a continuación: el 18.6% de las avenidas evaluadas tienen evidencias de problemas de reactividad, el 39.53% de las avenidas evaluadas presentan agregado expuesto relacionado con problemas de abrasión, el 69.77 de las avenidas tienen problemas de diversos tipos de desprendimientos, la falta de sellado en juntas es un problema grave ya que el 100 por ciento tienen deficiencias en el sellado de juntas o falta total de sello, en 4.65% de las avenidas se detectaron problemas de bombeo, existen evidencias de corrosión en pasajuntas por carbonatación del concreto en 20.93%, problemas de congelamiento y deshielo que se manifiestan como grietas de durabilidad se detectaron en el 7%, en el 81% de las avenidas evaluadas existen diversos tipos de agrietamientos, y fisuramientos en forma de bloques en el 58%, además el 23% tienen baches profundos con un área mayor a un metro cuadrado, 16% tienen baches superficiales con un área mayor a un metro cuadrado, 12% presentan baches profundos con un área menor a un metro cuadrado, y se detectaron baches superficiales con un área menor a un metro cuadrado en 28% de las avenidas evaluadas, es importante mencionar que muchos de estos baches fueron ocasionados por reparaciones o obras de alcantarillado y drenaje mal realizadas

Es evidente que un problema prioritario es el relacionado con deficiencias en el procedimiento de sellado pues prácticamente el 100% de las avenidas lo tienen. Los agrietamientos diversos y los desprendimientos son otro problema que requiere de atención como lo muestra la figura 4.

La mayor parte de los deterioros se concentran en los correspondientes a defectos de superficie, observándose en la mayoría de las avenidas deficiencias en el sellado de juntas, desprendimientos desde leves hasta severos en juntas longitudinales y transversales, zonas de falla ligadas a obras realizadas después de la construcción del pavimento, las cuales se repararon mal, y en menor proporción fallas ligadas con potencial reactividad de agregados. Le siguen en número los deterioros consistentes en agrietamientos de diversos tipos desde ligeros hasta severos, en menor proporción grietas de durabilidad y fisuramientos inducidos por problemas de corrosión de pasajuntas y barras de amarre ligados a procesos de carbonatación del concreto.

Deterioros encontrados en la ciudad de Chihuahua

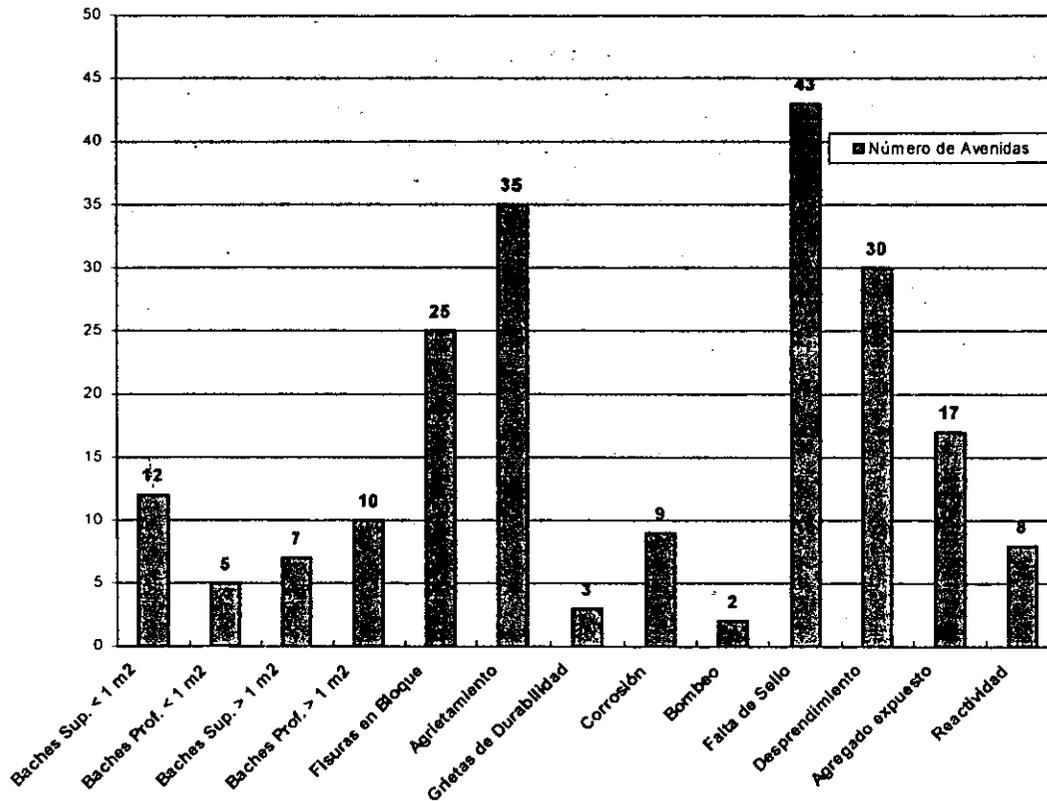


Figura. 3.2.21. Deterioros encontrados en la ciudad de Chihuahua.

Otro aspecto interesante de la metodología de evaluación es que basándose en reglas de decisión derivadas tanto de la comodidad de manejo como de la condición general de las avenidas evaluadas, se permite detectar acciones de conservación o rehabilitación requeridas por tramo homogéneo considerado en el estudio. La figura 3.2.22 resume las acciones de conservación que se sugieren.

Es deseable que en un futuro las acciones puedan detallarse más para dictar recomendaciones específicas por tipo de deterioro. Esta metodología contribuirá en el mediano plazo a lograr esto mediante el monitoreo constante de la evolución de los deterioros así como de estudios afines que conduzcan a métodos eficaces de reparación, profundizando en el conocimiento de nuevos materiales de reparación así como de mejores tecnologías de rehabilitación.

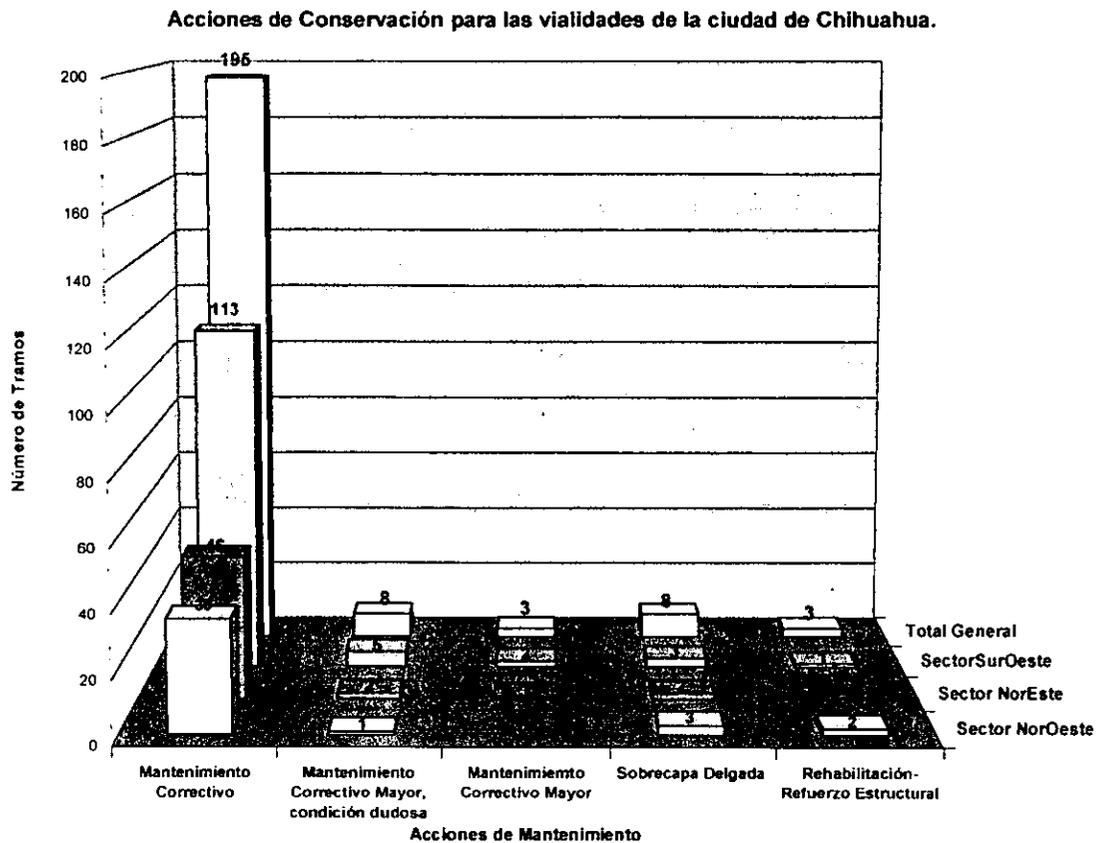


Figura. 3.2.22. Acciones de conservación por avenidas evaluadas.

Aquí podemos observar que de 218 tramos que se evaluaron 195 requieren de un mantenimiento correctivo, 8 tramos tienen una condición dudosa, es decir requieren de examinación detallada para decidir la acción de conservación más adecuada, requiriendo 14 tramos de acciones de rehabilitación más costosas para recuperar el nivel de servicio perdido.

### 3.2.2 Presentación de resultados de la evaluación detallada

En el capítulo II inciso 2.2.3, se señalan los principales elementos que contempla la evaluación detallada de deterioros, al igual que la propuesta conceptual de diseño para esta parte del sistema. También en el mismo capítulo se comenta sobre la metodología para las pruebas y sondeos en campo así como la de evaluación de transferencia de carga en juntas. Asimismo se incluye el concepto para el desarrollo de la base de datos de estos elementos.

Para la ejecución de evaluación detallada se seleccionan los tramos cuya categoría de acción corresponde a la de mantenimiento correctivo mayor que se ubican en una condición dudosa y no se define de manera precisa la categoría de acción específica. También se consideran otros tramos en los que se apreciaron algunos deterioros que pudieran incidir en la durabilidad de los pavimentos, tales como, acero expuesto en

pasajuntas con un estado posible de corrosión, agrietamientos tipo "D" (por durabilidad) y otros con posible reactividad (Valdivia 1999).

En el SIG la selección de estos tramos puede realizarse visualmente a partir de las figuras: 3.2.11, 3.2.16, 3.2.17 y 3.2.18. Aquí destaca la virtud del SIG para una selección visual gráfica sobre el mapa de la red de estudio y no mediante reportes tabulares perdiendo la ubicación espacial, tal y como comúnmente se realizaría esta selección.

Una vez seleccionados los tramos, se aplica la metodología de evaluación para cada caso, se convierten los datos ingresándolos al sistema propuesto y con ello se obtienen los resultados, mediante el desarrollo apropiado de las aplicaciones correspondientes. Para este caso, y siguiendo el mismo esquema, se diseñan una serie de consultas, formularios e informes que se presentan en las tablas 3.2.8 a 3.2.10 y que más adelante se describen.

DESCRIPCIÓN	CONSULTA	TABLA O CONSULTA DE ORIGEN
Calcula el promedio, valor mínimo, máximo y desviación estándar del "Faulting" medido en los tramos evaluados detalladamente	Con1CalcEvDetCalcFaulting	TblFaulting
Para calcular los principales indicadores de evaluación detallada según los deterioros observados	Con1CalcEvDET	ConEvaDeta Con1CalcEvDetCalcFaulting
Calcula los promedios, valor máximo, mínimo y desviación estándar de los resultados de las pruebas realizadas a las muestras extraídas en los tramos evaluados detalladamente. Asimismo hace una estimación del tiempo en que la profundidad de carbonatación llega a nivel de los pasajuntas.	ConCalcSondeos	ConSondeos
Calcula los promedios de los valores obtenidos en la prueba de eficiencia de transferencia de carga en juntas.	ConCalcViga	ConViga
Relaciona los resultados de las pruebas y de transferencia de carga asociados a un mismo grupo de tramos y franja evaluada	ConCalcSondeos_Viga	ConCalcSondeos ConCalcViga
Igual que ConCalcSondeos_Viga pero con descripción de los elementos de ubicación para ser utilizados en formularios	ConCalcSondeos_VigaResultados	ConSondeosUbi ConCalcSondeos_Viga
Agrupar los resultados de evaluación detallada, pruebas y sondeos, transferencia de carga en juntas y de evaluación preliminar, para un grupo de tramos y franja evaluada, y presentarlos en un informe impreso	ConCalcEVDETSondeosViga EVPREResumen	ConCalcEvaGposResultados Con1CalcEvDET ConCalcSondeos_VigaResultados
Crear la tabla TblCon1CalcEVDETT RamosEval para migrar al GIS identificadores de los tramos en los que se ejecutaron la evaluación detallada, las pruebas y sondeos así como la transferencia de carga en juntas	Con1CalcEVDETT RamosEval	ConEvaDetaTr ConCalcSondeos_Viga

Tabla 3.2.8. Descripción de las consultas diseñadas para desarrollo de aplicaciones en evaluación detallada, pruebas en campo y transferencia de carga en juntas.

DESCRIPCIÓN	FORMULARIO	SUBFORMULARIO	CONSULTA DE ORIGEN
Presenta resultados de principales indicadores de evaluación detallada	FrmEvaDetaResultados		Con1CalcEvDet
Presenta resultados de pruebas y sondeos así como de transferencia de carga en juntas. Hace una estimación del tiempo en que llegará la profundidad de carbonatación al nivel del pasajuntas.	frmSondeos_VigaResultados		ConCalcSondeos_VigaResultadosI
Presenta resultados de evaluación preliminar para el tramo específico en donde se realizó la evaluación detallada	FrmEvaGposResultados		ConCalcEvaGposResultados

Tabla 3.2.9. Descripción de los formularios diseñados para desarrollo de aplicaciones en evaluación detallada, pruebas en campo y transferencia de carga en juntas.

DESCRIPCIÓN	INFORME	SUBINFORME	CONSULTA DE ORIGEN
Imprime resultados de evaluación detallada, pruebas y sondeos así como de transferencia de carga para cada tramo de la evaluación detallada	infEVEDETSonVigEVPRERes		ConCalcEVEDETSonVigEVPREResumen

Tabla 3.2.10. Descripción de los informes diseñados para desarrollo de aplicaciones en evaluación detallada, pruebas en campo y transferencia de carga en juntas.

Haciendo uso del formulario frmEvaDetaResultados a partir de la opción de "Resultados – Evaluación Detallada" (del "Panel de Control Principal" del DBMS) se observa la información que se presenta en la figura 3.2.23, que también corresponde a la vialidad Arturo de Córdova. De esta figura se distinguen los siguientes elementos:

- De la información de los tableros: (#) representa el número de tableros o losas evaluadas, los términos largo y ancho resultan obvios, mientras que (Rel) expresa la relación de aspecto o forma del tablero (largo/ancho).
- De las dimensiones totales de las juntas: aquí se expresa la longitud total de las juntas transversales y longitudinales, el término abreviado Long. se refiere a la junta longitudinal mientras que el Lng. a la dimensión de longitud.

- Grietas en esquina: se distingue el número total de grietas en esquina (# GE) identificadas en el tramo y el (%) se refiere al porcentaje afectado considerando que se pueden presentar un total de cuatro grietas de este tipo por cada tablero.

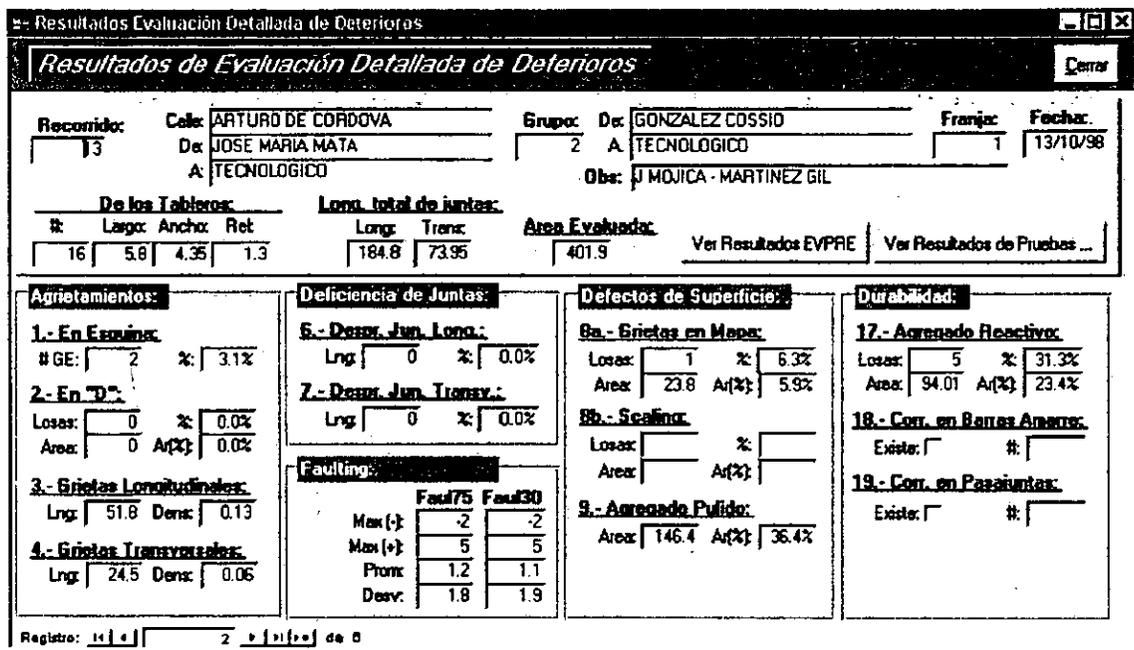


Figura. 3.2.23. Presentación de resultados de evaluación detallada.

- Con respecto a las grietas en "D": se identifica el número total de losas que presentan grietas en "D" y su porcentaje (%) en función del total de losas o tableros en el tramo evaluado. También se muestra el área total afectada por grietas en "D", así como su porcentaje con respecto al área total evaluada (Ar %).
- Grietas longitudinales y transversales: aquí se muestra la longitud total de este tipo de grietas (Lng) así como su densidad con respecto al área total evaluada cuyas unidades dimensionales son m/m<sup>2</sup>.
- Desprendimientos en juntas longitudinales y transversales: se presenta la longitud total de desprendimientos en las juntas, así como su porcentaje con respecto a la longitud total de las mismas.
- "Faulting" (escalonamiento): para el "faulting" medido a 30 mm y 75 mm del borde del tablero de circulación, se presentan los valores máximos positivos y negativos, así como el promedio aritmético y la desviación estándar a fin de identificar su variabilidad.
- Para las grietas en mapa, "scaling" (desconchamiento), agregado pulido y agregado reactivo, la explicación resulta obvia.
- Por último en lo correspondiente a la parte de corrosión aquí se muestra la posible presencia de este tipo de deterioro en los elementos de transferencia de carga como

los pasajuntas y barras de amarre al estar éstos expuestos. Aquí la posibilidad existe con base a su exposición más no se asegura la presencia de la misma.

Haciendo uso del mismo formulario de la figura 3.23 se pueden observar los elementos antes expuestos para todos los tramos evaluados detalladamente. También en la misma figura se muestra que el formulario consta de los botones “Ver Resultados EVPRE” y “Ver Resultados de Pruebas...”. Con el primero se observan los resultados de evaluación preliminar asociados al grupo de tramos al que pertenece el tramo evaluado detalladamente (figura 3.2.24); con el otro botón se llegan a observar los resultados de los ensayos de laboratorio y de transferencia de carga en las juntas (figura. 3.2.25).

**Res. de Eval. Prelim. del Grupo a que pertenece este tramo evaluado** [Cerrar]

IdRec: 13  
 IdGpoEv: 2  
 IE: 60.00  
 ISA: 4  
 Categoría de Acción: Mant. correctivo mayor (Estudio)  
 Deterioros Predominantes DP: D2  
 DA: D2

Los resultados que se observan mediante la utilización del botón “Ver Resultados de pruebas los botones que tiene la figura 3.2.23, también se pueden visualizar al acceder a las opciones de “Resultados – Pruebas, Sondeos y Transferencia de Carga” del “Panel de Control Principal”.

Figura. 3.2.24. Resultados de evaluación preliminar asociados al tramo evaluado detalladamente.

**Resultados de Pruebas y Transferencia de Carga** [Cerrar]

Recomido: 13 Cal: ARTURO DE CORDOVA Grupo: 2 De: GONZALEZ COSSIO Franja: 1  
 De: JOSE MARIA MATA A: TECNOLÓGICO

	Prom	Min	Max	Desv	
Espesor Losa:	12.5	11.2	13.8	1.2	(cm)
Peso Volumétrico:	2215.8	2168.5	2240.3	32.7	(g/cm <sup>3</sup> )
Resistencia:	305.8	226.0	364.8	59.9	(kg/cm <sup>2</sup> )
Absorción:	5.4	5.4	5.4		(mm/h <sup>0.5</sup> )
Prof. Carbonatación:	9.1	8.0	10.5	1.1	(mm)
KCO2:	4.1				(mm/año <sup>0.5</sup> )
Tiempo al pasajunta:	235.5				(años)
Eficiencia de Transferencia de Carga:	73.0	56.7	90.0	9.4	(%)

**Observaciones Generales de Carbonatación:**  
 E=13 cm (Callejones); E=15 (Locales); E=19 (Sec. Colectoras)  
 f'c < 200 kg/cm<sup>2</sup> (Poco durables); f'c > 460 kg/cm<sup>2</sup> (durables)  
 Recubrimiento mínimo de 3 cm para S <= 3 mm/h<sup>0.5</sup>  
 Valores de KCO2 de 2 a 3 mm/año<sup>0.5</sup>, indican alta resistencia a la carbonatación; para KCO2 > 6 mm/año<sup>0.5</sup> baja resistencia

Registro: 14 | 1 | 1 | 2 | de 1 (filtrado)

Figura. 3.2.25. Resultados de pruebas y de transferencia de carga.

En el formulario de la figura 3.2.25 se observan los resultados de las pruebas ejecutadas sobre las muestras extraídas en los tramos evaluados detalladamente. Se distinguen el promedio aritmético, los valores máximos y mínimos así como la desviación estándar correspondiente. De interés también resulta el tiempo estimado para que la profundidad de carbonatación llegue al nivel del pasajuntas, esto se realiza con el valor del  $KCO_2$  (constante de carbonatación) suponiendo una antigüedad promedio, de los pavimentos de cinco años y que la altura del pasajuntas se encuentra a la mitad del espesor de la losa. Para esto se utilizan los conceptos y metodologías propuestos Troconis *et al.* (1998).

Con la utilización de la consulta ConCalcEVDETSondeosVigaEVPREResumen y exportando sus resultados a la hoja electrónica se prepara la tabla 3.2.11 que muestra de manera asociada y global todos los resultados para cada uno de los tramos evaluados detalladamente.

Salazar (1998) recomienda de una manera generalizada y práctica espesores de losas necesarios dependiendo del tipo de vialidad además de considerar una capa de apoyo de muy buena calidad. Esos espesores se muestran en la columna de observaciones de la figura 3.2.24 y que comparándolos con los obtenidos en las pruebas de campo y presentados en la tabla 3.2.11 se puede intuir que el espesor con el que se construyeron esas vialidades parece insuficiente a reserva de ejecutar un diseño preciso para las características particulares de estas vialidades. Como un caso crítico destaca la vialidad 27 de Noviembre en donde el espesor promedio de las muestras extraídas es del orden de 11.5 cm; esta vialidad actualmente está siendo utilizada por una cantidad considerable de vehículos dentro de los que se incluyen camiones cargados con materiales de construcción que transitan en el sentido oriente – poniente. Esta misma vialidad es la que presenta una mayor proporción de grietas en esquina, en "D", así como longitudinales y transversales al igual que desprendimientos en las juntas longitudinales.

En la vialidad Arturo de Córdova no se observan desprendimientos de juntas longitudinales, debido probablemente a que esta vialidad esta construida con juntas a tope y no con el sistema machihembrado que tiene el resto de las vialidades evaluadas, sin embargo, no hay que perder de vista que es una vialidad de tipo local con muy bajo volumen de tránsito. Las demás vialidades con el tipo de junta machihembrado presentan una gran cantidad de desprendimientos variando desde el 30 al 68% del total de longitud de juntas longitudinales, aunque aquí también puede estar incidiendo el funcionamiento estructural de este sistema de juntas al tener espesores reducidos de losas aunado a la carencia casi total del sello permitiendo la penetración de materiales incompresibles.

El "faulting" (escalonamiento) se presenta en casi todas las vialidades con algunos valores máximos de hasta 10 mm. De acuerdo con ERES Consultant Inc. (1997) el valor esperado de "faulting" en pavimentos rígidos con pasajuntas debe estar en un rango de condición normal de 1.7 a 3.3 mm en una vida de operación de 10 años, los pavimentos estudiados aun no llegan a ese tiempo de operación, rebasando con mucho este dato.

La eficiencia de transferencia de carga en las juntas transversales, oscila entre el 65% y 73% con valores mínimos del orden de 43%.

La resistencia de los concretos varia de 290 a 470 kg/cm<sup>2</sup> quedando por arriba del límite de  $f'c < 200$  kg/cm<sup>2</sup> para concretos de poca durabilidad (Troconis *et al.* 1998 1998). Sin embargo los agrietamientos son considerables, pudiendo también estar incidiendo el ya comentado espesor de losas que conlleva a una inadecuada rigidez y sustentación.

Los valores de la profundidad de carbonatación son de alrededor de 10mm siendo el más alto el de la calle Jiménez que es del orden de 14 mm, con una constante de carbonatación  $KCO_2$  mayor a 6 mm/año<sup>0.5</sup> que ubica al concreto en uno de baja a resistencia a la carbonatación (Troconis *et al.* 1998).

Generales	Ubicación	Recorrido	3	13	24	25	39	54	
		Calle	Ignacio Rdgz.	Art. de Córdoba	Jiménez	27 de Nov.	20 de Nov.	Calle 15	
		Grupo	1	2	5	3	1	3	
		Franja	1	1	1	1	1	1	
		Tramo	J. Escutia-	J Mójica-Mtz Gil	Dor. de Villa-De la Unidad	Insurgentes-Lucha Obre.	Calle 64-Calle 60.5	Soto de Gama-JF Kennedy	
Area Evaluada	m <sup>2</sup>	475.20	401.94	441.00	430.50	551.60	327.60		
Ext Total Juntas	Long.	m	264.00	184.80	252.00	246.00	316.00	182.00	
	Trans.	m	165.60	73.95	157.50	147.00	129.50	86.40	
Tableros	Cant.	#	45	16	44	41	36	23	
	Ancho	m	3.6	4.4	3.5	3.5	3.5	3.6	
	Largo	m	2.9	5.8	2.9	3.0	4.4	4.0	
	Rel.		0.8	1.3	0.8	0.9	1.3	1.1	
	Espesor	cm	12.4	12.5	12.6	11.5	12.3	13.0	
	Agrupamientos	En Esquina	Cant	#	3	2	3	22	2
Dens			%	1.7	3.1	1.7	13.4	1.4	7.6
En "D"		Losas	#	4			8		
		Dens#	%	8.9			19.5		
		Area	m <sup>2</sup>	11.5			15.5		
Grietas Long		DensA	%	2.4			3.6		
		Lng	m	13.6	51.8	150.9	140.7	97.2	72.5
Grietas Trans		Dens	m/m <sup>2</sup>	0.03	0.13	0.34	0.33	0.18	0.22
		Lng.	m	36.9	24.5	10.45	40.1	73.4	7.7
Def de Juntas		Despren. Long.	DensL	%	8.70		7.37	9.52	5.41
	Lng.		m	14.4		11.6	14	7	12.2
Defectos de Superficie	Grietas en Mapa	Losas	#		1	22	20	27	1
		Dens#	%		6.25	50	48.78	75.00	4.35
		Area	m <sup>2</sup>		23.80	117.00	98.50	326.72	2.88
		DensA	%		5.92	26.53	22.88	59.23	0.88
	Scaling	Losas	#						
		Dens#	%						
		Area	m <sup>2</sup>						
	Agreg. Pulido	DensA	%						
		Area	m <sup>2</sup>	75.45	146.37	23.50	103.50		
	Durabilidad	Agreg. React.	DensA	%	15.88	36.42	5.33	24.04	
Losas			#		5				
Dens#			%		31.25				
Area			m <sup>2</sup>		94.01				
Corr. Barr. Amarre		Existe?		No	No	No	No	No	No
		# Barr	#						
Corr. en Pasajuntas		Existe?		Si	No	No	No	No	Si
	# Pas.	%	5					7	

Tabla 3.2.11. Resumen total por tramos en evaluación detallada.

		Recorrido		3	13	24	25	39	54
Fauling	A 30 mm	Min	mm	-6	-2	-5	-6	-3	-6
		Max	mm	8	5	8	6	<b>10</b>	3
		Prom	mm	0.9	1.1	0.5	0.4	<b>1.4</b>	0.4
		DesSt	mm	2.1	1.9	2.9	3.2	2.7	1.8
	A 75 mm	Min	mm	-5	-2	-5	-3	-4	0
		Max	mm	6	5	8	5	9	5
		Prom	mm	1.0	1.2	<b>1.6</b>	1.0	1.4	1.1
		DesSt	mm	1.8	1.8	2.6	2.5	2.6	1.3
Pruebas y Sondeos	Pvol	gr/cm <sup>3</sup>	2224.0	2215.8	<b>2096.3</b>	2121.1	2186.4	2247.1	
	F'c	kg/cm <sup>2</sup>	331.6	305.8	<b>295.7</b>	393.4	469.9	383.9	
	S	mm/h <sup>0.5</sup>	4.3	<b>6.4</b>	2.5	1.5	1.8	2.2	
	Zcarb	mm	12.1	9.1	<b>14.3</b>	13.1	3.9	9.9	
	KCO <sub>2</sub>	mm/a <sup>0.5</sup>	5.4	4.1	<b>6.4</b>	5.9	1.7	4.4	
	Eficie.	%		73.0	70.1		68.1	<b>65.3</b>	
De Evaluación Preliminar	IE		71.0	60.0	55.4	55.4	<b>54.4</b>	76.6	
	ISA		3.80	4.00	<b>3.00</b>	3.80	3.80	4.20	
	Acción		Mant. Correctivo	Mant. correctivo mayor (Estudio)	Mant. correctivo mayor (Estudio)	Mant. correctivo mayor (Estudio)	Refuerzo Delgado	Mant. Correctivo	
	DP		D3	D2	D3	D3	D2	D2	
	DA		D3	D2	D4	D3	D2	D3	

Tabla 3.2.11. (Cont.) Resumen total por tramos en evaluación detallada.

Como una función mínima del SIG se integra el espacio de trabajo denominado EVDET\_RelTramos\_100000.WOR para presentar en el mapa de la red de estudio con los tramos en donde se realizó la evaluación detallada (figura. 3.2.26.).

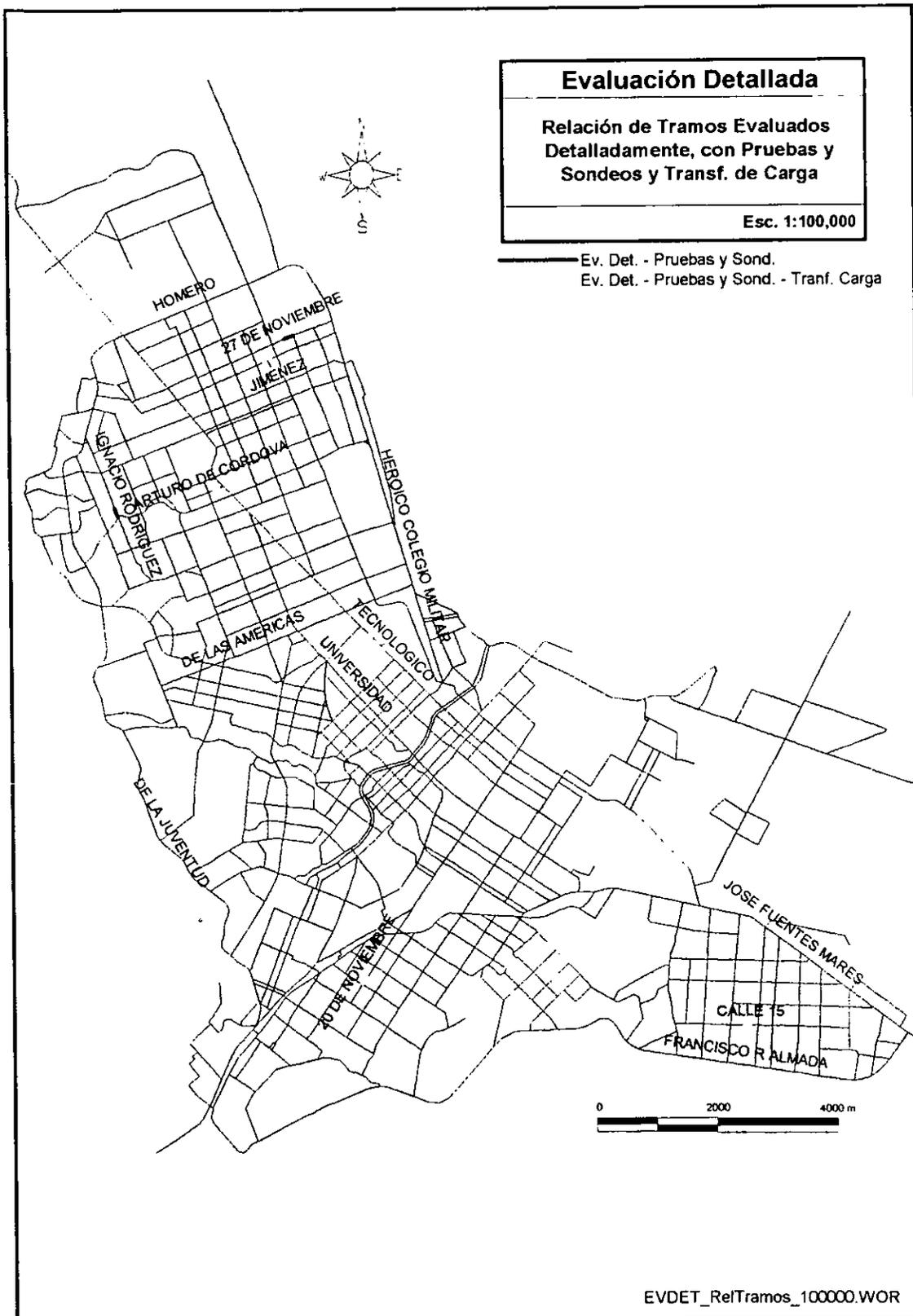


Figura. 3.2.26. Ubicación de tramos estudiados de manera detallada.

### 3.3 RESULTADOS DE LA REACCION ALCALI-SILICE

En esta sección se presentan los resultados de las pruebas realizadas para la determinación de la reacción álcali-sílice, basados en el estudio de los agregados, los cementos comercialmente disponibles, y los pavimentos de concreto existentes en la ciudad de Chihuahua.

En lo que se refiere al estudio de los cementos se muestran las pruebas de contenido total de álcalis de los cementos que comercialmente están disponibles en el estado de Chihuahua, así como de un cemento de referencia del cual se sabe que tiene alto contenido de álcalis. Este contenido total de álcalis en el caso de los cementos fue determinado por fluorescencia de rayos X y adicionalmente se realizaron pruebas de expansión de barras de cemento con vidrio pirex.

En lo que respecta al estudio de bancos de materiales, se seleccionaron gravas y arenas utilizadas en el estado de Chihuahua, a estos bancos se les realizaron las siguientes pruebas: examinación petrográfica de agregados (ASTMC 295), difracción de rayos X, prueba química rápida (ASTM C 289, 1994), y la prueba de expansión de barras de mortero (ASTMC 1260-94).

En relación con el estudio de los pavimentos de concreto que presentan deterioros en forma de mapa se tomaron corazones a los cuales se les realizó análisis petrográficos de concretos endurecidos (ASTM C 295, 1990), e inspección visual de deterioros.

#### 3.3.1 Resultados de la caracterización de cementos.

El contenido total de álcalis en el cemento en forma de  $\text{Na}_2\text{O}$  y  $\text{K}_2\text{O}$  se ha limitado por debajo del 0.6% en gran parte de Estados Unidos, en México se tiene la misma recomendación, esto con el fin de prevenir la reacción álcali agregado, ya que investigaciones anteriores han demostrado que agregados con alto potencialidad de reacción, no causan expansiones dañinas cuando son utilizados con cementos bajos en álcalis (Stark, 1986). Se estudiaron los cementos que comercialmente se encuentran disponibles en el estado de Chihuahua para determinar el contenido de álcalis en los mismos así como un cemento de referencia que se conoce por su alto contenido de álcalis. Los cementos estudiados fueron todos cementos Portland tipo I y se han denominado Cemento1, Cemento 2 y Cemento 3.

##### 3.3.1.1 Determinación de álcalis totales en el cemento.

El procedimiento consistió en la determinación del contenido total de álcalis por medio de fluorescencia de rayos X, para lo cual se elaboraron pastillas para análisis las cuales se pueden observar en la figura 3.3.1

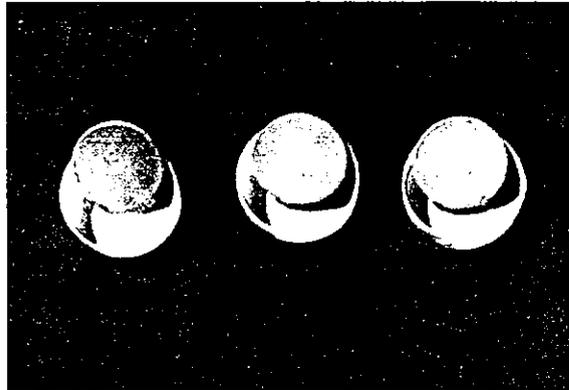


Figura 3.3.1 Pastillas de cemento para fluorescencia.

En la tabla 3.3.1 se pueden observar los diferentes compuestos químicos contenidos en los cementos estudiados, resaltando el  $\text{Na}_2\text{O}$  y el  $\text{K}_2\text{O}$ .

ANÁLISIS QUÍMICO DEL CEMENTO POR RAYOS X			
Compuestos	Cemento 1	Cemento 2	Cemento 3
$\text{SiO}_2$	19.56	20.14	19.94
$\text{Al}_2\text{O}_3$	4.79	4.86	5.29
$\text{Fe}_2\text{O}_3$	2.93	3.24	3.04
$\text{CaO}$	61.37	63.41	63.24
$\text{MgO}$	2.50	2.52	1.27
$\text{SO}_3$	3.69	2.88	3.62
$\text{Na}_2\text{O}$	<b>0.45</b>	<b>0.06</b>	<b>0.73</b>
$\text{K}_2\text{O}$	<b>0.73</b>	<b>0.57</b>	<b>0.99</b>
$\text{TiO}_2$	0.20	0.23	0.16
$\text{P}_2\text{O}_5$	0.11	0.11	0.08
$\text{Mn}_2\text{O}_3$	0.19	0.06	0.04
P.IGN	NC	NC	NC
SUMA	96.52	98.08	98.41

Tabla 3.3.1 Resultados del estudio de fluorescencia de rayos X.

El contenido total de álcalis en unidades de sodio equivalente se muestra en la figura 3.3.2. Se puede observar que tanto el cemento C1 como el cemento C3 podrían generar una reacción álcali-sílice si son combinados con agregados que contengan minerales reactivos, ya que su contenido de álcalis es superior al límite de 0.6% establecido para materiales reactivos (Stark 1986).

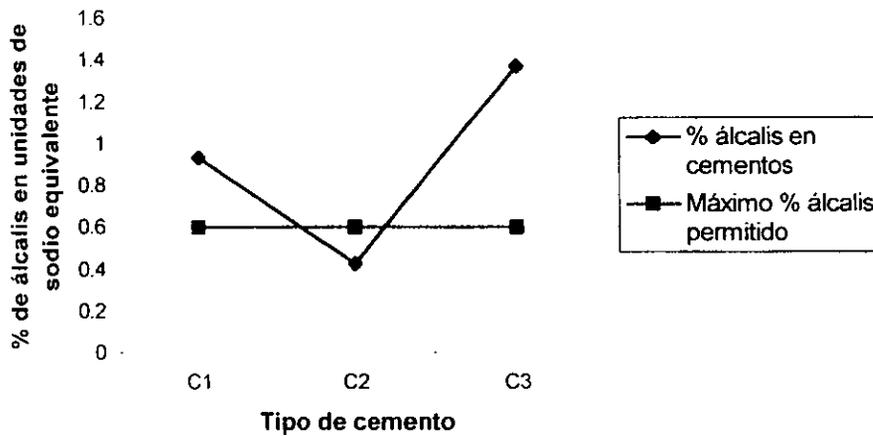


Figura 3.3.2 Contenido de álcalis en los cementos.

TIPO DE CEMENTO	NO. MUESTRAS	Na <sub>2</sub> O	K <sub>2</sub> O	%CONTENIDO DE ALCALIS EN UNIDADES DE SODIO EQUIVALENTE.
Cemento 1	3	0.45	0.73	0.9345
Cemento 2	3	0.06	0.57	0.4282
Cemento 3	3	0.73	0.99	1.3695

Tabla 3.3.2 Contenido de álcalis en los cementos en unidades de sodio equivalente.

### 3.3.1.2 Expansión de barras de cemento – vidrio

Otra prueba que se realizó a los cementos para determinar la reactividad alcalina de éstos fue la expansión de barras de mortero reemplazando el agregado pétreo por vidrio pìrex el cual se sabe que es extremadamente reactivo a los álcalis y por lo tanto sirve de referencia para evaluar la reactividad de los cementos bajo condiciones extremas. Los resultados que se obtuvieron se presentan a continuación en los Tablas 3.3.3, 3.3.4 y 3.3.5.

EXPANSIÓN EN BARRAS DE MORTERO CON VIDRIO PYREX CEMENTO 1			
Número de Barra	Longitud Inicial	Longitud final	% Cambio longitud
1	0.1852	0.1994	0.1420
2	0.1903	0.2021	0.1180
3	0.1552	0.1739	0.1870
4	0.1640	0.1799	0.1590
		Promedio	0.1515

Tabla 3.3.3. Expansiones del cemento C1.

EXPANSIÓN EN BARRAS DE MORTERO CON VIDRIO PYREX CEMENTO 2			
Número de Barra	Longitud Inicial	Longitud final	% Cambio longitud
1	0.1823	0.1827	0.004
2	0.1702	0.1708	0.006
3	0.1716	0.1722	0.006
4	0.2044	0.2045	0.001
Promedio			0.00425

Tabla 3.3.4. Expansiones del cemento C2.

EXPANSIÓN EN BARRAS DE MORTERO CON VIDRIO PYREX CEMENTO 3			
Número de Barra	Longitud Inicial	Longitud final	% Cambio longitud
1	0.1594	0.1998	0.4040
2	0.1270	0.1649	0.3790
3	0.1286	0.1629	0.3430
4	0.1562	0.1901	0.3390
5	0.1410	0.1758	0.3480
Promedio			0.3626

Tabla 3.3.5. Expansiones del cemento C3

De acuerdo a los resultados de la expansión se observa en la figura 3.3.3, que tanto el cemento C3 como el cemento C1 sobrepasan el límite de expansión especificado de 0.1% siendo esta la última prueba que se realizó en el área de los cementos. El cemento C3 presentó mayores expansiones, como era de esperarse ya que era el de mayor contenido de álcalis. La solución de poro de los concretos fabricados con este cemento tendrá un alto contenido de iones OH<sup>-</sup> que son los que más contribuyen a la reacción ASR.

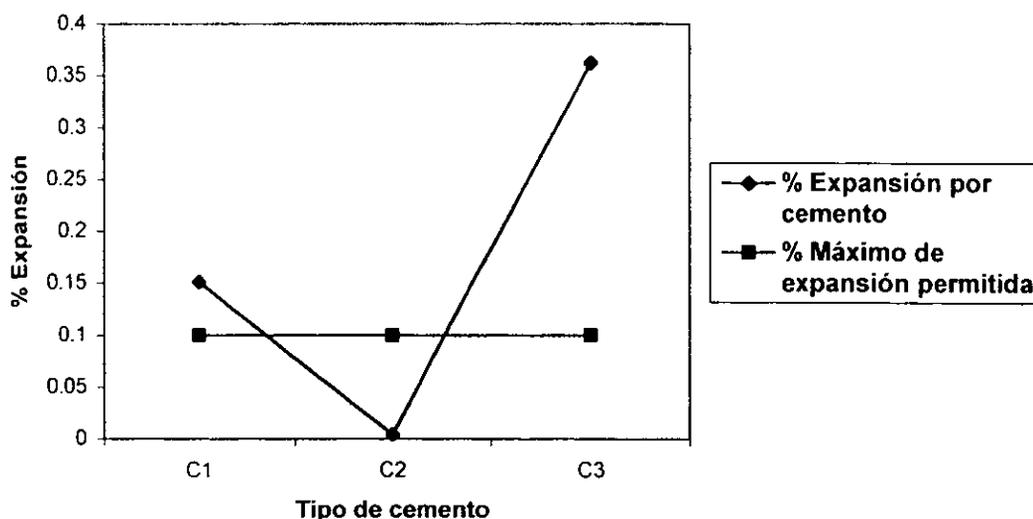


Figura 3.3.3. Resumen de expansiones en barras de vidrio pyrex -cemento.

	No. barras	LONGITUD INICIAL			LONGITUD FINAL			% CAMBIO DE LONGITUD		
		Máx	Mín	Prom	Máx	Mín	Prom	Máx	Mín	Prom
Cemento 1	4	0.1903	0.1552	0.1737	0.2021	0.1739	0.1888	.1870	0.1180	0.1515
Cemento 2	4	0.2044	0.1702	0.1821	0.2045	0.1708	0.1825	.001	.006	.00425
Cemento 3	5	0.1594	0.1270	0.1424	0.1998	0.1629	0.1787	0.4040	0.3390	0.3626

Tabla 3.3.6 Resultados de expansión de barras de cemento con vidrio pyrex.

EXPANSIÓN EN BARRAS DE MORTERO		
Cemento	Expansión, %	Contenido álcalis, %
Cemento 1	0.004	0.428
Cemento 2	0.151	0.939
Cemento 3	0.362	1.369

Tabla 3.3.7. Expansión y contenido de álcalis de los cementos analizados.

### 3.3.2 Resultados de la caracterización de la reacción álcali –sílice en bancos de materiales

Se muestreo 27 sitios de los cuales: 24 muestras son de arena y 22 de grava. La arena y la grava proceden generalmente del mismo banco, ordinariamente localizados en ríos, los resultados se muestran en la tabla 3.3.8. Existen gravas trituradas y arenas que proceden de bancos naturales como el que se observa en la figura 3.3.4.

TIPO DE BANCOS MUESTREADOS	NO. DE BANCOS MUESTREADOS
Arenas cribadas de río	20
Bancos naturales de arena solamente	4
<b>Total de bancos de arena</b>	<b>24</b>
Gravas de río solo cribadas	17
Gravas de río parcialmente trituradas	2
Gravas trituradas de banco	3
<b>Total de bancos de grava</b>	<b>22</b>
<b>Total de bancos muestreados</b>	<b>46</b>

Tabla 3.3.8. Tipo y número, de bancos muestreados.



Figura 3.3.4. Perfil de banco sólo arena (banco Saucillo).

En la tabla 3.3.8 anterior podemos observar que los bancos de grava son de diferentes tipos predominando los bancos de grava de río sólo cribada, como el que se presenta en la figura 3.3.5. Los materiales de río tienen mayor probabilidad de contener materiales reactivos, ya que la mayor parte de los minerales identificados como reactivos son de origen ígneo (Stark, 1978). El material de río es producto del arrastre de material proveniente de la sierra del estado de Chihuahua, la cual es de formación volcánica, por lo tanto los agregados son de origen ígneo.



Figura. 3.3.5 Banco de material cribado de río (banco Meoqui).

### 3.3.2.1 Prueba química para la determinación del potencial de reacción.

La determinación del potencial de reactividad de los agregados se hizo mediante la prueba química rápida (ASTM C 289,1994), la cual se hizo por triplicado en la mayoría de los casos. En esta prueba se calcula la reducción de la alcalinidad de la muestra y el contenido de sílice disuelta, con estos valores es posible situar a la muestra en una gráfica que está separada en tres áreas una de reacción, otra de posible reacción y una tercera de inocuidad o no-reacción, los resultados de esta prueba se resumen en la tabla 3.3.9.

Carácter del agregado	GRAVAS		ARENAS		TOTAL	
	No. Bancos	%	No. Bancos	%	No. Bancos	%
Inocuo	7	32	10	45	17	38
Potencialmente Reactivo	11	50	10	45	21	48
Reactivo	4	18	2	10	6	14

Tabla 3.3.9 Resultados de reactividad de agregados en Chihuahua México, por el método químico ASTM C 289-94.

En la tabla 3.3.9 se aprecia que más del 50% de las arenas estudiadas quedan en la zona en que un agregado es clasificado como potencialmente reactivo por lo que se recomienda que se obtenga más información relacionada con éstas, como puede ser la derivada de aplicar otras pruebas a los agregados para definir el carácter de estos tal como ASTM C 1260, adicionalmente deberá indagarse acerca del comportamiento de estos agregado en obras existentes y de ser posible monitorear el desempeño de los mismos. Toda esta información será útil para especificar acerca de su utilización en nuevas construcciones buscando que las obras además de resistentes sean durables.

En los resultados de los agregados gruesos se observa que dos terceras partes de las muestras quedan en la zona de reacción o de posible reacción, por lo que las medidas de precaución serán las mismas que las empleadas en las arenas. Siempre es útil especificar un cemento bajo en álcalis, con un porcentaje menor a 0.6% de álcalis medidos en unidades de sodio equivalente.

En el mapa 3.3.6 se observa la localización geográfica de los bancos de gravas y sus resultados de reactividad potencial (ASTM C289-94), señalándose en la figura los agregados que quedaron en la zona de reactividad (4 bancos), los agregados identificados como inocuos (7 bancos), y los potencialmente reactivos (11 bancos).

El mapa 3.3.7 muestra los resultados de reactividad potencial de arenas, clasificándose a los agregados como lo señala la prueba química rápida (ASTM C289-94), en arenas inocuas, reactivas y potencialmente reactivas.

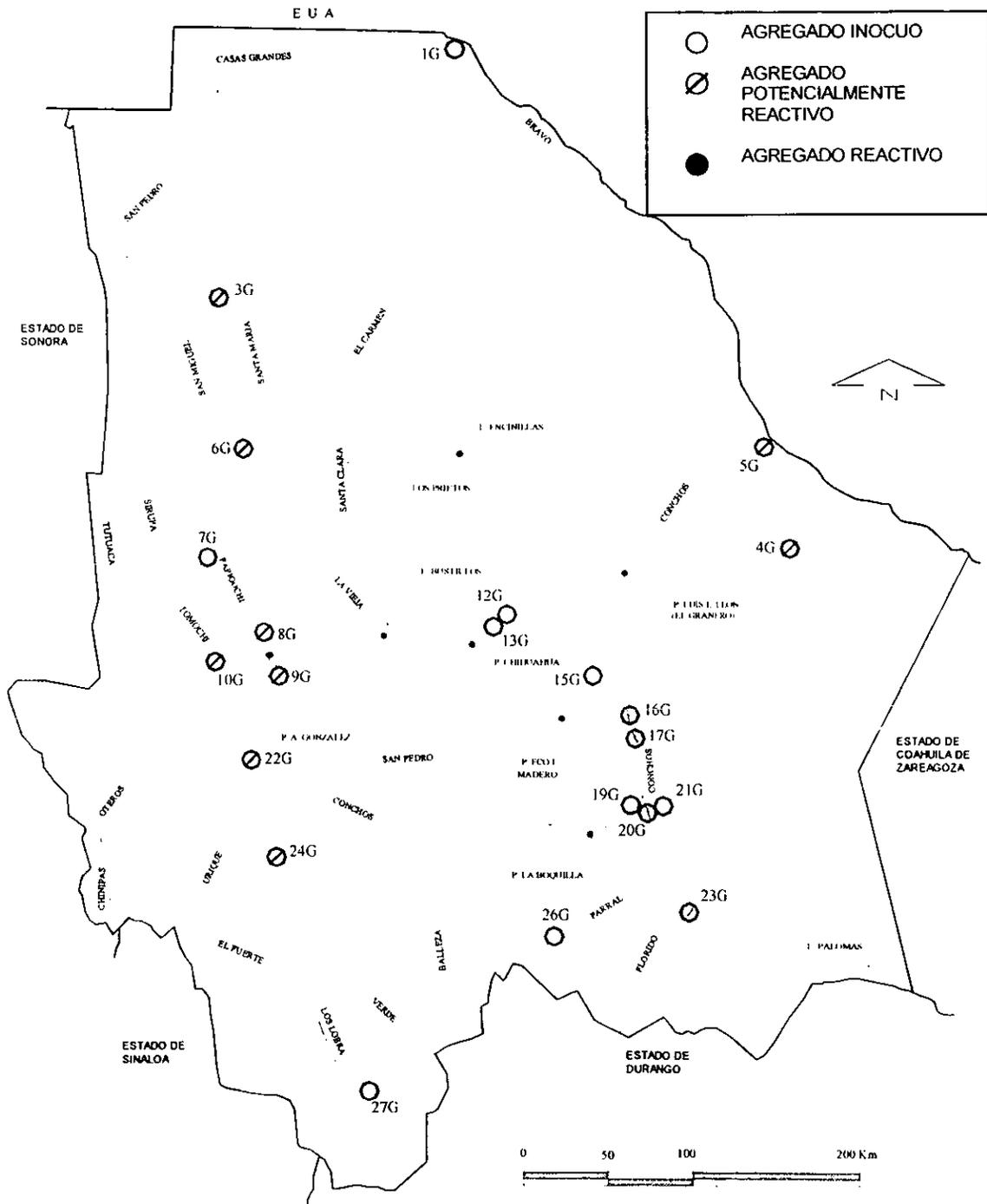


Figura. 3.3.6. Resultados de prueba química rápida ( ASTM C289) en gravas.



### 3.3.3 Resultados de las pruebas en pavimentos de concreto.

#### 3.3.3.1 Análisis macro y microscópico de núcleos de pavimentos.

Como parte de la evaluación detallada de los pavimentos de concreto se detectaron agrietamientos típicos de ASR por lo que se decidió realizar examinación petrográfica de corazones de concretos. Se realizaron láminas petrográficas para cuatro muestras: T1-03, T1-10, T3-01, T1-09. Para determinar con mayor exactitud la presencia del gel expansivo, se recomienda complementar con estudios del método del gel fluorescente (AASHTO T-299). Las láminas presentan algunas características importantes: la muestra T1-03 presenta agrietamientos bordeando a los agregados los cuales pueden contener el gel expansivo ASR, en la figura 3.3.9 se aprecian con mucha claridad. La figura 3.3.10 corresponde a la muestra T1-10 y en ella se observan recristalizaciones posiblemente calcita o aragonita. Se recomienda difracción de rayos X para determinarla con precisión. La figura 3.3.11 corresponde a la muestra T3-01 y nuevamente se tienen recristalizaciones posiblemente debidas a sulfatos y a yeso. Las figuras 3.3.12 y 3.3.13 presentaron agrietamientos entre agregados correspondientes a la misma muestra T3-01. La figura 3.3.14 corresponde a la muestra T1-09, se observa segregación del cemento y formación de hematita y presenta recristalizaciones a sulfatos y a yeso.

ASPECTOS GENERALES	NOMBRE DE LA MUESTRA		T1-03
	Coloración de la muestra		Matriz calcárea oscura arcillosa.
	Distribución de los constituyentes.		Aparentemente normal
	Proporcionamiento de agregados.		Aparentemente normal
	Adherencia agregado – cemento		Buena
	Porosidad		N/D
	Fracturamientos		Observables a simple vista
Aspectos relativos a la reacción álcali – agregado.	Carbonatación		Escasa
	Poros y Pre inchamientos		No observados
	Micro fisuraciones		Presenta grietas en la matriz del cemento de 0.5 mm y menores.
Mineralogía	Grueso		Fragmentos de Biomicrita (Calcita)
	Medio		Cuarzos, Líticos riolíticos Ignimbrita, Ortoclasa esferulítica y, Vidrio ácido
	Fino		Cuarzo, Plagioclasas, Biotitas, Sanidino Líticos andesíticos.
Estructura		Homogénea maciza	
Textura		Granular	
Granulometría		Media	
Alteración		Recristalización de la matriz posterior al fraguado, posiblemente en yeso.	
Deformación del agregado		No observadas	
Bordes de reacción		Aureola de alteración en el contacto del agregado grueso con el cementante. Caliza - cemento.	
Origen		Grueso: Sedimentario	Arena: Igneo.
Reactividad potencial.		No se observa reacción	

Tabla 3.3.10. Estudio macro y microscópico de la muestra T1-03.

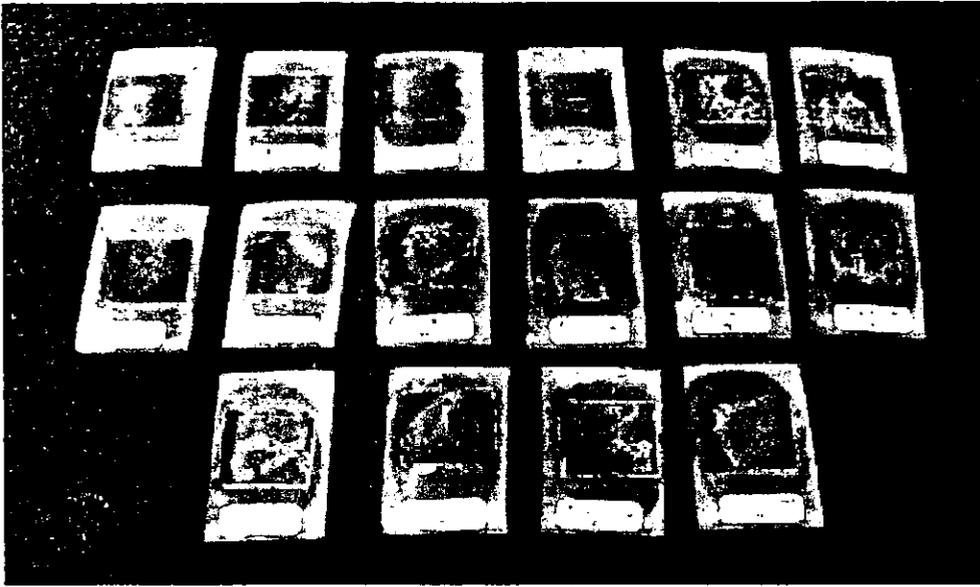


Figura. 3.3.8. Láminas delgadas para petrografía.

En la figura 3.3.9 se puede observar un agrietamiento que circunda a varios agregados de tamaño mediano así como una sombra blanca alrededor de un agregado de tamaño grueso. Este agrietamiento es característico de ASR, y se observa como una zona de reacción entre el agregado y la matriz calcárea.

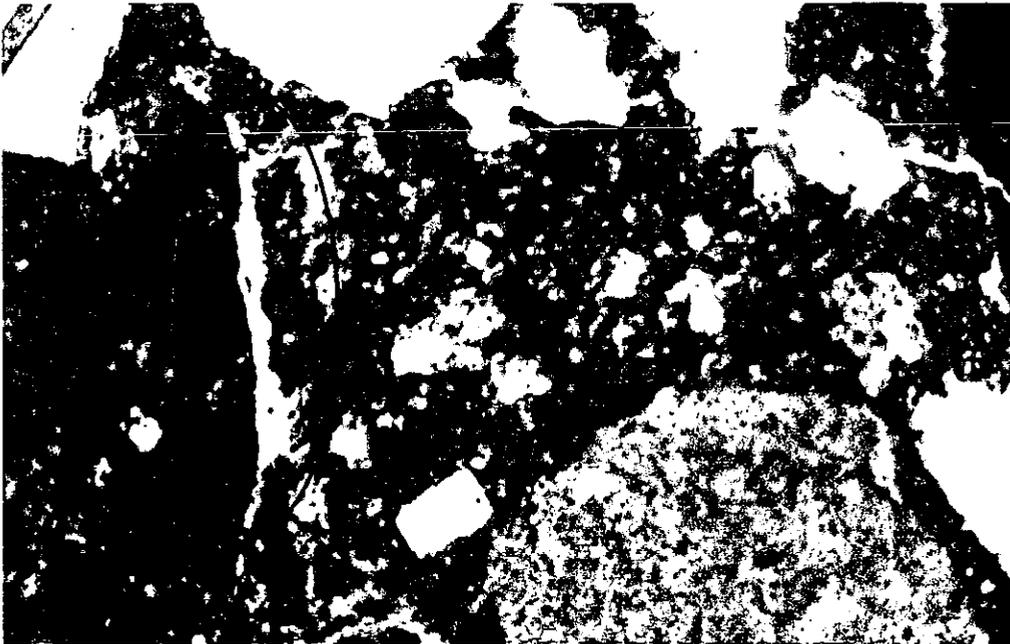


Figura. 3.3.9. Agrietamiento en la matriz.

ASPECTOS GENERALES	NOMBRE DE LA MUESTRA		T1-10
	Coloración de la muestra		Gris claro, matriz calcárea arcillosa.
	Distribución de los constituyentes		Aparentemente normal
	Proporcionamiento de agregados.		Aparentemente normal
	Adherencia agregado – cemento		Buena
	Porosidad		N/D
	Fracturamientos		Apreciables a simple vista
Aspectos relativos a la reacción álcali – agregado.	Carbonatación		Escasa
	Poros y Pre inchamientos		No observados
	Micro fisuraciones		No se observan
Mineralogía	Grueso	Biomicrita, (Calcita)	
	Medio	Ignimbrita, líticos riolíticos, Vidrio ácido, Cuarzo, Hematita, Sanidino.	
	Fino	Magnetita, Hematita	
Estructura		Homogénea maciza	
Textura		Granular	
Granulometría		Media	
Alteración		La matriz calcárea presenta una casi total re cristalización posterior al fraguado, posiblemente a Calcita o Aragonita.	
Deformación del agregado		No observadas	
Bordes de reacción		No se observa mineralización por intercambio iónico ni reacción en la periferia del agregado, no se observan grietas ni lixiviación.	
Origen		Grueso: Sedimentario	Arena: Igneo.
Reactividad potencial.		Se recomienda difracción de rayos X para distinguir calcita de Aragonita en recristalización.	

Tabla 3.3.11. Estudio macro y microscópico de la muestra T1 - 10.

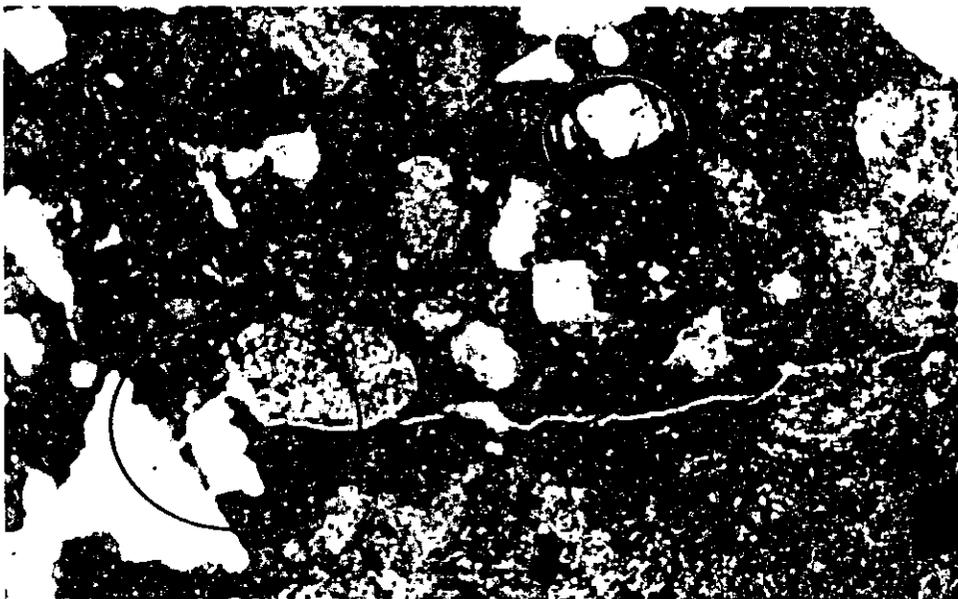


Figura. 3.3.10. Vista microscópica de la muestra T1-10.

En la figura 3.3.10 se puede ver un agregado de cuarzo y una grieta que comunica dos agregados, por las dimensiones de la grieta es posible suponer que parte de izquierda a derecha, circundando a un agregado. La figura 3.3.11 muestra claramente dos recrystalizaciones de la matriz y un agrietamiento severo.



Figura. 3.3.11. Recrystalización y agrietamiento, muestra T3-01.

ASPECTOS GENERALES	NOMBRE DE LA MUESTRA		T3-01
	Coloración de la muestra		Gris claro, matriz calcárea arcillosa clara.
	Distribución de los constituyentes		Aparentemente normal
	Proporcionamiento de agregados		Aparentemente normal
	Adherencia agregado – cemento		Buena
	Porosidad		N/D
	Fracturamientos		Apreciables a simple vista
Aspectos relativos a la reacción álcali – agregado.	Carbonatación		Escasa
	Poros y Pre inchamientos		No observados
	Micro fisuraciones		No se observan.
Mineralogía	Grueso	Fragmentos andecíticos y basálticos Andesina, Oligoclasa, Augita, Pigeonita, Hematita, Magnetita, Hornblenda, Labradorita.	
	Medio	Jasperoide, Cuarzo, Ortoclasa esferulítica	
	Fino	Biotitas, Sanidino.	
Estructura		Homogénea maciza	
Textura		Granular	
Granulometría		Media	
Alteración		Se observa recrystalización posiblemente a sulfatos y re crystalización posiblemente a yeso.	
Deformación del agregado		No observadas	
Bordes de reacción		No se observan grietas porosidad ni lixiviación.	
Origen		Grueso: Igneo	Arena: Igneo.
Reactividad potencial.		No se observa reacción.	

Tabla 3.3.12. Estudio macro y microscópico de la muestra T3 -01

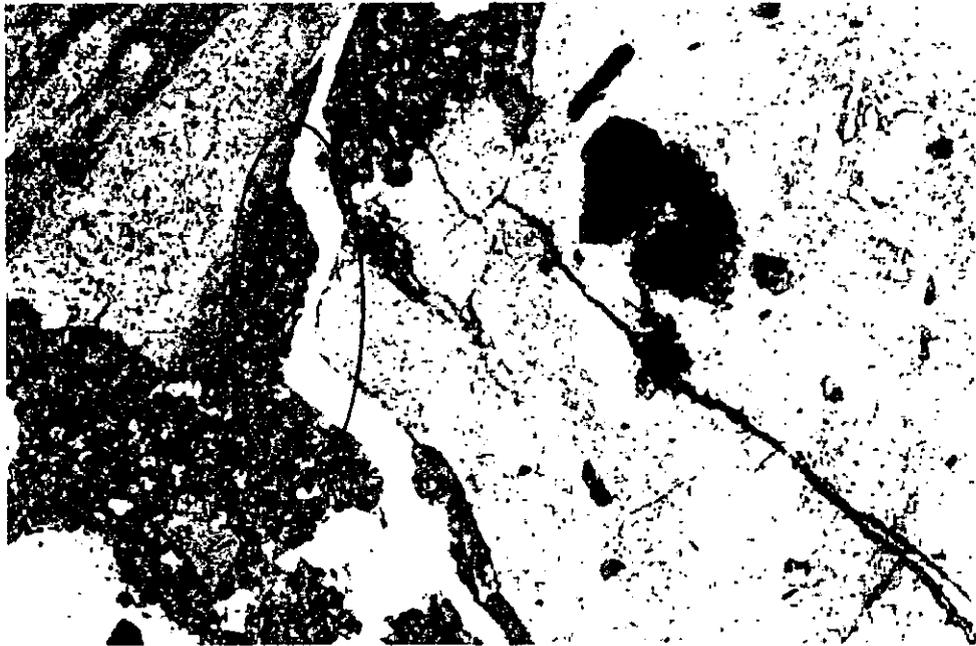


Figura. 3.3.12. Agrietamiento entre dos agregados, muestra T3-01.

En las figuras 3.3.12 y 3.3.13 se observan agrietamientos en la matriz del cemento de una misma muestra, sin embargo en la figura 3.3.13 es posible ver un agrietamiento que circunda completamente a un agregado por lo que resulta interesante realizar un estudio de difracción de rayos X para ver en caso de que la grieta éste relleno, cual es la composición química de este relleno.

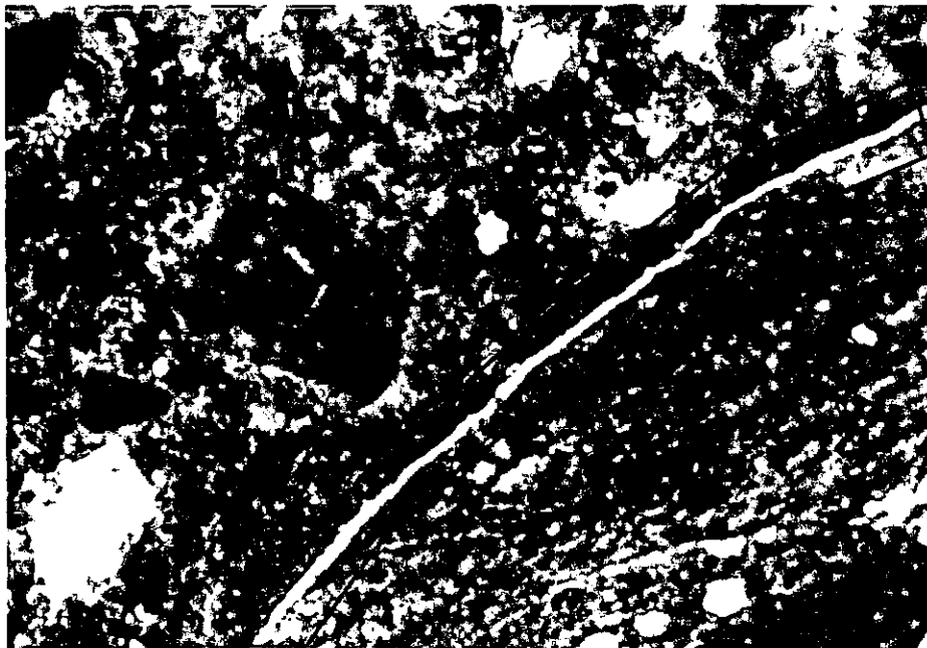


Figura. 3.3.13. Agrietamiento en agregado, muestra T3-01.

ASPECTOS GENERALES	NOMBRE DE LA MUESTRA		T1-09
	Coloración de la muestra		Gris Claro
	Distribución de los constituyentes		Aparentemente normal
	Proporcionamiento de agregados		Aparentemente normal
	Adherencia agregado – cemento		Buena
	Porosidad		N/D
	Fracturamientos		Observables a simple vista
Aspectos relativos a la reacción álcali – agregado.	Carbonatación		Escasa
	Poros y Pre inchamientos		No observados
	Micro fisuraciones		Se observan microfracturas, aparentemente por ASR.
Mineralogía	Grueso	Caliza biomicrítica (Calcita)	
	Medio	Cuarzo, Vidrio ácido recristalizado, Sanidino, Fragmentos riolíticos	
	Fino	Cuarzo, Magnetita, Calcita, Biotita	
Estructura		Homogénea maciza	
Textura		Granular	
Granulometría		Media	
Alteración		Matriz calcárea con escaso material arcilloso, presenta re cristalización de sulfatos, posiblemente a yeso.	
Deformación del agregado		Formación de Hematita en los bordes del agregado grueso, segregado del cemento.	
Bordes de reacción		No se observan	
Origen		Grueso: Sedimentario	Fino: Igneo
Reactividad potencial.		No se observa.	

Tabla 3.3.13. Estudio macro y microscópico de la muestra T1-09.



Figura.3.3.14. Cuarzo agrietado, muestra T1-09.



Figura. 3.3.15. Buena adherencia entre la matriz y el agregado.

La figura 3.3.14 presenta un agrietamiento en un grano de cuarzo. En la figura 3.3.15 se observa una buena adherencia entre el agregado y la pasta del cemento.

La examinación petrográfica de concretos (ASTMC 856-88) es útil no sólo para estudiar reacciones deletéreas sino también para realizar análisis de la calidad de los concretos utilizados en pavimentos de concreto hidráulico. Defectos como falta de adherencia entre los agregados y la pasta posiblemente debidos a exceso de finos fueron evidenciados en este estudio. También se pudo observar la segregación de los agregados lo que contribuye a dejar en la superficie de la losa de concreto material formado fundamentalmente por pasta de cemento y agregado fino lo que constituye una mezcla menos resistente más porosa y más susceptible a problemas de carbonatación, entre otros. Los procesos de recristalización evidencian deficiencias en el proceso de curado.

La examinación petrográfica de agregados y concretos probó ser útil como parte de las pruebas de campo y laboratorio para complementar la información de la evaluación detallada.

### 3.3.3.2 Resultados de la prueba de expansión de barras de mortero (ASTMC 1260).

Con el fin de complementar el estudio de ASR en bancos de materiales se seleccionaron 13 bancos de arenas y 12 de gravas. De acuerdo a los resultados del método químico (ASTMC 289) las arenas seleccionadas previamente fueron clasificadas 11 como potencialmente reactivas y 2 como reactivas; las gravas habían sido clasificadas 10 como potencialmente reactivas y 2 reactivas.

A estos agregados se les efectuó la prueba de expansión de barras de mortero (ASTMC 1260-94), con el fin de definir la reactividad de los bancos previamente clasificados como potencialmente reactivos. El método de prueba permite detectar el potencial de deterioro de la reacción álcali-silice en agregados, dentro de un plazo de 16 días, en barras de mortero expuestas a una solución de hidróxido de sodio (NaOH) a una temperatura de 80°C.

En esta última parte del estudio de ASR en agregados se decidió presentar la información conjunta de las pruebas realizadas en virtud de considerar que el análisis total de las pruebas presentadas, complementado con inspección en campo de estructuras existentes, es el método más completo y confiable para detectar la ASR en una región.

Los resultados de las gravas estudiadas se presentan en la tabla 3.3.14, y las arenas en la tabla 3.3.15. En ambas tablas pueden observarse los resultados completos de los estudios efectuados: examinación petrográfica de agregados (ASTMC 295), difracción de rayos X, método químico y expansión de barras de mortero. Los resultados de expansión de barras de mortero se hicieron conforme lo marca la norma ASTM 1260-94 la cual indica que si el porcentaje de expansión es menor de 0.1% a los 16 días, el agregado se considera inocuo, si la expansión es mayor de 0.2% a los 16 días, se considera reactivo y en caso intermedio se considera potencialmente reactivo. En pruebas efectuadas a agregados se ha podido advertir que expansiones hasta de 0.08% a los 14 días, han producido expansiones deletéreas en estructuras de campo, debido a lo anterior SHRP 343 (Stark et al. 1993) recomiendan realizar acciones para minimizar o eliminar el riesgo de ASR para expansiones mayores a 0.08%. Considerando este criterio, se puede observar en los resultados que prácticamente todos los bancos de gravas y salvo un banco de arena requieren de medidas para prevenir el riesgo de ASR.

Cuando se ha identificado agregados reactivos es muy importante dictar medidas para prevenir ASR en construcciones nuevas. Tales medidas consisten en: prohibir el uso de agregados reactivos, utilización de un cemento con un nivel seguro de álcalis, uso de adiciones minerales o cementos mezclados, y utilización de adiciones de sales de litio. Para prohibir el uso de un agregado reactivo necesitamos realizar examinación petrográfica de agregados (ASTMC 295), aplicar la prueba ASTM 1260 y evaluar el record de servicio en campo del agregado en cuestión. Un nivel seguro de álcalis varía con los materiales y la proporción de las mezclas, nunca se debe asumir que 0.6% es un nivel seguro, se deben realizar pruebas para detectar el nivel seguro de acuerdo a los agregados y la proporción requerida y complementar datos con records de servicio. Se sugiere el uso de alguna adición mineral disponible tal como fly ash, vidrio volcánico, escoria de fundición, humo de sílice, etc. Estas pueden ser utilizadas como una adición separada del concreto o como un componente en el caso de utilizar algún cemento mezclado. La prueba ASTM 1260-94 puede ser utilizada para probar la efectividad de las medidas utilizadas.

BANCO	MÉTODO QUÍMICO ASTMC 289		DIFRACCIÓN DE RAYOS X	PETROGRAFÍA ASTMC 295		MÉTODO DE EXPANSION BARRAS DE MORTERO (ASTM C-1260-94)	
	Grado de Reactividad	Sc y Rc	Componente Deletéreo	Componente Deletéreo	%	Grado de Reactividad	% de expansión
3G	Potencialmente Reactivo	Sc 719 Rc=226	Cuarzo Cristalino	Andesita Calcedonia Cuarzo	1.1 3.4 11.3	Reactivo	0.215
4G	Potencialmente Reactivo	Sc 448 Rc 278	Cuarzo Cristalino	Calcedonia Cuarzo	6.0 29.6	Reactivo	0.605
5G	Potencialmente Reactivo	Sc 374 Rc 179	Cuarzo Cristalino	Andesita Calcedonia Cuarzo	4.0 11.6 13.2	Reactivo	0.499
6G	Potencialmente Reactivo	Sc 332 Rc 241	Cuarzo Cristalino	Cuarzo Líticos Riolíticos	10.7 6.0	Inocuo	0.079
8G	Potencialmente Reactivo	Sc 478 Rc 228	Cuarzo Cristalino	Andesita Calcedonia Cuarzo Líticos Andesíticos Líticos Riolíticos Ópalo	4.5 1.0 10.8 1.6 1.6 1.0	Potencialmente Reactivo	0.195
9G	Potencialmente Reactivo	Sc 495 Rc 128	Cuarzo Cristalino	Cuarzo	18.8	Potencialmente Reactivo	0.102
10G	Potencialmente Reactivo	Sc 368 Rc 182	Cuarzo Cristalino	Andesita Cuarzo Líticos Riolíticos	1.4 12.8 12.9	Potencialmente Reactivo	0.152
15G	Potencialmente Reactivo	Sc 531 Rc 304	Sin Resultados	Calcedonia Cristobalita Cuarzo Líticos Riolíticos	0.6 1.6 7.8 6.2	Reactivo	0.242
16G	Reactivo	Sc 509 Rc 110	Cuarzo Cristalino	Cuarzo	20.7	Reactivo	0.265
20G	Reactivo	Sc 444 Rc 107	Cuarzo Cristalino	Cuarzo Líticos Riolíticos	16.6 8.4	Reactivo	0.370
22G	Potencialmente Reactivo	Sc 319 Rc 247	Cuarzo Cristalino	Andesita Cuarzo	3.1 7.1	Inocuo	0.083
24G	Potencialmente Reactivo	Sc 452 Rc 232	Cuarzo Cristalino	Andesita Cuarzo	3.7 16.1	Inocuo	0.081

### 3.3.14 Resultados de ASR en bancos de grava.

Siguiendo el procedimiento indicado en ASTM C 1260, de manera aislada, se identifica el banco 6G como inocuo, pero considerando los resultados totales, es decir, la presencia de minerales deletéreos detectados basándose en ASTM C 295, los resultados de ASTM C 289 la cual identifica al agregado como potencialmente reactivo, y considerando el criterio de SHRP 343 ( Stark *et al.* 1993) siendo la expansión de 0.079 prácticamente 0.08% límite para el cual se señala debe realizarse alguna medida preventiva de ASR, la recomendación es que para este banco debe realizarse una evaluación de su comportamiento previo en estructuras existentes y utilizarse algún procedimiento para eliminar el riesgo de ASR en nuevas construcciones donde sea utilizado este recurso. Esto evidencia la importancia de tomar decisiones con base a un conjunto de resultados y no únicamente apoyándose en una prueba aislada.

Para el caso de las arenas, puede hacerse un comentario similar para los resultados obtenidos en el banco 26 A, el cual debe ser estudiado para proponer medidas que eliminen el riesgo de ASR en construcciones nuevas realizadas con este recurso. El banco 22 A si bien presenta una expansión relativamente baja de 0.029% lo cual lo señala como inocuo de acuerdo a ASTM C 1260-94, se sugiere la evaluación de su comportamiento en estructuras existentes dependiendo de esto realizar medidas de prevención.

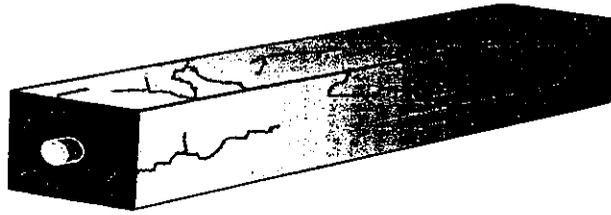
De acuerdo a los resultados obtenidos tanto para gravas como para arenas se observa que la prueba química rápida (ASTM C 289) es demasiado indulgente en sus resultados pues agregados descritos como potencialmente reactivos dieron expansiones bastante altas lo que definitivamente los identifica como reactivos. La prueba ASTM C 289 no puede ser utilizada para indicar la eficiencia de reducciones en los álcalis del cemento, o del empleo de adiciones minerales para prevenir expansiones ASR.

NÚMERO DE BANCO	PETROGRAFÍA ASTM C 295		DIFRACCIÓN DE RAYOS X (ASR)	MÉTODO QUÍMICO ASTM C 289			EXPANSIÓN DE BARRAS DE MORTERO (ASTM C 1260)	
	Componentes deletéreos	(%)		Resultado	Sc	Rc	Expansión*	Resultado
23-A	Andesita	5	Cuarzo Cristalino	Pot. Reactivo	511	199	0.601	Reactivo
	Cuarzo	10						
	Líticos riolíticos	35						
8-A	Calcedonia	20	Cuarzo Cristalino	Pot. Reactivo	275	169	0.300	Reactivo
	Cuarzo	20						
10-A	Cuarzo	20	Cuarzo Cristalino	Pot. Reactivo	375	179	0.533	Reactivo
	Líticos riolíticos	30						
26-A	Andesita	8	Cuarzo Cristalino	Reactivo	255	91	0.091	Inocuo
	Cuarzo	25						
	Líticos riolíticos	30						
24-A	Andesita	7	Cuarzo Cristalino	Pot. Reactivo	448	143	0.461	Reactivo
	Cuarzo	50						
	Líticos riolíticos	20						
4-A	Calcedonia	10	Cuarzo Cristalino	Pot. Reactivo	403	213	0.511	Reactivo
	Cuarzo	35						
17-A	Calcedonia	20	Cuarzo Cristalino	Reactivo	444	113	0.755	Reactivo
	Cuarzo	20						
	Líticos riolíticos	50						
3-A	Andesita	20	Cuarzo Cristalino	Pot. Reactivo	413	172	0.477	Reactivo
	Calcedonia	30						
	Cuarzo	30						
9-A	Cuarzo	15	Cuarzo Cristalino	Pot. Reactivo	292	206	0.424	Reactivo
	Líticos riolíticos	30						
22-A	Cuarzo	15	Cuarzo Cristalino	Pot. Reactivo	354	268	0.029	Inocuo
	Líticos riolíticos	30						
6-A	Andesita	10	Cuarzo Cristalino	Pot. Reactivo	336	274	0.194	Pot. Reactivo
	Cuarzo	15						
	Líticos riolíticos	50						
2-A	Calcedonia	10	Cuarzo Cristalino	Pot. Reactivo	248	142	1.028	Reactivo
	Cuarzo	50						
14-A	Cuarzo	20	Cuarzo Cristalino	Pot. Reactivo	623	194	0.498	Reactivo
	Líticos riolíticos	40						

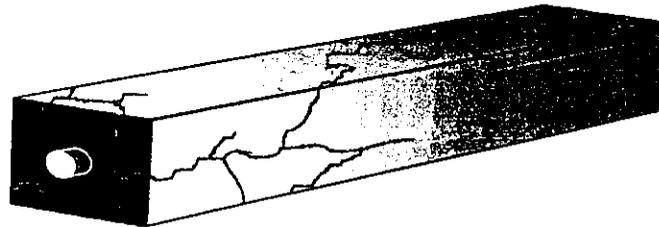
\* PROMEDIO DE LAS TRES BARRAS  
Sc = Sílice disuelta, Rc = Reducción de alcalinidad

### 3.3.15. Resultados de ASR en bancos de arena.

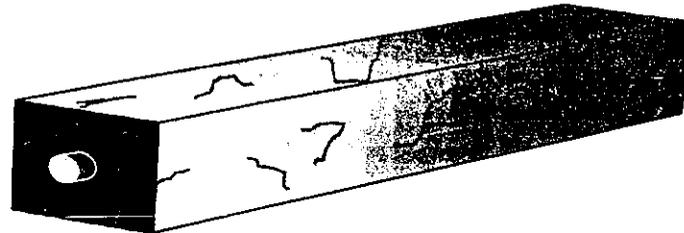
La figura 3.3.16 muestra los patrones de agrietamiento típicos en arenas de la ASR, y los cuales fueron observados al efectuar la prueba ASTM C 1260-94.



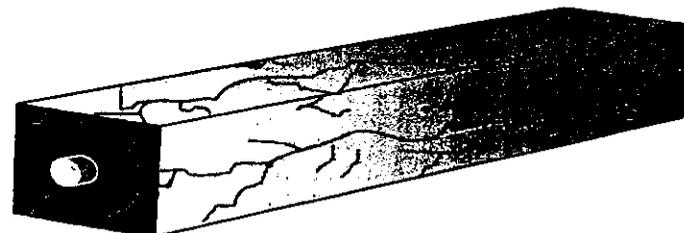
Patrón de agrietamiento representativo de los bancos 9-A y 23-A



Patrón de agrietamiento representativo de los bancos 17-A y 14-A



Patrón de agrietamiento representativo de los bancos 2-A, 6-A, 10-A, 22-A, 24-A y 26-A



Patrón de agrietamiento representativo de los bancos 3-A, 4A y 8-A

Figura 3.3.16. Patrón de agrietamiento representativo de los bancos de materiales.

Las figuras 3.3.17 muestra mapas de reactividad potencial álcali sílice como resultado de la prueba de expansión de barras de mortero ( ASTM C 1260-94) en arenas. La figura 3.3.18 muestra los mapas de reactividad potencial ASR para el caso de las gravas de acuerdo a la misma norma ( ASTM C 1260-94). Es posible ver que independientemente

del origen geológico de los agregados, en todo el estado tenemos detectada la presencia de compuestos potencialmente deletéreos para ASR, con diferentes grados de severidad. Si se detectan en una estructura, problemas de ASR, existen algunos procedimientos para minimizar la evolución de la reacción ya que una vez iniciada es imposible eliminarla. Estos tratamientos incluyen interferencias con el mecanismo de ASR y tratamientos para los síntomas de la reacción. El primer mecanismo de interrupción sería el relativo a un proceso de secado. La humedad relativa interna del concreto debe ser cerca del 80% para que el gel disponga de suficiente humedad para ser absorbida y producir expansiones deletéreas. Como mecanismos de interrupción están: evitar que el concreto permanezca húmedo, mediante procesos de secado artificial que para el caso de losas de puentes puede funcionar bien.

Se puede buscar también en el caso de columnas de puentes utilizar mecanismos que provoquen una restricción triaxial externa para minimizar las expansiones. Se ha encontrado que fuerzas de restricción de 1.72 o 2.07 MPa pueden ser suficientes para prevenir ASR.

El uso de tratamientos apoyándose en la aplicación de sales de litio esta en fase experimental y a condición de una permeabilidad adecuada para que penetre la solución de litio, pudiera ser un método útil para mitigar ASR, aunque aún esta en experimentación.

Con relación a métodos para el tratamiento de los síntomas están: tratamientos con metacrilato de alto peso molecular para rellenar y cubrir grietas y empleo de sobrecapas de concreto.

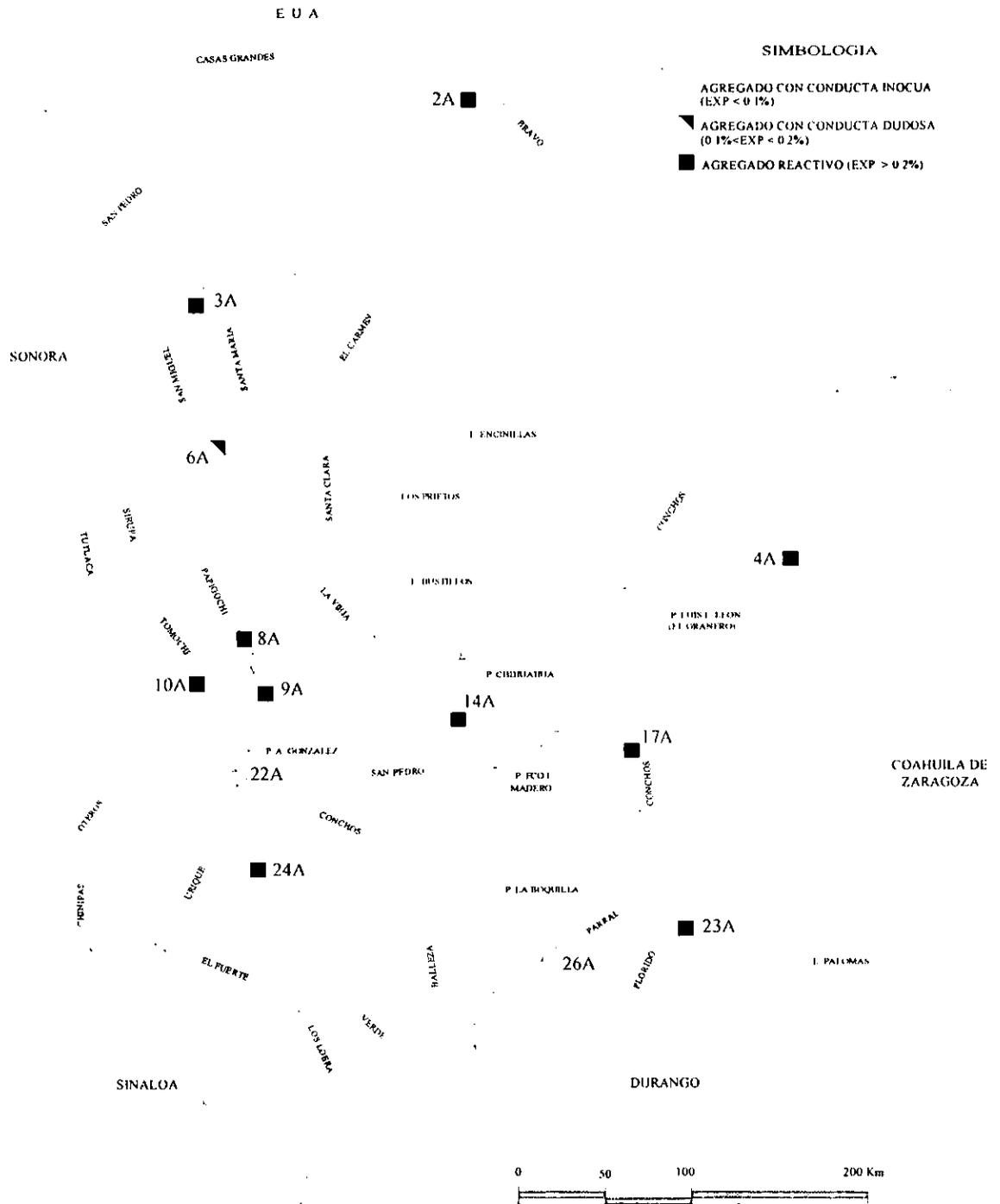


Figura 3.3.17. Mapas de reactividad potencial álcali-silíce en arenas, de acuerdo a la norma ASTM C 1260-94.

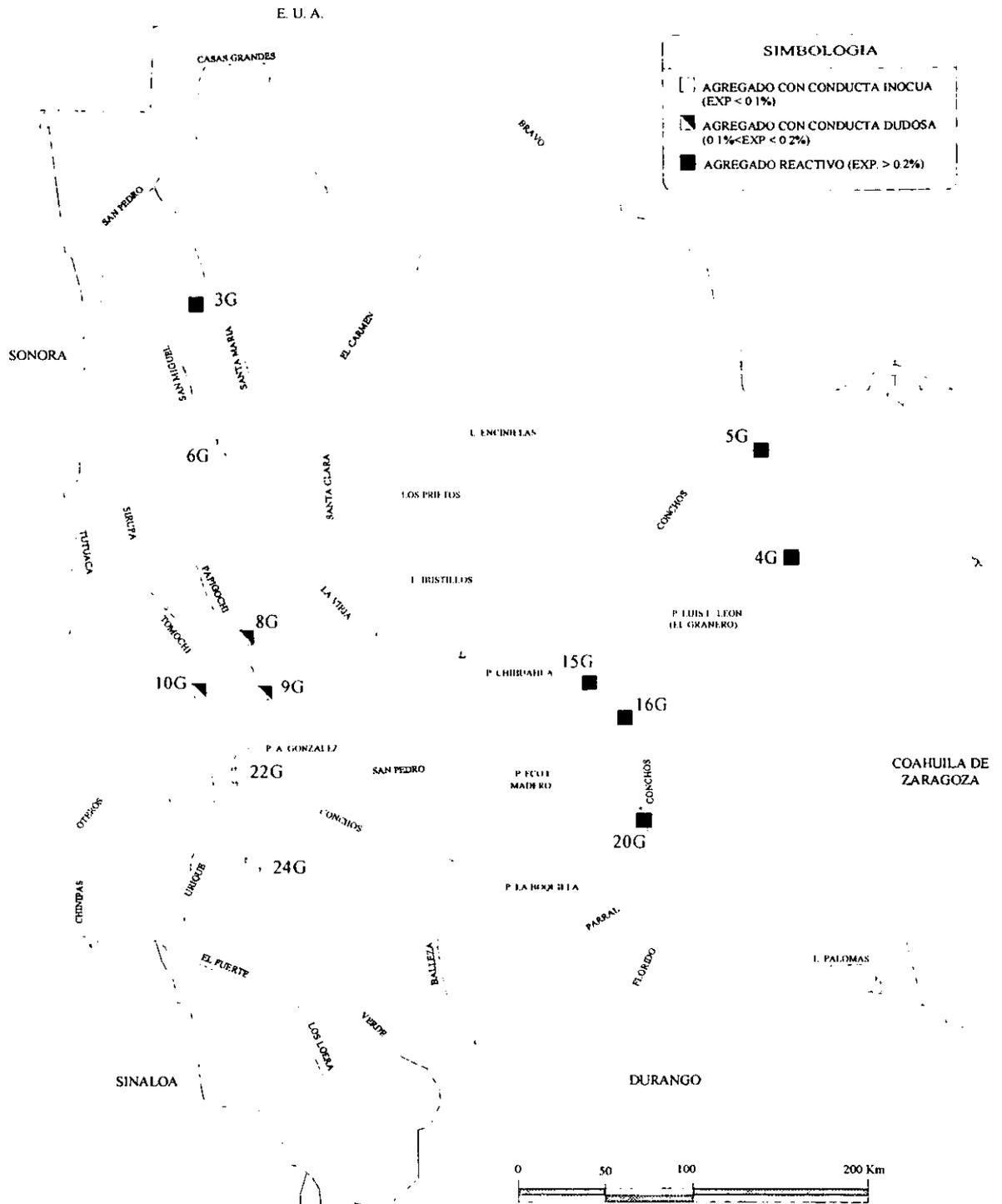


Figura 3.3.18. Mapas de reactividad potencial álcali-sílice en gravas, de acuerdo a la norma ASTM C 1260-94.

## 4. DISCUSIÓN

### 4.1. DISCUSIÓN RELATIVA A CADA UNA DE LAS HIPÓTESIS PLANTEADAS.

#### 4.1.1. El deterioro prematuro de los pavimentos, el desconocimiento de las características de los agregados y del efecto del medio ambiente, reduce la durabilidad de los pavimentos de concreto hidráulico.

El deterioro prematuro de los pavimentos de concreto se hizo evidente al realizar la evaluación y detectarse: deficiencias en el sellado de juntas en un 100%, agrietamientos diversos en 81%, desprendimientos en 70% y fisuras en bloque en 58% de los tramos estudiados. Considerando que las vialidades tienen una antigüedad promedio de 4 años, se puede concluir que efectivamente hay un deterioro prematuro de los pavimentos.

La metodología aplicada permitió la detección de otros tipos de deterioros relacionados con el desconocimiento de las características de los agregados. La reactividad potencial, álcali sílice y álcali carbonato se presentó en un 19%, problemas de carbonatación en 21%, grietas de durabilidad 7% y agregado expuesto en un 40% de las vialidades estudiadas. Si se conocen las características fisicoquímicas de los agregados, es posible predecir estos deterioros o bien dictar recomendaciones que eliminen o minimicen el deterioro potencial.

#### 4.1.2. La adecuada combinación de materiales, adiciones y métodos constructivos reduce el deterioro prematuro de los pavimentos de concreto hidráulico.

El conocimiento de las causas que están provocando algunos de los deterioros tales como agrietamiento debidos a reactividad álcali sílice permiten dictar recomendaciones tendientes a lograr una adecuada combinación de materiales consistente de: agregados no reactivos, siempre que sea posible, cementos bajos en álcalis, adiciones como puzolanas o sales de litio, de forma tal que se elimine o minimice el riesgo de reacciones deletéreas álcali sílice.

Por otro lado deterioros como desprendimientos presentes en un 70% de los casos son debidos a deficiencias en el procedimiento constructivo y en particular al tipo de juntas longitudinales empleadas. Una selección adecuada de juntas y un procedimiento constructivo eficiente, redundará en pavimentos más durables.

#### 4.1.3. La falta de un sistema de evaluación basado en criterios de durabilidad, provoca la falta de previsión en deterioros relacionados con la durabilidad del concreto.

La resistencia promedio de las vialidades evaluadas fue de 364 kg/cm<sup>2</sup>, la cual es bastante alta, sin embargo existen deterioros diversos que indican que una resistencia adecuada no es garantía de un concreto durable.

#### **4.1.4. El desconocimiento de las causas reales de los deterioros, produce métodos ineficientes de reparación.**

Se detectaron baches superficiales con áreas menores a  $1 \text{ m}^2$  en un 28%, baches profundos con áreas menores a  $1 \text{ m}^2$  en un 12%, baches superficiales en áreas mayores de  $1 \text{ m}^2$  en un 16%, y baches profundos con áreas mayores de  $1 \text{ m}^2$  en un 23% de las vialidades estudiadas. Muchos de estos han sido producidos por la aplicación de procedimientos de reparación ineficientes disminuyendo la durabilidad, en lugar de incrementar la vida útil.

Asimismo una metodología que indique: tipos y causas de los deterioros detectados, será más eficiente para seleccionar el procedimiento de reparación más adecuado.

#### **4.1.5. Los sistemas de información geográfica son una herramienta de análisis y un método sistemático para el estudio de los deterioros en pavimentos de concreto hidráulico.**

El SIG desarrollado consta de una base de datos no grafica y un sistema de manejo gráfico de la información, basado en una serie de capas temáticas las cuales contienen: información de la evaluación preliminar, de la evaluación detallada, pruebas de campo, sistemas constructivos utilizados, características de los materiales y del medio ambiente. El sistema permitió por ejemplo, obtener mapas de reactividad potencial álcali sílice, de zonas con corrosión de pasajuntas y de zonas con grietas de durabilidad. Correlacionando la información de agregados con compuestos potencialmente deletéreos y agrietamientos en forma de mapa, se determinaron los sitios de ASR. Los sitios donde hay problemas de carbonatación del concreto presentan problemas de corrosión de pasajuntas.

#### **4.1.6. A mayor conocimiento de las características físico químicas de los agregados de una región mayor durabilidad tendrán las obras civiles construidas con ellos.**

Las características físico químicas de los agregados utilizados en el estado de Chihuahua muestran que de los bancos de arena analizados 21% son de alta calidad, 54% de mediana calidad y 25% de mala calidad. Para el caso de las gravas el resultado fue que 32% de las gravas son de alta calidad, 25% de mediana calidad y 45% de mala calidad. El 25% de los bancos de arenas y el 45% de los bancos de gravas son de mala calidad por lo tanto un concreto elaborado con estos materiales tendrá problemas severos de durabilidad sino se toma una acción correctiva adecuada.

Con relación a las reacciones deletéreas álcali-agregado, se identificaron en el 100% de los bancos de arena y grava compuestos deletéreos para la reacción álcali-sílice, y en un 50% de las arenas y un 45% de las gravas se encontraron minerales potencialmente reactivos para la reacción álcali-carbonato.

#### **4.1.7. La mejor forma de dictaminar acerca de la potencial reactividad álcali sílice es basándose en el estudio conjunto de todos los factores que influyen en la reacción.**

Para detectar la ASR se encontró que la mejor forma es el estudio de los factores que incluyen en la ASR: agregados, cementos y medio ambiente. Con relación a los agregados las pruebas recomendadas son: examinación petrográfica (ASTMC 295), difracción de rayos X, prueba química rápida (ASTMC 289) y prueba de expansión de barras de mortero (ASTMC 1260-94). Para los cementos se recomienda fluorescencia de rayos X para hacer la detección del contenido de álcalis en unidades de sodio equivalente y determinar la expansión de barras de mortero de cemento y vidrio pirex. La investigación de las condiciones ambientales de humedad relativa y temperatura propicias para que se dé la reacción también es necesaria.

En el caso de las gravas los resultados de la prueba química rápida (ASTMC 289) indicaron 10 bancos potencialmente reactivos, los cuales al ser analizados con la prueba de expansión de barras de mortero (ASTMC 1260-94) y de acuerdo al criterio señalado en esta norma se encontró que un 70% presentaba expansiones mayores a 0.1% lo que indica la necesidad de utilizar un tratamiento preventivo para la reactividad álcali sílice. Si consideramos el criterio de SHRP 343, el cual indica que si la expansión es mayor a 0.08% se deberá utilizar un tratamiento preventivo, entonces el 100% de los bancos requieren de la utilización de un método para eliminar o minimizar la reactividad álcali sílice.

En el caso de las arenas tenemos 11 bancos de arena señalados como potencialmente reactivos de acuerdo a la prueba química rápida (ASTMC 289), con el fin de definir el carácter reactivo de estos bancos se probaron con la prueba de expansión de barras de mortero (ASTMC 1260-94), de acuerdo al criterio que marca la norma 91% de los bancos de arena estudiados presentaron expansiones mayores de 0.1%, en este caso el resultado coincide con lo indicado por SHRP 343, ya que los bancos restantes tienen expansiones menores a 0.08%.

Podemos concluir que la prueba química rápida conduce a resultados más indulgentes, mientras que los resultados de la prueba de expansión de barras de mortero son más realistas, pues un alto porcentaje de los agregados probados resultaron potencialmente reactivos, mientras que al determinarse su expansión (ASTMC 1260-94) estas fueron muy altas lo que definitivamente los identifica como reactivos.

En lo que respecta a la prueba ASTM 1260-94 que para el caso de las gravas señala 3 como inocuas, es importante mencionar que las expansiones fueron mayores de 0.08% y menores de 0.1%, detectándose con petrografía la presencia de compuestos deletéreos como andesita, cuarzo y líticos riolíticos. El análisis conjunto de los resultados conduce a considerar en estos bancos acciones para prevención de álcali sílice.

Podemos por tanto concluir que la mejor forma de dictaminar acerca de la reactividad potencial álcali sílice en agregados es basándose en varias pruebas y en el estudio de todos los factores que influyen en la reacción.

#### 4.1.8. Los agregados de origen ígneo son susceptibles a tener problemas de álcali sílice y los de origen sedimentario no.

El total de bancos de origen sedimentario analizados fue del 29% en arenas y 42% en gravas. El 100% de estos bancos resultaron reactivos de acuerdo a la norma ASTM C 1260-94. Por lo cual podemos concluir que independientemente del origen geológico de los agregados su composición mineralógica es determinante para dictaminar acerca de la reactividad álcali sílice.

#### 4.2. APLICABILIDAD DE LAS TÉCNICAS DISPONIBLES PARA PREDECIR LA REACCIÓN ÁLCALI AGREGADO.

De acuerdo a la normativa (ASTM C 295, 289 y 1260) se puede caracterizar la reactividad de los materiales para la construcción de los pavimentos. Sin embargo, la utilización aislada de las técnicas que proponen estas normas puede conducir a resultados incompletos. Barisone (1984) señala diferencias entre los resultados de agregados estudiados en Italia con examinación petrográfica y análisis químicos y sugiere un correcto muestreo preferentemente acompañándose de un petrógrafo con una detallada inspección *in situ* de los agregados. Honma (1986) estudió unas andesitas utilizando difracción de rayos X y el método químico detectando contradicción en los resultados, pues con difracción indicaba reactividad y con el método químico no. Oyama (1988) sugiere para identificar ASR la utilización de petrografía (ASTM C 295) y la prueba química rápida (ASTMC 289) combinada con difracción de rayos X para determinar la potencial reactividad de los agregados en una primera etapa, sin mencionar como se efectuaría una segunda parte del estudio. Lu *et al.* (1998) efectúan una revisión basados en 31 referencias describiendo los distintos métodos de prueba que usan en diferentes lugares evidenciando la gran gama de criterios aplicados para detectar ASR. Lane (1999) condujo una investigación en Virginia para abordar el problema de ASR en pavimentos de este estado, enfocándose a la caracterización de cementos con adiciones como puzolanas y escorias mediante la prueba ASTM C 1260 señalando la dificultad de caracterizar los agregados en función de su potencial reactividad, abordando por tanto de manera parcial el problema. En este trabajo se pudo apreciar que la utilización de técnicas complementarias como la petrografía y la difracción de rayos X (Kurtis 1998) aportaron información adicional sobre elementos y compuestos deletéreos que están teniendo relevancia en la reactividad álcali-agregado (álcali-sílice, álcali-carbonato y álcali-silicato).

En el caso de la prueba química rápida (ASTMC 289 1994), desde su publicación original en 1947 es cuestionada por su falta de reproducibilidad y sus resultados anómalos en presencia de ciertas rocas o minerales (calcita y dolomita), principalmente porque el equilibrio químico entre la muestra y la solución no está bien establecido. En particular, ocurre que el procedimiento para realizar la prueba interviene antes y después de la reacción en la concentración de sílice en la solución y en la pérdida de alcalinidad (Mielenz y Benton 1958). La utilización de la examinación petrográfica ayuda a contrarrestar esta carencia siendo una guía complementaria para evaluar los resultados de la prueba química rápida, y debe de complementarse con los resultados de las pruebas de expansión de barras de mortero (ASTMC 1260 1994) y las investigaciones en estructuras reales.

Un ejemplo de la importancia de aplicar varias técnicas para obtener la información más confiable es que Stark (1978), CFE (1994) Mena *et al.* (1996) y ACI (1999), utilizan los tres procedimientos que se mencionan a continuación para evaluar las reacciones deletéreas:

- a) revisión de las condiciones climáticas en distintas regiones para verificar condiciones de humedad y temperatura que propician la reacción,
- b) caracterizar los cementos disponibles por fluorescencia de rayos X y expansión de barras de mortero de cemento con vidrio pyrex, y
- c) caracterización de agregados con la prueba química.

Sin embargo, aún siguiendo los procedimientos anteriores, hay casos como varios de los presentados aquí en donde se encontraban las condiciones ideales para la reacción, cementos y agregados propicios, y aún así ésta no se producía. Lo que ocurría es que no se presentaba porque la cantidad y potencial de expansión son variables no tomadas en cuenta que también intervienen en la reacción (Mather 1999). De aquí la importancia de utilizar varias pruebas para predecir la ASR, es decir siguiendo los pasos descritos más las normas ASTM C 289, 295 y 1260. De su análisis en conjunto aunado a la investigación de campo y la consideración de factores de clima, fisiografía, geología, influencia de la heladas e hidrología, podrán entonces conocerse con mayor veracidad el desarrollo de la reacción en estructuras existentes.

Cuando por diversas causas no se puedan utilizar todas estas técnicas con los procedimientos descritos, se sugiere usar la prueba química pero considerar seriamente el no usar aquellos que arrojen la calificación de "potencialmente reactivos" como medida de precaución, en caso de no contar con una fuente alternativa de agregados especificar un cemento bajo en álcalis con sustitución parcial de una puzolana del orden de un 20% en peso del cemento ( Stark 1978; Dunstan 1993; Yamamoto y Kanazu 2000)

### **4.3. IMPORTANCIA DE UNA METODOLOGÍA ADECUADA PARA PREDECIR LA REACCIÓN ÁLCALI AGREGADO.**

Por lo general, es en casos específicos cuando se hacen las evaluaciones de reactividad álcali-agregado y, por supuesto, cualquier generalización del resultado obtenido, aunque sea a cortas distancias puede ser errónea. Lo mejor es el diseño de un muestreo profundo y amplio basándose en una metodología como la que aquí se planteó, que permita conocer la reactividad de los diferentes materiales en diferentes zonas de una región grande, como lo fue, por ejemplo, el estado de Chihuahua. De esta manera, no hay riesgo de hacer generalizaciones erróneas. En la literatura se reportan casos de estados completos de la Unión Americana (Stark *et al.* 1993) en los que se conoce la reactividad de sus materiales sobre la base del reporte de daños por ASR en obras existentes en los distintos estados. En Noruega del Sur, Jensen (1994) reporta mapas de riesgo potencial de álcali agregado basándose en inspecciones de 468 estructuras buscando agrietamientos en forma de mapa midiendo área de influencia y ancho de grietas. No podemos olvidar que estos agrietamientos pueden deberse a otros factores como agrietamientos prematuros durante la etapa de secado, ataque de sulfatos, congelamiento y deshielo, y expansión de agregados en el concreto. En México Mena *et al.*, (1996) presentan unos mapas de reactividad potencial de ASR y ACR considerando factores fisiográficos y de geología para discriminar zonas de reactividad potencial. Lane (1996) conduce una investigación vigente a la fecha y tendiente a investigar la potencial

reactividad ASR de agregados en New Hampshire utilizando únicamente examinación petrográfica ( ASTM C 295). Batic *et al.* (1999) estudió en la región de Comahue Argentina más de 100 estructuras utilizando una metodología para detectar ASR en campo dejando de lado el estudio de los agregados. Por ejemplo el Departamento del Transporte de Virginia a comienzos de los ochentas observa deterioros prematuros en varios de sus pavimentos debido a la utilización de agregados de cuarzo microcristalino y altamente fracturado. Encontraron muchas dificultades para clasificar estos agregados con relación a su potencial reactividad y en virtud de esto enfocaron su investigación a la identificación y uso de cementos que prevengan o inhiban la reacción con la adición de puzolanas o escorias además de que disminuyen la permeabilidad y resultan en concretos más durables. Las pruebas usadas se enfocaron a evaluar el efecto de estos materiales cementicios en la ASR con las normas ASTM C 1260 y ASTM C 1293 (Lane 1999). Sin embargo, el hecho de haber encontrado los riesgos de reactividad con base en una metodología de estudio diseñada ex profeso y mediante un plan que abarque toda una región, es algo que no había sido reportado antes en la literatura en donde los estudios y los mapas que se conocen han sido creados debido a que en esos casos se presentaron problemas y los evaluaron (Stark *et al.* 1993).. El mapa de reactividad que como resultado de esta tesis se ha logrado en Chihuahua servirá ahora indistintamente para evaluar cualquier tipo de obra sea antigua o nueva o en proyecto. La metodología desarrollada abarca factores de clima, fisiografía, geología, susceptibilidad a heladas, e hidrología y se emplean técnicas como: examinación petrográfica (ASTM C 295), microscopía óptica, difracción de rayos X, microscopía electrónica de barrido, prueba química rápida (ASTM C 289), prueba de expansión de barras de mortero (ASTM C 1260-94). Se sugiere la inspección de obras para detectar el desarrollo de la reacción en campo. El análisis de toda esta información conducirá a mapas de ASR más realistas.

#### **4.4. ANÁLISIS DE DETERIOROS Y ACCIONES DE CONSERVACIÓN A TRAVÉS DE UN SIG.**

##### **4.4.1. Análisis de deterioros.**

Actualmente no existe un procedimiento sistemático que permita identificar los distintos tipos de deterioros, menos aún existe una forma de cuantificarlos y ubicarlos geográficamente. El manual para identificación de deterioros en pavimentos de concreto hidráulico utilizado actualmente en Estados Unidos y México es el SHRP (1993), dicho manual es completo en términos generales pero no incluye por ejemplo la consideración de deterioros ligados a la corrosión de pasajuntas y barras de amarre, ni deterioros producidos por reactividad álcali carbonato, ni problemas de carbonatación de pavimentos.

Al evaluar el estado de un pavimento se busca calificar y cuantificar la capacidad del pavimento de continuar proporcionando un buen nivel de servicio a los usuarios. Uno de los factores que influyen tanto en la vida útil del pavimento como en el nivel de servicio son las fallas o deterioros. Es importante por lo tanto conocer una clasificación de las fallas para poder identificarlas, detectar sus posibles causas y consecuencias, así como un criterio para cuantificarlas.

Los modelos de deterioro de pavimentos de hormigón utilizados en el paquete de administración y evaluación de pavimentos HDM IV (Highway Design and Maintenance Standards Model), (FICEM 1996, Pavement Evaluator 1999), se basan en medición actual de deterioros tales como escalonamientos, desconchamiento de juntas transversales,

agrietamientos transversales y mediciones de IRI que luego se introducen en el modelo y arrojan la vida útil remanente y dan criterios para seleccionar alternativas de conservación y/o rehabilitación (ERES Cons. Inc. 1995). Esta forma de medición si bien es práctica deja de lado el estudio de las causas y factores que inciden en los deterioros así como la verificación de las predicciones efectuadas. La presente metodología aporta criterios de durabilidad para asignar categorías de acciones de conservación pero el SIG desarrollado además permite hacer análisis de causas y consecuencias asociadas a cada deterioro.

El catálogo de deterioros desarrollado para ser utilizado en la metodología de evaluación incluye la identificación, cuantificación y ubicación de los distintos tipos de deterioros incluyendo todos aquellos ligados con problemas de durabilidad como los arriba mencionados.

La identificación realizada de los deterioros presentes en los pavimentos de concreto de la ciudad de Chihuahua, evidenció la necesidad de conocer las causas que originan cada tipo de deterioro, los factores que lo afectan, y la evolución de los mismos en el transcurso del tiempo. Un modelo de deterioro explica estas interrogantes, permitiendo asignar acciones de conservación más efectivas basadas en el conocimiento de las causas reales de los deterioros observados. El levantamiento sistemático de información obtenida mediante una metodología que considera tanto criterios tradicionales de resistencia como de durabilidad, permitirá en el transcurso del tiempo desarrollar modelos de deterioro propios que expliquen claramente el mecanismo de las reacciones químicas deletéreas susceptibles de ser desarrolladas. Esta metodología tiene la ventaja de que facilitará en una etapa posterior, el desarrollo de estos modelos considerando nuestros materiales, tipos de suelo y clima, y poder así predecir el comportamiento de los mismos y la vida útil remanente, así como la necesidad de su rehabilitación.

#### **4.4.2. Acciones de conservación.**

Actualmente la asignación de acciones de conservación para la red de vialidades urbanas de una ciudad en el caso de México generalmente se hace basándose en criterios individuales de los responsables de las obras públicas, considerando para la asignación de recursos, compromisos políticos y factores sociales un tanto arbitrarios. Esto trae como consecuencia la no-optimización de los recursos disponibles por carecer de un sistema de administración de la conservación de la red vial (Haas y Hudson 1993).

A diferencia de las evaluaciones puntuales y los criterios individuales, el análisis efectuado permite la asignación de las acciones de conservación basándose en: el levantamiento de deterioros, es decir en la cantidad, tipo y nivel de severidad, en el resultado de los indicadores que miden la condición funcional tradicional ISA y el IE que mide simultáneamente la condición estructural y funcional de las vialidades (SEDESOL 1997). Además el sistema SIG desarrollado es capaz de:

- Ser fácilmente utilizado con posibilidad de agregar o actualizar datos y modificarlo con nueva información sin mayor complicación.
- Considerar estrategias alternativas dentro de la evaluación.
- Identificar la estrategia o alternativa óptima.
- Basar sus decisiones en procedimientos racionales, con criterios y restricciones cuantificables.

- Usar información de retroalimentación para conocer las consecuencias de las decisiones.

## **4.5. METODOLOGÍAS PARA EVALUAR MATERIALES Y PAVIMENTOS.**

### **4.5.1. Metodología para evaluar pavimentos de concreto con juntas reforzadas, considerando criterios de durabilidad.**

Las metodologías existentes (Gaete y Visser 1990; AASHTO 1990; Holt y Grambling 1992; SHRP 1993; FICEM 1996, SEDESOL 1997) toman en cuenta preferentemente comportamientos mecánicos. La propuesta y desarrollo de la metodología que se evaluó aquí fue conceptualizada con base en necesidades y observaciones de lo ocurrido en otros campos como el de la edificación (Troconis O. 1998). El conocimiento de las acciones que ejerce el ambiente en los materiales y pavimentos de concreto y de las respuestas de éstos, ha permitido una mejor planificación de las acciones de conservación. Entre los resultados concretos de la aplicación de la metodología propuesta se encuentran los siguientes: con las metodologías conocidas (Gaete, R. Visser A. 1990; AASHTO 1990; Holt, F. Grambling, W. 1992; SHRP 1993; FICEM 1996, SEDESOL 1997) se hacían evaluaciones puntuales del estado de los pavimentos pero sin poder inferir razones diferentes a las mecánicas para su deterioro. Con la metodología propuesta y probada aquí, se puede hacer lo anterior, pero también se puede conocer cómo el ambiente está influyendo en el deterioro, y basándose en ello sugerir acciones de conservación que limiten ese efecto ambiental. Como consecuencia se esperaría que, de la aplicación de la metodología, las acciones de conservación propuestas conduzcan a una mayor durabilidad de los pavimentos de concreto en el país.

### **4.5.2. Metodología para la caracterización física y química de los bancos de materiales.**

Realizar las pruebas que tradicionalmente deben de hacerse a los bancos de materiales es una situación que debe de considerarse como rutinaria pero cuya información no se encuentra disponible para analizar en forma global. De hecho, de la bibliografía consultada (Barisone G. 1984; Honma M. 1986; Oyama T. 1988; Jensen V. 1993; Lu D. 1998; Lane D.S. 1999; Batic O.R. et al. 1999), no se encontraron trabajos que de manera sistemática reportaran los datos de las pruebas individuales de los bancos de materiales, y mucho menos en México. La importancia de la metodología propuesta aquí radica en el simple hecho de dar una calificación al banco de materiales en función del promedio de la calidad que arroje cada una de las pruebas individuales. Es decir, si un banco tiene un módulo de finura que pasa de acuerdo a la norma, con menos del 10% en intemperismo acelerado y menos oscuro que el color 3 en cuanto a materia orgánica, es calificado como un buen banco. Pero si ese mismo banco hubiese pasado en dos de las cuatro pruebas que se le hicieran, entonces el banco tendría una calificación no aprobatoria y el uso de sus materiales quedaría restringido a situaciones específicas del comprador.

## **4.6. CONTRIBUCIONES A FUTURO PRODUCTO DE LOS RESULTADOS DE ESTA TESIS.**

### **4.6.1. Planteamiento de modelos de deterioro y predicciones.**

Los datos que se recaban periódicamente y que sirven para ir formando capas temáticas en el sistema de información, son almacenados y constituyen una información importante para establecer modelos de deterioro, que permitan predecir la vida útil remanente, de acuerdo a condiciones particulares de clima y materiales.

Un modelo de deterioro viene siendo el establecimiento de un patrón que sigue el pavimento durante su vida útil en cuanto a su degradación por efecto mecánico y ambiental. Este patrón puede analizarse matemáticamente y establecer una curva. Estos modelos por lo general corresponden a expresiones matemáticas que permiten predecir la posible evolución del estado del pavimento en el tiempo, basándose en el conocimiento de las condiciones del mismo al momento de su puesta en servicio y al momento de la realización del análisis. Permiten además, pronosticar los efectos, a corto y largo plazo del mantenimiento efectuado sobre ellos, con el objetivo de realizar estimaciones razonables tanto del tiempo en que sea necesario llevar a cabo una conservación, como del nivel de deterioro resultante luego de la misma y su progresión en el tiempo (FICEM 1996). La curva de deterioro puede servir a quienes evalúen pavimentos para verificar desde etapas iniciales de deterioro si sus pavimentos siguen o no el patrón. Si no lo siguen es que están bajo esquemas de deterioro diferentes a los que da el patrón.

Los modelos de deterioro de pavimentos se aplican a diversos aspectos relacionados con la administración de una red vial, por ejemplo a la creación de un sistema de administración que utilice modelos para predecir futuros deterioros del pavimento y para evaluar los resultados de utilizar alternativas de mantenimiento para elegir la mejor alternativa que optimice los resultados tanto de su nivel de servicio como de los costos involucrados en lograrlo (Kohler 1985; Wade 1995; Paterson 1987). También puede utilizarse para la generación de un conjunto de políticas y estándares de conservación basados en condiciones de deterioro relevantes del pavimento cuya conducta puede predecirse basándose en modelos de comportamiento de dichas condiciones. Conociendo los deterioros en el tiempo es posible generar una política de mantenimiento adecuada y coherente que permita mantener el nivel de servicio requerido a lo largo del tiempo. También puede utilizarse para evaluar el efecto de algunas características del diseño con respecto a otras.

El modelo puede surgir a partir de las bases de datos reales conformadas de la evaluación de los pavimentos existentes, en estas bases se ha registrado gran cantidad de información referida a diversos aspectos. Luego de determinar las variables más relevantes en la formación de cada deterioro, se realiza con ellas un análisis estadístico que da origen al modelo que predice el comportamiento futuro del pavimento sobre la base de una ecuación que relaciona las variables seleccionadas, siendo aplicable para pavimentos con condiciones similares a las de los datos.

Un ejemplo muy sencillo de la potencialidad de esta contribución es como sigue: supóngase el caso de la avenida Ignacio Rodríguez y supóngase que el deterioro que se reporta en este momento, agrietamiento de juntas transversales con fragmentación y desprendimiento de las orillas de las losas, es lo que en promedio sucedió durante varios años. La Figura 4.6.1 muestra un esquema del tratamiento de los datos y la forma de la curva que se le ajustaría. Si se hace una extrapolación a futuro de dicha ecuación se

puede entonces hacer una predicción de la evolución del deterioro. Para el caso sencillo que se presenta, la extrapolación arroja que en tantos años el deterioro será inaceptable.

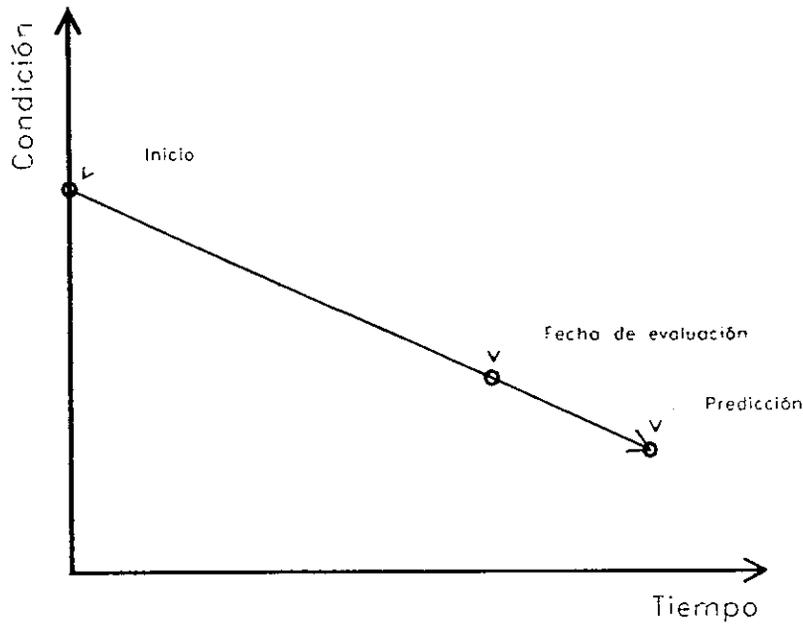


Figura 4.6.1. Modelo de predicción por extrapolación lineal

Un modelo de regresión lineal entre dos variables tendría la forma:

$$Y_i = a + bX_i + error \dots \dots \dots (1)$$

Cada variable es descrita en términos de su media y su variación.

Si existen más de dos variables a considerar se utilizaría un modelo de regresión lineal múltiple, de la forma que a continuación se muestra:

$$Y_i = a + b_1X_1 + b_2X_2 \dots + error \dots \dots \dots (2)$$

Si la relación entre las variables dependiente y la independiente es no lineal, puede analizarse con un modelo lineal transformando la variable dependiente.

Otra función que es susceptible de ser utilizada para definir un modelo de deterioro es la función de distribución acumulada que se muestra en la figura 4.6.2, ésta representa distribuciones acumuladas de un determinado parámetro que refleje la condición del pavimento tal como el IE a lo largo de la vida del pavimento (Shanin 1994). En el eje

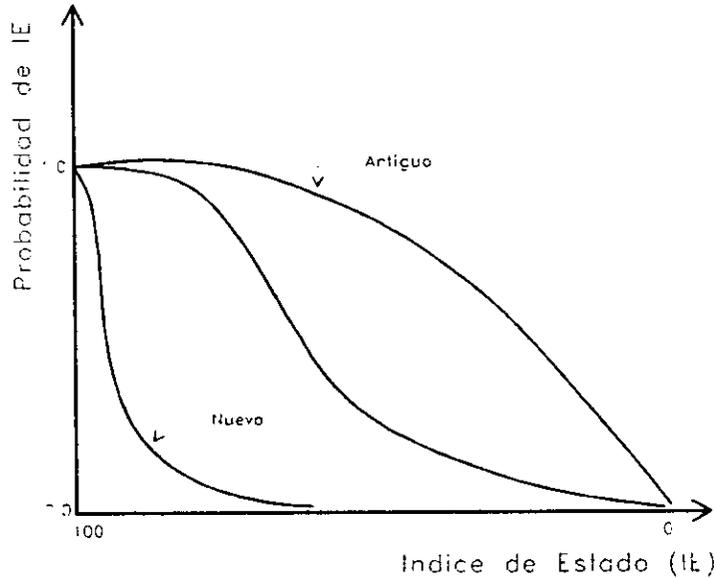


Figura 4.6.2. Probabilidad en el tiempo de un determinado valor del IE (función de distribución acumulada).

"y" se esquematiza la probabilidad de que el Índice de Estado sea igual o menor que un determinado valor del IE y en el eje "x" el valor correspondiente del IE.

Un modelo de deterioro para un pavimento de concreto hidráulico se muestra en la figura 4.6.3 y tendría una forma general descrita a continuación:

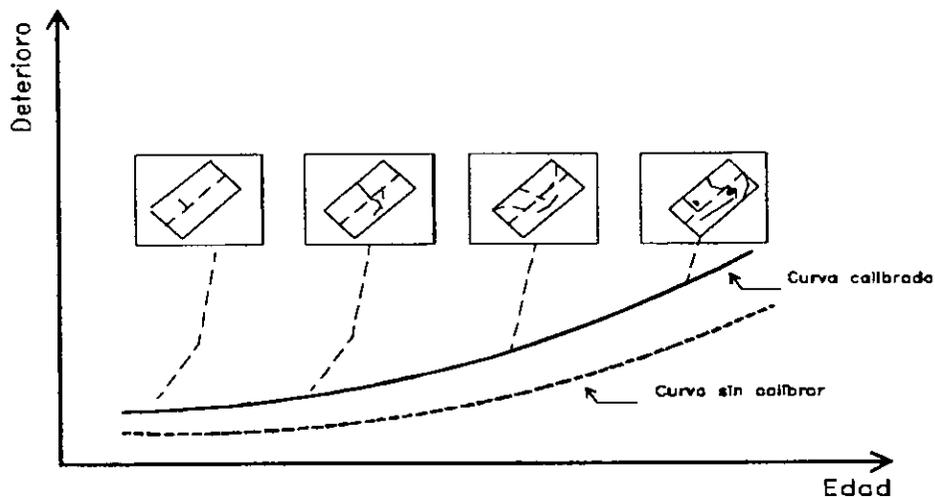


Figura 4.6.3. Calibración de modelos basándose en tramos testigo.

$$\text{Deterioro} = (\text{tráfico ó edad})^a (b \text{ Diseño}^c + d \text{ subrasante}^e + f \text{ clima}^g + h \text{ material}^i) \dots (3)$$

Donde:

De la a hasta i son constantes determinadas de las ecuaciones de regresión lineal.

La aplicación de sistemas de administración requiere de contar con modelos de predicción de deterioros confiables, bien cuantificados y adecuadamente validados.

Un modelo matemático debe predecir la condición del camino en el tiempo y además de permitir conocer los efectos de corto y largo plazo de las actividades de conservación y estimar el momento más adecuado para realizarlas (De Solminihac et al. 1997) .

El nivel de servicio y la tendencia de su condición debe ser cuantificado de forma que tenga relación directa con los factores que provocan su cambio. Los parámetros utilizados por el modelo deben ser medidos físicamente y obtenidos con facilidad.

Los modelos deben ser aplicables a la región de interés, en todo sentido, incluyendo tránsito, medio ambiente, materiales y métodos de construcción. Por lo general un modelo desarrollado en una región con características específicas no son del todo extrapolables a otros pavimentos de otras regiones diferentes a la original (Paterson 1987; Eres Cons. Inc. 1995; Vidal 1998).

#### **4.6.2. Priorización de acciones de conservación mediante investigación de operaciones**

Si la metodología de evaluación se generaliza y se llegara al caso óptimo de su utilización en todo el territorio nacional, se tendría una gran cantidad de acciones de conservación que, obviamente, no podrán ser atendidas al mismo tiempo por razones operativas y de costo. Bajo estas circunstancias, debe de tenerse una herramienta que permita priorizar las acciones más urgentes. Para ello se propone la utilización de técnicas de investigación de operaciones que, mediante diagramas de precedencia concebidos expresamente, puedan ayudar a generar esquemas ponderados de acciones de conservación. Una idea inicial de partida es la siguiente:

- a) Sé realizan primeramente una lista de las acciones de conservación sugeridas y se ubican en un mapa.
- b) Sé ordena de mayor a menor importancia y de mayor a menor costo las acciones de conservación.
- c) Sé hace un diagrama de precedencias priorizando regiones, tipo de acción preferente y costos.
- d) Basándose en lo anterior, establecer un techo financiero y construir un diagrama de tiempos de intervención, etc.

## CONCLUSIONES

1. Los resultados de la evaluación preliminar muestran evidencia de problemas ligados a la durabilidad de los pavimentos y se pueden resumir como sigue: posible reactividad de los agregados se presenta en 18.6% de las avenidas, problemas de corrosión de pasajuntas por carbonatación del concreto en un 20.9% de los pavimentos y grietas de durabilidad por congelamiento y deshielo en un 7%, de los casos. Se cuantificó también los agrietamientos, desprendimientos, problemas de bombeo, fisuras en bloque, baches superficiales y baches profundos.
2. Los índices utilizados para medir la calidad de servicio que brindan los caminos y la condición estructural en que se encuentran son respectivamente el ISA y el IE. En cuanto a la comodidad de manejo los resultados muestran que el 90% de los pavimentos se encuentran en condiciones de muy buenas a buenas, y el IE promedio es de 80.52, el cual significa que los pavimentos están en condición buena, presentan una circulación confortable con deterioros localizados, los costos de operación pueden estar incrementándose en un rango de 105% a 120%; sin embargo es importante evidenciar que los deterioros observados se encuentran en fase de iniciación próximos a entrar en la fase de propagación lo que provocará que en un corto tiempo se reduzca considerablemente la calidad de servicio que brindan los caminos, reduciéndose considerablemente la vida útil de los mismos, si no se hace nada al respecto.
3. La mayor parte de los deterioros se concentran en los correspondientes a defectos de superficie, observándose en la mayoría de las avenidas deficiencias en el sellado de juntas, desprendimientos desde leves hasta severos en juntas longitudinales y transversales, zonas de falla ligadas a obras realizadas después de la construcción del pavimento, las cuales se repararon mal, y en menor proporción fallas ligadas con potencial reactividad de agregados. Le siguen en número los deterioros consistentes en agrietamientos de diversos tipos desde ligeros hasta severos, en menor proporción grietas de durabilidad y fisuramientos inducidos por problemas de corrosión de pasajuntas y barras de amarre ligados a procesos de carbonatación del concreto. Es evidente que un problema prioritario es el relacionado con deficiencias en el procedimiento de sellado pues prácticamente el 100% de las avenidas lo tienen. Los agrietamientos diversos presentes en un 81% y los desprendimientos en un 70% son otro problema que requiere de atención inmediata.
4. Con base en la aplicación de la metodología de evaluación desarrollada y del análisis de la información a través de un SIG, se establecieron acciones de conservación para cada uno de los 218 tramos analizados, correspondientes a las 42 vialidades evaluadas, basadas en las condiciones de cada tramo.
5. El SIG desarrollado permite almacenar información periódicamente, organizándola de manera sistemática, facilitando la correlación y el análisis de causas y consecuencias de los deterioros que se presentan, la eficiencia de las acciones de conservación efectuadas y el establecimiento de modelos de deterioro y de predicción de evolución de daños y vida útil remanente.

6. Solamente uno de los tres cementos analizados mostró no ser susceptible a la reacción álcali agregado, debido a que este cemento presenta menos de 0.6% de álcalis totales medidos en unidades de sodio equivalente.
7. La selección de los sitios de estudio de agregados se basó en características de 5 factores: fisiografía, geología, clima, población e hidrología, dando como resultado la examinación de: 22 sitios de gravas y 24 sitios de arenas, distribuidas en 39 municipios de 67 en total, representando el 92% de la población total con que cuenta el estado. En los sitios seleccionados quedaron representadas las dos regiones fisiográficas y las nueve subprovincias que conforman el estado de Chihuahua. De un total de 12 diferentes climas los sitios cubren los 7 más importantes, considerando climas que como mínimo cubren un 3% de la superficie estatal.
8. La examinación petrográfica de los agregados detectó la presencia de algunos minerales reactivos como: calcedonia, cuarzo, andesitas, líticos riolíticos, líticos andesíticos, jasperoide, dolomita y calcita. La calcita y la dolomita son identificados como minerales potencialmente deletéreos para la reacción álcali carbonato. La calcita está presente en un 45% de las gravas y un 41.6% de las arenas, y la dolomita en el 13.6% de las gravas únicamente. El resto de los minerales encontrados están identificados con la reactividad potencial álcali sílice y se encuentran presentes en el 100% de los agregados estudiados. No se encontró evidencia de minerales potencialmente reactivos para la reacción álcali silicato en ninguno de los sitios estudiados. Es importante mencionar que en lo que respecta al origen geológico de los agregados en Chihuahua, existen en la región fisiográfica III correspondiente a la zona de la sierra Madre Occidental agregados de origen ígneo y en el resto del estado, abarcado por la región fisiográfica IV, de origen sedimentario. Se observa que independientemente del origen geológico existe en todos los agregados del estado la presencia de minerales potencialmente reactivos, para la reacción álcali-sílice.
9. Los estudios de examinación petrográfica fueron complementados con estudios de difracción de rayos X con el fin de determinar el carácter cristalino del cuarzo, e identificar la presencia de minerales arcillosos. Confirmándose que en el 100% de los bancos muestreados está presente el cuarzo cristalino y por lo tanto es potencialmente reactivo con los álcalis.
10. La realización de la prueba química rápida (ASTM C 289-94) permitió una clasificación preliminar en términos de reactividad potencial álcali sílice, determinándose la sílice disuelta y la reducción de la alcalinidad para cada banco de agregados. En relación con las arenas se encontró: 10% bancos reactivos, 45% bancos potencialmente reactivos, y 45% inocuos. En relación con las gravas se encontró: 18% bancos reactivos, 50% potencialmente reactivos y 32% inocuos.
11. Considerando que se tienen presentes los elementos requeridos para que la ASR se efectuase: cemento con altos álcalis y agregados potencialmente reactivos, es necesario realizar la prueba de expansión de barras de mortero (ASTM C 1260), con el fin de tener una información más precisa acerca de la potencialidad de la reacción. Los bancos seleccionados para realizar esta prueba fueron los que quedaron como potencialmente reactivos y algunos de los señalados como reactivos de acuerdo a los resultados de examinación petrográfica y prueba

química rápida. Para las gravas se probaron 12 bancos en total, 2 identificados previamente como reactivos y 10 potencialmente reactivos. Para el caso de las arenas se probaron 13 bancos 11 identificados previamente como potencialmente reactivos y 2 reactivos. En el caso de las gravas, la prueba ASTM C1260, permitió una clasificación de ASR quedando un 50% de los bancos estudiados con carácter reactivo, un 25% potencialmente reactivo y el 25% restante inocuos. Considerando que una expansión mayor o igual a 0.2%, define el carácter reactivo de un agregado, se encontró que las gravas señaladas como reactivas presentaron una expansión mínima de 0.215% y máxima de 0.605%, con una expansión promedio de 0.366%. Las gravas se consideran como potencialmente reactivas cuando presentan expansiones mayores de 0.1% y menores a 0.2%, las gravas señaladas como potencialmente reactivas presentaron una expansión mínima de 0.102% y máxima de 0.195%, con una promedio de 0.145%. Para el caso de las arenas se obtuvieron resultados que señalan un 77% reactivas, 15% potencialmente reactivas y 8% inocuas. Presentaron una expansión mínima de 0.3% y máxima de 1.028%, con una expansión promedio de 0.559% muy por encima del 0.2% que marca la norma ASTM C 1260. Solamente una arena quedo como potencialmente reactiva presentando una expansión de 0.194% muy cercana al 0.2% que la definiría como reactiva.

12. De acuerdo a los resultados obtenidos para detectar la ASR en agregados del estado de Chihuahua, podemos considerar que el mejor método para hacerlo es la combinación de técnicas como: petrografía, difracción de rayos X, y expansión de barras de mortero (ASTM C1260). Se pudo observar que con la prueba química rápida (ASTM C 289) quedó un alto porcentaje: 45% de arenas y un 50 % de gravas, identificadas como potencialmente reactivas siendo necesaria la prueba de expansión de barras de mortero para definir el carácter reactivo o inocuo de estos agregados, y poder así tomar previsiones al respecto con el fin de lograr concretos más durables.

## RECOMENDACIONES

1. Se recomienda el desarrollo de investigaciones tendientes a definir procedimientos para eliminar o minimizar el riesgo de la reactividad álcali sílice en estructuras nuevas, basándose en los resultados de caracterización físico química de agregados. Se sugiere probar con cementos bajos en álcalis, y utilización de adiciones como puzolanas y sales de litio.
2. La realización de una investigación en campo sobre todo inspección en puentes para detectar problemas de reactividad álcali sílice en sitios donde se conoce el carácter reactivo de los agregados como resultado de los estudios de esta tesis, ya que es de esperarse que presenten problemas de reactividad.
3. Fomentar la utilización de la información obtenida en la metodología de caracterización físico química de agregados, como medio de mejorar la durabilidad de los concretos.
4. Se recomienda que la evaluación de pavimentos de concreto se realice considerando criterios de durabilidad. Y que las pruebas de campo y laboratorio basadas en la determinación de la resistencia de los concretos sean complementadas con pruebas tendientes a definir su durabilidad tales como examinación petrográfica de agregados y concretos, pruebas de permeabilidad, absorción capilar y carbonatación, entre otras.
5. Promover la realización de estudios regionales de agregados basados en la metodología desarrollada con el fin de contar con información confiable que permita predecir problemas de durabilidad de las obras proyectadas.
6. Efectuar la evaluación detallada basándose en el catalogo de deterioros SHRP modificado, utilizado en esta investigación.
7. Continuar periódicamente con la aplicación de la metodología que permita capturar información a mediano plazo y con ella establecer modelos de deterioro.

## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- AASHTO T 299-93 (1993). "*Rapid identification of alkali silica reaction products in concrete*". Standard specifications for transportation materials and methods of sampling and testing, part II tests, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington D.C.
- Almaral J. (1999). "*Caracterización física y química de agregados utilizados en el concreto hidráulico para pavimentos rígidos*". Tesis de grado de Maestría. Maestría en Vías Terrestres, UACH, Chihuahua México pp. 97–137.
- American Association of State Highway and Transportation Officials (1993). "*AASHTO guide for design of pavement structures*", Washington DC,.
- American Association of State Highway and Transportation Officials (1986). "*AASHTO guide for design of pavement structures*", Washington D.C.
- American Association of State highway and Transportation Officials (1990). "*AASHTO guidelines for pavement management system*", Washington D.C.
- American Association of State Highway and Transportation Officials/Federal Highway Administration (1996). "*Construcción de pavimentos de concreto hidráulico*"; Publicación N° FHWA HI-96-027". USA.
- American Concrete Institute (1999). ACI Committee 211. Report 211.1 "*Standard practice for selecting proportions for normal, heavyweight, and mass concrete*". Manual of Concrete Practice. Detroit Michigan. USA.
- American Concrete Institute (1999). ACI Committee 316. Report 325.9R-91 reapproved 1997 "*Guide for construction of concrete pavements and concrete bases*". Manual of Concrete Practice. Detroit Michigan. USA.
- American Concrete Institute (1999). ACI Committee 318. Report 318/318R-41 "*Building code requirements for structural concrete ( ACI318-95) and commentary (ACI 318R-95)*". Manual of Concrete Practice 1999. Detroit Michigan. USA.
- American Concrete Institute (1999). ACI Committee 325. Report 325.3R-85 "*Guide for design of foundations and shoulders for concrete pavements*". Manual of Concrete Practice. Detroit Michigan. USA.
- American Concrete Institute ACI212.2R-92 (1999). "*Guide to durable concrete*", ACI Manual of Concrete Practice, Part 1: Materials and general properties of concrete, 41 pp. Detroit Michigan. USA.
- American Concrete Institute ACI212.3R-91 (1999). "*Chemical admixtures for concrete*", ACI Manual of Concrete Practice, Part 1: Materials and general properties of concrete, 31 pp. Detroit Michigan. USA.
- American Society for Testing and Materials (1994). "*ASTM C 109, standard test method for compressive strength of hydraulic cement mortars (Using 2-in. Or 50mm cube specimens)*", Annual Book of Standards, Vol. 4.02 Construction , Philadelphia, PA USA.
- American Society for Testing and Materials (1994). "*ASTM C 114, standard test method for chemical analysis of hydraulic cement*", Annual Book of Standards, Vol. 4.02 Construction.
- American Society for Testing and Materials (1994). "*ASTM C 1260-94, standard test method for potential alkali reactivity of aggregates (mortar-bar method)*", Annual Book of Standards, Vol. 4.02 Construction, pp. 652-655.
- American Society for Testing and Materials (1994). "*ASTM C 294-91, standard descriptive nomenclature for constituents of natural mineral aggregates*", Annual Book of Standards, Vol. 4.02 Construction, pp. 169-175.
- American Society of Testing and Materials (1990). "*ASTM C 295-90, standard guide for petrographic examination of aggregates for concrete*", Annual Book of Standards, Vol. 4.02 Construction, pp. 176-183.

- American Society of Testing and Materials (1994). "ASTM C 305, *practice for mechanical mixing or hydraulic cement pastes and mortar of plastic consistence*", Annual Book of Standards, Vol. 4.02 Construction, Philadelphia, PA USA.
- American Society of Testing and Materials (1994). "ASTM E11, *specification for wire-cloth sieves for testing purposes*", Annual Book of Standards, Vol. 4.02 Construction, Philadelphia, PA USA.
- American Society of Testing and Materials (1994). "ASTM C 289-94, *standard test method for potential alkali-silica reactivity of aggregates (chemical method)*", Annual Book of Standards, Vol. 4.02 Construction, pp. 159-165.
- American Society of Testing and Materials (1995). "ASTM C 511-95, *Standard specifications for moist cabinets, moist rooms, and water storage tanks used in the testing of hydraulic cements and concrete*", Annual Book of Standards, Vol. 4.02 Construction, Philadelphia, PA USA.
- American Society of Testing and Materials (1998). "ASTM C 33-97, *standard specification for concrete aggregate*". Annual Book of ASTM Standards, PA, 04.02 pp. 10-16.
- Andrade C., Feliu S. (1989). "Manual de inspección de obras dañadas por corrosión de armaduras", pp. 25-28, 71. España.
- Antenucci J.C., Brown K., Crosswell P.L., y Kevany M.J. (1991). "Geographic Information System". Van Nostrand Reinhold. New York. USA.
- Austin S.A: Robins P.J y Richards M.R. (1992), "Jetblast temperature resistant concrete for harrier aircraft pavements", The structural engineer, 79, nums. 23/24, pp427-432.
- Backhoff M., y Garcia G. (1992). "Los sistemas de información geográfica y el Transporte" Publicación Técnica No. 32 Instituto Mexicano del Transporte, México.
- Barisone G. (1984). "Petrographic analysis of aggregates related to alkali silica reaction" Symposium international sur les granulats International Association of Engineering Geology Paris Fr. Politecnico di Torino, Turin Italy.
- Baron J. y Ollivier J.P. (1992). "La durabilité des betons", Presse Nationale des Ponts et Chaussées, pp.456.
- Batic O.R. et al. (1999). "Identification of causes of deterioration in some reinforced concrete structures in the Comahue region-Argentina" Fac. Ingeniería Dep. Construcciones Universidad Nacional del Comahue, Neuquen Argenti Journal ISSSN 0716-8756 pp. 119-125.
- Bentz D.P. y Garboczi E.J. (1991). "Simulation studies on the effects of mineral admixtures on the cement paste aggregate interfacial zone", ACI Material Journal, september-october, pp. 518-529.
- Berebu M. Fournier B. (1993). "Testing for alkali-aggregate reactivity in concrete" Memoria del Seminario Internacional sobre Tecnología del Concreto. Pp. 55-81. UANL. Monterrey, N.L. México.
- Berra M., et al. (1991). "Critical evaluation of accelerated test methods for detecting alkali reactivity of aggregates". Centro di Ricerca Idraulica e Strutturale, Milan italy. Rome Univ Italy. 37 p.
- Biczok, I. (1981). "La corrosión del hormigón y su protección", Editorial URMO, Bilbao España.
- Bojorquez R. (2000). "Aplicación de sistemas de información geográfica a la evaluación de pavimentos urbanos", tesis de grado de Maestría en Vías Terrestres, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Chihuahua, México.
- British Standards Institution, 1983. "Methods of testing concrete: method for determination of water absorption", BS 1881.Pat122.
- Brown, L.S., (1955). "Some observations on the mechanics of alkali-aggregate reaction", ASTM Bulletin No. 205, p. 40.
- Buck A.D. (1984). "Alkali silica reaction in concrete in a North Dakota highway" Structural Laboratory Army Engineers, Vicksburg MS USA 14pp.

- Buck, Alan D., and Mather, K. (1969). "Concrete cores from dry dock No. 2, Charlestone naval Shipyard, S.C", Miscellaneous Paper no. C-69-6, U.S. Army Engineer Waterways Experimental Station, Vicksburg, 59 pp.
- Caballero, E. (1999). "Evaluación de materiales para dictaminar la existencia de compuestos que pueden generar una reacción álcali-sílice en pavimentos de concreto". Tesis de grado de Maestría, Maestría en Vías Terrestres, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Chihuahua, Chihuahua México 1999.
- Carmichael III, Zaniewski J.P.(1987) "Pavement Management data collection analysis", *Proceedings National Conference on Microcomputer in Urban Transportation*.
- Chaiken, B., y Halstead, W.J. (1960). "Correlation between chemical and mortar bar test for potential alkali reactivity of concrete aggregate" Bulletin No. 239 Highway (Transportation) Research Board, pp.24-40.
- Chatterji, S. (1978). "Accelerated method for the detection of alkali-aggregate reactivities of aggregates", *Cement and Concrete Research*, V. 8, No. 5, Sept., pp. 647-650.
- Collis L., y Fox R.A. ( 1985). "Aggregates: sand, gravel and crushed rock aggregates for construction purpose", *Engineering geology special publication*, num. 1, The geological society, London.pp.220
- Comisión Federal de Electricidad (1994). "Manual de tecnología del concreto", Instituto de Ingeniería UNAM, tomo 3. Editorial Limusa. México, 1994.
- Corps of Engineers (1985). "Standard practice for concrete", E.M. 1110-2-2000, U.S. Army Corps of Engineers, Office, Chief of Engineers, Washington D.C.
- Cottier J. (1993). "Efectos de la reacción álcali-agregado en el concreto" Memoria del Seminario Internacional sobre Tecnología del Concreto. Pp. 15-33. UANL. Monterrey, N.L. México.
- Cottier, J. (1993). "Efecto de la reacción álcali-agregado en el concreto". Seminario Internacional sobre Tecnología del Concreto, Monterrey N.L. 1993. En: Rivera, R. Memoria del Seminario Internacional sobre Tecnología del Concreto. Monterrey N.L., UANL, 1993. Pags. 15-30.
- Crony D., y Crony P. (1997). "Design and performance of road pavements", Third Edition Mac Graw Hill, USA.
- Dana E.S. y Ford W.E. (1984). *Tratado de mineralogía*". Compañía editorial continental S.A., de C.V. X reimpresión, México.
- Daniel L., Loree P., y Whitener A. (1996). "Inside map info professional", Onword Press, USA.
- De Solminihac H. Bustos M. Vidal M.A. (1997). "Modelos incrementales de predicción del deterioro en pavimentos de hormigón a partir de la diferenciación de modelos agregados existentes". Pontificia Universidad Católica Santiago, Chile.
- Diamond S. (1975). "Review of alkali-silica reaction and expansion mechanisms: 1. alkalis in cements and in concrete pore solutions," *Cement and Concrete Research*, V. 5, No. 4, July, pp 329-346.
- Diamond S. (1976). "Review of alkali-silica reaction and expansion mechanisms: 2. reactive aggregates," *Cement and Concrete Research*, V. 6, no. 4, July, pp.549-560.
- Diamond S. (1989). "Mechanisms of alkali-silica reaction", *Alkali aggregate reaction, proceedings 8<sup>th</sup>. International Conference, Kyoto ICAAR* pp. 83-94.
- Dollar-Mantauni L. (1969). "Alkali-silica reactive rocks in the Canadian shield," *Highway Research Record* No. 268, Highway (Transportation) Research Board, pp. 99-117.
- Duke E.F., Hansen M.R., Johnston D.P. (1997). "Microstructure of concrete from pavement containing alkali reactive carbonate aggregate: an SEM and optical microscope study". Fourth CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete, Vol. I SP 170 Sydney, Australia. 617 - 631.

- Duncan M.A.G., Swenson E.G., Gillott J.E. y Foran M.R. (1973b). "Alkali-aggregate reaction in Nova Scotia: 1. Summary of a Five Year Study," Cement and Concrete Research, V.3, No. 1, Jan., pp. 55-69.
- Duncan M.A.G., Swenson E.G., Gillott J.E., y Foran M.R. (1973a). "Alkali-aggregate reaction in Nova Scotia: III Laboratory Studies of Volume Change." Cement and Concrete Research. V. 3, No. 3, May. Pp. 233-245.
- Dunstan M., et al.(1993). "Investigation into the long-term in-situ performance of high fly ash content concrete used for structural applications". American Concrete Institute SP-132 (Fly Ash, Silica Fume, Slag, Natural Pozzolans Concrete, Vol. I) ISSN 0193-2527. USA.
- Dzul J. (2000), "Influencia de la carbonatación y la permeabilidad en el agrietamiento de los pavimentos de concreto hidráulico". Tesis de grado de Maestría en Vías Terrestre, pp.110. Universidad Autónoma de Chihuahua, México.
- Eres Cons. Inc. (1995). "Performance of concrete pavement, volume III: improving concrete pavement performance" U.S. Department of transportation and Federal Highway Administration. Champaign, Illinois, USA.
- Escario L.y Escario V. (1960). "Caminos". Publicaciones de la Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos. Madrid.
- ESRI (1998). "About GIS". Environmental System Research Institute Inc. <http://www.esri.com/library/gis/index.html>.
- Fagerlund G. (1986). "On the capillary of concrete", Nordic Concrete Research, No. 1, Oslo, Ppe No. 6.
- FICEM (1996). "Evaluación técnica y económica de pavimentos basada en HDM", Grupo de Estudio Latinoamericano, Federación Interamericana del Cemento, Santiago, Chile.
- Freedman S. "Properties of materials for reinforced concrete". Handbook of concrete engineering. Chapter 6. Van Nostrand Reinhold Co. New York. USA.
- French W.J. y Poole A.B. (1974). "Deleterious reaction between dolomites from Bahrein and cement paste", Cement and Concrete Research, 4 núm. 6 pp. 925-938.
- French W.J. y Poole A.B. (1976). "Alkali aggregate reactions and the Middle East", Concrete 10 núm. 1 London pp. 18-20.
- Fuentes L., y Reyes M. (1998). "Análisis de minerales y el método de Rietveld" Sociedad Mexicana de Cristalografía y Centro de Investigación de Materiales Avanzados, pp. 1-14, 15-30. México.
- Fujisaki K., Imadate F. Y Maruyama T. (1989) "A study on preventing alkali-silica reaction by using amorphous siliceous material", Proceedings of 43<sup>th</sup> Annual Conference of the Cement Association of Japan, pp.490-495.
- Furusawa Y., Ohga H., y Uomoto T. (1994). "An analytical study concerning prediction of concrete expansion due to alkali silica reaction" Third International Conference Nice, France.SP145-40, ACI, pp. 757- 779.
- Gaete R., y Visser, A. ( 1990). "Un sistema de gestión para la mantención de caminos no pavimentados". Revista de Ingeniería de Construcción, No. 9, Santiago de Chile.
- García G. y Backhoff M. (1992). "El modulo geográfico del sistema mexicano para la administración de pavimentos". Publicación técnica No. 92, México.
- Gibson W.E. (1938). "Study of map cracking in sand- gravel concrete pavement," Proceedings, Highways (Transportation) Research Board, V. 18, Part1, pp. 227-237.
- Gjorv O.E., Baerland T. y Ronning. (1990). "Increasing service life of roadways and bridges", Concrete International, 12, num. 1, pp. 45-48.
- Gogte B.S., (1973). "Evaluation of some common Indian rocks with special reference to alkali-aggregate reactions, Engineering Geology, No. 7, pp. 135-153.
- Goldbeck A.T., (1919). "Thickness of concrete slabs". Public Roads. Pp 34- 38, Estados Unidos.

- Hadley D. W. (1964). "Alkali reactivity of dolomitic carbonate rocks" Highway Research Record No. 45, Highway (Transportation) Research Board, pp.1-20.
- Hadley D. W. (1968). "Field and laboratory studies on the reactivity of sand gravel aggregates", Journal, PCA Research and Development Laboratories, V. 10, No. 1 Jan. , pp. 17-33.
- Hansen W.C. (1944). "Studies relating to the mechanism by which the alkali-aggregate reaction produces expansion in concrete", ACI Journal, Proceedings V. 40, No. 3, Jan., pp. 213-228.
- Hansen W.C. (1966). "Chemical reactions", ASTM Sp. Tech. Publ. Núm. 169A, pp. 487-496.
- Hass R. y Hudson W.R. (1993). "Modern pavement management", R.E. Krieger Publishing Company, Florida.
- Heinrich E.W., (1997). "Identificación microscópica de los minerales" URMO S.A., México.
- Helmuth R., y Stark D. (1993). "Alkali silica reactivity: An overview of research". Research report SHRP C-342. pp. 7-9. Washington D.C.USA.
- Ho D.W., y Lewis R.K. (1987a). "The water sorptivity of concretes: the influence of constituents under curing", Durability of Building Materials, Vol. 4.
- Ho D.W., y Lewis R.K. (1987b). "Carbonation of concrete and its prediction", Cement and Concrete Research, Vol. 17.
- Hobbs D.W. ( 1993). "Deleterious alkali-silica reactivity in the laboratory and under field conditions", Magazine Concrete Research 45,núm 163 pp. 103-112.]
- Hobbs D.W. (1988). "Alkali-silica reaction in concrete ". Thomas Telford. London. pp.183.
- Holt F. y Grambling, W. (editores). (1992). "Pavement management implementation". ASTM Publications (Paper from a symposium held at Atlantic City. New Jersey EEUU.,
- Honma M. y Fukuchi T. (1986). "Potential alkali silica reactivity of crushed andesites from fukushima prefecture" Journal of the college of Engineering Nihon Univ. series A, vol. 27 page 17-22 .
- Horiguchi K. y Chosokabe T. (1994). "The rate of carbonation in concrete made blended cement" Third International Conference Nice, France.
- Hossain M. y Zubery M.H. (1995). "Evaluation of the SHRP: alkali silica reactivity (ASR) Test". Final Report KSU-EES-270. Kansas State Univ. Manhattan Dept. of Civil Engineering.
- Huang Y. H., (1993). "Pavement analysis and design", Prentice Hall, USA.
- Huang Y.H. y Sharpe G. W. (1989). "Thickness design of concrete pavements by probabilistic method", Proceedings, 4<sup>th</sup>. International Conference on Concrete Pavement Design and Rehabilitation, Purdue University, pp.251-265, USA.
- Hudson S.W., Carmichael R., Moser L., Hudson W., Wilkes W. (1987). "Bridge management system", National Cooperative Highway Research Program Report 300. Transportation Research Board, Washington D.C. USA.
- Hustad T. y Loland K.E. (1981). "Report 4: Permeability" FCB/ SINTEF Norwegian Institute of Technology, Trondheim. Report STF 65 A81031.
- Idom G.M., y Roy D. M., (1986). "Opportunities with alkalies in concrete testing, research, and engineering practice", Alkalies in Concrete Testing, Research, and Engineering Practice, Alkalies in Concrete, STP-930 ASTM, Philadelphia, pp. 5-15.
- INEGI Gobierno del Estado de Chihuahua. (1997). "Anuario estadístico del estado de chihuahua" Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática, Chihuahua México.
- Jensen V. (1993). "Alkali aggregate reaction in Southern Norway" Doctoral dissertation for the degree of doctor technical University of Trondheim Norway, NTH.
- Jensen V. (1994). "Distribution and significance of alkali aggregate reaction in Southern Norway" Third International Conference Nice, France.
- Kalousek G. (1994). "Studies of portions of the quarterly system soda-lime-silica-water at 25°C". Journal of research. National Bureau of Standards, Vol. 32, pp. 285-302. USA.

- Kammer H.A., y Carlson R.W., (1941). "Investigation of causes of delayed expansion of concrete in buck hydroelectric plant", ACI Journal, Proceedings V. 37, No. 6, June, pp.665-671.
- Kher R.K., y Darter M.I (1973). "Probabilistic concepts and their applications to AASHTO interim guide for design of rigid pavements", Highway Research Record 466, Highway Research Board, pp20-36. USA.
- Kobayashi K., Shiraki R. y Kawai K. (1990). "Migration and concentration of chlorides, sulfides and álcali compunds in concrete caused by carbonation". Concrete Research and Technology pp. 69-82.
- Köhler E. (1998). "Diagnostico de la serviciabilidad de pavimentos urbanos en Chile" Tesis de magister. Escuela de Ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile.
- Kohler H. (1985). "Statistics for business and economics", Scott Foresman and Company, England.
- Korth H. y Silberschatz A. (1991). "Database system concepts". Mc Graw Hill, USA.
- Kosmatha S. y Panarese W. (1992). "Diseño y control de mezclas de concreto", Editorial IMCYC, México.
- Kurtis K. (1998). "Transmission soft x-ray microscopy of the alkali-silica reaction". Doctoral dissertation. University of California, Berkeley, CA, USA 125 pp.
- Kurtis K. et al. (1998). "Expansive reactions in concrete observed by soft X-ray transmission microscopy". Mater. Res. Soc. Symposium Proceedings, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkley, CA USA.
- Kurtis K., y Metha K. (1991). "A critical review of detenoration of concrete due to corrosion of reinforcing steel". International conference on durability on concrete. Fourth CANMET/ACI Vol. I 542. Sydney Australia.
- Lamond, J. (1993). "Durability of concrete pavements". Memoria del Seminario Internacional sobre Tecnología del Concreto. Pp. 319-341. UANL. Monterrey, N.L.. México.
- Lane D.S. (1999). "Virginia's approach to evaluation of concrete resistant to alkali-silica reactions" Transportation Research Record 1668 Concrete in Pavements Structures. Virginia Transportation Research Council, Charlottesville, VA USA.
- Lane R. (1996). "ASR reactive aggregates in Portland cement concrete" Project 12323N, SPR-000417. New Hampshire Department of Transportation" USA.
- Laplante P., Aitcin P.C., Vezina D. (1991). "Abrasion resistance of concrete", Journal of materials in civil engineering, 3, num. 1, pp. 19-28.
- Laudon K.C. y Laudon J.P. (1996). "Administración de los sistemas de información, organización y tecnología", Prentice Hall, México, 1996.
- Lea F.M. (1970). "The chemistry of cement and concrete", Third edition, Chemical Publishing Company, Inc. USA. pp. 252, 544-547.
- Ledbetter W.B. (1973). "Synthetic aggregates from clay and shale: a recommended criteria for evaluation," Highway Research Record No. 430, Highway (Transportation) Research Board, pp. 9-15.
- Leet y Judson (1994). "Fundamentos de geología física". Limusa pp. 55-70, 105-121, 307-320. México.
- Leming M.L. (1996). "Alkali silica reactivity: mechanisms and management". Mining Engineering v. 48. ISSN: 0026-5187. U.S.A.
- Lenzer D. (1981). "Underschoenzen zur alkali- zuschlag reaktion mit opalsandstein aus schleswing-holsten", Dissertation RWTH, Aachen, 125 pp.
- Lerch W. (1959). "Cement-aggregate reaction that occurs with certain sand-gravel aggregates", Journal, PCA Research and Development Laboratories, V. 1, No. 3 Sept., pp. 42-50.
- Liu T.C. (1981). "Abrasion resistance of concrete", ACI Journal, 78, num. 5, pp. 341-350.

- Lu D. et al. (1998). "Review on the testing methods for identifying the ASR reactivity of aggregates". Dep. Materials Sci. Eng., Nanjing Univ. Chem. Technol., <nanjing Peop. Rep China. Nanjing Huagong Daxue Xuebao.
- Mather B. (1993). "How to obtain durable concrete" Memoria del Seminario Internacional sobre Tecnología del Concreto. Pp. 1-15. UANL. Monterrey, N.L. México.
- Mather B. (1999). "How to make concrete that will not suffer deleterious alkali-silica reaction". Cement and Concrete Research 29, Pergamon, pp. 1277-1280.
- Mather K. (1973). "Examination of cores from four highway bridges in Georgia", Miscellaneous Paper No. C-73-11, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg.
- Mather, B. (1948). "Petrographic identification of reactive constituents in concrete aggregates", Proceedings, ASTM, V. 48. Pp.1120-1125.
- Mena M. et al.(1996). "Guía para la durabilidad del concreto". Tema 13 Guía del usuario de Concreto Profesional. Pp. 30-31. CEMEX concretos.
- Metha K. (1986). "Concrete: structure, properties, and materials" Prentice Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J.
- Metha K. (1993). " Sulfate attack on concrete, a critical review". Memoria del Seminario Internacional sobre Tecnología del Concreto. Pp. 107-135. UANL. Monterrey, .L. México.
- Metha K. (1997). "Durability critical issues for the future concrete international". Concrete International V. 19 No. 7 Julio.
- Mielenz R. C. (1978). "Petrographic examination (concrete aggregates), significance of tests and properties of concrete making materials", STP- 169B, ASTM, Philadelphia, Chapter 33,pp.536-572.
- Mielenz R.C. y Benton E.J. (1958). "Evaluation of the quick chemical test for alkali reactivity of concrete aggregate". Journal Highway Research Board Bulletin. USA.
- Mielenz R.C., (1958). "Petrographic examination of concrete aggregate to determine potential alkali-reactivity", Research Paper No.18-C, Highway (Transportation) Research Board, pp. 29-38.
- Mindess S. (1983). "The application of fracture mechanics to cement and concrete". Fract. Mech. of Concrete. Elsevier.
- Mindess S. (1984). "The effect of specimen size on the fracture energy of concrete". Cement and Concrete Research, Vol. 14, pp.431-436.
- Myron G. Best (1982). "Igneous and metamorphic petrology". pp. 596-598. Freeman and Company.
- Natesaiyer K. y Hoover K. (1993). "In situ identification of alkali silica reaction products in concrete" Cement and Concrete Research . vol. 15 pp. 3-6 USA.
- Neville A. M. (1999). "Tecnología del concreto". IMCYC, ISBN 968-464-092-7 México.
- Neville A. M. (1995). "Properties of concrete", 4ª. Ed. Longman Group Ltd. Londres Inglaterra.
- Nixon P., y Page C. (1987). "Pore solution chemistry and alcali aggregate reaction", Concrete Durability proceedings of the K., y B. Mather Conference. SP-100, 1833-1862. Edited por J.M. Scanlon. Detroit: American Concrete Institute.
- Nixon P.J. (1989) "Chemical studies of alkali silica reaction in concrete with different flint contents", Proceedings of the 8<sup>th</sup> International Conference on Alkali Aggregate Reaction in Concrete, pp.129-134. Kyoto Japan.
- Norma Oficial Mexicana (1998). "NOM-C-109, Industria de la construcción concreto cabeceo de especimenes cilíndricos", México.
- Norma Oficial Mexicana (1998). "NOM-C-83 Industria de la construcción concreto determinación de la resistencia a la compresión de cilindros de concreto", México.
- Oberholster R.E., editor (1981). Proceedings, Fifth International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, (Cape Town, Mar-Apr.), National Building Research Institute, Pretoria.

- Oberholster R.E., y Davies, G. (1986). "Accelerated method for testing the potential reactivity of siliceous aggregates," *Cement and Concrete Research*, V. 16, No. 2, Mar., pp. 181-189.
- OCDE (1995). "Seguimiento del estado de las carreteras para la gestión de su conservación", Organización de Cooperación y Desarrollo Económico, Tomo 1 Manual, Organización de Cooperación y Desarrollo Económico, Madrid España,
- Ohga H., et al. (1988). "Prediction evaluation of the depth of carbonation of concrete by accelerated test", *Proceeding of the Japan Society of Civil Engineering*. No. 390/V8 pp. 225 - 233 Japan.
- Olague C. y Castro P. (1998a). "Evaluación de pavimentos de concreto hidráulico en base a criterios de durabilidad" 1er Foro Interamericano para la promoción y desarrollo de los Pavimentos de Concreto Hidráulico. IMCYC. México D.F.
- Olague C. y Castro P. (1998b). "Criterios de Durabilidad en pavimentos de concreto hidráulico", Año 8, No. 43, Mayo, *Revista del Colegio de Ingenieros Civiles del Estado de Chihuahua*. México.
- Olague C. y Castro P. (1998c). "Metodología para evaluación de pavimentos de concreto hidráulico considerando criterios de durabilidad", *Resúmenes: International Materials Research Congress*, Cancún Qro. México.
- Olague C. y Castro P. (1998d). "Evaluación de pavimentos de concreto hidráulico en base a criterios de durabilidad". VIII Encuentro de Investigadores del Estado de Chihuahua, Diciembre, México.
- Olague C. y Castro P. (1998e). "Evaluación de pavimentos de concreto hidráulico; una metodología original basada en criterios de durabilidad". *Revista Construcción y Tecnología*, IMCYC, Vol. XI, No. 126, ISSN 0187-7895. pp. 9. Noviembre, México.
- Olague C. y Castro P. (1999). "Resultados de aplicación de una metodología para evaluar pavimentos de concreto hidráulico con criterios de durabilidad". *Inspección Preliminar. V Congreso Iberoamericano de Patología de las Construcciones*. Montevideo Uruguay.
- Olague C., Almaral J., y Castro P. (1998). "Metodología para caracterización química y física de agregados utilizados en pavimentos rígidos". VIII Encuentro de Investigadores del Estado de Chihuahua, Diciembre, Chihuahua México
- Olague C., Bojorquez R., y Castro P. (2001a). "Aplicación de sistemas de información geográfica a la evaluación de pavimentos de concreto". *International Congress Colloquia 2001*. Madrid, España.
- Olague C., Bojorquez R., y Castro P. (2001b) "Application of a methodology for evaluating concrete pavements with durability criteria. *International Congress of International Road Federation*. París France.
- Olague C., Castro P., y Bojorquez R. (2000). "Aplicación de sistemas de información geográfica a la evaluación de vialidades urbanas de concreto". 2º. *Congreso Interamericano de Pavimentos de Concreto*". Cartagena de Indias, Colombia.
- Olague C., Castro P., y Caballero E. (1998). "Evaluación de bancos de materiales para determinar la existencia de compuestos que puedan generar una reacción álcali agregado en pavimentos de concreto hidráulico en el estado de Chihuahua". VIII Encuentro de Investigadores del Estado de Chihuahua, Diciembre México.
- Olague C., Castro P., y López W. (2000). "Caracterización, de la reactividad potencial de agregados en Chihuahua, México". *Memoria XX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*. Oaxaca Mex.
- Olague C., Castro P., y López W. (2001c). "Alkali silica reactive of aggregates in the state of Chihuahua, México". *International Congress of International Road Federation*. París France.
- Olague C., López W., y Castro P. (1999a). "Caracterización de la reactividad potencial de agregados para uso en pavimentos rígidos de la ciudad de Chihuahua en México". V *Congreso Iberoamericano de Patología de las Construcciones*. Montevideo Uruguay.

- Olague C., López W., y Castro P. (1999b). "Reactividad potencial de los agregados para uso en pavimentos rígidos, con la norma ASTM C289". Congreso de la Sociedad Mexicana de Electroquímica, Yucatán México.
- Older, C. (1924). "Highway research in Illinois transactions", ASCE, Vol 87, pp1180-1222, USA.
- O'Reilly V. (1990). "Método para dosificar mezclas de hormigón", Editorial Científico-Técnico. Cuba.
- O'Reilly V. (1996). "Porosidad, permeabilidad y durabilidad del concreto", Curso internacional durabilidad, patología y reparación de las estructuras de concreto. IMCYC México D.F.
- Ortiz O. (1997). "Consideraciones generales sobre procedimientos constructivos. Experiencias y tendencias". Ponencia presentada en Mesa redonda sobre el estado del arte de los pavimentos rígidos en México. México.
- Osborne G.J., Hardcastle J.L. (1997). "Changes in properties of Portland cement and their effects on concrete durability". International conference on durability on concrete. Fourth CANMET/ACI Vol. II 1416p. Sydney Australia.
- Oyama T. (1988). "Petrographic examination of alkali reactive aggregates" Central Res. Inst of Electric Power Industri, Abiko Res. Lab Denyoku Chuo Kenkyujo Abiko Kenkyujo Hokoku, NO.U87047, Page 22P.
- Padilla E. (1998). "La práctica de las carreteras de concreto en México". I Congreso Interamericano de Pavimentos Rígidos. México.
- Palmer D. (1981). "Alkali-aggregate reaction in Great Britain- The present position" Concrete Londres, Inglaterra.
- Paterson, W. (1987). "Road deterioration and maintenance effects: models for planning and management. Highway design and maintenance standards series". World Bank Transportation Department, Washington D.C. USA.
- Pepper L., y Mather B. (1959). "Effectiveness of mineral admixtures in preventing excessive expansion of concrete due to alkali-aggregate reaction", Proceedings, ASTM, V. 59, pp. 1178-1202.
- Pereira L. (1995). "Durabilidad del concreto, consideraciones sobre métodos de diseño". Tercer Congreso Iberoamericano de patología de la construcción. Habana Cuba.
- Perez S.H. (1998). "GIS modelo para armar" CADXPRESS. No. 17 pp. 42-47. México.
- Pickett G. (1947). "Effect of gypsum content and other factors on shrinkage of concrete prisms", J. Amer. Concr. Inst. 44.
- Pickett G., Raville M. E., Janes W.C., McCormick F.J. (1951). "Deflection, moments and reactive pressures for concrete pavements", Bulletin No. 65, Engineering Experiment Station, Kansas State, College, USA.
- Pigeon M. (1989). "La durabilité au gel du béton", Materials and Structures, 22, num. 127, pp. 3-14.
- Ping X., Beaudon J.J. y Brosseau R. (1991) "Flat aggregate portland cement paste interface. II transition zone formation", Cement and Concrete Research, Vol. 21, pp. 718-726.
- Portland Cement Association (1951), "Concrete pavement design", EUA.
- Portland Cement Association (1966), "Thickness design for concrete pavements", EUA.
- Powers T.C., and Steinour, H.H. (1955). "An interpretation of some published research on the alkali-aggregate reaction part. 2-A, hypothesis concerning safe and unsafe reactions with reactive silica in concrete" Journal of the American Concrete Institute ACI Journal Vol. 26, Proceedings V. 51, No. 6, feb., pp.785-811. Discussion supplement 812-1 a 812-20 PCA Res. Dept. Bull 55. USA.
- Powers T.C., y Steinour, H.H. (1955). "An interpretation of some published research on the alkali-aggregate reaction part. 1, the chemical reactions and mechanism of expansion," Journal of the American Concrete Institute ACI Journal Vol. 26, Proceedings V. 51, No. 6, feb., pp.497-516 PCA Res. Dept. Bull 55. USA.

- Prior M.E. (1966). "Abrasión resistense", ASTM SP. Tech. Publ. Núm. 169A, pp. 246-260.
- Reyes M. Y Quezada J. (1998). "Recomendaciones teóricas y prácticas para la elaboración de laminas delgadas". Laboratorio de Geología, sección de petrografía UACH, México.
- Rico A. y Del Castillo H. (1982). "La Ingeniería de suelos en las vías terrestres" Limusa, México.
- RILEM (1988). " RILEM CPC-18 Measurement of hardened concrete carbonation depth", Materials and Structures, Vol. 21, No. 126.
- RILEM Technical committee AAC (1992). "Guide for use of admixtures in concrete" Materials and structures research and testings". Vol. 25 No. 145 Jan/Feb. Paris, Fr.
- Rivera, R. (1993a). "Baja durabilidad del concreto estructural por corrosión del acero", Memoria del Seminario Internacional sobre Tecnología del Concreto: Durabilidad. Monterrey México.
- Rivera, R. (1993b). "Función de los aditivos en la durabilidad del concreto", Memoria del Seminario Internacional sobre Tecnología del Concreto: Durabilidad. Monterrey México.
- Rogers C.A. (1999). "Multi-laboratory study of the accelerated mortar bar test (ASTM C1260) for alkali-silica reaction" Soils and Aggregates Section, Engineering Materials Office, Ministry of Transportation, Cowansview, ON, Can Cement Concrete Aggregates. USA.
- Roy D.M. (1993). "Concrete microstructure", SHRP C340, pp.18, SHRP, Washington D.C. USA.
- Saetta A., Scherefleer B. y Vitaliani R. (1992). "The carbonation of concrete and the mechanism of moisture, heat and carbon dioxide flow through porous material". Cement and Concrete Research, Vol. 23 pp. 761-772, USA.
- Scanlon J. (1993). "Innovations in concrete technology". Memoria del Seminario Internacional sobre Tecnología del Concreto: Durabilidad. Monterrey México.
- Schliessler, A., Bull, A. (1992). "Caminos: un nuevo enfoque para la gestión y conservación de redes viales", CEPAL, Santiago, Chile,
- Schweizer (1989). "Nom SIA 162/1, test no. 5; "water conductivity", EMPA.
- Scorza R. (1997). "Experiencias en las carreteras y vialidades recientemente construidas en México con concreto hidráulico". I Congreso Internacional de Vías Terrestres, Chihuahua, México.
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes (1984). "Normas para muestreo y pruebas de materiales, equipos y sistemas", libro 6 parte 6.01.03 pavimentos carreteras y aeropistas Tomo I México.
- Secretaría de Desarrollo Social (1997). "Programa de asistencia técnica en transporte urbano para las ciudades medias mexicanas", Elaboración del Inventario del Estado Funcional de Pavimentos, Manual Normativo, Tomo VI, México.
- Secretaría de Desarrollo Social (1994). "Programa de asistencia técnica en transporte urbano para las ciudades medias mexicanas; conceptos y lineamientos para la planeación del transporte urbano". SEDESOL Manual Normativo, tomo II México.
- Secretaría de Desarrollo Social (1994). "Programa de asistencia técnica en transporte urbano para las ciudades medias mexicanas; elaboración del inventario del estado funcional de pavimentos". SEDESOL Manual Normativo, tomo VI México.
- Shahin M.Y. (1994). " Pavement management for airport, roads and parking lots" Chapman & Hall New York USA.
- Shayan, A. (1996). "Alkali-aggregate reaction in concrete", in Proceedings of the 10<sup>th</sup> International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Melbourne, Australia.
- Simkowitz H. (1990). "Using geographic information system technology to enhance the pavement management process" Transportation Research Record 1261, USA.
- Stanton, T. E., (1940). "Expansion of concrete through reaction between cement and aggregate", proceedings, ASCE, V.66, Dec., pp. 1781-1812.

- Stark D. (1976). "Characteristics and utilization of coarse aggregates associated with D-cracking", ASTM Sp. Tech Publ. Núm. 597, pp. 45-48.
- Stark J. et al. (1997). "The effect of draining formwork materials on the durability of concrete" Fourth CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete, Vol. II SP 170 Sydney, Australia. 1029-1048.
- Stark, D. (1994). "Alkali silica reactions in concrete", in: P.Klieger, J.F. Lamond (Eds.), Significance of Tests and Properties of Concrete and Concrete-Making Materials, ASTM STP 169C, ASTM, Philadelphia, PA pp. 365-371.
- Stark, D. Bruce M. Okamoto P, (1993). "Eliminating or minimizing alkali-silica reactivity" SHRP-C-343, Strategic Highway Research Program, Washington D.C.p 12.
- Stark, D. y Bhatti, Muhammed S.Y. (1986). "Alkali-silica reactivity: effect of alkali in aggregate on expansion," Alkalies in concrete, STP-930, ASTM, Philadelphia, pp. 16-30.
- Stark, David, (1978). "Alkali-silica reactivity in the rocky mountain region," Proceedings, 4<sup>th</sup> International conference on effects of Alkalies in Cement and concrete; Purdue University, pp. 235-243.
- Strategic Highway Research Program. National Research Council, SHRP (1993). "Distress identification manual for the long-term pavement performance project". SHRP-P-338 Washington D.C.
- Strategic Highway Research Program. SHRP C-202 (1989). "Fifth Quarterly Report" Oct. 31. Strategic Highway Research Program, Washington D.C. USA.
- Strategic Highway Research Program. SHRP C-202 (1989). "Fourth Quarterly Report" Jul. 13. Strategic Highway Research Program, Washington D.C. USA.
- Swenson E.G. y Gillott J.E. (1967). "Alkali reactivity of dolomitic limestone aggregate", Magazine Concrete Research 19 núm. 59 pp. 95-104.
- Transportation Research Board (1958). "Chemical reaction of aggregates in concrete ", Special Report No. 31, Highway (Transportation) Research Board, pp. 1-12.
- Troconis O. et al. (1998). "Manual de inspección y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado", Red Durar del CYTED DURAR Red Temática XY.B. Durabilidad de la Armadura, pp 42-44.
- U.S. Army Corps of Engineers (1994). "Standard practice for concrete for civil works structures", Engineer Manual 1110-2-2000, including Change 1, 31 Washington CD, 20314-1000.
- UNE (1994). "UNE-112-011-94, Determinación de la profundidad de carbonatación en concretos endurecidos y puestos en servicio", Norma Española.
- USDOT-13TS. (2000) "Geographic Information Services" <http://www.bts.gov/gis/>.
- Vaij G. (1982). "Soluble silicates". Vol. 1: Chemistry. New York, Reinhold Publishing Corp. USA.
- Valdivia V. (1999). "Análisis de la eficiencia de las juntas en los pavimentos de concreto hidráulico considerando criterios de durabilidad" Tesis de grado de maestría, Universidad Autónoma de Chihuahua, Chihuahua México.
- Verein Deutscher Zement Werke (1973). "Vorbeugende massnahmen gegen alkaireaction im beton" Schriftenreihe der Zementindustrie, v. 40. 101 pp.
- Vidal M. (1998). "Modelos de deterioro incrementales de segunda fase para pavimentos de hormigón" Tesis de magíster, Escuela de Ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Santiago de Chile.
- Viescas J. (1997). "URNG Microsoft access 9T" Microsoft Press Mc. Graw Hill. España.
- Wade M.J. et al. (1995). "Performance of concrete pavements", Vol.I al III Report No. FFWA-RD-94-177, U.S. Department of Transportation and Federal Highway Administration. ERES Consultants Inc. Champaign Illinois, USA.
- Walker S. Bloem D.L: y Mullen W.G. (1952). "Effects of temperature changes on concrete as influenced by aggregates", Journal American Concrete Institute 48 pp 661-679.

- Walker, H.N. (1978). "*Chemical reactions of carbonate aggregates in cement paste*". ASTM STP 169 B, Chapter 41. American Society for Testing and Materials. Philadelphia, Pa.
- Westergaard, H. M. (1926 a). "*Analysis of stresses in concrete pavement due to variations of temperature*", Proceedings, Highway Research Board, vol. 6, pp 201-215, USA .
- Westergaard, H. M. (1926 b). "*Stresses in concrete pavements computed by theoretical analysis*" Public Roads, vol. 7, pp. 25-35, USA .
- Westergaard, H. M. (1927). "*Theory of concrete pavement design*", Proceedings, Highway Research Board, Part I pp. 175-181 USA.
- Westergaard, H. M. (1933). "*Analytical tools for judging results of structural test of concrete pavements*" Public Roads, Vol. 14, No. 10, pp. 185-188 USA.
- Westergaard, H. M. (1939). "*Stress in concrete runway of airports*" Proceedings of Highway Research Board, vol. 19, pp. 197-202, USA .
- Westergaard, H. M. (1943). "*Stress concentrations in plates loaded over small areas*", Transactions ASCE, vol. 108, pp831-856, USA .
- Westergaard, H. M. (1948). "*New formulas for stresses in concrete pavements of airfields*", Transactions ASCE, Vol. 113, pp. 425-444. USA.
- Wojakowski J. Hossain M. (1997). "*Effect of aggregate contamination on concrete pavement durability*". Transportation Research Record USA.
- Wolf P.R. y Brinker R.C. (1997). "*Topografía*" Alfa omega, México.
- Woods, H. (1968). "*Durability of concrete construction*", Monograph No. 4, American Concrete Institute/ Iowa State University Press, Detroit, 187 pp.
- Wuerpel C.E. (1994). "*Aggregates for concrete*", National Sand and Gravel Association, Washington.
- Yamamoto T. y Kanazu T. (2000). "*Relation between pozzolanic reactivity of fly ash and its effect in controlling alkali-silica reaction*" Central Research Institute of Electric Power Industry Japan. American Concrete Institute SP-192 (Durability of Concrete, Vol. 2) USA.
- Zaitsev Y. (1980) "*7<sup>th</sup> International Congress on the chemistry of cement*". Vol. III pp 1-176. Paris France.
- Zhang R.H. y Nakazawa Imai F. (1997). "*Estimation of depth of concrete carbonation*" Fourth CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete, Vol. I SP 170 Sydney, Australia. 633 - 648.
- Zoldners N.G. (1960). "*Effect of high temperatures on concretes incorporating different aggregates*", Mines Brach research report R-64, Department of mines and technical surveys, Ottawa.