

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**



**CONCRETO COMPACTADO CON PAVIMENTADORA COMO  
ALTERNATIVA DE PAVIMENTACIÓN PARA LA RED VIAL DE  
EL SALVADOR**

PRESENTADO POR:

**RAMÓN FRITZ ALVARADO GLOWER  
GILMA ESTELA DÍAZ LARREYNAGA  
CARLOS GUILLERMO SOMOZA ALVARENGA**

PARA OPTAR AL TÍTULO DE:  
**INGENIERO CIVIL**

CIUDAD UNIVERSITARIA, FEBRERO DE 2004

## **UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**

RECTORA :  
Dra. María Isabel Rodríguez

SECRETARIA GENERAL :  
Licda. Lidia Margarita Muñoz Vela

## **FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA**

DECANO :  
Ing. Mario Roberto Nieto Lovo

SECRETARIO :  
Ing. Oscar Eduardo Marroquín Hernández

## **ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

DIRECTOR :  
Ing. Luis Rodolfo Nosiglia Durán

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

Trabajo de graduación previo a la opción al Grado de:  
**INGENIERO CIVIL**

Titulo :  
**CONCRETO COMPACTADO CON PAVIMENTADORA COMO  
ALTERNATIVA DE PAVIMENTACIÓN PARA LA RED VIAL DE  
EL SALVADOR**

Presentado por :  
**RAMÓN FRITZ ALVARADO GLOWER  
GILMA ESTELA DÍAZ LARREYNAGA  
CARLOS GUILLERMO SOMOZA ALVARENGA**

Trabajo de Graduación aprobado por:

Docente Director :  
**ING. EDGAR ALFREDO GAVIDIA PAREDES**

Docentes Directores Externos :  
**ING. CARLOS ANTONIO QUINTANILLA RODRÍGUEZ  
ING. JOSÉ TULIO PINEDA MARTÍNEZ**

San Salvador, Febrero de 2004.

Trabajo de Graduación aprobado por:

Docente Director :

**ING. EDGAR ALFREDO GAVIDIA PAREDES**

Docentes Directores Externos :

**ING. CARLOS ANTONIO QUINTANILLA RODRÍGUEZ**

**ING. JOSÉ TULIO PINEDA MARTÍNEZ**

## **AGRADECIMIENTOS**

A **DIOS**, por todas las bendiciones recibidas de su bondad al haber iluminado nuestros caminos para el logro de nuestras metas a lo largo de nuestras vidas; a la Universidad de El Salvador por habernos moldeado y dado la oportunidad de crecer intelectualmente y a la vez forjados como personas de bien.

A las empresas e instituciones que nos colaboraron desinteresadamente durante el desarrollo de nuestro trabajo de graduación, con información actualizada, asesoría técnica, instalaciones y equipo de laboratorio. De manera muy especial, agradecemos a las siguientes instituciones que en su debido momento nos brindaron su valiosa colaboración:

- Universidad de El Salvador (UES).
- Instituto Salvadoreño del Cemento y el Concreto (ISCYC).
- Consultora Técnica S.A. de C.V. (CONTECSA).
- Concretera Mixto-Listo.
- Cementos de El Salvador (CESSA).
- Concretera Salvadoreña.

A los diferentes profesionales de las instituciones y empresas, que con su valiosa colaboración enriquecieron este trabajo brindándonos su apoyo para la elaboración de este trabajo de graduación, especialmente a:

- Ing. Edgar Alfredo Gavidia Paredes.
- Ing. José Tulio Pineda Martínez.
- Ing. Carlos Antonio Quintanilla Rodríguez.
- Ing. Josué González.
- Ing. Mario Roberto Nieto Lovo.
- Ing. Luis Rodolfo Nosiglia Durán.
- Ing. José Ranulfo Cárcamo y Cárcamo.
- Ing. José Miguel Landaverde.
- Ing. Rafael Alejandro González Magaña.
- Ing. Ricardo Burgos Oviedo.
- Ing. Germán Castillo.
- Ing. Manuel Edgardo Retana
- Ing. Bladimir Berrios.
- Ing. Boris González.
- Ing. Guillermo Flores.
- Ing. Susan Campos de Orellana.

Además, queremos agradecer por la colaboración incondicional que nos brindaron algunas personas que de una u otra manera nos ayudaron durante el proceso de este trabajo.

- Sra. Maritza de Avilés (ISCYC).
- Tec. Julio Hernández. (ISCYC).
- Tec. Oscar Albanez (ISCYC).
- Tec. Manuel Emiliano Espinoza(UES).
- Tec. Carlos Edgardo Morataya (UES).
- Prof. Ramón Evelio López (UES)
- Srita. Margarita Campos (UES).

En general a todas las personas que contribuyeron de forma directa o indirecta a la realización del presente trabajo de graduación.

## **AL ING. EDGAR ALFREDO GAVIDIA PAREDES**

De manera especial, por el tiempo, apoyo y orientación brindada a lo largo de este trabajo, nos ha mostrado lo que significa esfuerzo, perseverancia y amistad. Gracias por habernos mostrado lo que es un verdadero maestro, además de habernos guiado por el camino correcto para poder finalizar con bien este trabajo.

## **AL ING. JOSÉ TULIO PINEDA MARTÍNEZ**

Por sus valiosos conocimientos y experiencia que han llevado a la culminación con éxito de este trabajo de graduación, por sus consejos atinados y alegría mostrada. Gracias especialmente por su paciencia y tiempo brindados impulsándonos para la realización y feliz término de nuestros objetivos.

## **AL ING. CARLOS ANTONIO QUINTANILLA RODRÍGUEZ**

Por ser el impulsor de esta investigación, brindándonos la guía y conocimientos, abriéndonos las puertas del Instituto Salvadoreño del Cemento y del Concreto (ISCYC), depositando en nosotros su confianza para la elaboración de este trabajo. Gracias por compartir su tiempo y conocimientos los cuales han resultado invaluable para la culminación y desarrollo de este trabajo.

Sin la valiosa colaboración de ustedes no habría sido posible la culminación de este Trabajo de Graduación. Gracias Totales.

**EL GRUPO.**

## **DEDICATORIA**

**A DIOS:** Por haberme dado la vida, y haberme iluminado en todo momento de mi vida.

**A MIS PADRES:** Ramón Esteban y Ana María, por su apoyo, sus consejos, su cariño, su sacrificio, su amor y especialmente por estar ahí en los momentos mas difíciles y darme ánimos para continuar. Gracias por todo, los amo.

**A MI HERMANA:** Carmen, por quererme tanto y darme siempre ánimos para llegar hasta aquí.

**A MIS ABUELOS:** Felipe Alvarado, Carmen de Alvarado, Juan Glower (Q.D.D.G.) y Matilde de Glower, por brindarme todo su apoyo y cariño.

**A MI FAMILIA:** Que siempre me impulsaron y me dieron el apoyo para conseguir este logro.

**A MIS AMIGOS GILMA Y CARLITOS:** Por todos los momentos agradables y desagradables que pasamos en el transcurso de este trabajo. Realmente fue una experiencia inolvidable.

**A MIS AMIGOS:** A los que de una u otra forma me ayudaron en la culminación de mi carrera y que además me brindaron su apoyo y consejos en los momentos adecuados.

**RAMÓN ALVARADO.**

## **DEDICATORIA**

**A DIOS TODO PODEROSO:** por darme la vida y la sabiduría para culminar una de mis metas. Gracias señor por que nunca me has desamparado, has estado conmigo en los momentos más difíciles de mi existencia, nada es imposible para ti, gracias señor por tu amor.

**A MIS PADRES:** Lucia Larreynaga y Fidel Díaz, por haberme inculcado desde niña buenos principios y el deseo de superación, por brindarme amor y su apoyo incondicional para poder culminar mi carrera, a ti madre te dedico mi esfuerzo gracias por haber confiado en mi. Los amo mucho.

**A MIS HERMANOS:** Emerita, Julio, René y Crista por darme ánimos de seguir adelante cuando más lo necesitaba y por el apoyo que me brindaron a cada momento.

**A MIS SOBRINOS:** Raquelita, Renesito y Jorgito, como una muestra de mi amor y cariño a cada uno de ellos por brindarme momentos de alegría.

**A MIS ABUELAS:** Concepción Bonilla (Q.D.D.G.) y Dominga Orellana (Q.D.D.G.). Por su amor y sabios consejos que me han ayudado mucho a lo largo de mi vida.

**A MIS AMIGOS:** A todas aquellas personas que de una u otra manera me apoyaron y contribuyeron de manera desinteresada, ayudándome a la obtención de este triunfo.

**A MI FAMILIA:** Por el apoyo y motivación que me han dado, ya que cada uno de ellos me ha brindado en más de algún momento su ayuda y colaboración, por lo tanto mil gracias.

**A MIS AMIGOS:** Carlitos y Fritz, por la amistad que logramos obtener, por la comprensión y apoyo que me brindaron durante los momentos críticos del desarrollo de nuestra investigación, así también por los momentos divertidos que pasamos juntos.

**GILMA DIAZ**

## **DEDICATORIA**

**A DIOS:** por darme la vida, sabiduría y la entereza necesaria para culminar una de mis metas. Gracias Señor por estar siempre cuando te he necesitado y haberme iluminado.

**A MIS PADRES:** Rosa Isabel y Efraín, por todo su amor, sacrificio y apoyo incondicional para poder culminar mi carrera, infinitas gracias, los amo.

**A MIS HERMANOS:** por el apoyo brindado, ustedes han sido uno de mis incentivos para llegar a la meta.

**A MIS ABUELOS:** María Isabel, María Teresa, Mauricio Alvarenga (Q.D.D.G.) y Lino Somoza (Q.D.D.G) por su amor y sabios consejos que han sido de mucho beneficio a lo largo de mi vida.

**A MI FAMILIA:** por su valiosa ayuda y colaboración en todo momento.

**A MIS AMIGOS GILMA Y FRITZ:** por su amistad y entrega en la elaboración de este trabajo, y compartir un momento muy especial en nuestras vidas.

**A MIS AMIGOS:** Que en todo momento me apoyaron y animaron a seguir adelante tendiéndome su mano, especialmente a Bladimir Berrios, Manuel Artero, Alexander Durán, Roberto Rodas y Omar Rivera por estar siempre ahí cuando se les necesitan, gracias por su ayuda y apoyo.

**CARLOS SOMOZA**

## RESUMEN

El Concreto Compactado con Pavimentadora (CCP), es un concreto con contenido de agua bajo que exige para su colocación una energía de compactación alta similar a la que dan los equipos de rodillos lisos sin vibración, además de ser una excelente alternativa de pavimentación en el país por el hecho de que esta técnica de pavimentación pretende eliminar las desventajas que tradicionalmente le otorgamos a los pavimentos de concreto convencional, las cuales son la apertura inmediata al tráfico y el costo de construcción, ya que las mezclas de CCP pueden abrirse inmediatamente al tráfico y el costo por m<sup>3</sup> de concreto es menor, por poseer una cantidad considerablemente menor de cemento y con resistencias mucho mayores que el concreto convencional.

El presente trabajo de investigación está desarrollado en 5 capítulos, el primero de ellos trata de las generalidades del trabajo de investigación en el cual se plantean los objetivos, alcances, limitaciones y la justificación por la cual se lleva a cabo esta investigación.

El segundo capítulo nos da un recorrido por la historia de los pavimentos en el país y como ha evolucionado hasta nuestros días, además se desarrolla un marco teórico conceptual, empezando por las características del concreto y los componentes de este, como lo son el cemento, agregado grueso, agregado fino, agua y aditivos utilizados para mejorar las propiedades del concreto. Luego se explica todo lo referente a CCP y sus características, además se desarrolla

el diseño estructural de pavimentos de este tipo para finalizar con el proceso constructivo que se lleva para ejecutar este tipo de pavimento.

El tercer capítulo muestra los resultados obtenidos en las diferentes pruebas realizadas, siguiendo las normas ASTM Y AASHTO, a los diferentes componentes del concreto, para poder tener buenos insumos para poder desarrollar un diseño de mezcla según lo expone el comité ACI 325.10R. Además se exponen los resultados obtenidos en las pruebas desarrolladas al concreto endurecido como lo son la resistencia a la compresión, resistencia a la flexión, módulos de elasticidad estáticos y dinámicos y coeficientes de Poisson estáticos y dinámicos.

En el cuarto capítulo se realiza el análisis de resultados obtenidos no solo en el concreto endurecido sino a los agregados y algunas que se le desarrollaron al concreto en estado fresco, como lo son la temperatura y el peso volumétrico. En este análisis se toman en cuenta además de las descritas anteriormente, otras como lo son la relación agua/cemento, % de cemento, pesos volumétricos y velocidad de pulso.

Se finaliza con el quinto capítulo en donde se exponen las conclusiones y recomendaciones obtenidas a través del trabajo de investigación desarrollado.

# ÍNDICE GENERAL

<b>CAPÍTULO I: GENERALIDADES</b>	<b>1</b>
1.1 Introducción	1
1.2 Antecedentes	3
1.3 Planteamiento del problema	10
1.4 Objetivos	12
1.5 Alcances	13
1.6 Limitaciones	14
1.7 Justificación	15
<b>CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO</b>	<b>17</b>
2.1 Historia de la red vial de El Salvador	17
2.1.1 Aplicación de pavimentos de concreto en nuestro país	19
2.2 Generalidades sobre pavimentos	25
2.2.1 Definición de pavimentos	26
2.2.2 Estructura de los pavimentos	27
2.2.3 Clasificación de los pavimentos según el material de la capa de rodadura	31
2.2.4 Tipos de pavimentos	32
2.2.5 Generalidades referente a los tipos de pavimentos y proceso constructivo	35
2.3 El concreto en pavimentos	39
2.4 Componentes del concreto	41
2.4.1 Cemento	41
2.4.1.1 Composición química del cemento	42
2.4.1.2 Tipos de cemento Pórtland	45
2.4.1.3 Propiedades del cemento Pórtland	47

2.4.2	Agregados	49
2.4.2.1	Clasificación general de los agregados	49
2.4.2.2	Características de los agregados	53
2.4.2.3	Sustancias deletéreas en los agregados	59
2.4.2.4	Manejo y almacenamiento de los agregados	60
2.4.3	Agua	62
2.4.4	Aditivos para concreto	63
2.5	Concreto compactado con pavimentadora (CCP)	65
2.5.1	Generalidades	65
2.5.2	Concepto	68
2.5.3	Características	69
2.5.4	Ventajas y limitaciones	75
2.5.5	Propiedades del CCP en estado endurecido	78
2.5.5.1	Resistencia a la compresión	79
2.5.5.2	Propiedades elásticas	79
2.5.5.3	Módulo de rotura	80
2.5.5.4	Resistencia a la fatiga	81
2.5.5.5	Retracción	82
2.5.5.6	Fuerza de adherencia	84
2.5.5.7	Durabilidad	84
2.5.6	Diseño de mezclas	85
2.5.7	Diseño estructural de pavimentos de concreto compactado con pavimentadora	99
2.5.7.1	Propiedades del CCP	99
2.5.7.1.1	Módulo de rotura a flexión	100
2.5.7.1.2	Comportamiento a fatiga	101
2.5.7.1.3	Módulo de elasticidad	103
2.5.7.2	Procedimiento para el diseño de espesor	104
2.5.7.2.1	Valor soporte de la subrasante	105

2.5.7.2.2	Cargas vehiculares	108
2.5.7.2.3	Estimación del módulo de rotura a flexión para edades mayores a 28 días	110
2.5.7.2.4	Tensión admisible del pavimento	111
2.5.7.2.5	Gráfico para la determinación de los espesores del pavimento	112
2.5.7.4.6	Procedimiento de diseño para tráfico mixto	114
2.5.8	Proceso constructivo	115
2.5.8.1	Preparación de la subrasante y de la base	116
2.5.8.2	Dosificación, mezclado y transporte	117
2.5.8.3	Distribución, conformación y compactación	123
2.5.8.4	Juntas	129
2.5.8.4.1	Generalidades	129
2.5.8.4.2	Clasificación	130
2.5.8.5	Curado y protección del concreto	137
2.5.8.6	Control de calidad	142

## **CAPÍTULO III: DISEÑO DE MEZCLA** **144**

3.1	Introducción	144
3.2	Pruebas a los agregados	146
3.2.1	Análisis granulométrico de agregados finos y gruesos (ASTM C-136)	146
3.2.1.1	Generalidades	146
3.2.1.2	Resumen del método	146
3.2.1.3	Procedimiento	147
3.2.1.4	Cálculos	149
3.2.1.5	Resultados	151

3.2.2	Peso específico y absorción de agregados finos y gruesos (ASTM C-128, ASTM C-127)	158
3.2.2.1	Generalidades	158
3.2.2.2	Resumen del método	158
3.2.2.3	Procedimiento	159
3.2.2.4	Cálculos	164
3.2.2.5	Resultados	166
3.2.3	Peso volumétrico de agregados (ASTM C-29)	167
3.2.3.1	Generalidades	167
3.2.3.2	Resumen del método	167
3.2.3.3	Procedimiento	168
3.2.3.4	Cálculos	169
3.2.3.5	Resultados	171
3.2.4	Resistencia al desgaste del agregado grueso por abrasión e impacto en la maquina de Los Ángeles (ASTM C-131)	173
3.2.4.1	Generalidades	173
3.2.4.2	Resumen del método	174
3.2.4.3	Procedimiento	174
3.2.4.4	Cálculos	177
3.2.4.5	Resultados	178
3.2.5	Sanidad de agregados mediante el uso de sulfato de sodio (ASTM C-88)	179
3.2.5.1	Generalidades	179
3.2.5.2	Resumen del método	179
3.2.5.3	Procedimiento	180
3.2.5.4	Cálculos	185
3.2.5.5	Resultados	186

3.2.6	Impurezas orgánicas en agregados finos para concreto (ASTM C-40)	188
3.2.6.1	Generalidades	188
3.2.6.2	Resumen del método	188
3.2.6.3	Procedimiento	189
3.2.7	Grumos de arcillas y partículas desmenuzables en los agregados (ASTM C-142)	191
3.2.7.1	Generalidades	191
3.2.7.2	Procedimiento	191
3.2.7.3	Cálculos	193
3.2.7.4	Resultados	194
3.3	Combinación granulométrica óptima	195
3.3.1	Método de la fórmula básica o de tanteos sucesivos combinando dos materiales	195
3.4	Relación densidad-humedad	199
3.4.1	Prueba Proctor modificada (ASTM D-1557, AASHTO T-180)	199
3.4.1.1	Generalidades	199
3.4.1.2	Procedimiento	200
3.4.1.3	Cálculos	204
3.4.1.4	Resultados	206
3.5	Elaboración de especímenes	213
3.5.1	Proporcionamiento de mezcla	213
3.5.2	Moldeo de cilindros utilizando martillo vibrocompactador (ASTM C-1435)	227
3.5.2.1	Resumen de la práctica	227
3.5.2.2	Significado y uso	227
3.5.2.3	Equipo	228
3.5.2.4	Procedimiento	228

3.5.3	Moldeo de viguetas utilizando martillo vibrocompactador	231
3.6	Pruebas al concreto endurecido	234
3.6.1	Resistencia a compresión de cilindros moldeados de concreto (ASTM C-39)	234
3.6.1.1	Generalidades	234
3.6.1.2	Resumen	235
3.6.1.3	Equipo	235
3.6.1.4	Procedimiento	235
3.6.1.5	Cálculo	237
3.6.1.6	Resultados	238
3.6.2	Resistencia a flexión del concreto, usando vigas libremente apoyadas con cargas concentradas en los tercios del claro (ASTM C-78)	248
3.6.2.1	Generalidades	248
3.6.2.2	Resumen	248
3.6.2.3	Equipo	249
3.6.2.4	Procedimiento de prueba	249
3.6.2.5	Medición de los especímenes después de probarlos	250
3.6.2.6	Cálculo	250
3.6.2.7	Resultados	252
3.6.3	Módulo de elasticidad estático y relación de Poisson, en compresión de especímenes cilíndricos de concreto (ASTM C-469)	262
3.6.3.1	Generalidades	262
3.6.3.2	Resumen	262
3.6.3.3	Equipo	263
3.6.3.4	Procedimiento	263

3.6.3.5	Cálculos	265
3.6.3.6	Resultados	267
3.6.4	Velocidad de pulso a través del concreto (ASTM C-597)	277
3.6.4.1	Generalidades	277
3.6.4.2	Resumen	279
3.6.4.3	Equipo	279
3.6.4.4	Procedimiento	280
3.6.4.5	Cálculos	281
3.6.4.6	Resultados	282

## **CAPÍTULO IV: ANÁLISIS DE RESULTADOS** **283**

4.1	Generalidades	283
4.2	Agregados	283
4.2.1	Agregado fino	283
4.2.2	Agregado grueso	287
4.3	Combinación granulométrica óptima	290
4.4	Relación densidad-humedad	291
4.5	Elaboración de especímenes	292
4.5.1	Proporcionamiento de mezcla	292
4.5.2	Moldeo de especímenes	293
4.6	Pruebas al concreto endurecido	295
4.6.1	Resistencia a la compresión	295
4.6.2	Resistencia a la flexión	298
4.6.3	Relación entre $f_c$ y MR	301
4.6.4	Relación entre $f_c$ con a/c y % de cemento	303
4.6.5	Relación entre MR con a/c y % de cemento	305
4.6.6	Módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson	307

4.6.7	Cuadro resumen	310
<b>CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>		<b>311</b>
5.1	Conclusiones	311
5.2	Recomendaciones	316
<b>BIBLIOGRAFÍA</b>		<b>319</b>
<b>ANEXOS</b>		

# ÍNDICE DE FIGURAS

## CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

Fig. 2.1	Sexta Av. Sur (Frente al Parque Libertad) en el año 1924 y recientemente en el 2002	21
Fig. 2.2	Calle al Volcán, construida en 1999	22
Fig. 2.3	Calle Santa Tecla-San Juan Los Planes, construida en 2001	23
Fig. 2.4	La reconstrucción de los 38.5 Kms. de la autopista San Salvador-Comalapa-Aeropuerto	23
Fig. 2.5	Sección transversal de una vía	30
Fig. 2.6	Esquema básico de la estructura de un pavimento flexible	33
Fig. 2.7	Esquema básico de la estructura de un pavimento rígido	34
Fig. 2.8	Clasificación de los agregados en función de su forma	52
Fig. 2.9	Condiciones de humedad en los agregados	59
Fig. 2.10	Presa construida con CCR en Nueva Zelanda	66
Fig. 2.11	Construcción de Pavimento de CCR	67
Fig. 2.12	Relación del CCR con otros materiales cementados	68
Fig. 2.13	Consistencia de la mezcla	70
Fig. 2.14	Ejemplo de correlación entre el Módulo de Rotura a 28 días y el ensayo de tracción indirecta a siete días	81
Fig. 2.15	Comportamiento del concreto compactado con rodillo ante la fatiga	82
Fig. 2.16	Influencia de la relación agua/cemento y el contenido de agregado en la contracción	83

Fig. 2.17	Relación entre la densidad y el contenido de humedad del CCP	86
Fig. 2.18	Relación entre la resistencia a la flexión y la densidad del CCP	87
Fig. 2.19	Curva típica del ensayo de compactación, para diferentes relaciones entre agregados	89
Fig. 2.20	Consistómetro VeBe, descrito en ACI 211.3	92
Fig. 2.21	Compactación de cilindros utilizando mesa vibratoria	94
Fig. 2.22	Compactación de viguetas utilizando el método Proctor	95
Fig. 2.23	Elaboración de cilindros utilizando el martillo compactador	98
Fig. 2.24	Relación entre tensiones, SR, en función del número de repeticiones de la carga N(15)	103
Fig. 2.25	Configuraciones de rueda	110
Fig. 2.26	Relación entre la resistencia a flexión y la edad del CCR	111
Fig. 2.27	Gráfico para determinar el espesor del pavimento de CCR	114
Fig. 2.28	Preparación de la superficie para colocación de CCP	117
Fig. 2.29	Planta portátil utilizada en el proyecto de reconstrucción de la carretera de San Martín a San Rafael Cedros	120
Fig. 2.30	Transporte y colocación del concreto	123
Fig. 2.31	Distribución del concreto	124
Fig. 2.32	Equipo utilizado para la distribución, conformación y compactación del pavimento	125
Fig. 2.33	Vista de espesor de pavimento	128
Fig. 2.34	Equipo de compactación rodillo liso sin vibración	129
Fig. 2.35	Elaboración de juntas	130

Fig. 2.36	Vista de Junta Transversal en el pavimento	131
Fig. 2.37	Vista de Junta longitudinal en el pavimento	132
Fig. 2.38	Vista y sellado de Junta fría	134
Fig. 2.39	Curado del concreto a través de un mezcla bituminosa	138
Fig. 2.40	Curado del concreto a través de una rociadora	139
Fig. 2.41	Apertura inmediata al tráfico	142
Fig. 2.42	Testigos del control de la calidad del concreto	142

### **CAPÍTULO III: DISEÑO DE MEZCLA**

Fig. 3.1	Sanidad de Agregados Finos y Gruesos	186
Fig. 3.2	Muestras para determinación de impurezas orgánicas en agregados finos	190
Fig. 3.3	Grumo de concreto, resultante de la elaboración de la prueba empírica manual para la determinación de la humedad óptima	201
Fig. 3.4	Compactación del material, mediante Proctor Mecánico (AASTHO T 180)	203
Fig. 3.5	Compactación de la segunda capa del cilindro	229
Fig. 3.6	Compactación de la tercera capa del cilindro utilizando el martillo vibrocompactador	230
Fig. 3.7	Extensión utilizada para la compactación de la última capa	231
Fig. 3.8	Compactación de viguetas y extensión utilizada para la compactación de la última capa	232
Fig. 3.9	Toma de temperatura de las mezclas elaboradas	233
Fig. 3.10	Desenmoldado y curado de especímenes	234
Fig. 3.11	Elaboración de prueba de compresión a cilindros	237
Fig. 3.12	Ruptura de vigas a flexión	250
Fig. 3.13	Obtención del módulo de elasticidad y módulo de Poisson a través del Extensómetro-Compresómetro.	265

Fig. 3.14	Obtención de Módulo de Elasticidad Dinámico a través de pulso ultrasónico	281
-----------	---	-----

#### **CAPÍTULO IV: ANÁLISIS DE RESULTADOS**

Fig. 4.1	Curva Granulométrica del Agregado Fino	284
Fig. 4.2	Curva Granulométrica del Agregado Grueso	288
Fig. 4.3	Curva Granulométrica de la combinación óptima de los agregados	290
Fig. 4.4	Resistencia a la compresión de especímenes, aplicando 10% de cemento en el diseño de la mezcla	395
Fig. 4.5	Resistencia a la compresión de especímenes, aplicando 12% de cemento en el diseño de la mezcla	295
Fig. 4.6	Resistencia a la compresión de especímenes, aplicando 14% de cemento en el diseño de la mezcla	296
Fig. 4.7	Resistencia a la compresión de especímenes, aplicando 16% de cemento en el diseño de la mezcla	296
Fig. 4.8	Resistencia a la compresión de especímenes, aplicando 18% de cemento en el diseño de la mezcla	296
Fig. 4.9	Relación entre los Pesos Volumétricos y $F'c$ a 28 días	297
Fig. 4.10	Relación entre los Pesos Volumétricos y $F'c$ a 28 días	297
Fig. 4.11	Resistencia a la flexión de especímenes, aplicando 10% de cemento en el diseño de la mezcla	298

Fig. 4.12	Resistencia a la flexión de especímenes, aplicando 12% de cemento en el diseño de la mezcla	298
Fig. 4.13	Resistencia a la flexión de especímenes, aplicando 14% de cemento en el diseño de la mezcla	299
Fig. 4.14	Resistencia a la flexión de especímenes, aplicando 16% de cemento en el diseño de la mezcla	299
Fig. 4.15	Resistencia a la flexión de especímenes, aplicando 18% de cemento en el diseño de la mezcla	299
Fig. 4.16	Relación entre los Pesos Volumétricos y el MR a 28 días	300
Fig. 4.17	Relación entre los Pesos Volumétricos y el MR a 28 días	300
Fig. 4.18	Relación entre MR y F'c, aplicando 10% de cemento en el diseño de la mezcla	301
Fig. 4.19	Relación entre MR y F'c, aplicando 12% de cemento en el diseño de la mezcla	301
Fig. 4.20	Relación entre MR y F'c, aplicando 14% de cemento en el diseño de la mezcla.	302
Fig. 4.21	Relación entre MR y F'c, aplicando 16% de cemento en el diseño de la mezcla	302
Fig. 4.22	Relación entre MR y F'c, aplicando 18% de cemento en el diseño de la mezcla	302
Fig. 4.23	Variación del F'c con respecto a la relación A/C	303
Fig. 4.24	Variación del F'c con respecto a los diferentes Porcentajes de Cemento.	303
Fig. 4.25	Variación del MR con respecto a la relación A/C	304
Fig. 4.26	Variación del MR con respecto a los diferentes Porcentajes de Cemento	304
Fig. 4.27	Variación del F'c con respecto a la relación A/C	305

Fig. 4.28	Variación del $F'c$ con respecto a los diferentes Porcentajes de Cemento	305
Fig. 4.29	Variación del MR con respecto a la relación A/C	306
Fig. 4.30	Variación del MR con respecto a los diferentes Porcentajes de Cemento	306
Fig. 4.31	Relación entre la velocidad de pulso y los Módulos de Elasticidad Dinámico y Estático a 28 días	308
Fig. 4.32	Relación entre Módulo de Elasticidad Estático y Resistencia a la Compresión a 28 días.	308
Fig. 4.33	Relación entre Módulo de Elasticidad Estático y Coeficiente de Poisson	308
Fig. 4.34	Relación entre la velocidad de pulso y los Módulos de Elasticidad Dinámico y Estático a 28 días	309
Fig. 4.35	Relación entre Módulo de Elasticidad Estático y Resistencia a la Compresión a 28 días	309
Fig. 4.36	Relación entre Módulo de Elasticidad Estático y Coeficiente de Poisson	309

## ÍNDICE DE TABLAS

### CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

Tabla 2.1	Pavimentos rígidos en vías urbanas y carreteras de El Salvador	24
Tabla 2.2	Componentes principales del cemento	43
Tabla 2.3	Clasificación de los agregados de peso normal	51
Tabla 2.4	Sustancias deletéreas en los agregados	60
Tabla 2.5	Granulometría de los Agregados	72
Tabla 2.6	Rangos aproximados de la presencia del cemento, los agregados y el agua en CCP	88
Tabla 2.7	Valores del módulo de reacción de la subrasante “k” en función del tipo de suelo	107
Tabla 2.8	Valores del módulo de reacción de la subrasante “k” en función del espesor de la subbase tratado con cemento.	107
Tabla 2.9	Valores del módulo de reacción de la subrasante “k” en función del espesor de la subbase granular	108

### CAPÍTULO III: DISEÑO DE MEZCLA

Tabla 3.1	Peso de la muestra de ensayo en función del tamaño máximo ( $\phi_{max}$ ) del Agregado	148
Tabla 3.2	Modelo de cálculo para la granulometría de agregados	149
Tabla 3.3	Peso mínimo de la muestra de ensayo para la determinación de la Gravedad Específica del agregado grueso	160

Tabla 3.4	Tipos de granulometrías de comparación para los agregados a ensayar en la máquina de Los Ángeles	175
Tabla 3.5	Pesos de los diferentes tamaños de agregados para el ensayo de Desgaste	176
Tabla 3.6	Tamaño de la carga abrasiva según la granulometría original de la muestra analizada	176
Tabla 3.7	Procedimientos alternativos para realizar el ensayo de compactación. Proctor Modificado (martillo de 10 lbs de peso y altura de caída 18 pulg.)	200
Tabla 3.8	Resultados de las pruebas a los agregados	213
Tabla 3.9	Proporcionamiento Volumétrico para una mezcla de 10% de cemento y relación a/c =1.14	214
Tabla 3.10	Correcciones por humedad	215
Tabla 3.11	Diseño final de mezcla de concreto con 10% de cemento y relación a/c de 1.14	215

## **CAPÍTULO IV: ANÁLISIS DE RESULTADOS**

Tabla 4.1	Resumen de resultados obtenidos en pruebas a agregado fino	285
Tabla 4.2	Contracciones por secado del concreto, empleando agregados con diversas absorciones	286
Tabla 4.3	Resumen de resultados obtenidos en pruebas a agregado grueso	288
Tabla 4.4	Pesos Volumétricos Secos, Porcentajes de Humedades y Relación A/C, para los diferentes Porcentajes de Cemento	292
Tabla 4.5	Proporcionamiento de mezclas de CCP	293
Tabla 4.6	Cuadro resumen	310

## ÍNDICE DE FORMATOS

### CAPÍTULO III: DISEÑO DE MEZCLA

Formato 3.1	Granulometría de arena, muestra número uno	151
Formato 3.2	Granulometría de arena, muestra número dos	152
Formato 3.3	Granulometría de arena, muestra número tres	153
Formato 3.4	Promedio de muestras de Granulometría de Arenas	154
Formato 3.5	Granulometría de grava, muestra número uno	155
Formato 3.6	Granulometría de grava, muestra número dos	156
Formato 3.7	Promedio de muestras de Granulometría de Gravas	157
Formato 3.8	Gravedad Especifica y Absorción de agregados	166
Formato 3.9	Peso Volumétrico Suelto y Varillado del Agregado Fino	171
Formato 3.10	Peso Volumétrico Suelto y Varillado del Agregado Grueso	172
Formato 3.11	Resistencia al desgaste del Agregado Grueso	178
Formato 3.12	Sanidad de Agregados Gruesos	186
Formato 3.13	Sanidad de Agregados Finos	187
Formato 3.14	Grumos de arcillas y partículas desmenuzables en los agregados	194
Formato 3.15	Hoja de cálculo del Método de Tanteos Sucesivos, con el resultado de la combinación granulométrica óptica del diseño en estudio	198
Formato 3.16	Resultados de prueba Proctor Modificada, con la proporción de 10 % de cemento	206
Formato 3.17	Resultados de prueba Proctor Modificada, con la proporción de 12 % de cemento	207

Formato 3.18	Resultados de prueba Proctor Modificada, con la proporción de 14 % de cemento	208
Formato 3.19	Resultados de prueba Proctor Modificada, con la proporción de 16 % de cemento	209
Formato 3.20	Resultados de prueba Proctor Modificada, con la proporción de 18 % de cemento	210
Formato 3.21	Relación A/C vrs. Porcentajes de Cemento	211
Formato 3.22	Pesos Volumétricos Secos Máximos vrs. Porcentajes de Humedad	212
Formato 3.23	Diseño de mezcla de 10% de cemento y relación A/C de 0.74	217
Formato 3.24	Diseño de mezcla de 10% de cemento y relación A/C de 0.52	218
Formato 3.25	Diseño de mezcla de 12% de cemento y relación A/C de 0.61.	219
Formato 3.26	Diseño de mezcla de 12% de cemento y relación A/C de 0.43	220
Formato 3.27	Diseño de mezcla de 12% de cemento y relación A/C de 0.43	221
Formato 3.28	Diseño de mezcla de 14% de cemento y relación A/C de 0.32	222
Formato 3.29	Diseño de mezcla de 16% de cemento y relación A/C de 0.41	223
Formato 3.30	Diseño de mezcla de 16% de cemento y relación A/C de 0.27	224
Formato 3.31	Diseño de mezcla de 18% de cemento y relación A/C de 0.35	225
Formato 3.32	Diseño de mezcla de 18% de cemento y relación A/C de 0.22	226

Formato 3.33	Resistencia a la compresión. Diseño de mezcla con 10% de cemento y relación $A/C = 0.74$	238
Formato 3.34	Resistencia a la compresión. Diseño de mezcla con 10% de cemento y relación $A/C = 0.52$	239
Formato 3.35	Resistencia a la compresión. Diseño de mezcla con 12% de cemento y relación $A/C = 0.61$	240
Formato 3.36	Resistencia a la compresión. Diseño de mezcla con 12% de cemento y relación $A/C = 0.43$	241
Formato 3.37	Resistencia a la compresión. Diseño de mezcla con 14% de cemento y relación $A/C = 0.49$	242
Formato 3.38	Resistencia a la compresión. Diseño de mezcla con 14% de cemento y relación $A/C = 0.32$	243
Formato 3.39	Resistencia a la compresión. Diseño de mezcla con 16% de cemento y relación $A/C = 0.41$	244
Formato 3.40	Resistencia a la compresión. Diseño de mezcla con 16% de cemento y relación $A/C = 0.27$	245
Formato 3.41	Resistencia a la compresión. Diseño de mezcla con 18% de cemento y relación $A/C = 0.35$	246
Formato 3.42	Resistencia a la compresión. Diseño de mezcla con 18% de cemento y relación $A/C = 0.22$	247
Formato 3.43	Resistencia a la flexión. Diseño de mezcla con 10% de cemento y relación $A/C = 0.74$	252
Formato 3.44	Resistencia a la flexión. Diseño de mezcla con 10% de cemento y relación $A/C = 0.52$	253
Formato 3.45	Resistencia a la flexión. Diseño de mezcla con 12% de cemento y relación $A/C = 0.61$	254
Formato 3.46	Resistencia a la flexión. Diseño de mezcla con 12% de cemento y relación $A/C = 0.43$	255

Formato 3.47	Resistencia a la flexión. Diseño de mezcla con 14% de cemento y relación $A/C = 0.49$	256
Formato 3.48	Resistencia a la flexión. Diseño de mezcla con 14% de cemento y relación $A/C = 0.32$	257
Formato 3.49	Resistencia a la flexión. Diseño de mezcla con 16% de cemento y relación $A/C = 0.41$	258
Formato 3.50	Resistencia a la flexión. Diseño de mezcla con 16% de cemento y relación $A/C = 0.27$	259
Formato 3.51	Resistencia a la flexión. Diseño de mezcla con 18% de cemento y relación $A/C = 0.35$	260
Formato 3.52	Resistencia a la flexión. Diseño de mezcla con 18% de cemento y relación $A/C = 0.22$	261
Formato 3.53	Módulo de Elasticidad Estático y Relación de Poisson Estático, para Diseño de Mezcla con 10% de cemento y relación $A/C = 0.74$	267
Formato 3.54	Módulo de Elasticidad Estático y Relación de Poisson Estático, para Diseño de Mezcla con 10% de cemento y relación $A/C = 0.52$	268
Formato 3.55	Módulo de Elasticidad Estático y Relación de Poisson Estático, para Diseño de Mezcla con 12% de cemento y relación $A/C = 0.61$	269
Formato 3.56	Módulo de Elasticidad Estático y Relación de Poisson Estático, para Diseño de Mezcla con 12% de cemento y relación $A/C = 0.43$	270
Formato 3.57	Módulo de Elasticidad Estático y Relación de Poisson Estático, para Diseño de Mezcla con 14% de cemento y relación $A/C = 0.49$	271

Formato 3.58	Módulo de Elasticidad Estático y Relación de Poisson Estático, para Diseño de Mezcla con 14% de cemento y relación $A/C = 0.32$	272
Formato 3.59	Módulo de Elasticidad Estático y Relación de Poisson Estático, para Diseño de Mezcla con 16% de cemento y relación $A/C = 0.41$	273
Formato 3.60	Módulo de Elasticidad Estático y Relación de Poisson Estático, para Diseño de Mezcla con 16% de cemento y relación $A/C = 0.27$	274
Formato 3.61	Módulo de Elasticidad Estático y Relación de Poisson Estático, para Diseño de Mezcla con 18% de cemento y relación $A/C = 0.35$	275
Formato 3.62	Módulo de Elasticidad Estático y Relación de Poisson Estático, para Diseño de Mezcla con 18% de cemento y relación $A/C = 0.22$	276
Formato 3.63	Módulo de Elasticidad Dinámico y Relación de Poisson Dinámico	282

# **CAPÍTULO I**

## **GENERALIDADES**

### **1.1 INTRODUCCIÓN**

A medida que transcurre el tiempo, en el campo de la ingeniería civil, especialmente en el área de carreteras, ha surgido la necesidad de buscar alternativas de solución a los problemas de circulación vehicular que presentan los caminos; problemas que al mismo tiempo dificultan el desarrollo económico-social de las poblaciones que se ven comunicadas.

Por tal motivo se hace necesario aplicar técnicas de mejoramiento de las condiciones que predominan en estos caminos y los métodos constructivos, razón por la cual se realizará una investigación técnica de los pavimentos de concreto compactado con pavimentadora (CCP) como una posible alternativa de pavimentación, cuya denominación se debe a que presenta un concreto con contenido de agua bajo que exige para su colocación una energía de compactación alta similar a la que dan los equipos de rodillos lisos sin vibración.

El concreto compactado con pavimentadora en estado fresco posee una consistencia seca y una relación entre los agregados, el cemento y el agua que permite la circulación de los equipos de compactación que consisten en rodillos

lisos sin vibración para proporcionar una compactación ligera y ayudar a mejorar el acabado superficial, todo esto antes de que se empiece a endurecer.

Cabe mencionar que esta técnica de pavimentación pretende eliminar las desventajas que tradicionalmente le otorgamos a los pavimentos de concreto convencional, las cuales son la apertura inmediata al tráfico y el costo de construcción, ya que las mezclas de CCP pueden abrirse inmediatamente al tráfico y el costo por m<sup>3</sup> de concreto es menor, por poseer una cantidad considerablemente menor de cemento y con resistencias mucho mayores que el concreto convencional.

Así mismo, los procedimientos de mezclado, transporte, colocación y equipos utilizados, son muy similares a los utilizados en pavimentos de concreto asfáltico, por lo que esta técnica se acopla perfectamente a lo que tradicionalmente se conoce en la ingeniería vial en nuestro país.

En el presente documento se recopila una serie de investigaciones actualizadas que describen algunos antecedentes del uso de los pavimentos de concreto compactado con pavimentadora a nivel mundial, con el propósito de fundamentar bases que acrediten la necesidad de ejecutar un estudio de la realización de este tipo de pavimento, aplicando materiales y parámetros de diseño utilizados en el país.

## 1.2 ANTECEDENTES.

En todo el mundo las vías de comunicación juegan un papel importante dentro del quehacer económico de los pueblos. En el país, las carreteras constituyen el principal medio de transporte utilizado para el mejoramiento de las actividades humanas, contribuyendo al desarrollo del comercio, la industria y la economía en general, constituyendo uno de los elementos más importantes para el crecimiento del país.

La infraestructura vial del país está compuesta por diferentes tipos de pavimentos, que pueden clasificarse de forma general en rígidos y flexibles. De los pavimentos de concreto hidráulico que se tienen conocimiento en El Salvador, están los construidos a partir de la década de 1920 a 1930. En la actualidad, los pavimentos rígidos en el país, han tomado un gran auge convirtiéndolos en una alternativa viable a la hora de realizar un proyecto vial, debido a sus grandes beneficios, tales como:

- ☒ Economía: Aunque el costo inicial del pavimento de concreto es normalmente mayor que el de otras alternativas, el costo anual del mismo es muy bajo debido a su larga vida (30 años o más), reduciendo costos de sostenimiento. Además presenta otras economías indirectas como es el caso de la iluminación pública que puede reducirse debido al material claro con que se construye.

- ☒ Seguridad: Esta se debe fundamentalmente a la superficie de pavimento correctamente terminada, y a la mejor visibilidad nocturna proveniente de su color y textura.
- ☒ Comportamiento Satisfactorio: El concreto es un material fabricado por el hombre con una tecnología que permite un riguroso control de calidad. El resultado, altas resistencias a (a flexión y al desgaste, distribución de cargas con la siguiente disminución de asentamientos locales, además en su colocación permite usar varias técnicas.
- ☒ Comodidad: El perfeccionamiento en los sistemas de transferencia de carga a través de las juntas, ha permitido suprimir las vibraciones de vehículos y obtener una superficie suave y rugosa.
- ☒ Duración: La vida útil de un pavimento de concreto es superior a la de otras alternativas, son pavimentos con 30 años de servicios para los construidos hoy, siguiendo la tecnología moderna, puede esperarse no menos de 50 años de vida útil.

Con el fin de ampliar el concepto de los pavimentos rígidos, se plantea una alternativa novedosa en el país, denominada Pavimentos de Concreto Compactado con Pavimentadora (CCP), definida como un pavimento que presenta un contenido de agua bajo que exige para su colocación una energía de compactación alta similar a lo que dan los equipos de pavimentación.

"En la actualidad, los avances en la fabricación de pavimentadoras con regias de alto poder de compactación, tanto para pavimentos flexibles como

rígidos, ha permitido mejorar en forma notable los procedimientos constructivos y la calidad de los pavimentos del Concreto Compactado con Rodillo (CCR), llegándose a establecer lo que actualmente se conoce como CCP, el cual es un material que está teniendo gran aceptación, sobre todo en pavimentación, debido a las pesadas cargas que es capaz de soportar y a su bajo costo."<sup>1</sup> Todo lo anterior comparado con las otras alternativas de pavimentación.

El origen del CCP, se fundamenta en la técnica conocida desde hace muchos años como CCR la cual se utiliza desde 1865 en Escocia, evolucionando a través del tiempo con relación a equipos, aplicaciones, diseños estructurales y diseños de mezclas de concreto. A falta de experiencia local, los antecedentes del CCR se remiten a los excelentes resultados en otros países, que a la fecha cuentan con miles de kilómetros pavimentados. El CCR es una nueva tecnología derivada de dos conocidos y experimentados métodos constructivos: La estabilización de bases granulares con cemento y la pavimentación con concreto convencional.

"La historia del CCR es relativamente reciente. Si bien la constitución de bases de suelo-cemento data de (a década de los 30, el desarrollo de las bases de materiales pétreos con cemento (bases granulares tratadas con cemento o bases de grava-cemento) es más reciente, y ha sido el perfeccionamiento de las mismas, llevando a cabo en Europa (Alemania, países Escandinavos,

---

<sup>1</sup> Tomado del artículo "Del CCR al CCP, un paso hacia la excelencia en los Pavimentos de Concreto Compactado con Rodillo" Ing. Carlos Quintanilla. Revista del ISCYC. Año 7, No. 25, junio 2002.

Francia, España, Australia, Sudáfrica y Canadá), y el empleo de concretos secos compactados para construcción de presas en EE.UU. y Japón principalmente, y cuyas aplicaciones datan de la década de los '70 en presas inicialmente y luego en pavimentos de diversos usos."<sup>2</sup>

"Una tecnología de construcción similar a la del pavimento de CCR ha estado disponible durante muchos años en la construcción de bases de pavimentos. Existe incluso un registro de concreto verdaderamente compactado con rodillos, empleado en la pavimentación del aeropuerto de Yakima, en Washington, en 1941. Aunque el equipo era rudimentario, según las normas actuales, y el diseño de mezcla y el control tal vez no fueran perfectos, este pavimento ha prestado muy buen servicio. Todavía está en uso con sólo una delgada capa de asfalto agregada durante sus 45 años de servicio."<sup>3</sup>

Los pavimentos modernos de CCR se construyeron en Europa en la década de los 70's, para caminos de bajo volumen de tránsito.

"Aunque Estados Unidos estaba progresando lentamente en los años setentas con las presas de CCR, sólo una pequeña sección de pavimento de prueba de CCR (3.65x32 m) fue instalada en la Estación Experimental de Vías Fluviales del Ejército de EEUU, en Misisipi en 1975. Sin embargo, algunos ingenieros y contratistas de Columbia Británica, Canadá, estaban obteniendo excelentes resultados empleando pavimento de CCR como base con una

---

<sup>2</sup> Tomado del artículo "El Concreto Compactado con Rodillo (CCR)". Ing. Emilio Beltranena. Revista Ingeniería. Colegio de ingenieros de Guatemala. Guatemala Mayo-Junio de 1988.

<sup>3</sup> Tomado del artículo "Pavimentos de Concreto Compactado con Rodillo". Ing. Oswin Keifer Jr. Revista IMCYC, Vol. 24 No. 189. México, febrero de 1987.

delgada superficie de desgaste de concreto asfáltico, para construir pavimentos de uso pesado en áreas de estacionamiento de muelles de carga."<sup>4</sup>

"En América la primera experiencia formal con CCR en pavimentos fue en Caycuse, Vancouver (Canadá) en 1976, en un pavimento para cargas pesadas y luego se expandió a pavimentos industriales, patios de terminales de carga pesada, áreas de taxeo en aeropuertos, aparcamientos, etc."<sup>5</sup>

"Durante los años 80, sigue el interés en la tecnología del concreto compactado, la investigación se profundiza más, a un punto que los equipos que anteriormente se utilizaban, tales como las estabilizadoras de suelo-cemento por volumen, los compactadores, entre otros, marcan un cambio revolucionario en el tren de construcción aplicado a las vías terrestres, pues su funcionamiento es más sencillo y controlado automáticamente."<sup>6</sup> "Francia, Noruega, Suecia, Finlandia, Bélgica, Dinamarca, Alemania, España, Japón y Argentina construyen pavimentos de CCR en cantidades considerables."<sup>7</sup>

"Mientras tanto, se comenzó a emplear el pavimento de CCR en EEUU, al principio sólo por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército. En 1983 la Estación Experimental de Vías Fluviales colocó un área pequeña de pavimento de CCR en un camino para tanques en Fort Stewart, Georgia."<sup>8</sup>

---

<sup>4</sup> Ing. Oswin Keifer Jr, Op. Cit.

<sup>5</sup> Ing. Emilio Beltranena. Op. Cit.

<sup>6</sup> Tomado del artículo "Pavimentos de concreto rolado, una nueva alternativa en la construcción de autopistas". Dr. José Antonio Nieto Ramírez. C&MM. Abril / mayo 1991.

<sup>7</sup> Tomado de "Hormigón Compactado con Rodillo". Serie Monografía. No. 013. Ecuador, Noviembre 2001.

<sup>8</sup> Ing. Oswin Keifer Jr. Op. Cit.

"En EEUU la construcción de un área para tanques y vehículos blindados en Fort Hood, Texas en agosto de 1984, por el Fort Worth District del Cuerpo de Ingenieros, fue al primer proyecto significativo de un pavimento de CCR, se trataba de una gran área de estacionamiento para tanques y otros vehículos oruga, alrededor de un taller de reparaciones y mantenimiento."<sup>9</sup> La primera calle de CCR fue construida en Austin, Texas en agosto de 1987. El CCR fue inicialmente aplicado en pavimentos sujetos a tránsitos ligeros y de baja velocidad ubicados en caminos rurales y zonas urbanas. Luego, fue ampliando sus aplicaciones a carreteras para tránsito medio y pesado, y aeropuertos, convirtiéndose en una técnica utilizada en países como Estados Unidos, España, China, Francia, Japón y Colombia entre otros. En esta década, Chile, Venezuela, Uruguay, México, Colombia, Islandia, Eslovenia, Nueva Zelanda, Sudáfrica y Ecuador construyen pavimentos de CCR en menor escala o en tramos experimentales.

"La espiral evolutiva de la tecnología del concreto compactado aplicado a las vías terrestres, nos muestran que en el período de 1970 a 1984 la construcción se efectuaba con equipos tradicionales, utilizando plantas estabilizadoras, extendedoras y rodillos compactadores independientes. En el segundo período, de 1985 a 1990, estos equipos son integrados, es decir, el equipo que extiende el material es capaz de proporcionar simultáneamente compactaciones muy cercanas a las del proyecto; las nuevas generaciones de

---

<sup>9</sup> Ing. Emilio Beltranena. Op. Cit.

plantas de concreto hidráulico tienen un alto grado de automatización, con programas integrados, que dan al constructor la posibilidad de optimizar sus recursos. Todos estos cambios que van surgiendo tienen un objetivo común, la construcción de más y mejores caminos."<sup>10</sup>

En la actualidad se aplica la técnica de CCR en El Salvador a través de la rehabilitación del tramo San Martín - San Rafael Cedros. La vía consta de 2 carriles por sentido y de longitud total de 21.5 Kms., de los cuales 14.5 Kms son de CCR y los restantes 7 Kms son de mezcla asfáltica.

---

<sup>10</sup> Dr. José Antonio Nieto Ramírez. Op. Cit.

### **1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.**

La proporción de pavimentos de concreto hidráulico existentes en el país comparada con la de pavimentos asfálticos es mínima, sin embargo, las ventajas proporcionadas por este tipo de pavimentos lo convierten en una necesidad para países con condiciones climáticas desfavorables y con bajo presupuesto para mantenimiento. Antiguamente, se pensaba en los pavimentos asfálticos por su bajo costo inicial, convirtiéndolos en la primera opción en los proyectos de infraestructura vial, no obstante, el costo aumenta grandemente a través del tiempo debido a los mantenimientos constantes que se le deben proporcionar, siendo ésta una de sus mayores desventajas frente al mínimo mantenimiento de los pavimentos de concreto hidráulico. Además, dado al auge de construcción de carreteras que existe actualmente en nuestro país, la técnica de CCP tiende a ser una de opción probablemente utilizable. De aquí la necesidad de desarrollar alternativas de pavimento de concreto que generen una mayor rentabilidad a países en vías de desarrollo como el nuestro, en donde el factor económico es de suma importancia a la hora de elegir entre una alternativa de pavimento flexible o rígido.

El CCP es una alternativa en la cuál no es requerida la compra de maquinaria y equipo de última tecnología para su colocación, tales como reglas vibratorias que varían según las dimensiones de la vía entre otros factores o máquinas de molde deslizante para concreto vibrado, sino que utiliza

básicamente una pavimentadora con una regla modificada. Este hecho, junto con una construcción no complicada, una reducidas exigencias en cuanto mano de obra y unos ritmos de construcción elevados, se traduce en importantes economías en comparación con otras alternativas.

Ante tal situación, se desarrollará un análisis comparativo de los distintos parámetros de resistencia (Resistencia a la Compresión, Módulo de Ruptura y Módulo de Elasticidad), de diversas mezclas de concreto diseñadas para pavimentos compactados con pavimentadora elaboradas con agregados y cemento nacionales que servirá de guía en la aplicación de esta técnica bajo las condiciones ambientales y de materiales existentes en el país, para la formulación de especificaciones locales para un proyecto específico, es decir, especificaciones en base a materiales, cargas vehiculares y otros aspectos de nuestro medio.

## **1.4 OBJETIVOS**

### **OBJETIVO GENERAL:**

- ☒ Determinar los parámetros para el diseño de mezclas, utilizando materiales locales, así como también, proponer lineamientos generales del diseño estructural y proceso constructivos de los Pavimentos de Concreto Compactado con Pavimentadora (CCP).

### **OBJETIVOS ESPECÍFICOS:**

- ☒ Diseñar mezclas de los CCP con todos sus parámetros correspondientes.
- ☒ Analizar el comportamiento del CCP en estado fresco y endurecido para un determinado diseño de mezcla.
- ☒ Observar y analizar el comportamiento de los CCP, ante las condiciones ambientales y de tráfico a las que estarán expuestos.

## **1.5 ALCANCES.**

La investigación se enfocará a la elaboración del diseño de mezcla de concretos con módulos de ruptura de 40 y 45 kg/cm<sup>2</sup> a 28 días, utilizando dosificaciones de acuerdo al método Proctor Modificado, bajo condiciones ambientales locales (clima, temperatura, etc.) y usando materiales (agregados, cemento y agua) disponibles en el país, a los cuales se les realizaran las pruebas de resistencia requeridas, Resistencia a la Compresión, Módulo de Elasticidad y Módulo de Ruptura, de acuerdo a las normas de la Sociedad Americana de Pruebas y Materiales y/o Asociación Americana de Carreteras Estatales y Oficiales de Transporte (ASTM y/o AASHTO por sus siglas en inglés) según se requiera.

Se estudiarán también de una forma general el diseño estructural de este tipo de pavimento, así como también lineamientos para el proceso constructivo y su respectivo control de calidad durante y después del proceso constructivo.

## 1.6 LIMITACIONES

- ☒ La poca información que se tiene, debido a que no se han desarrollado estudios ni se cuenta con experiencias de aplicación acerca de la técnica de los pavimentos elaborados con CCP en nuestro medio.
- ☒ Debido a que no se realizará un tramo de prueba, nuestro estudio será cubierto con bases teóricas y pruebas de laboratorio, lo cual reforzaremos con visitas de investigación para verificar el procedimiento constructivo y el comportamiento del pavimento al proyecto comprendido en el Paquete II del Proyecto de Reconstrucción de Grandes Obras para el Sector Transporte en El Salvador, específicamente la Carretera Panamericana en el tramo comprendido entre San Martín y San Rafael Cedros, en donde se está aplicando el pavimento de CCP.
- ☒ Para los estudios de materiales y la obtención de la mezcla óptima que se requiere para la construcción de un pavimento, se necesita de numerosos ensayos de laboratorio, lo cual involucra tiempo y recursos económicos, por lo tanto se limitará en realizar el diseño de mezcla aplicando un tipo de cemento y un mismo tipo de agregados, y un número reducido de ensayos que estén acordes con el tiempo disponible para la realización del trabajo de graduación.

## 1.7 JUSTIFICACIONES

No cabe duda que la construcción de carreteras es una actividad que se ha incrementado en nuestro país, gracias al trabajo intenso que está desarrollando el Ministerio de Obras Públicas en la tecnología del concreto hidráulico especialmente apoyando la implementación de nuevas técnicas como la de Concreto Compactado con Pavimentadora.

Es de suma importancia en los proyectos de carreteras, y en general de las obras relacionadas a la Ingeniería, el mantener un adecuado nivel de calidad que conlleve a que las mismas mantengan sus características de funcionabilidad durante la vida útil proyectado. Para lograrlo no sólo debe desarrollarse un apropiado diseño de mezclas, sino también, que los materiales a utilizarse permitan obtener un producto tal que cumpla con los requisitos mínimos establecidos por las técnicas que rigen dichos parámetros de pavimentación.

Con la implementación de los pavimentos elaborados con CCP se pretende contar con una alternativa técnica y económicamente factible de pavimentación para el mejoramiento de carreteras, ya que esta técnica propone:

- ☒ **NO** requiere equipos especiales para su ejecución, pudiendo construirse con maquinaria de la que se puede disponer normalmente en cualquier país, este hecho junto con una construcción no complicada, unas

reducidas exigencias en cuanto a mano de obra y unos ritmos de construcción elevados, se traduce en importantes economías en comparación con otras alternativas.

- ☒ Son mezclas secas por tener una baja relación agua/cemento y requieren de una alta energía de compactación, lo cual lo convierte en un pavimento de concreto de alta resistencia y durabilidad.
- ☒ La técnica de pavimentación ofrece una apertura inmediata al tráfico y un menor costo por m<sup>3</sup> de concreto, por poseer una cantidad considerablemente menor de cemento proporcionando resistencias mucho mayores que el concreto convencional.
- ☒ Mínimo mantenimiento durante la vida útil, excepto la limpieza del drenaje y además de las diferentes obras que componen el camino como por ejemplo: taludes, muros, limpieza de los derechos de vías, etc.

Es por eso, que para la utilización del CCP en el país se hace necesario hacer los diseños y las pruebas de resistencia necesarias, bajo las condiciones y materiales locales, para aplicar esta técnica de manera representativa y eficiente produciendo pavimentos durables, de calidad y de bajo costo.

## **CAPÍTULO II**

### **MARCO TEÓRICO**

#### **2.1 HISTORIA DE LA RED VIAL DE EL SALVADOR.**

Los sistemas de transporte desempeñan una función primordial para el desarrollo económico de un país. En nuestro país, las primeras carreteras fueron construidas para vehículos de tracción animal, por lo que no se les exigía mayores condiciones en cuanto a su alineamiento horizontal y vertical.

Con la siembra del café y el consecuente incremento en la economía nacional, surgió la necesidad de nuevos medios de transporte, constituyendo el ferrocarril el medio más eficaz para el traslado de los artículos básicos hacia el mercado interior o exterior. La carreta de tracción animal hizo de los caminos, auxiliares obligados de los ferrocarriles. Sin embargo, el aparecimiento del vehículo automotor y su inmediato desarrollo, planteó la necesidad de acondicionar e incrementar la red caminera.

La construcción y mantenimiento de la Red Vial en El salvador se remonta a inicios del siglo XX, época en que estaba a cargo el Ministerio de Fomento dirigido por la Dirección General de Obras Públicas, a través de la sección de Caminos, Puentes y Calzadas, dejando de existir dicha sección en 1916, sustituyéndose por la Dirección General de Carreteras; en éste año se construye la que se considera la primera carretera en nuestro país, y es la que

de San Salvador conduce al Puerto de la Libertad, debido a las transacciones comerciales que se daban en esa época, posteriormente a éste aparece la carretera Panamericana, su construcción se inició en 1920 y se terminó en 1942; fue la primera carretera regional de integración construida en el país y lo atraviesa de poniente a oriente, en una longitud de 307 kilómetros. Esta vía dio origen a la construcción de caminos alimentadores y con ellos, facilidades para los nuevos centros productores y consumidores. En el año de 1930 se construye la carretera Troncal del Norte que parte de San Salvador y conduce hacia la frontera con Honduras y luego nueve años después (1939) se construye la Ruta Militar que une San Miguel y Santa Rosa de Lima pasando por el Divisadero y uniendo la carretera Panamericana. Entre la década de los cuarenta e inicios de los cincuenta se construye la carretera el Litoral con una longitud de 315 kilómetros, esta carretera atraviesa la zona costera, la cual constituye una de las regiones más productivas del país, creándose posteriormente en 1963 la red Centroamericana conocida como "Programa Regional de Carreteras Centroamericanas", pero fue hasta 1969 que da inicio la construcción de la red de carreteras hacia las diferentes fronteras con los países vecinos del área centroamericana, como resultado de éste programa se tiene la carretera que llega a Anguiatú pasando por Metapán.

Es importante mencionar que las carreteras de nuestro país tenían como períodos de diseño 20 años y casi todas ellas tenían una superficie de tierra o

empedrada, luego se incorpora el Macadam<sup>1</sup>, que es el que aún conservan muchas de ellas.

Posteriormente el Macadam fue reemplazado por el concreto asfáltico y mezclas en frío siendo la Dirección General de Caminos la entidad encargada del mantenimiento, construcción y reconstrucción de la red vial interdepartamental y rural. El pavimento asfáltico se usó inicialmente en las calles de la capital del país (San Salvador), para luego aplicarlo en las carreteras; la primera carretera asfaltada fue la que une San Salvador y Santa Tecla; enseguida, el desvío del puerto de La Libertad, el cual fue pavimentado con el sistema de "Macadam Hidráulico".

Actualmente el Ministerio de Obras Publicas a través del Fondo de Conservación Vial (FOVIAL) da mantenimiento a las carreteras existentes, así para finales del año 2002 el FOVIAL logra reparar 168.8 km de carretera (7.5 por ciento de la red vial del país)

### **2.1.1 APLICACIONES DE PAVIMENTOS DE CONCRETO EN NUESTRO PAÍS.**

La tecnología de los pavimentos de concreto permite su aplicación, prácticamente general, a los más diversos casos que puedan presentarse: carreteras, autopistas, pistas de aeropuertos, caminos rurales y forestales, vías

---

<sup>1</sup> Macadam: pavimento de piedra machacada que, una vez tendida, es objeto de compactación por medio de apisonadora.

urbanas de todo tipo, estacionamientos, etc. Se podría también decir que con el concreto puede pavimentarse desde obras pequeñas con una ejecución relativamente manual, hasta grandes obras en las que se emplea maquinaria especializada de gran rendimiento. En El Salvador, en el centro de la capital, existen pavimentos de concreto hidráulico que se construyeron dentro de un proyecto llamado SANEAMIENTO Y PAVIMENTACIÓN DE SAN SALVADOR; que inicio en marzo de 1924<sup>2</sup>, en el campo Marte (hoy Parque Infantil), Av. Independencia y calle de la finca Modelo simultáneamente, finalizo el 30 de Junio de 1928<sup>3</sup>, con un total de 15,250 m<sup>2</sup> de pavimento.

Este proyecto se documenta por varios contratos acordados, que a través del tiempo fueron modificados. El primer contrato fue acordado el 12 de Mayo de 1913 entre la Municipalidad, Junta de Fomento y los Señores S. Pearson & Sons Sucesores S.A<sup>4</sup>.

En la actualidad aun existen tramos como los antes mencionados que están brindando servicio, en los cuales se han incrementado considerablemente el tráfico en volumen como en carga, comparados con los parámetros iniciales de diseño. Como ejemplo de lo antes mencionado se muestra en la figura 2.1, una fotografía de la Sexta Av. Sur en la época de su construcción, con una fotografía actual.

---

<sup>2</sup> Publicado en el Diario Oficial, San Salvador, 26 de Febrero de 1925

<sup>3</sup> Publicado en el Diario Oficial, San Salvador, 18 de Febrero de 1927

<sup>4</sup> Publicado en el Diario Oficial, San Salvador, 19 de Mayo de 1913



**FIGURA 2.1.** Sexta Av. Sur (Frente al Parque Libertad) en el año de 1924 y recientemente en el 2002

Con la construcción de estos pavimentos, El Salvador da un paso tecnológico muy importante, ya que nuestros técnicos tuvieron la oportunidad de tener la maquinaria para la pavimentación pionera en la época, como la mezcladora de concreto “Austin” de 4 pies cúbicos, una bomba completa doble marca “Humdinger”, camiones “Mack” de 3 ½ toneladas<sup>5</sup>, etc.

Tomando en cuenta los beneficios que la red vial traería al desarrollo del país, la Asamblea Nacional Legislativa en la sesión del 5 de Julio de 1940 aprobó el decreto # 19 mediante el cual se crea la Dirección General de Carreteras como dependencia del Ministerio de Fomento. Esta Dirección General tuvo a su cargo la dirección y supervisión de los trabajos en carreteras.

El 11 de Julio de 1940, durante la administración del General Maximiliano Hernández Martínez, se creó el reglamento para la construcción, mantenimiento y mejoramiento de las carreteras de la república. En este reglamento se deja fuera lo relativo al pavimento blanco, debido principalmente

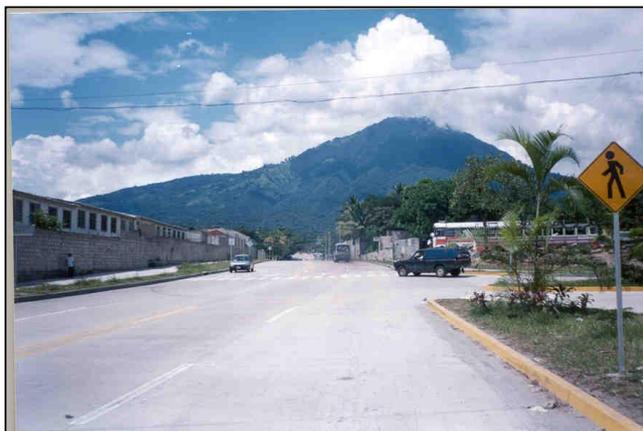
---

<sup>5</sup> Publicado en el Diario Oficial, San Salvador, 28 de Julio de 1924

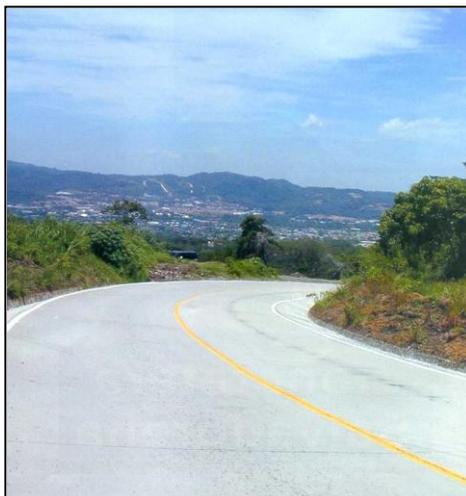
a la construcción generalizada de pavimentos flexibles y el poco conocimiento respecto a la conservación del concreto hidráulico.

A pesar de la especialización y mejora tecnológica que tuvieron los ingenieros salvadoreños, en el pavimento hidráulico, se registro un estancamiento en la construcción de nuevos tramos. Fue hasta el año de 1960 que se continua con esta técnica, en la tercera calle poniente (costado norte de la Lotería Nacional), 24 avenida norte (frente al mercado La Tiendona), etc. Como se puede observar en la Tabla 2.1.

Las construcciones más recientes son la prolongación de la calle Chiltiupan (El Espino), la 9a. calle poniente en Santa Tecla, prolongación del bulevar Constitución, la calle al volcán y la calle Santa Tecla-San Juan Los Planes. (figura 2.2 y 2.3).

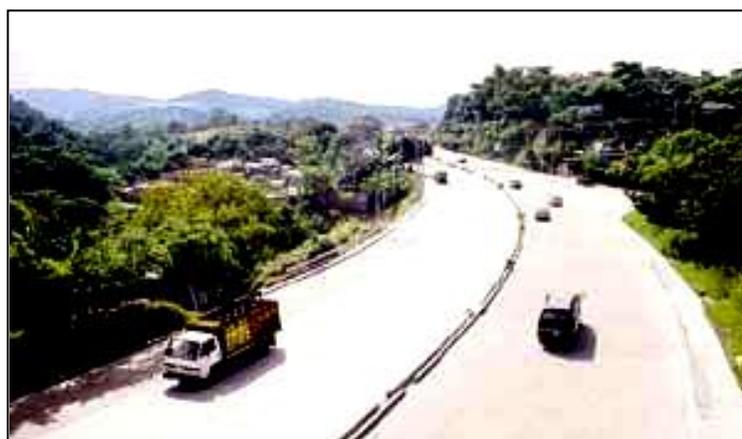


**FIGURA 2.2** Calle al Volcán, construida en 1999



**FIGURA 2.3** Calle Santa Tecla-San Juan Los Planes, construida en 2001

Así también tenemos como construcciones más recientes la autopista San Salvador-Comalapa-Aeropuerto, con 38.5 km (figura 2.4) y actualmente se aplica en el proyecto de rehabilitación del tramo San Martín-San Rafael Cedros con 21.7 Kms de longitud, de los cuales 14.5 Kms son de pavimentos de concreto compactado con pavimentadora.



**FIGURA 2.4** La reconstrucción de los 38.5 kilómetros de la autopista San Salvador-Comalapa-Aeropuerto

**TABLA 2.1** Pavimentos rígidos en vías urbanas y carreteras de El Salvador

<b>Años</b>	<b>Proyecto</b>	<b>Espesor (cm)</b>	<b>Longitud (km)</b>	<b>Ancho (m)</b>
1920-1930	Centro de San Salvador	10-15	2.5	6.10
1960-1970	3° Calle Poniente Costado Norte de Lotería Nacional	15	0.5	7.0
	4° Calle Poniente Costado Sur del Palacio Nacional	12.5	1	7.3
	Tramo en Av. España	15	0.2	12
	24° Av. Norte (Frente e Mercado La Tiendona)	15	1	12
	49° Av. Sur (Frente al Estadio Flor Blanca)	15	0.3	15
	2° Calle Oriente Santa Tecla	15	1	7.3
1970-1980	Calle a Tonacatepeque (Tramo)	17	1	7.3
	Redondel de la Plaza José Martí	15	0.1	12
	Redondel Ex cine Variedades	15	0.16	14
	Redondel Reloj de Flores	20	0.2	16
	Redondel Fuente Luminosa	20	0.16	14
	Carretera a Santa Ana (La Cuchilla km 35)	20	12	14.6

1998-1999	50° Av. Sur	20	2.5	13
	Calle al Volcán	20	0.6	14
	Bulevar Constitución	20	0.8	14
	50 Av. Norte entre Bulevar del Ejército y Calle Antigua a Soyapango	20	0.9	13

Fuente: Instituto Salvadoreño del Cemento y del Concreto (ISCYC)

## 2.2 GENERALIDADES SOBRE LOS PAVIMENTOS.

El hombre ha tenido siempre la necesidad de desplazarse de un lugar a otro y para ello ha buscado la manera más conveniente de hacerlo, entendiéndose por esto la conjugación de ahorro de tiempo y esfuerzo, comodidad, velocidad y economía.

Consecuentemente, los pavimentos nacieron al mejorar los caminos por donde originalmente circulaban los hombres y los animales, y han evolucionado desde la adecuación del suelo, hasta el estado de refinanciamiento técnico donde se encuentra actualmente.

Los pavimentos tienen una clara función social, aunque para el común de las personas pasan desapercibidos; probablemente porque se constituye directamente sobre el suelo y no tienen el atractivo de las estructuras verticales, la espectacularidad de los puentes o la monumentalidad de las centrales hidroeléctricas; o simplemente porque el transitar de un sitio a otro es algo tan

rutinario que se ha perdido la conciencia de la existencia de las vías y los pavimentos, no cabe la menor duda que su importancia es equiparable a la de cualquiera de los ejemplos mencionados.

### **2.2.1 DEFINICIÓN DE PAVIMENTOS.**

Se define como pavimento al conjunto de capas de materiales seleccionados que reciben en forma directa las cargas de tránsito y las transmiten a las capas inferiores, distribuyéndolas con uniformidad. Este conjunto de capas proporciona también la superficie de rodamiento, en donde se debe tener una operación rápida y cómoda. De acuerdo con las teorías de esfuerzos y las medidas de campo que se realizan, los materiales con que se construyen los pavimentos deben tener la calidad suficiente para resistir. Por lo mismo, las capas localizadas a mayor profundidad pueden ser de menor calidad, en relación con el nivel de esfuerzos que recibirán, aunque el pavimento también transmite los esfuerzos a las capas inferiores y los distribuye de manera conveniente, con el fin de que éstas los resistan.

La calidad y los espesores de las capas del pavimento deben estar íntimamente relacionados con los materiales de las capas inferiores; es decir, tanto los esfuerzos debidos al tránsito como la calidad de las terracerías influyen en la estructuración del pavimento. Así, con estos dos parámetros, el diseñador debe estructurar el pavimento haciendo uso de materiales regionales

y con ellos resolverá los diferentes problemas que se le presenten, en la forma más económica posible.

### **2.2.2 ESTRUCTURA DE LOS PAVIMENTOS.**

La estructura de un pavimento está compuesta por una o más capas, construidas sobre el suelo, con el fin de soportar adecuadamente las cargas aplicadas. Generalmente, las capas que conforman la estructura del pavimento son, en orden ascendente como se describen a continuación:

#### ***Subrasante***

La subrasante, es la parte de una carretera que sirve para el soporte de las capas de pavimento, por tanto, debe cumplir características estructurales para que, los materiales seleccionados que se colocan sobre ella se acomoden en espesores uniformes y su resistencia debe ser homogénea en toda la superficie para evitar fallas en los pavimentos. En algunos casos, esta capa está formada solo por la superficie natural del terreno. En otros casos, cuando en estado natural el material de corte del lugar es de muy baja calidad, se tendrá que hacer un proceso de mejoramiento, estabilización y luego darle el grado de compactación necesario para obtener la subrasante adecuada.

#### ***Sub-base***

Tiene las mismas funciones de una base, esta puede ser de material granular o material estabilizado. Forma parte de la estructura de los pavimentos por razones económicas, ya que los materiales de sub-base son más baratos,

por tener una calidad inferior a la base, comúnmente consta de una capa compactada de material granular, ya sea tratada o no tratada, o una capa de suelo tratada con mezcla conveniente. Además de su posición en el pavimento, comúnmente se distingue del material de la capa de base por requerimientos menos estrictos de la especificación; por ejemplo, resistencias, tipos de agregados y gradación, plasticidad, etc.

La capa de sub-base se usa por razones económicas en aquellos lugares en que los materiales de sub-base son más baratos que los materiales de más alta calidad. Sin embargo, la sub-base puede omitirse, si la estructura requerida de pavimento es relativamente delgada o si los suelos de la sub-rasante son de alta calidad, sin problema de humedad cualquiera que sea el caso, la capa de base puede construirse directamente sobre la sub-rasante.

### ***Bases.***

Se llama así la capa construida sobre la sub-base. Se diferencia de esta por la mejor calidad de sus materiales y las mayores exigencias en las especificaciones de construcción.

Aún cuando tiene funciones similares a las de la sub-base, su importancia radica en su capacidad estructural y de protección del resto del pavimento; además, permite la circulación de los vehículos mientras se construye la capa de rodadura. En la actualidad existe gran variedad de materiales empleados para la construcción de la base como lo son: los suelos y

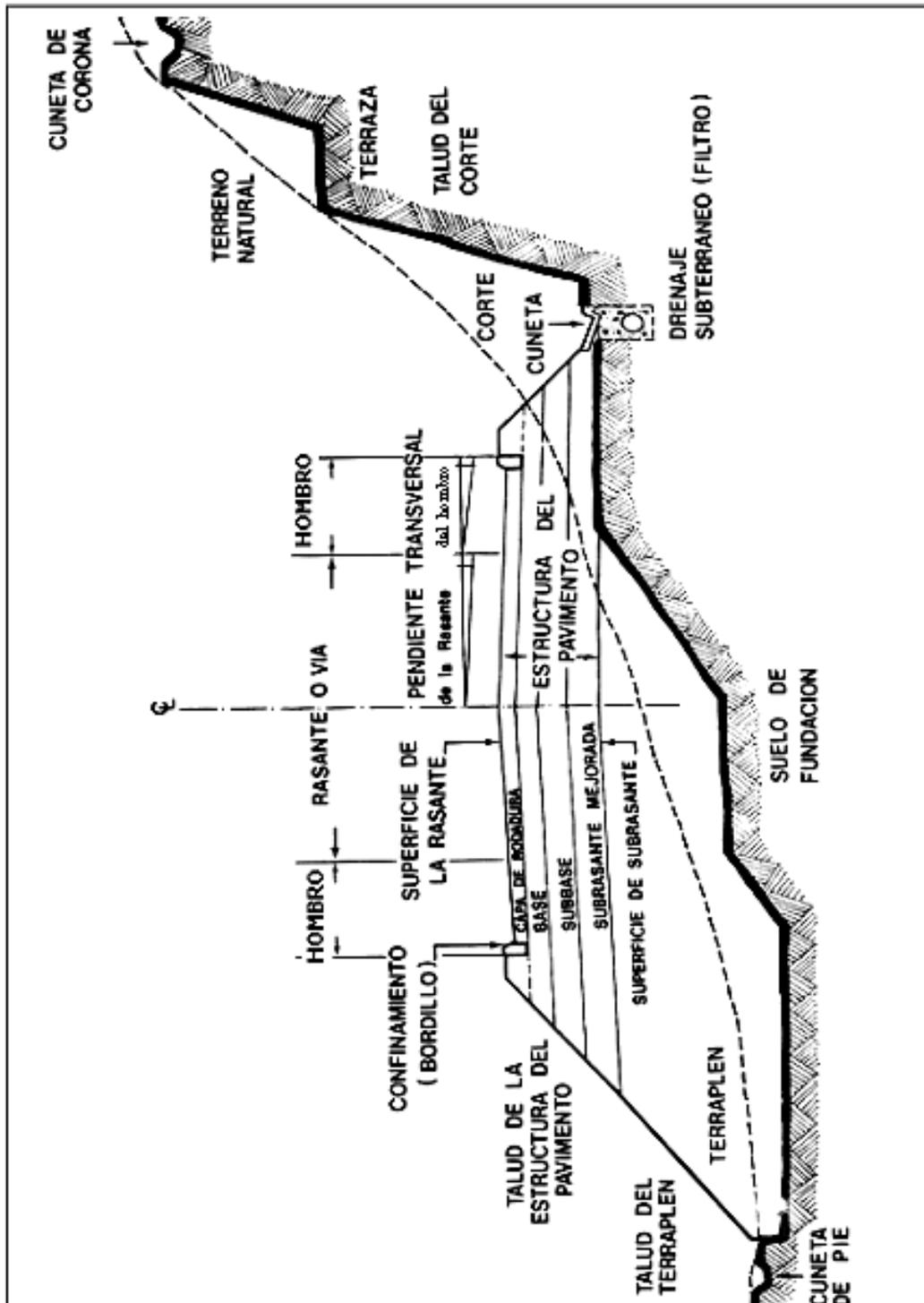
los materiales pétreos, algunos estabilizantes como el cemento, la cal, los aditivos y otros materiales ligantes.

### ***Superficies de desgaste***

Con este nombre genérico se denomina a la última capa que se construye, y es sobre ella donde circulan los vehículos durante el período de servicio del pavimento. Por esto, debe ser resistente a la abrasión producida por el tráfico y a los condicionamientos de intemperismo; además, tiene la función de proteger la estructura, impermeabilizando la superficie. La textura superficial de la capa de rodadura debe presentar dos características para atender adecuadamente la circulación de los vehículos: la suavidad, para que sea cómoda, y la rugosidad, suficiente para que sea segura.

Erróneamente se le da a esta capa el nombre de pavimento, especialmente cuando es de concreto asfáltico, pero dicho nombre le corresponde realmente al conjunto de capas construidas y no únicamente a la última o superficial. La capa de rodadura puede ser de diferentes tipos, lo que determina una clasificación para los pavimentos según el material que la componen.

En la figura 2.5, se muestra una representación esquemática de los elementos que pueden hacer parte de un pavimento.



**FIGURA 2.5** Sección transversal de una vía. Fuente: "Propuesta de la Técnica de Cepillado, para la rehabilitación de la Carretera Panamericana desde La Cuchilla hasta el desvío a Ciudad Arce (Km. 22-35) que conduce al Departamento de Santa Ana", Ing. Boris Antonio González Miranda.

### **2.2.3 CLASIFICACIÓN DE LOS PAVIMENTOS SEGÚN EL MATERIAL DE LA CAPA DE RODADURA.**

#### **Pavimentos de Tierra**

Es aquel al cual no se le ha construido la capa de rodadura, fundamentalmente por razones económicas. Se puede decir que son los pavimentos incompletos dado que se dan al servicio sin uno de sus elementos fundamentales. Sin embargo se pueden denominar según el material que esta en contacto con el tráfico así: de material pétreo, de suelo natural o estabilizado químicamente con un aditivo como cal, cemento, asfalto, etc.

#### **Pavimentos de Concreto Hidráulico.**

Su superficie está conformada por losas de concreto de cemento Portland. En este tipo de pavimentos las losas absorben la mayor parte de los esfuerzos, deformándose muy poco bajo la acción de las cargas y distribuyéndolas en una área muy grande.

#### **Pavimentos de Concreto Asfáltico.**

Es aquel con una capa de rodadura conformada por una carpeta de concreto asfáltico. Si su espesor es considerable, esta capa se divide en dos: la base asfáltica y la rodadura, las cuales se diferencian básicamente en el

tamaño del agregado con el que se produce el concreto asfáltico, siendo mayor el de la base que el de la rodadura.

### **Pavimentos de Adoquines**

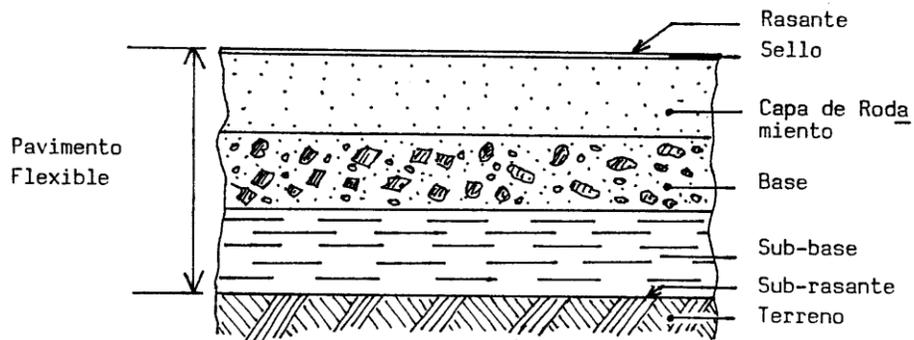
En este tipo de pavimentos la capa de rodadura está conformada por varios elementos: los adoquines que son bloques macizos, que generalmente se fabrican de concreto con forma de prisma recto, cuyas bases son polígonos con una forma tal que permiten conformar una superficie completa. Éstos se colocan sobre una capa delgada de arena y un material de sello entre sus juntas.

## **2.2.4 TIPOS DE PAVIMENTOS.**

### **PAVIMENTOS FLEXIBLES.**

Un pavimento flexible es una estructura que mantiene un contacto íntimo con las cargas y las distribuye a la subrasante; su estabilidad depende del entrelazamiento de los agregado, de la fricción entre las partículas y de la cohesión de las mismas.

De este modo, el pavimento flexible, clásico, comprende en primer lugar a aquellos pavimentos que están compuestos por una serie de capas granulares rematadas por una capa de rodamiento, asfáltica, de alta calidad y relativamente delgada.



**FIGURA 2.6** Esquema básico de la estructura de un pavimento flexible

Los elementos principales de una estructura de pavimento flexible son los siguientes (fig. 2.6):

- ☒ Superficie de rodamiento (Carpeta asfáltica)
- ☒ Base.
- ☒ Sub-base (No siempre se usa)
- ☒ Terracería (Subrasante).

## **PAVIMENTOS RÍGIDOS.**

El pavimento rígido, elaborado con concreto hidráulico, se puede definir como una mezcla plástica y manejable compuesta de agregados minerales como arena, grava, piedra triturada o escoria, entre mezclados en una masa aglutinante hecha de cemento y agua. Cuando se hace la primera combinación, los materiales mencionados forman, una masa plástica, manejable que se puede manejar y conformar con facilidad a cualquier forma deseada.

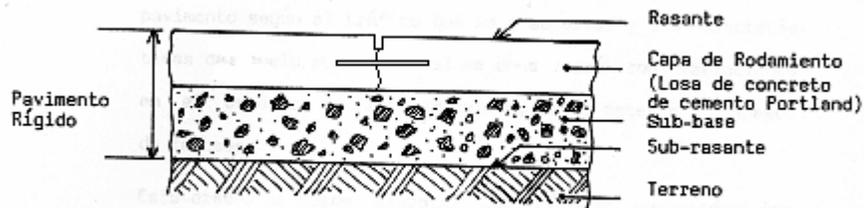


FIGURA 2.7 Esquema básico de la estructura de un pavimento rígidos.

Los pavimentos rígidos, son losas de concreto, con o sin refuerzo de acero, que se colocan sobre la sub-rasante directamente, o sobre una sub-base granular o una sub-base de suelo cemento como se muestra en la figura 2.7 Estas losas de concreto constituyen el elemento más importante del pavimento, para resistir los efectos abrasivos del tráfico, proporcionando una superficie de rodamiento adecuada e impermeabilizando la parte interior del pavimento.

Los materiales que forman la capa de rodadura de concreto hidráulico son:

- ☒ Agregados gruesos.
- ☒ Agregados finos.
- ☒ Agua.
- ☒ Cemento Portland
- ☒ Aditivos.

**Los agregados gruesos**, consisten en una grava o combinación de gravas o agregado triturado cuyas partículas predominantes sean mayores que 5 mm y generalmente entre 9.5 mm o de 38 mm<sup>6</sup>.

---

<sup>6</sup> Norma ASTM C-125

**Agregados finos**, comúnmente consiste en arena natural (de ríos o minas) o piedra triturada siendo la mayoría de partículas menores que 5 mm.

**El agua**, casi cualquier agua natural potable sin olor y sin sabor perceptibles es adecuada como agua de mezclado para el concreto.

**Aditivos**, es un material distinto del agua, de los agregados, y del cemento hidráulico que se emplea como componente del concreto o mortero y que se agrega a la mezcla inmediatamente antes o durante el mezclado<sup>7</sup>.

## **2.2.5 GENERALIDADES REFERENTE A LOS TIPOS DE PAVIMENTOS Y PROCESO CONSTRUCTIVO.**

### **1. Generalidades sobre pavimentos.**

La calidad y el comportamiento adecuado de un buen pavimento, ya sea este rígido o flexible, depende en gran medida de la correcta evaluación y determinación de las características propias de la estructura, considerando las condiciones de servicio de la misma, las cuales le dieron origen.

La selección de cada uno de los procesos a utilizar para la construcción de pavimentos, calidad de materiales, espesores de estructuras que lo conforman y demás apegos a las especificaciones, en general, pretenden garantizar al usuario una circulación segura, libre de inconvenientes y

---

<sup>7</sup> Según la Norma ASTM C-125

accidentes mayores; y además, garantizar el buen funcionamiento de la obra bajo condiciones de servicio

Para la clasificación de los pavimentos se considera, la forma en que los pavimentos distribuyen a la subrasante la carga recibida. Unos, son hechos de varias capas de suelo y una carpeta asfáltica superficial, que distribuyen la carga recibida a través del espesor de esas capas hasta dejar a la subrasante, una pequeña carga, de acuerdo a su capacidad soportante, y se les llama pavimentos flexibles. Otros, son hechos de una losa de concreto hidráulico, muy rígida y resistente, tienden a absorber la carga recibida repartiéndola en una amplia área de la subrasante, se les llama pavimentos rígidos.

Actualmente, en el país, algunos pavimentos flexibles tienen gruesas capas de pavimento que varían según el tipo de tráfico entre 40 y 55 centímetros y tienen un comportamiento muy rígido que no está de acuerdo al criterio flexible original; así, los pavimentos flexibles tienden a ser cada vez más caros.

Para el presente estudio, se seguirá llamando "pavimentos flexibles", a aquellos que superficialmente tienen una capa de mezcla asfáltica, apoyada en otras varias capas de material de menor módulo de elasticidad. También se llamarán "pavimentos rígidos", a los que superficialmente tienen una capa constituida de concreto hidráulico, apoyada sobre una capa de subrasante.

## ***2. Evaluación de los procesos constructivos de los pavimentos***

Durante la etapa de planificación y preparación de una oferta de construcción de un pavimento en general, es indispensable tener en cuenta las características propias de la estructura del pavimento según el tipo requerido; condiciones ambientales, ubicación geográfica, disponibilidad de materiales dentro de la zona, distancias de acarreo, etc.; con el fin de determinar lo más cercano posible el costo directo de construcción, de acuerdo a sus condiciones de trabajo.

El costo de construcción de un pavimento varía de acuerdo a las propias características de las estructuras, además del cumplimiento de sus especificaciones técnicas, ya que son indispensables para la planificación de materiales, equipos y recursos humanos necesarios.

## ***3. Técnicas de mantenimiento.***

Cuando se ha terminado un proyecto de construcción de carreteras, y el contratista ha finalizado con el periodo de garantía de la obra, esta pasa a ser responsabilidad del MOP (Ministerio de Obras Públicas) para la conservación o mantenimiento de la misma durante el periodo de vida útil.

Las técnicas a seguir para el mantenimiento de las carreteras están basadas en el estado actual de la obra a analizar, que a continuación se describen:

*Estado 1*, caminos en buen estado, con características adaptadas al tránsito, con buen alineamiento geométrico que ofrezca seguridad y comodidad al tránsito.

*Estado 2*, caminos con pequeños problemas superficiales y zonas laterales.

*Estado 3*, caminos con problemas de deterioro en la calzada, caracterizado principalmente por agrietamientos y pequeñas perforaciones superficiales debidas al agua que se infiltrará de la superficie de las capas inferiores, y esto hace que disminuya la capacidad de soporte. Se incluyen en este estado, los efectos medianos en el drenaje y zonas laterales.

*Estado 4*, caminos con fuertes problemas de deterioro superficial caracterizado por fallas de todo tipo, que provocan incomodidades al usuario hasta presentar riesgos para su seguridad (con una vida útil ya finalizada).

#### ***4. Características que determinan la vida útil, de los pavimentos.***

Una vez determinados los costos iniciales de construcción, se procede a realizar el primer análisis del costo de vida útil considerando, el referido costo inicial de construcción, de mantenimiento, rehabilitación y demora del usuario en la carretera por los trabajos que se ejecuten.

Las características que determinan la vida útil de una carretera se pueden resumir en tres, como sigue:

- ☒ Un diseño adecuado a las necesidades.
- ☒ Tener un buen sistema de mantenimiento.
- ☒ Respetar la capacidad de las carreteras.

## 2.3 EL CONCRETO EN PAVIMENTOS

Cuando el concreto hidráulico se usa en la construcción de pavimentos, particularmente para carreteras, las condiciones de calidad establecidas son un tanto diferentes a las requeridas para usos más comunes de este material.

Aunque la resistencia a la compresión sigue siendo importante, garantizar un módulo de ruptura adecuado a las condiciones de uso se vuelve fundamental en el caso de los concretos para pavimentos. La durabilidad, la resistencia al desgaste y otras, son características que se vuelven importantes, a diferencia de aquellas que se requieren en la construcción de edificios. Podemos agrupar los pavimentos de concreto en cinco categorías:

- Pavimentos de concreto con juntas simples.
- Pavimentos de concreto compactado.
- Pavimentos de concreto armado.
- Pavimentos de concreto pretensado.
- Pavimentos de concreto prefabricados.

Pavimentos de concreto con juntas simples: se disponen en ellos juntas transversales de construcción y juntas longitudinales de alabeo entre carriles o cuando la anchura de construcción es superior a 5 m. Resultan así, generalmente, losas rectangulares preferiblemente casi cuadradas, salvo en intersecciones, ramales y otras superficies de ancho variable en que han de tener en cualquier caso forma relativamente regular, sin ángulos agudos.

Ambos tipos de juntas, longitudinales y transversales pueden ser también de construcción.

**Pavimentos de concreto compactado:** entre los pavimentos de concreto en masa pueden incluirse los Pavimentos de Concreto Compactado con Rodillo. En este caso la extensión se realiza con extendedora de mezcla bituminosa o motoniveladora, con lo que todas las fases de la puesta en obra pueden realizarse con la maquinaria más habitual en la construcción de carreteras, debido a la evolución a través del tiempo de parámetros como equipos, aplicaciones, diseños estructurales y diseños de mezclas de concreto, aparece como una derivación de los pavimentos de CCR una nueva técnica denominada Pavimento de Concreto Compactado con Pavimentadora, la cual representa el propósito de investigación del presente trabajo.

**Pavimentos de concreto armado:** a este grupo pertenecen los pavimentos con juntas, con refuerzo por temperatura por losa, así como también, los pavimentos continuamente reforzados y los pavimentos armados con fibras de acero.

**Pavimentos de concreto pretensado:** se puede construir losas de 120 m de longitud o incluso mas, y reducir el espesor del orden de un 50%. Se han diseñado varios sistemas de pretensado interno mediante cables o alambres (postensado), y de pretensado externo mediante gatos planos hidráulicos y juntas neumáticas. Las juntas tienen un diseño especial para soportar las mayores variaciones de abertura.

**Pavimentos de concreto prefabricados:** las placas de concreto armado, de forma cuadrada o rectangular, desde 1.5x1.5 m y 3x3 m con espesor de 120 a 160 mm, son empleadas en algunos países para pavimentos industriales sometidos a cargas muy pesadas. También dentro de esta clasificación podemos mencionar los de adoquines o bloques de concreto empleados para zonas que presenten tráfico ligero, moderado o alto.

## **2.4 COMPONENTES DEL CONCRETO**

### **2.4.1 CEMENTO**

El cemento es un polvo fino que en contacto con el agua tiene la propiedad de unir firmemente como un pegamento, diversos tipos de materiales de construcción después de endurecido. No se descompone, ya sea que se someta nuevamente a la acción del agua. Cemento es el nombre popular del producto, el nombre técnico es Cemento Pórtland, como fue nombrado hace más de 150 años por su inventor Joseph Aspdin, debido a la semejanza de su color con las piedras de la isla de Portland (Inglaterra), muy usada en la construcción de la época. Esta denominación oficial permanece hasta hoy. Las materias primas del cemento son caliza, arcilla, yeso y otros materiales denominados adiciones, su fabricación exige grandes y complejas instalaciones industriales, con un horno giratorio que llega a alcanzar temperaturas próximas a los 1500 °C.

### **2.4.1.1 COMPOSICIÓN QUÍMICA DEL CEMENTO**

Los cementos Pórtland se denominan hidráulicos porque fraguan y endurecen al reaccionar con el agua. La influencia que el cemento ejerce en el comportamiento y propiedades de la pasta cementante y del concreto, derivan fundamentalmente de la composición química del clínker y de su finura de molienda.

Una vez que el agua y el cemento se mezclan para formar la pasta cementante, se inicia una serie de reacciones que en forma global se designan como hidratación del cemento que al endurecerse toma un aspecto similar a una roca. Estas reacciones se manifiestan inicialmente por la rigidización gradual de la mezcla, que culmina con su fraguado, y continúan para dar lugar al endurecimiento y adquisición de resistencia mecánica del producto.

Se puede decir que la composición química de un clínker Pórtland de cemento se define convenientemente mediante la identificación de cuatro compuestos principales, cuyas variaciones relativas determinan los diferentes tipos de cemento Pórtland. Durante la calcinación del clínker de cemento Pórtland, el óxido de calcio se combina con los componentes ácidos de la materia prima para formar cuatro compuestos fundamentales que constituyen el 90% del peso del cemento. También se encuentran presentes yeso y otros materiales. Estos son:

**TABLA 2.2** Componentes principales del cemento.

<b>COMPUESTO</b>	<b>FORMULA DEL ÓXIDO</b>	<b>NOTACIÓN ABREVIADA</b>
Silicato tricálcico	3CaO SiO <sub>2</sub>	C <sub>3</sub> S
Silicato dicálcico	2CaO SiO <sub>2</sub>	C <sub>2</sub> S
Aluminato tricálcico	3CaO Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	C <sub>3</sub> A
Aluminoferrito tetracálcico	4CaO Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	C <sub>4</sub> AF

En términos generales son los silicatos de calcio (C<sub>3</sub>S y C<sub>2</sub>S) son los compuestos más deseables, porque al hidratarse forman los silicatos hidratados de calcio (S-H-C) que son responsables de la resistencia mecánica y otras propiedades del concreto. En presencia del agua los cuatro componentes se hidratan para formar nuevos componentes que constituyen la infraestructura de la pasta de cemento endurecido en el concreto. Los silicatos de C<sub>3</sub>S y C<sub>2</sub>S, que constituyen el 75% del peso del cemento se hidratan para formar los compuestos de hidróxido de calcio e hidrato de silicato de calcio.

El silicato tricálcico (C<sub>3</sub>S), se hidrata y endurece rápidamente y es responsable en gran medida del fraguado inicial y de la resistencia temprana. En general la resistencia temprana del concreto de cemento portland es mayor con porcentajes superiores de C<sub>3</sub>S.

El silicato dicálcico (C<sub>2</sub>S), se hidrata y endurece lentamente y contribuye en gran parte al incremento de resistencia a edades mayores a una semana.

El aluminato tricálcico (C<sub>3</sub>A), libera una gran cantidad de calor durante los primeros días de hidratación y endurecimiento. También contribuye

levemente al desarrollo de la resistencia temprana. El yeso que se agrega a la molienda durante la molienda final, retrasa la velocidad de hidratación del  $C_3A$ .

El aluminoferrito tetracálcico ( $C_4AF$ ), reduce la temperatura de formación del clínker, ayudando por tanto a la manufactura del cemento. Se hidrata con cierta rapidez; pero contribuye mínimamente a la resistencia. La mayoría de efectos de calor se debe al  $C_4AF$  y a sus hidratos.

El proceso de hidratación empieza tan pronto como el cemento entra en contacto con el agua. Cada partícula de cemento forma un aumento sobre su superficie, mismo que gradualmente se extiende hasta enlazarse con el aumento de otras partículas de cemento o hasta que se adhiere a las sustancias adyacentes. Esta reconstitución tiene como resultado la progresiva rigidización, endurecimiento, y desarrollo de resistencias. La rigidización del concreto se puede reconocer como una pérdida de trabajabilidad que normalmente ocurre dentro de las tres primeras horas luego del mezclado, pero depende de la composición y finura del cemento, de las proporciones de la mezcla y de las condiciones de temperatura. Posteriormente el concreto fragua y comienza a endurecer. A medida que la hidratación continúa, el concreto se vuelve más duro y más resistente.

## 2.4.1.2 TIPOS DE CEMENTO PÓRTLAND

En cada caso en particular el diseño de las obras podría requerir estructuras de concreto que para una mayor garantía, requieran de un cemento con propiedades especiales o adicionales, tales como:

- Alta resistencia inicial.
- Resistencia a los Sulfatos: moderada o alta resistencia.

El reporte del Comité ACI 225 define que las propiedades del Concreto dependen de la calidad y cantidad de sus constituyentes. En estos casos se justifica aún mas la correcta selección del tipo de cemento. Los cementos Pórtland que están especificados en la norma ASTM C-150, son los siguientes:

<u>TIPO</u>	<u>CARACTERÍSTICA</u>
I	Uso general.
II	Moderada resistencia a los sulfatos o moderado calor de hidratación.
III	Alta resistencia inicial (Resistencia a la compresión).
IV	Bajo calor de hidratación.
V	Alta resistencia a los sulfatos.

Cementos con adiciones activas según la norma ASTM C-595

<u>3 TIPO</u>	<u>CARACTERÍSTICAS</u>
<b>I(PM)</b>	Cemento Pórtland Modificado con Puzolana, de uso general en las construcciones de concreto.

- IP** Cemento Portland Puzolánico, de uso general en las construcciones de concreto.
- P** Cemento Puzolánico, de uso en construcciones de concreto donde no son requeridas altas resistencias a edades tempranas.
- I(SM)** Cemento Pórtland Modificado con Escoria de uso general en las construcciones de concreto.
- IS** Cemento Pórtland Siderúrgico, de uso general en la construcción de concreto.
- S** Cemento Siderúrgico, de uso en construcciones de concreto donde no son requeridas altas resistencias a edades tempranas.
- IP(MS)** Cemento Pórtland Puzolánico con moderada resistencias a los sulfatos.
- IS(MS)** Cemento Pórtland Siderúrgico con moderada resistencia a los sulfatos.

Cementos con adiciones activas según la norma ASTM C-1157

<u>TIPO</u>	<u>CARACTERÍSTICAS</u>
<b>GU</b>	De uso general en la construcción.
<b>HE</b>	De alta resistencia inicial.
<b>MS</b>	De moderada resistencia a los sulfatos.
<b>MH</b>	De moderado calor de hidratación.
<b>LH</b>	De bajo calor de hidratación.

Cementos de albañilería según norma ASTM C-91

<u>TIPO</u>	<u>CARACTERÍSTICAS</u>
<b>N</b>	De uso para la preparación de mortero tipo N según norma ASTM C-270.
<b>S</b>	Para preparar mortero tipo S según norma ASTM C-270.
<b>M</b>	Preparación de mortero tipo M según norma ASTM C-270.

### **2.4.1.3 PROPIEDADES DEL CEMENTO PORTLAND.**

La mayoría de las especificaciones para cemento Pórtland establecen límites a la composición química y a ciertas propiedades físicas del cemento. El conocimiento de la importancia de algunas de estas propiedades es útil para interpretar los resultados de las pruebas con cemento.

**Finura.** La finura del cemento influye en la velocidad de hidratación. Mayor finura incrementa la velocidad con que el cemento se hidrata y, de este modo, acelera el desarrollo de resistencia. Los efectos de la mayor finura sobre la resistencia se manifiestan principalmente durante los primeros siete días.

**Consistencia.** La consistencia de la pasta de cemento endurecida es su capacidad para mantener su volumen después del fraguado. La pérdida de consistencia o expansión destructiva retardada es consecuencia de cantidades excesivas de cal libre calcinada y magnesia.

**Fraguado falso.** El fraguado falso se manifiesta con una pérdida importante de fluidez sin evolución de mucho calor, poco después de que el concreto se ha mezclado. Un mezclado posterior sin-adición de agua puede

restablecer la fluidez. La tendencia de fraguado falso del cemento no causará dificultades en el manejo y el colado del concreto si éste se mezcla durante más tiempo de lo habitual o se remezcla sin añadirle agua antes de transportarlo o colocarlo. El uso de aditivos químicos puede retrasar el fraguado falso aun después de mezclar el concreto.

***Resistencia a la compresión.*** La resistencia a la compresión del cemento Portland, como lo especifica la ASTM, se obtiene mediante la prueba de cubos estándar de mortero de 5 cm. Las resistencias a diversas edades indican las características potenciales productoras de resistencia del cemento.

El cemento portland se produce en cinco categorías básicas, designadas como tipo I a tipo V. En la construcción de carreteras se usan por lo general tres de estas clases de cemento: los tipos I, II y III. La *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO por sus siglas en inglés) ha publicado especificaciones para cemento portland que dan los requerimientos para propiedades como finura, solidez, resistencia, tiempo de fraguado y contenido de aire del mortero. La AASHTO también ha publicado métodos estándar para el muestreo y pruebas del cemento portland con el objeto de clasificarlo y controlar la calidad.

## **2.4.2 AGREGADOS.**

Los agregados ocupan por lo regular del 60 al 80% del volumen del concreto. Por esta razón, sus características influyen en las propiedades del concreto, así como también en las proporciones de la mezcla y en la economía del concreto. Los agregados deben sujetarse a ciertos requisitos y consistir en partículas limpias, duras, compactas y durables, libres de sustancias químicas, capas de arcilla y otros materiales finos que pueden afectar la hidratación y la adherencia de la pasta de cemento.

Las partículas de agregado débiles o laminadas no son convenientes. Los agregados que contienen esquistos naturales o partículas esquistosas, y partículas blandas y porosas tienen poca resistencia al intemperismo.

#### **2.4.2.1 CLASIFICACIÓN GENERAL DEL AGREGADO.**

Se entiende como agregados para el concreto a los materiales como la arena, grava o piedra triturada y escorias; pero se centrará la atención en la arena y la grava por ser los materiales que constituyen un concreto de peso normal.

En las mezclas de concreto hidráulico convencional; los agregados suelen representar entre el 60 y el 75% (70 a 85% por peso), aproximadamente del volumen absoluto de todos los componentes; de ahí la notable influencia que las características y propiedades de los agregados ejercen en las concreto. Los agregados para concreto que se encuentran en estado natural, son una

mezcla de rocas minerales. Un mineral es una sustancia sólida natural que tiene una estructura interna ordenada y una composición química que varía dentro de límites muy estrechos.

La identificación de los constituyentes de un agregado no pueden proporcionar por sí solo, fundamentos para predecir el comportamiento durante su servicio. A menudo la inspección visual revela debilidades en los agregados gruesos, tal como hemos dicho anteriormente, la arena y la grava producen concretos normales que pesan aproximadamente entre 2160 a 2560 kg/m<sup>3</sup>.

Estos agregados de peso normal deben cumplir con la norma ASTM C-33 que limita las cantidades permisibles de sustancias deletéreas e informa de los requisitos de los materiales.

Los agregados de peso normal comúnmente proceden de la desintegración, por causas naturales o medios artificiales, de rocas con peso específico entre 2.4 y 2.8 aproximadamente; de manera que al utilizarlos se obtienen concretos con peso volumétrico, en estado fresco como los mencionados anteriormente.

Existen diversas características en los agregados, cuyas diferencias permiten clasificarlos e identificarlos. Las principales características que sirven en tal fin se indican a continuación:

**TABLA 2.3** Clasificación de los agregados de peso normal.

<b>Por el origen de las rocas</b>	<b>Por el modo de fragmentación</b>	<b>Por el tamaño de las partículas</b>
Igneas	Naturales	Agregado fino
Sedimentarias	Manufacturados	Agregado grueso
Metamórficas	Mixtos	

Debido al tamaño de las partículas los agregados se clasifican en agregados finos y agregados gruesos. Los agregados gruesos son aquellos que estén determinados según la norma ASTM C-33 en los cuales las aberturas varían desde la malla #100 (150 micras) hasta 9.52 mm (3/8") y son conocidos como arenas. Esta norma permite un rango relativamente amplio en la granulometría del agregado fino, pero las especificaciones de otras organizaciones son a veces más limitantes.

Los agregados gruesos, también llamados gravas, lo constituyen los materiales que quedan retenidos en las mallas 9.52 mm (3/8") en adelante. En nuestro medio de manufactura las conocemos como grava #0 (conocida comúnmente como chispa), grava #1, grava #2 y grava #3, clasificadas de acuerdo a su tamaño máximo en pulgadas, independientemente de su forma ya que pueden ser angulares, arredondados y de forma intermedia. A medida que la resistencia requerida aumenta, es necesario prestar mayor atención a la obtención de una buena adherencia entre la pasta y los agregados, buscando formas menos redondeadas y superficies más ásperas en éstos pero tratando que las partículas sean equidimensionales, es decir, evitando las demasiada

irregulares y angulosas. Por ejemplo, para los concretos de muy alta resistencia, "el agregado ideal debe ser limpio, cúbico, anguloso, 100% triturado y con un mínimo de partículas planas y alargadas".

Considerando que toda partícula puede ser inscrita en un prisma de longitud (L), ancho (a) y espesor (e), normalmente se definen como partículas planas las que tienen un ancho mayor de tres veces su espesor, y alargadas aquellas cuya longitud es mayor de tres veces su ancho. Para identificar con rapidez las partículas planas y alargadas contenidas en un conjunto de fragmentos, es aplicable el método CRD 119 el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos, que emplea un calibrador especialmente diseñado para tal propósito. En la figura 2.8 se aprecian los diferentes tipos de agregados y su clasificación por su forma.

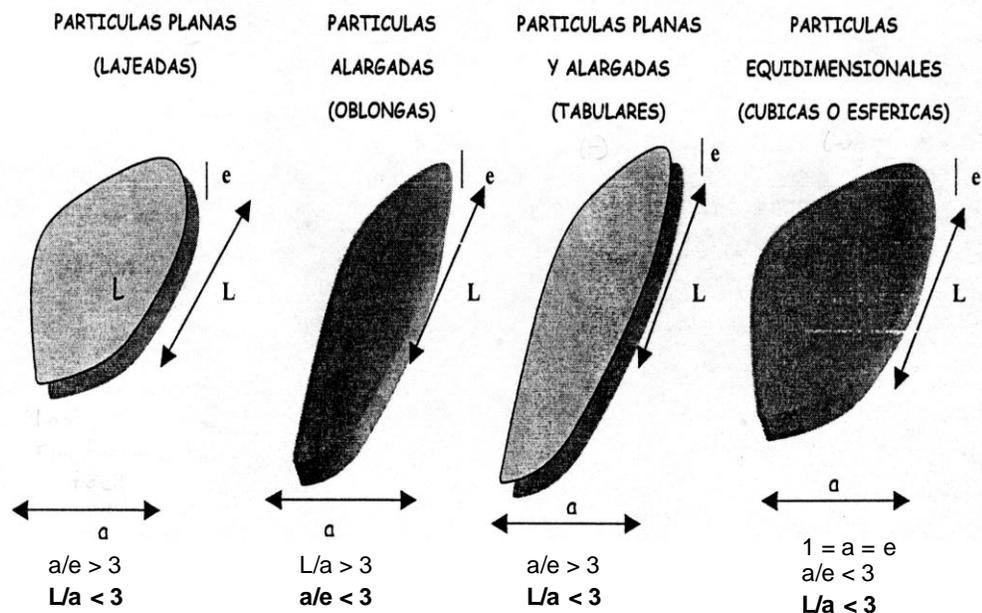


FIGURA 2.8 Clasificación de los agregados en función de su forma.

## **2.4.2.2 CARACTERÍSTICAS DE LOS AGREGADOS.**

### ***Resistencia a la abrasión.***

La resistencia a la abrasión de un agregado suele usarse como índice general de la calidad del mismo. En la prueba de resistencia a la abrasión, Los Angeles, se coloca una cantidad especificada de agregado en un tambor de acero que se gira; el porcentaje del material que se esparce durante la prueba se determina posteriormente. Las especificaciones establecen con frecuencia un límite superior sobre esta pérdida de peso.

### ***Estabilidad química.***

Los agregados que tienen una estabilidad química adecuada no reaccionarán con el cemento de manera perjudicial, ni serán químicamente afectados por otras influencias externas.

### ***Forma de las partículas y textura superficial***

La forma de las partículas y la textura superficial de un agregado influyen en las propiedades del concreto fresco más que en las del concreto ya endurecido. Las partículas de textura rugosa, o bien las planas y alargadas, requieren más agua para producir un concreto trabajable que las partículas redondas o cúbicas. Por ende, las partículas de agregado angulares requieren más cemento y más agua. Los agregados triturados y no triturados proporcionan por lo general la misma resistencia con el mismo contenido de cemento.

El agregado debe tener partículas cortas y gruesas y no demasiadas piezas planas y alargadas. Deben eliminarse las piezas largas y astilladas de agregado. Este requisito es también muy importante en el caso del agregado fino triturado, ya que la arena elaborada con roca triturada a menudo contiene más partículas planas y alargadas.

### ***Granulometría***

La granulometría o distribución de diámetros de las partículas de agregado se determina mediante un análisis granulométrico. Existen varias razones para especificar los límites granulométricos y el diámetro máximo del agregado estos dos factores influyen en las proporciones relativas del agregado, así como en los requisitos de cemento y agua, en la trabajabilidad, en la economía, en la porosidad y en la contracción del concreto. Las variaciones en la granulometría de los agregados pueden afectar seriamente la uniformidad del concreto de un lote a otro. Las arenas muy finas no suelen ser económicas y las muy gruesas pueden producir mezclas duras y difíciles de manejar. En general, los agregados que no tienen gran deficiencia o exceso de un tamaño de partícula en especial y que registran una curva granulométrica suave, proporcionan los resultados más satisfactorios.

*Granulometría del agregado fino:* Los requisitos de la ASTM C33 permiten una escala de granulometría de agregados finos relativamente amplia, pero las especificaciones de otras organizaciones son en ocasiones más estrictas. En general, si la relación agua/cemento se mantiene constante y la relación del

agregado fino con el agregado grueso se escoge en la forma correcta, se puede utilizar un amplio rango de granulometría sin que esto produzca un efecto considerable en la resistencia.

*Granulometría del agregado grueso:* La granulometría de un agregado grueso con determinado diámetro máximo puede variar dentro de una escala bastante amplia, sin producir un efecto apreciable sobre los requisitos de cemento y de agua, si la proporción de agregados finos produce un concreto de buena trabajabilidad. Si tienen lugar variaciones amplias en la granulometría del agregado grueso, las proporciones de la mezcla deben modificarse también para obtener concreto trabajable. Puesto que dichas variaciones son difíciles de anticipar, suele ser más económico mantener la uniformidad en el manejo y la fabricación del agregado grueso, que ajustar las proporciones a causa de variaciones en la granulometría.

El diámetro máximo del agregado grueso utilizado en el concreto tiene relación con la economía. La cantidad de agua requerida por metro cúbico de concreto para una consistencia y un agregado grueso determinado es sustancialmente constante en una escala muy amplia de requisitos del cemento.

El tamaño máximo de agregado que se puede utilizar depende de las dimensiones y la forma de los elementos que se van a construir con el concreto, así como de la cantidad y distribución del acero de refuerzo.

### ***Peso unitario. Suelto y Varillado.***

Se denomina peso volumétrico a la relación que existe entre el peso del material y el volumen ocupado por el mismo, la cual viene dada generalmente en  $\text{kg/m}^3$ . Cabe mencionar que el volumen involucrado en ésta relación está constituido tanto por el que ocupa el material, así como el que ocupan los vacíos, pudiendo estar éstos ocupados por agua y/o aire. El término anterior es aplicable a cementos, agregados (finos y gruesos), morteros y al concreto.

El valor del término peso volumétrico no es considerado como una medida de la calidad del material que se ensaya, pero se ve involucrado en muchos otros cálculos, como por ejemplo, en el diseño de las proporciones para el concreto y en la conversión de cantidades en peso a cantidades en volumen.

Es obvio que el peso volumétrico depende de que tan densamente se comprima el agregado, y que para un material con una densidad determinada el peso volumétrico, dependa de la forma, tamaño y distribución de las partículas. En parte ésta aseveración se puede explicar de la siguiente manera: las partículas más grandes de un agregado se pueden compactar hasta cierto límite, pero las más pequeñas pueden llenar los huecos existentes entre las partículas de mayor tamaño; dependiendo de la forma, tamaño y distribución de las partículas, éstas se acomodarán de manera que el peso volumétrico variará en función de los parámetros anteriores. De ahí que de acuerdo al sistema de acomodamiento que haya tenido el material antes de la prueba (compactado no), el peso volumétrico pueda ser:

### **a) Peso Volumétrico Suelto (PVS)**

Llamado así, cuando el material al iniciar la prueba no se compacta al acomodarlo. Este peso es usado para la dosificación del concreto, o sea para el calculo de los agregados necesarios para la elaboración del concreto.

### **b) Peso Volumétrico Varillado (PVV)**

Se nombra así, cuando al iniciar la prueba el material se compacta al acomodarlo. Es usado en materiales apilados y que se encuentran sujetos a acomodamientos sobre ellos o por el transcurso del tiempo.

Según la norma ASTM C-29. los materiales utilizados para el cálculo de los pesos volumétrico sueltos y varillados, tienen que ser secados a la intemperie. El peso volumétrico de un agregado usado en un concreto varía desde aproximadamente  $1200 \text{ kg/m}^3$  a  $1760 \text{ kg/m}^3$ . El contenido de vacíos entre partículas afecta la demanda de pasta en el diseño de la mezcla. Los contenidos de vacíos varían desde aproximadamente 30% a 45% para los agregados grueso y desde 40% hasta 50% para los agregados finos. La angulosidad aumenta el contenido de vacíos; mayores tamaños de agregado bien graduado y una granulometría mejorada hacen disminuir el contenido de vacíos.

### ***Peso específico***

El peso específico de un agregado es la relación entre su peso y el de un volumen igual de agua. Un metro cúbico de agua pesa 1000 kg aproximadamente. Un material que pesa dos veces esto 2000 kg por metro

cúbico, tiene un peso específico de 2.0. Supóngase que se pone sobre la báscula un bloque de caliza de un metro cúbico y que su peso es de 2595 kg. Esto equivale a 2.6 veces el peso de un volumen igual de agua, por lo tanto, 2.6 es el peso específico de la muestra de caliza que se peso.

La mayoría de los agregados normales tienen pesos específicos de 2.4 a 2.9. El peso específico no es por sí mismo una medida de la calidad del agregado. Su principal utilidad se encuentra en los cálculos de diseño y control de la mezcla.

### ***Absorción y humedad superficial***

Es preciso determinar la absorción y la humedad superficial de los agregados, a fin de poder controlar el contenido neto de agua del concreto, y determinar los pesos correctos de los lotes. Las partículas de agregados están hechas de materia sólida y hueca que puede contener agua o no.

Las condiciones de humedad del agregado se designan como:

1. Seco al horno: totalmente absorbente.
2. Seco al aire: seco en la superficie de las partículas, pero con cierta humedad interior; por lo tanto, un poco absorbente.
3. Saturado y superficialmente seco: no absorbe agua de la mezcla de concreto, ni contribuye con agua a la misma
4. Húmedo o saturado: contiene exceso de humedad en la superficie, contribuye con agua a la mezcla.

Los pesos de los lotes de los diversos materiales deben ajustarse a las condiciones de humedad de los agregados. El abundamiento de la arena ocurre al palear o mover el agregado fino cuando está húmedo. La humedad superficial mantiene separadas las partículas, causando un incremento en el volumen que se conoce como “abundamiento”. El grado de abundamiento varía según el contenido de humedad y la granulometría; las arenas finas aumentan más de volumen que las arenas gruesas, con la misma cantidad de humedad. Debido a que la mayoría de las arenas se entrega en condiciones de humedad, pueden ocurrir amplias variaciones en las cantidades dosificadas si la dosificación se hace según el volumen. Por esta razón, no se recomienda el proporcionamiento por volumen.

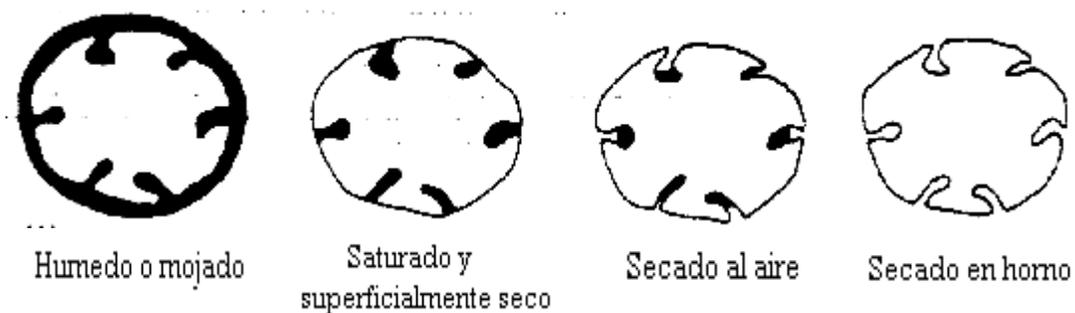


FIGURA 2.9. Condiciones de humedad en los agregados.

### 2.4.2.3 SUSTANCIAS DELETÉREAS EN LOS AGREGADOS.

Entre las sustancias perjudiciales que pueden estar presentes en los agregados, se incluyen las impurezas orgánicas, el limo, la arcilla, el carbón, la

lignita y ciertas partículas ligeras y blandas. La mayoría de las especificaciones limitan las cantidades permisibles de estas sustancias en los agregados. A continuación se mencionan los métodos de prueba propuestos por la norma ASTM para detectar cualitativa o cuantitativamente estas sustancias deletéreas:

**TABLA 2.4** Sustancias deletéreas en los agregados.

<b>SUSTANCIAS DELETÉREAS EN LOS AGREGADOS</b>	
<b>Sustancias deletéreas</b>	<b>Efectos sobre el concreto</b>
Impurezas orgánicas	Afectan el fraguado y endurecimiento y pueden causar deterioro
Materiales más finos que la malla #200	Afectan la adherencia e incrementan el requisito de agua
Carbón, lignita u otros materiales ligeros	Afectan la durabilidad y pueden causar manchas y calavereo
Partículas blandas	Afectan la durabilidad
Partículas terrosas	Afectan la trabajabilidad y la durabilidad, y pueden causar calavereo.

Las partículas blandas son inconvenientes porque pueden afectar la durabilidad y la resistencia al desgaste del concreto, además de causar calavereo. Si son terrosas, se pueden romper durante el mezclado o incrementar, por lo tanto, la demanda de agua.

Los terrones de arcilla presentes en el concreto pueden absorber parte del agua de mezclado, causar el deterioro del concreto endurecido o simplemente, desmoronarse si están cerca de una superficie expuesta.

#### **2.4.2.4 MANEJO Y ALMACENAMIENTO DE LOS AGREGADOS.**

Los agregados deben manejarse y almacenarse de manera que se reduzca al mínimo la segregación y se evite la contaminación con sustancias

perjudiciales. Las pilas deben formarse de capas con un espesor uniforme y no en forma de conos altos; esto último produce segregación.

El equipo que se emplea para apilar los agregados no debe operarse apoyado en otras pilas, porque esto da como resultado la degradación; del material, además de ensuciarlo. El agregado fino se debe manejar en estado húmedo para evitar que el viento se lleve los finos.

El agregado se debe apilar de manera que los movimientos posteriores dentro de los silos de almacenamiento no contribuyan a la contaminación de otras pilas de agregados próximas.

Se debe disponer una base adecuada para evitar la contaminación de los materiales subyacentes, además de un sistema de drenaje eficaz. Las pilas deben tener un amplio espacio intermedio, o separaciones adecuadas, con el objeto de evitar que los agregados se mezclen entre sí.

Las pilas pueden requerir un rociado con agua para compensar el exceso de absorción, enfriarlas o evitar que el viento se lleve las partículas.

Para cargar los silos de almacenamiento el material debe caer verticalmente sobre la abertura de entrada. Los silos deben permanecer lo más llenos posible, ya que esto reduce la fractura de las partículas de agregado y la tendencia a la segregación.

### **2.4.3 AGUA.**

Casi cualquier agua natural que sea potable y que no tenga un sabor u olor pronunciado, se puede utilizar para producir concreto. Sin embargo algunas aguas NO potables pueden ser adecuadas para el concreto, así como otras SI potables no pueden serlo.

En relación con su empleo en el concreto, el agua tiene dos diferentes aplicaciones como ingredientes en la elaboración de las mezclas y como medio de curado de las estructuras recién construidas. En el primer caso es de uso interno como agua de mezclado, y en el segundo se emplea exteriormente cuando el concreto se cura con agua.

Aunque en estas aplicaciones las características del agua tienen efectos de diferente importancia sobre el concreto, es usual que se recomiende emplear aguas de una sola calidad en ambos casos. Así, normalmente, en las especificaciones para concreto se hace referencia en primer termino a los requisitos que debe cumplir el agua para elaborar el concreto, porque sus efectos son mas importantes, y después se indica que el agua que se utilice para curarlo debe ser del mismo origen, o similar para evitar que se subestime esta segunda aplicación y se emplea agua de curado con características inadecuadas.

En determinados casos se requiere, con objeto de disminuir la temperatura del concreto elaborado, que una parte del agua de mezclado se administre en forma de hielo molido o en escamas. En tales casos, el agua que

se utilice para fabricar el hielo debe satisfacer las mismas especificaciones de calidad del agua de mezclado.

Como componente del concreto convencional (sin ningún tipo de aditivo que cambie sus características de un concreto de comportamiento normal), el agua puede variar entre el 4 y 21% del volumen absoluto del concreto convencional recién mezclado, dependiendo del tamaño máximo del agregado que se utilice y del revenimiento que se requiere. Esto le concede una influencia importancia a la calidad del agua de mezclado en el comportamiento y las propiedades del concreto, pues cualquier sustancia dañina que contenga, aún en proporciones reducidas, puede tener resultados significativos en el concreto.

#### **2.4.4 ADITIVOS PARA CONCRETO.**

Entre los aditivos para concreto se incluyen todos los materiales que no sean el cemento Pórtland, el agua y los agregados, y que se pueden agregar al concreto, al mortero o a la lechada inmediatamente antes o mientras se lleva a cabo el mezclado.

Generalmente los aditivos pueden clasificarse de la siguiente manera:

1. Aditivos inclusores de aire.
2. Aditivos reductores de agua.
3. Aditivos retardantes.
4. Aditivos acelerantes.
5. Puzolanas

6. Agentes de trabajabilidad.

7. Diversos: como los agentes contra la humedad y reductores de permeabilidad, agentes para la lechada y agentes formadores de gas.

El concreto debe ser trabajable, susceptible de recibir un acabado fuerte, durable, impermeable y resistente al desgaste. Con frecuencia estas cualidades se pueden obtener de manera económica a través del diseño correcto de la mezcla y de la selección de los materiales adecuados, sin tener que recurrir a los aditivos (con excepción de los inclusores de aire cuando sean necesarios). Sin embargo, pueden haber casos en que se requieran propiedades especiales, tales como un tiempo de fraguado más prolongado, aceleración de la resistencia temprana, control de la reactividad de los álcalis con ciertos agregados, o reducción del calor de hidratación. Con frecuencia estas cualidades pueden obtenerse de manera económica mediante el empleo de aditivos, pero su costo y efectividad deben compararse con los de otros métodos, como la modificación de las proporciones o el uso de componentes opcionales. En tales casos, es conveniente considerar e investigar ciertos aditivos, ya que su uso en el concreto puede producir los efectos especiales requeridos. En ocasiones las propiedades deseadas sólo pueden obtenerse con ayuda de los aditivos. Sin embargo, ningún aditivo, de cualquier tipo que sea o cantidad en que se use, debe considerarse como un sustituto de la práctica de elaboración de concreto, cuando ésta se lleva a cabo correctamente.

## **2.5 CONCRETO COMPACTADO CON PAVIMENTADORA (CCP)**

### **2.5.1 GENERALIDADES.**

Bajo la denominación de concretos compactados se engloban una serie de mezclas de áridos seleccionados y cementos, con un contenido de agua suficientemente reducido como para permitir su compactación con rodillo.

Las aplicaciones naturales de esta técnica son, por tanto, aquellas que pueden construirse en una o varias capas con una gran relación superficie/espesor, es decir, los pavimentos y las presas. Hay que indicar que en los primeros, el nombre de concretos compactados se reserva para las mezclas con un contenido de cemento del mismo orden que el de los concretos vibrados para pavimentos (entre 280 y 330 kg/m<sup>3</sup> habitualmente), mientras que aquellas con dosificaciones más reducidas reciben diversas denominaciones: gravascementos, concretos magros, bases tratadas con cemento, etc. Por el contrario, en las presas se incluyen bajo el termino de concretos compactados a todos los tipos de mezclas, tanto los de mayor como los de menor dotación de conglomerante. En ambos casos se trata, en definitiva, de obtener unos materiales que una vez endurecidos presentan unas características similares a las de los concretos convencionales vibrados, pero en cuya puesta en obra pueden utilizarse los equipos y los métodos de construcción de bases tratadas con cemento o presas de materiales sueltos (motoniveladoras, rodillos, etc.),

con los que se consiguen normalmente rendimientos muy superiores a los de una ejecución entre encofrados. No obstante, las prescripciones que se imponen a los concretos compactados para pavimentos presentan unas diferencias muy marcadas con respecto a las de los empleados en presas: a aquellos se les exige, por ejemplo, que una vez compactados presenten unas características de superficie que son irrelevantes en las presas; mientras que en estas últimas se imponen unos condicionantes de impermeabilidad, tanto del material en sí como de las uniones entre las distintas capas, que en la mayoría de los casos carecen de importancia en los pavimentos.



**FIGURA 2.10** Presa construida con CCR en Nueva Zelanda.

El concreto compactado usado para pavimentos es relativamente reciente y la tecnología todavía está evolucionando. Durante los últimos 10 años se han construido mayormente proyectos de pavimentos haciendo uso de CCR en América del Norte y el funcionamiento de estos pavimentos ha sido

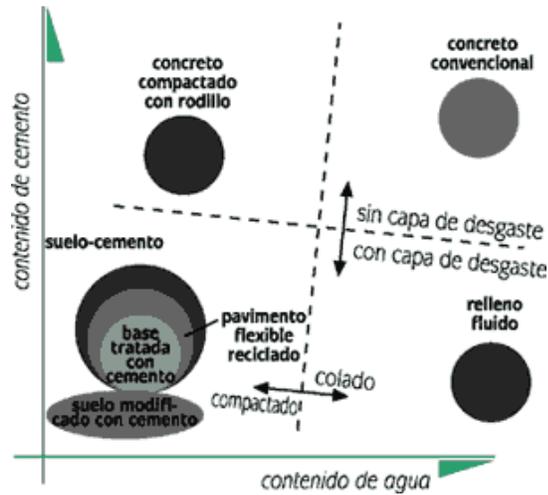
generalmente favorable: los pavimentos de concreto compactado con rodillo también están ganando aceptación en varios países Europeos y de Australia.

El origen del CCP se fundamenta en la técnica del CCR, evolucionando a través del tiempo con relación a equipos, aplicaciones, diseños estructurales y diseño de mezcla.



**FIGURA 2.11** Construcción de Pavimento de CCR.

Los pavimentos de CCP se construyen utilizando los mismos equipos empleados para las bases tratadas con cemento; y al igual que éstas, se trata de un material muy seco, con un reducido contenido de humedad que hace posible su compactación con rodillo. Por el contrario, su contenido de cemento, así como las resistencias que se obtienen, son similares a las requeridas con concretos vibrados para pavimentos. Por ello, los pavimentos de CCP son capaces de soportar el tráfico circulando directamente sobre su superficie, una posibilidad que no ofrecen las bases tratadas con cemento.



**FIGURA 2.12** Relación del CCR con otros materiales cementados

En la figura 2.12 se puede ver que el contenido de cemento es similar al de un concreto convencional vibrado y por lo tanto muy superior al de la base granular estabilizada con cemento. Con el contenido de agua ocurre exactamente lo inverso: es similar al de una base granular estabilizada con cemento y muy inferior al de un concreto convencional vibrado para pavimentos. Oscila más o menos entre un 4 ½ y un 7 ½ por ciento del peso total de los agregados secos, con lo cual la relación agua/cemento tiende a límites muy bajos, comprendidos entre 0,30 y 0,40.

### 2.5.2 CONCEPTO.

En la norma Cement and Concrete Terminology (Terminología del cemento y el concreto) (ACI 116R-90), el American Concrete Institute (ACI) define el concreto compactado con rodillo (RCC, *roller-compacted concrete*)

como: "Concreto que se compacta por medio de compactación con rodillos; concreto que, en su estado no endurecido, soportará un rodillo mientras se está compactando". Hace algunos años, en algunas dependencias de E.U. se usaban los términos "rollcrete" y "rolled concrete", pero ahora se consideran obsoletos.

Así mismo, el concreto compactado con pavimentadora (Paver Compacted Concrete), ha tenido un desarrollo notable en Dinamarca, una terminadora proporcionando una elevada precompactación se utiliza para extender una mezcla muy seca, con la cual es posible obtener grandes resistencias. De esta forma se evita el paso de rodillos y no se perjudica la regularidad superficial.

### **2.5.3 CARACTERÍSTICAS.**

En esencia, las propiedades del CCP endurecido son las mismas que las del concreto de cemento Portland colado en forma convencional y el producto endurecido en su lugar debe considerarse sencillamente como "concreto". Sin embargo, la consistencia del CCP plástico es diferente de la del concreto colado en forma convencional; el CCP plástico debe tener una consistencia suficientemente rígida (Ver figura 2.11), de revenimiento cero, para soportar los rodillos que se usan para la compactación, contiene muy poco material cementante (de 4.5 a 7 bolsas por metro cúbico), y se han obtenido resistencias a la compresión y a la flexión que son muy altas. El equipo que se usa para el

transporte, colado y compactación del CCP consta de equipo de alta capacidad usado para la construcción de obras de tierra y para la construcción de pavimento de asfalto. Se requiere mucho menos mano de obra para la construcción con CCP que para la construcción con concreto convencional.



**FIGURA 2.13** Consistencia de la mezcla.

El pavimento de concreto compactado es en particular aplicable a los pavimentos de servicio pesado y, en estas aplicaciones, se comportan tan bien como los pavimentos de concreto convencional. Aun cuando el pavimento de CCR se puede construir con tolerancias superficiales tan estrechas como las aplicadas para el de concreto convencional, no ha recibido mucho uso hasta la fecha para las áreas de tráfico de alta velocidad.

En el CCP la compactación favorece el acomodamiento de las partículas del agregado, con lo cual el material se estabiliza antes del fraguado, lográndose con ello la resistencia a la compresión que se lograría si se

compactará los agregados sin material cementante. Posteriormente a la compactación comienza el efecto del fraguado con lo cual aumenta aún más la resistencia del concreto. Entonces, al tener concreto compactado ya fraguado se tiene que las resistencias obtenidas son similares a las correspondientes al concreto de alta resistencia.

El CCP está compuesto por:

**a) Agregados**

Los agregados comprenden del 75% al 85% de la mezcla de CCP e influyen considerablemente en las propiedades del concreto fresco y endurecido. Una selección adecuada de los agregados implicará en parte tener costos de construcción menores y una serviciabilidad mayor en el pavimento. En mezclas de concreto fresco de CCP, las propiedades de los agregados afectarán la trabajabilidad de la mezcla produciendo según condiciones de la mezcla, dificultad o facilidad para consolidarse adecuadamente con los equipos de colocación y compactación.

Los agregados gruesos pueden ser triturados, sin triturar o una combinación de ambos, de la misma manera el agregado fino puede ser arena natural, manufacturada o combinadas. En general los agregados gruesos y finos deberán cumplir lo especificado en ASTM C-33 y normas de referencia.

Existen dos características en los agregados que tienen una importante influencia sobre el proporcionamiento de las mezclas de concreto, porque

afectan la trabajabilidad del concreto fresco, como son: la granulometría y la naturaleza de las partículas (forma, porosidad, textura superficial).

Aun cuando la curva granulométrica más conveniente debería determinarse mediante ensayos de laboratorio, esta deberá cumplir con la siguiente graduación:

**TABLA 2.5** Granulometría de los Agregados

TAMIZ		% QUE PASA (ACUMULADO)
MM	PULGADAS	
25.4	1	100
19.1	$\frac{3}{4}$	84 – 100
12.7	$\frac{1}{2}$	73 – 91
9.5	$\frac{3}{8}$	62 – 81
4.76	No. 4	51 – 69
2.38	No. 8	39 – 58
1.19	No. 16	29 – 48
0.595	No. 30	20 – 38
0.296	No. 50	12 – 29
0.149	No. 100	7 – 20
0.074	No. 200	2 – 10

Fuente: Revista ISCYC. No. 25, Junio 2002 “Del CCR al CCP, un paso hacia la excelencia en los Pavimentos de Concreto Compactado con Rodillo”.

#### **b) Materiales Cementantes**

El cemento usado para el pavimento de CCP será semejante al usado para el de concreto convencional. Los tipos de cementos usados en mezclas de CCP pueden ser cementos especificados según ASTM C-150, ASTM C-595,

ASTM C-1157, también se pueden utilizar en combinación con cenizas volantes de clase F y C. La selección del tipo de cemento estará en función de los requerimientos de resistencia, condiciones de exposición, características del concreto, etc.

En el caso de utilizar Puzolanas y adiciones minerales finamente divididas deberán cumplir los requerimientos del comité ACI 226R, con contenidos del 15 al 50% de puzolanas, o el de escorias granuladas de alto horno, con contenidos de escoria entre 25 y 65%.

El contenido del material cementante suele variar entre el 10 y 14% del peso en seco del total de los componentes ( 230 a 330 Kg/m<sup>3</sup>).

**c) Agua.**

La calidad del agua estará regida según los requerimientos del concreto convencional.

En general, el agua que contenga menos de 2,000 ppm (partes por millón) de sólidos disueltos, puede ser usada satisfactoriamente para el concreto en general. Esto significa que basta con que el agua sea lo suficientemente pura como para ser usada en el concreto convencional, para que pueda usarse también en el CCP.

**d) Aditivos.**

Retardadores de fraguado podrán permitir obtener un plazo adecuado de trabajabilidad del concreto, a la temperatura y condición ambiental prevista al momento de su colocación, de acuerdo con las características especiales de

cada obra. El empleo de otros aditivos deberán ser aprobados por el Ingeniero según las condiciones particulares de cada caso.

### ***Relación agua/cemento***

La cantidad de agua que se necesita en el CCP es la que estará involucrada con el proceso de fraguado y el agua necesaria para la obtención del contenido óptimo de humedad ( $W_{op}$ ) para lograr la densidad óptima de campo ( $\bar{\rho}_{op}$ ) en la compactación. Pero la cantidad de agua necesaria para el fraguado es mayor que la necesaria para la compactación, por tanto basta con que se diseñe el CCP con relaciones agua/cemento (0.25-0.40) similares a las que se usan para las mezclas de concreto de cero revenimiento (mezclas secas).

En el CCP por ser los agregados de origen pétreos (por lo menos 2/3 partes de ellos) no absorben la pasta, y esta por efecto de la compactación aflora a la superficie del concreto. La forma en la cual se nota si el CCP no contiene suficiente pasta es que los agregados de la superficie son triturados. También la forma de saber si el CCP está lo suficientemente compactado es observar si la pasta ya afloró a la superficie.

La textura superficial del CCP es muy similar a la de los pavimentos asfálticos, por tanto generalmente basta con que se use rodillo neumático como acabado para obtener una buena superficie de rodamiento.

### ***Contenido de humedad***

El contenido de agua del concreto puede ser alterado por un gran número de factores: tamaño y forma del agregado, revenimiento, relación agua-cemento, contenido de aire, contenido de cemento, aditivos, y condiciones ambientales.

El contenido óptimo de humedad para CCR oscila normalmente entre el 4.5 y el 6.5% del peso seco de los materiales.

En nuestra tecnología lo determinamos partiendo del ensayo Proctor, con probetas preparadas con distintos porcentajes de humedad, entre el 3% y el 7%, compactadas de acuerdo a la Norma AASHTO T-180, Procedimiento "D", lo que nos permite determinar la humedad óptima y la densidad máxima del material; este último valor oscila entre 2.2 y 2.4 g/cm<sup>3</sup>.

El CCP es muy sensible a las variaciones del contenido de agua, la falta aumenta el riesgo de segregación y el exceso dificulta el aprovechamiento total de la energía de compactación.

### **2.5.4 VENTAJAS Y LIMITACIONES.**

Pueden darse varias razones para explicar el amplio uso del concreto compactado. La primera de todas, y que propició inicialmente su desarrollo creciente, es que no se requieren equipos especiales para su ejecución, pudiendo construirse con maquinaria de la que se puede disponer normalmente en cualquier país y que también puede ser empleada en otras unidades de

obra. Este hecho, junto con una construcción no complicada, una reducidas exigencias en cuanto a mano de obra y unos ritmos de construcción elevados, se traduce en importantes economías en comparación con otras alternativas.

La ventaja principal de los pavimentos de concreto compactado es el costo más bajo. La experiencia ha demostrado que se pueden construir los pavimentos de CCR con un ahorro del 15 al 30% sobre los pavimentos similares de concreto convencional.

Estos ahorros pueden atribuirse a factores tales como el empleo de maquinaria que pueden ser utilizada en otras unidades de obra, los grandes rendimientos que pueden obtenerse o la posibilidad de emplear conglomerantes con un elevado contenido de adiciones activas y por ello más económicos.

Resumiendo, los factores que contribuyen al bajo costo del CCR son:

1. Menor contenido de cemento (además parte del cemento puede sustituirse por puzolanas).
2. No requiere formateado.
3. No requiere acabado manual.
4. No se utilizan juntas de expansión o contracción.
5. No se usa refuerzo de acero.
6. La velocidad de colocación es alta, y
7. Requiere muy poco personal auxiliar.

En donde fue posible hacer la comparación, el pavimento de CCR ha demostrado ser competitivo con el diseño de pavimento de asfalto, con los

mismos requisitos de resistencia. Por otra parte, y considerando su empleo en refuerzos, los pavimentos de concreto compactado ofrecen la posibilidad de una apertura inmediata al tráfico, debido a la estabilidad del esqueleto de los áridos después de la compactación.

Por supuesto, los pavimentos de concreto compactado presentan en la actualidad algunas limitaciones. El proceso constructivo debe controlarse cuidadosamente, puesto que el comportamiento de estos es muy sensible a las variaciones de humedad, así como a una compactación inadecuada. Las resistencias mecánicas y la durabilidad dependen de la densidad obtenida durante la compactación, lo que requiere un cuidado especial para las capas de 20 – 25 cm usuales en carreteras importantes, y la construcción en dos o a veces más capas adheridas en los pavimentos con espesores superiores, muy frecuentes en puertos, aeropuertos y áreas sometidas a cargas muy pesadas. No obstante, algunas experiencias recientes en la construcción de bases y subbases tratadas con cemento indican que es posible elevar muy por encima de 30 cm el límite del espesor que puede ser compactado satisfactoriamente de una sola vez.

Por otra parte, la regularidad superficial que es posible conseguir no es todavía satisfactoria para una carretera con tráfico circulando a alta velocidad; en estos casos se necesita por ahora disponer encima del CCR una o dos capas de mezcla bituminosa de varios cm de espesor. Hay que destacar, no obstante, la creciente aceptación de los pavimentos compuestos, en muchos

casos con capas de rodadura porosas o drenantes, sobre todo cuando parece que está en vías de controlar el fenómeno de la reflexión de grietas y sus consecuencias. Debe mencionarse además que con los equipos modernos se están consiguiendo importantes mejoras en la calidad de rodadura, las cuales pueden considerarse espectaculares en el caso de que, mediante el empleo de extendedoras con un elevado poder de precompactación, es posible prescindir del paso posterior del rodillo.

### **2.5.5 PROPIEDADES DEL CCP EN ESTADO ENDURECIDO.**

Las características y propiedades mecánicas de los concretos empleados en CCR y en CCP son iguales, por lo que los criterios relativos a estos parámetros, así como el diseño de mezcla, diseño estructural y el control de calidad, se aplican íntegramente del CCR al CCP. Las propiedades más significativas en el concreto compactado son las mismas que para el concreto convencional y si bien se reconoce que la resistencia a la compresión es la característica más representativa del concreto, hay otras muy importantes como el Módulo de Elasticidad, la resistencia a tracción y al corte, los cambios de volumen, la permeabilidad, la durabilidad. etc.

Los menores contenidos de agua (aproximadamente un 40% menos) y de pasta (un 30% menos) en el concreto compactado, respecto al concreto convencional, son los responsables de las diferencias en el comportamiento entre ambos concretos. Por fortuna para el desarrollo de esta técnica los

efectos de las variaciones de las proporciones de agua, pasta y agregados ya han sido estudiados ampliamente.

Para el concreto compactado con pavimentadora existen dos propiedades que son preponderantes; la resistencia a los esfuerzos por flexión y la resistencia a la fatiga, debido a su incidencia en el espesor del pavimento.

### **2.5.5.1 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN**

La resistencia a la compresión del concreto compactado está afectada principalmente por la relación agua/cemento de la mezcla, cuando el concreto está totalmente compactado, la resistencia a la compresión es inversamente proporcional a la relación agua/cemento.

Debido a las bajas relaciones agua/cemento de los concretos compactados con rodillo, se alcanzan altas Resistencias a la Compresión, cuando se logra la compactación adecuada.

Los valores de resistencia a la compresión de los concretos compactados varía entre 280 a 700 kg/cm<sup>2</sup>.

### **2.5.5.2 PROPIEDADES ELÁSTICAS.**

Los principales factores que inciden en las propiedades elásticas del concreto son la edad, las características del agregado, la relación agua/cemento y la calidad de pasta.

El incremento en las proporciones de agregado vinculado a los concretos compactados y el consiguiente incremento en la densidad, para un determinado tamaño máximo de agregado, considerando que la mezcla tenga suficiente pasta. Si el volumen de pasta es insuficiente la densidad disminuirá con el incremento del porcentaje de vacíos. Bajo estas condiciones el módulo de elasticidad no solo será afectado por la disminución de la densidad, sino también por la discontinuidad de la pasta a través de la masa de concreto y puede esperarse razonablemente una disminución en proporción directa al incremento del contenido de vacíos.

Un concreto compactado con pavimentadora, producido y colocado adecuadamente debe tener el mismo, o un poco más elevado, Módulo de Elasticidad que el de un concreto convencional producido con el mismo agregado.

El Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos ha asumido en sus estudios que el Módulo de Elasticidad del concreto compactado con rodillo es de 280 000 kgf/cm<sup>2</sup> y el Coeficiente de Poisson de 0,15.

### **2.5.5.3 MÓDULO DE ROTURA.**

Al igual que en el concreto convencional, en el compactado con pavimentadora existe una buena correlación entre la Resistencia a Tracción Indirecta y el Módulo de Rotura, tal como lo indica la Figura 2.14 en la cual se pueden apreciar las correlaciones para dos casos investigados; puede

apreciarse que ambas son lineales. El desfase entre las líneas se debe a las condiciones específicas de cada proyecto. Lo cierto es que para unas condiciones y materiales fijados con anterioridad existe una excelente correlación entre el Módulo de Rotura y la Resistencia a la Compresión.

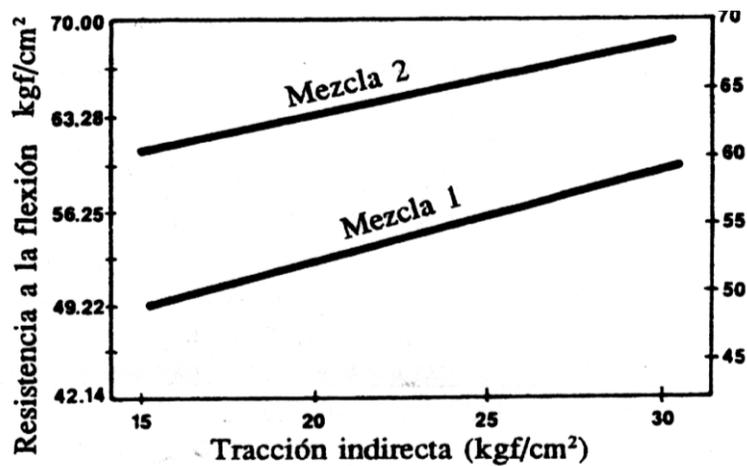


FIGURA 2.14 Ejemplo de correlación entre el Módulo de Rotura a 28 días y el ensayo de tracción indirecta a siete días. Fuente: Notas Técnicas ICPC. “Concreto Compactado con Rodillo”

#### 2.5.5.4 RESISTENCIA A LA FATIGA.

Como el concreto convencional y otros materiales de la construcción, el CCP está sujeto a los efectos de fatiga. La falla de fatiga se define como la ruptura del material después de repeticiones continuas de cargas causadas por fuerzas menores que la resistencia del material. Los resultados de pruebas de fatiga en vigas obtenidas de una sección de prueba que incorpora cuatro mezclas de CCR diferentes indican que la conducta de fatiga de CCR es similar

al de concreto convencional, tal como lo indican la Figura 2.15, en la cual se observa que la falla es función de la relación de los esfuerzos aplicados.

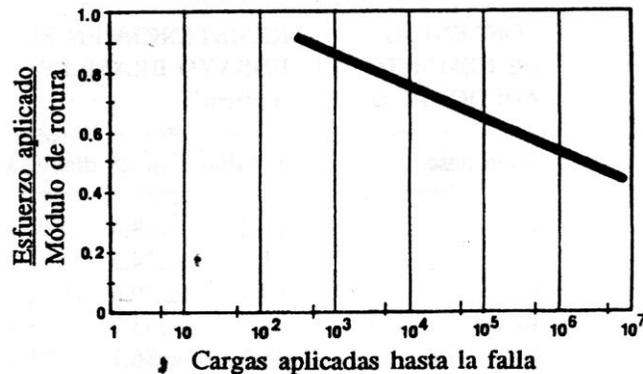


FIGURA 2.15 Comportamiento del concreto compactado con rodillo ante la fatiga.  
Fuente: Notas Técnicas ICPC

### 2.5.5.5 RETRACCIÓN.

La retracción en el concreto compactado es inferior a la que se presenta en el concreto convencional debido al menor contenido de agua y a un mayor acomodo de los agregados que restringe el movimiento de retracción. El principal efecto del secado superficial sería la microfisuración de la pasta alrededor de las partículas de agregado. La contracción por secado esta también afectada por la relación agua/cemento. Si la pasta cementicia no es suficientemente densa o si la compactación no es suficiente para prevenir o restringir la pérdida de humedad, la fisuración superficial por contracción se extenderá posiblemente en profundidad.

El cambio de volumen autogenerado de una mezcla de concreto está afectado por la cantidad y tipo de cemento que contiene, aumenta con el incremento del contenido de material cementante y su fineza.

Para una resistencia dada, un concreto de baja trabajabilidad contiene más agregado que una mezcla de alta trabajabilidad (la primera asociada con el concreto compactado, la segunda con el concreto convencional) para un tamaño máximo dado y por lo tanto menos retracción.

La incidencia de la relación agua/cemento y del contenido de agregados se indica en la Figura 2.16. Se puede apreciar como, para una relación agua/cemento de 0,35, al pasar del 70% al 80% de contenido de agregado por volumen la retracción se reduce a casi la mitad.

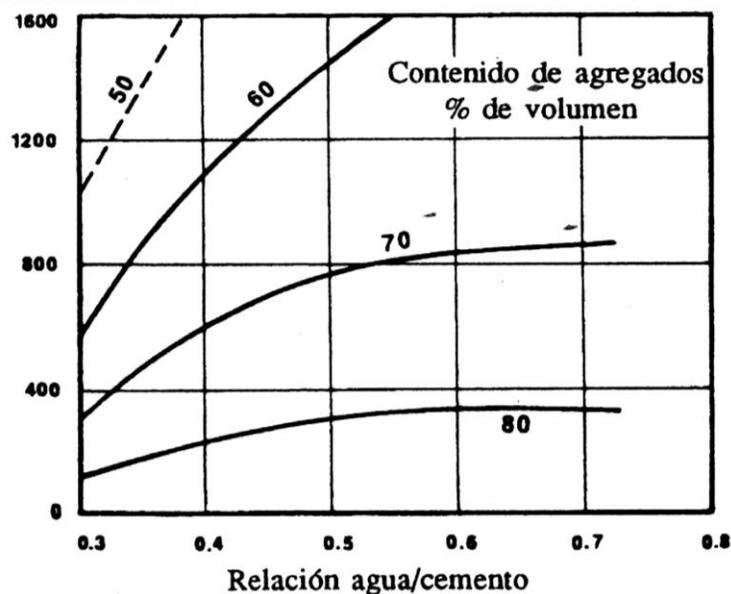


FIGURA 2.16 Influencia de la relación agua/cemento y el contenido de agregado en la contracción.  
Fuente: Notas Técnicas ICPC

### **2.5.5.6 FUERZA DE ADHERENCIA.**

La fuerza de adherencia determina si el pavimento que se construye en capas múltiples se comportará como una capa monolítica o como capas parcialmente adheridas o sin adherencia. La capacidad de carga de capas parcialmente adheridas o sin adherencia son significativamente más bajas que aquellas de capas adheridas de espesores totales iguales.

### **2.5.5.7 DURABILIDAD**

Debido a la manera en la que CCR es mezclado y puesto, no ha sido práctico incluir aire en mezclas de CCR en proyectos de campo. Muchos de los proyectos construidos en el pasado que están funcionando bien se localizan en áreas costeras (EE.UU. del noroeste y Canadá occidental) donde numerosos ciclos de congelamiento y deshielo ocurren. Recientemente, gran número de pavimentos de CCR fueron construidos en áreas con severos ciclos de congelamiento y deshielo como en Denver, Boston, y el Estado de Nueva York (Ft. el Tambor). Sin embargo, estos proyectos no han estado el suficiente tiempo en servicio para posibilitar cualquier conclusión con respecto a la durabilidad del CCR frente a los ciclos de congelamiento y deshielo.

Muestras de CCR obtenidas de los proyectos de campo de pavimento no han mostrado buena durabilidad frente a los ciclos de congelamiento y deshielo cuando se probó y evaluó en el laboratorio según los procedimientos de ASTM C 666. Sin embargo, esto necesariamente no significa que CCR no será durable

en el campo. Aunque ASTM C 666 es una prueba útil para evaluar la durabilidad del concreto convencional, su aplicación directa al CCR no está clara. El mejor indicador de la durabilidad del concreto compactado es su actuación en el campo.

En nuestro país, las posibilidades de excelente desempeño a largo plazo son altas, debido a que no está sometido a ciclos de congelamiento y deshielo.

## **2.5.6 DISEÑO DE MEZCLAS.**

El concreto compactado con pavimentadora es un concreto con bajo contenido de agua, lo cual implica que para su colocación y compactación no sea suficiente la energía que transmiten los vibradores de aguja ni las reglas vibratorias convencionales y que por lo tanto se requiera de la que transmiten los rodillos vibratorios para la compactación de bases granulares o concretos asfálticos. Esta exigencia constructiva obliga a realizar ajustes en los métodos tradicionales de diseño de mezclas de concretos, especialmente en lo referente al contenido de agua y en la relación entre los agregados gruesos y finos, con el fin de obtener una estructura granular capaz de soportar los equipos de construcción y la máxima densidad posible.

Los ajustes en el diseño de mezclas se deben orientar hacia la búsqueda del contenido de agua que permita obtener la máxima densidad, pues se ha demostrado que tal como sucede con las mezclas de suelo-cemento existe un porcentaje de humedad para el cual se obtiene la máxima densidad con una

energía de compactación dada, (ver la Figura 2.17), y además la resistencia a la flexión aumenta linealmente con la densidad, tal como se indica en la Figura 2.18.

En la Figura 2.17 el contenido de humedad está definido como el cociente entre el peso del agua y el peso del cemento más el de los agregados saturados y superficialmente secos.

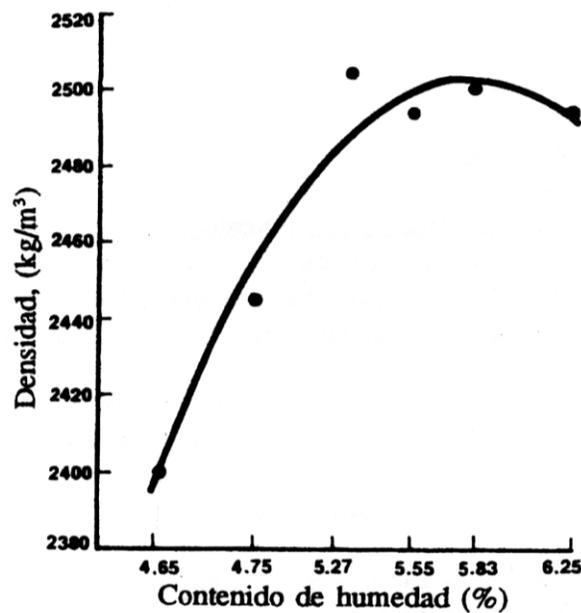
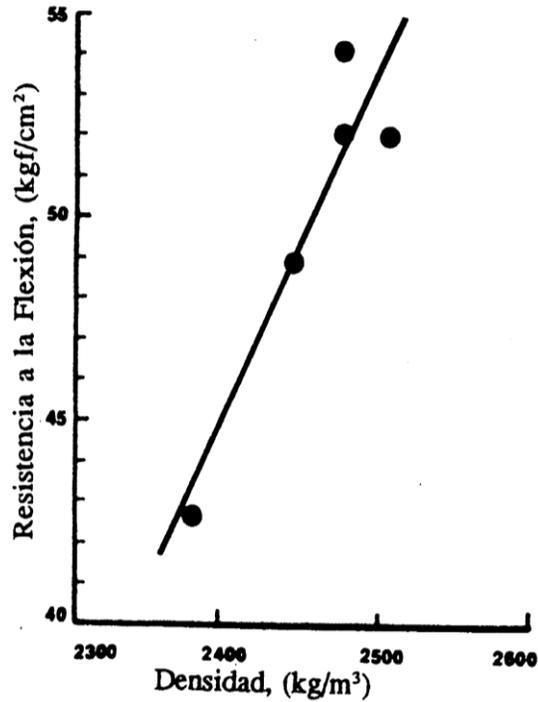


FIGURA 2.17 Relación entre la densidad y el contenido de humedad del CCP  
Fuente: Notas Técnicas ICPC

En cuanto al contenido de cemento este se fija con base en los requisitos de resistencia a alcanzar.



**FIGURA 2.18** Relación entre la resistencia a la flexión y la densidad del CCP.  
Fuente: Notas Técnicas ICPC

Tal como lo dice A. M. Neville "Debería explicarse que un diseño en el sentido estricto de la palabra no es posible. Los materiales usados son esencialmente variables y muchas de sus propiedades no pueden ser tasadas con exactitud en forma cuantitativa. Así pues, nosotros hacemos únicamente una suposición racional de las combinaciones óptimas de los ingredientes. No es sorprendente, por lo tanto, que para obtener una mezcla satisfactoria, no solamente tengamos que calcular o estimar las proporciones del material disponible, sino que debemos hacer mezclas de prueba, revisar las propiedades de esas mezclas y ajustar sus proporciones, hasta obtener una mezcla satisfactoria".

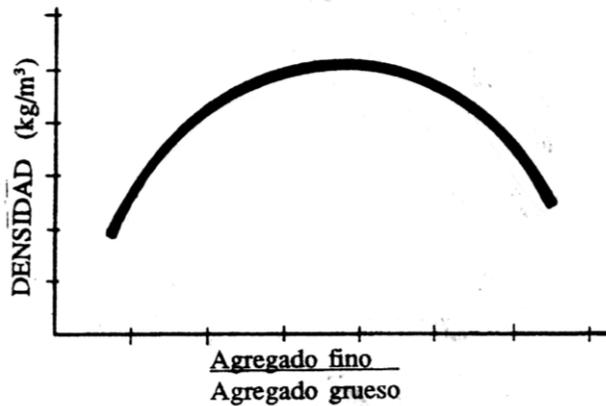
Teniendo en cuenta las anteriores consideraciones, los contenidos iniciales de los materiales para las mezclas de concreto compactado con pavimentadora están en los rangos indicados en la Tabla 2.6.

**TABLA 2.6 Rangos aproximados de la presencia del cemento, los agregados y el agua en CCP.**

MATERIAL	RANGO EN % DEL PESO TOTAL DE MATERIALES
<b>Cemento</b>	<b>12 – 15</b>
<b>Agua</b>	<b>4 – 6</b>
<b>Agregado Grueso</b>	<b>46 – 52</b>
<b>Agregado Fino</b>	<b>38 – 42</b>
<b>Relación agua/cemento</b>	<b>0.30 – 0.35</b>

**Fuente: Notas Técnicas ICPC**

El diseño de la mezcla se inicia compactando con una energía constante, normalmente igual a la del ensayo Proctor Modificado, diferentes relaciones entre los volúmenes de agregado fino y grueso y al graficar los resultados del ensayo, se obtiene una curva similar a la que se muestra en la Figura 19. Este procedimiento permite determinar la relación de agregados que se va a emplear durante la mezcla, la cual es aquella para la que se obtiene la máxima densidad.



**FIGURA 19.** Curva típica del ensayo de compactación, para diferentes relaciones entre agregados.  
Fuente: Notas Técnicas ICPC

El contenido de agua se encuentra realizando nuevamente ensayos de humedad contra densidad, pero esta vez, con una energía de compactación similar a la que se tendrá en el campo, con la relación de agregados encontrada y variando el contenido de humedad hasta hallar la que permite obtener la máxima densidad posible.

Luego, se elaboran probetas cilíndricas con concretos producidos con los contenidos de agregados y de agua determinados como se explicó y con diferentes contenidos de cemento, para fallarlas a tracción indirecta o a compresión y así definir el contenido de cemento para el cual se alcanzan los requisitos de resistencia deseados. Hay que advertir que los resultados obtenidos con los ensayos descritos se deben entender como una aproximación a la dosificación de campo ya que ella debe ajustarse para las condiciones específicas de trabajo, en especial en lo referente a la energía de compactación.

Los procedimientos y propiedades del proporcionamiento de mezclas de CCP difieren de aquellos acostumbrados para concreto convencional debido a la dura consistencia del CCP fresco y originalmente al uso de la granulometría de los agregados. Las diferencias primarias en el proporcionamientos de mezclas para pavimentos de CCP y las mezclas para pavimentos de concretos convencionales son:

1. CCP generalmente no tiene aire incluido
2. CCP tiene un volumen de agua más bajo
3. CCP tiene un volumen de pasta más bajo
4. CCP generalmente requiere un volumen del agregado fino más grande para producir una combinación de agregados que este bien graduada y que sea estable bajo la acción de un rodillo.
5. CCP normalmente tiene un NMSA (Tamaño Máximo Nominal) no mayor que 3/4 in. (19 mm) para minimizar la segregación y producir una textura de la superficie relativamente lisa.

Los contenidos relativamente altos de materiales cementantes y la alta calidad de los agregados usados en CCR lo distinguen del suelo cemento y de otros métodos a base de cemento-tratado. Para que el CCR sea consolidado eficazmente, debe estar bastante seco para soportar el peso de un rodillo vibratorio, sin embargo bastante húmedo para permitir la distribución adecuada de la pasta por todas las partes de la masa durante el mezclado y operación de compactación. La conveniencia de la compactación con rodillos vibratorios para

el concreto difiere significativamente en apariencia, del estado sin consolidar, ocasionándole al concreto una depresión mensurable.

Las mezclas de CCP deben tener un volumen de pasta suficiente para llenar los vacíos interiores en la masa de agregados. Varios métodos han sido usados para el proporcionamiento de mezclas para pavimentos de CCP. Estos métodos pueden colocarse en uno de dos amplias categorías:

### ***1.- Proporcionamiento por evaluación de pruebas de consistencia***

Este método de proporcionamiento de mezclas de CCP implica la buena explotación del nivel de fuerza requerido y usa un aparato tal como el VeBe descrito en ACI 211.3. El aparato VeBe ha sido modificado por los Cuerpos de Ingenieros y la División de Reglamentos para hacerlo más conveniente para el uso con CCP. Consiste en una mesa vibratoria de frecuencia y amplitud fija, con un recipiente de metal que tiene un volumen de aproximadamente 0.33 ft<sup>3</sup> (0.0094 m<sup>3</sup>) firmemente atado a él. Una muestra representativa de CCP se pone flojamente en el recipiente bajo una sobrecarga que tiene una masa de 29.5 o 50 lb (13.3 o 22.7 kg), dependiendo en que modifica el aparato que se selecciona. La medida de consistencia es el tiempo de vibración, en segundos, exigidos para consolidar el concreto totalmente, es evidenciado por la formación de un anillo de mortero entre la sobrecarga y la pared del recipiente. Si bien se modificó los tiempos de VeBe se han reportado como apropiado para CCP de 20 a 30 segundos, que contienen 1 1/2 - a 3-in. (38 a 76 mm) NMSA y usado en aplicaciones de masas de concreto, estas veces normalmente se representa un

concreto que tiene una consistencia demasiado húmeda para poner y compactar propiamente en aplicaciones de pavimentos.

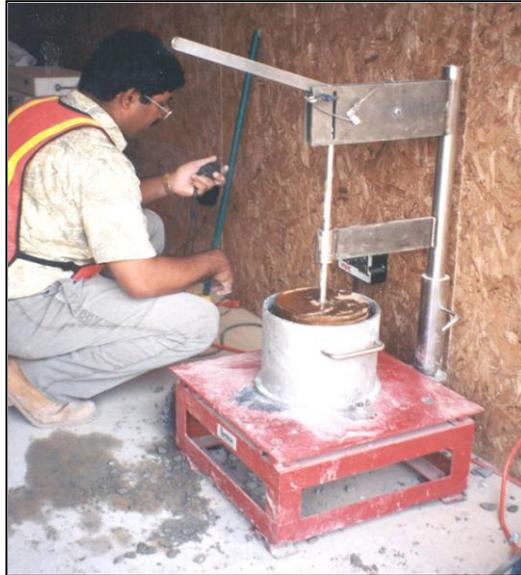


FIGURA 2.20. **Consistómetro VeBe, descrito en ACI 211.3.**

La limitada investigación del laboratorio indica esa modificación en los tiempos de VeBe, como se determinó bajo una sobrecarga de 50-lb (22.7 kg) , de 30 a 40 segundos son más apropiados para las mezclas de pavimentos de CCP. El tiempo de VeBe modificado debe determinarse para una mezcla de CCP dada y debe compararse con los resultados de pruebas de consolidación in situ dirigidos a la compactación de CCP para determinar si es necesario realizar ajustes en las proporciones de la mezcla. El tiempo optimo de VeBe modificado es influenciado por el volumen de agua, NMSA, volumen del agregado fino, y la cantidad de agregado más fino que los 75 micrómetros (No. 200). Mezclas de CCP que contienen aproximadamente cinco por ciento de agregado más fino que el No. 200 puede ser difícil de probar con precisión

usando el aparato de VeBe modificado, porque el mortero en estas mezclas es difícil de llevar a la superficie bajo vibración.

Los métodos de proporcionamiento de mezclas que normalmente usan pruebas de consistencia requieren arreglos de parámetros de la mezcla específicos como volumen de agua, volumen de materiales de cementantes, o el volumen de agregados, de vez en cuando variando un parámetro para obtener el nivel deseado de consistencia. De esta manera, cada parámetro de la mezcla puede perfeccionarse para lograr las propiedades deseadas del CCP en estado fresco y endureció. Uno de las consideraciones primarias al usar los métodos descritos en ACI 207.5R para que se use la prueba de consistencia, es la selección apropiada de la proporción (pv) del volumen aire-libre de pasta al volumen aire-libre de mortero. Las mezclas de pavimentos de CCP deben contener volúmenes de pasta suficientes para llenar todos los vacíos interiores entre las partículas del agregado. El pv afecta la compatibilidad de la mezcla y la textura de la superficie resultante del pavimento.



**FIGURA 2.21** Compactación de cilindros utilizando mesa vibratoria.

## ***2- Proporcionamiento por métodos de consolidación de suelos.***

Los métodos que usan estas pruebas comprenden el establecimiento de una relación entre el peso de la unidad en estado seco o húmedo y el contenido de humedad del CCP a través de un arreglo de contenidos de humedad por compactación de especímenes. Es similar al método usado para determinar la relación entre el contenido de humedad y el peso de la unidad de suelo y el de mezclas de tierra-agregado. El aparato y esfuerzos de compactación usados para la obtención correspondiente de humedades-densidades de los especímenes es descrito en ASTM D 1557, Método D.



**FIGURA 2.22** Compactación de viguetas utilizando el método Proctor

El contenido de materiales cementantes es determinado por la fuerza y requisitos de durabilidad del pavimento, y se expresa a menudo como un porcentaje del peso total seco de los materiales (cemento y agregado). Contenido de materiales cementantes que van de 10 a 17 por ciento del peso seco son típicos para las mezcla de pavimentos de CCP. Este rango corresponde a aproximadamente 350 a 600 lb de material cementante/yd<sup>3</sup> (208 a 356 kg/m<sup>3</sup>) de CCP.

Los agregados finos y gruesos, como previamente nombrados, se combinan para crear una mezcla bien graduada. El volumen de la unidad de agregados finos y gruesos por el volumen de la unidad de CCP puede calcularse después de que el volumen de humedad óptimo de la mezcla de CCP es determinado.

El volumen de humedad óptimo de la mezcla se define como el volumen de humedad que corresponde a la cresta de la curva de volúmenes-densidad

de humedad, y esta depende de las propiedades de los agregados usadas y del contenido de materiales cementantes. La pérdida de fuerza ocurrirá en una mezcla que tiene un contenido de humedad significativamente debajo del óptimo debido a la presencia adicional de aire atrapado en los vacíos. La pérdida de fuerza también ocurrirá en una mezcla si el volumen de humedad es significativamente superior al óptimo debido a un aumento en la proporción de la relación agua-cemento (a/c).

Normalmente se establecen curvas de humedad-densidad por encima de un arreglo de contenidos de materiales cementantes para determinar el contenido de cemento mínimo que reúna los requerimientos de diseño.

Se dirigen pruebas de humedad-densidad y se establece una curva de humedad-densidad para cada contenido de material cementante. Se compactan especímenes mediante pruebas de fuerza lográndose contenidos de humedad óptimo para cada uno de los contenidos de materiales cementantes en particular. De estas pruebas, una curva de fuerza contra el contenido de material cementante (o agua-proporción de material cementante) se establece para seleccionar la cantidad de materiales cementantes.

### ***Fabricación de especímenes de pruebas.***

No pueden usarse procedimientos de fabricación de espécimen de concretos convencionales, como aquellos actualmente regularizados por ASTM, para fabricar especímenes de prueba con CCP debido a la consistencia dura

del concreto. Aunque se han usado varios procedimientos, ninguno se ha regularizado todavía. Los procedimientos frecuentemente usados involucran vibrar una muestra de CCP fresco en una mesa vibrando bajo una sobrecarga, o compactando la muestra con algún tipo de martillo compactador que sigue los procedimientos de ASTM D 1557.

Para especímenes compactados por vibración, el número de cargas usadas por varias agencias ha variado de uno a tres dependiendo del tipo de espécimen. La sobrecarga ha variado de 25 a 200 lb (11.3 a 90.7 kgs), o aproximadamente 1 a 7 psi (0.0069 a 0.0483 MPa), dependiendo de nuevo del tipo de espécimen. La consolidación completa de especímenes de CCP puede ser difícil cuando se este usando una mesa vibratoria como prueba por el hecho que es una prueba serrada a veces al extraer núcleos de los pavimentos de CCP tienen pesos de la unidad mayor que aquellos que los especímenes que se fabricó de similar edad y contenido de humedad. Esta consolidación del espécimen incompleta en el laboratorio puede ser particularmente prevaleciente cuando se usa una mesa vibratoria que tiene una amplitud baja cuando se efectuó una sobrecarga. Mesas vibratorias usadas hasta la fecha esta incluida la mesa de VeBe, esta reúne los requisitos de la prueba de densidad relativa para la cohesión de suelos (ASTM D 4253 y D 4254), y estos reúnen los requisitos de ASTM C 192. Dependiendo de las proporciones de la mezcla y la mesa vibratoria disponible para el uso, puede ser beneficioso producir jornadas

de ensayo a volúmenes de humedad ligeramente más alto que el óptimo para facilitar la consolidación del concreto.



**FIGURA 2.23** Elaboración de cilindros utilizando el martillo compactador.

Especímenes compactados por medio de un martillo compactador pueden tener pesos de la unidad que se aproximan a aquellos de muestras tomadas de los pavimentos de CCP, sin embargo un número significativo de golpes puede requerirse para una consolidación adecuada. Normalmente se mantienen el número y altura de los golpes constante entre los especímenes lográndose uniformidad de resultados. Aunque la consolidación de cilindros puede hacerse factiblemente usando un martillo compactador, la compactación uniforme de vigas como especímenes de prueba para la fuerza de flexión con este método puede ser impráctica. ASTM Subcomité C09.45 en Compactación de Concreto con Rodillo está desarrollando procedimientos para fabricar

especímenes de prueba en laboratorios para la determinación de peso de la unidad y fuerza del concreto que presente similar consistencia a la del concreto compactado con pавimentadora.

## **2.5.7 DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS DE CONCRETO COMPACTADO CON PAVIMENTADORA.**

Originalmente se utilizaron procedimientos de diseño basados en pavimentos convencionales de concreto, pero de esta forma se penaliza con amplios coeficientes de seguridad (suma de incertidumbre más desconocimiento), el buen comportamiento a fatiga y a flexión del CCP. Por lo tanto se considera llegado el momento de presentar un criterio de diseño específico para CCP que aproveche las ventajas de este material.

A continuación se describen los parámetros a utilizar para el diseño estructural de un CCP, basado en los criterios con los cuales se desarrolla el cálculo de espesor del CCR, ya que estos mantienen prácticamente las mismas características.

### **2.5.7.1 PROPIEDADES DEL CCP.**

Las principales propiedades del CCP que afectan la elección del espesor de un pavimento son su módulo de rotura a flexión, su comportamiento a fatiga y su módulo de elasticidad. Cuando para una utilización específica se desconozcan los valores reales de estas propiedades se podrán emplear las

relaciones empíricas, que en función de la resistencia a tracción por compresión diametral, o de la resistencia a compresión del pavimento, se establecen en los siguientes artículos:

### **2.5.7.1.1 MÓDULO DE ROTURA A FLEXIÓN.**

El módulo de rotura a flexión (carga en los tercios de la luz) de un CCR resulta, en general, superior al de un concreto convencional. En la bibliografía se han encontrado valores que varían según el contenido de cemento, desde 3,5 MPa hasta algo más de 5.0 MPa a la edad de 28 días.

Hasta el momento los diseñadores no disponen de un método efectivo y aceptable para determinar la resistencia a flexión más apropiada a utilizar en el proyecto. Esto origina estimaciones demasiado conservadoras de la resistencia en el estado de proyecto, desperdiándose la ventaja de la alta resistencia potencial del CCR.

La relación recomendada y aplicada por la técnica europea, y que se ha empleado en Latinoamérica, vincula la resistencia a tracción por compresión diametral y la resistencia a flexión a la edad de 28 días, mediante la expresión (Ec 2.1).

$$\sigma_f = C_1 * \sigma_t \quad (\text{Ec. 2.1})$$

siendo:

$\sigma_f$  = la resistencia a flexión, en MPa;

$\sigma_t$  = la resistencia a tracción por compresión diametral, en MPa,

$C_1$  = constante que depende los diferentes diseños de mezclas del CCR y cuyo valor puede variar entre 1,25 y 1,67.

La bibliografía norteamericana propone, en base a los resultados de ensayos sobre testigos calados y vigas pertenecientes a tramos de CCR en servicio, la siguiente relación empírica entre la resistencia a compresión y a flexión a la edad de 28 días.

$$\sigma_f = C_2 * \sigma_b'^{0.5} \quad (\text{Ec. 2.2})$$

$\sigma_f$  = la resistencia a flexión, en MPa;

$\sigma_b'$  = la resistencia a compresión, en MPa;

$C_2$  = constante que depende de los diferentes diseños de mezclas del concreto y cuyo valor es aproximadamente 0,74.

Las relaciones empíricas mencionadas anteriormente fueron determinadas en base a un gran número de mezclas de CCR. Estos valores son útiles en los estudios previos al proyecto, dado que para el análisis del proyecto final se deberán realizar ensayos sobre las muestras de la mezcla de CCP elegida para determinar los valores reales de sus propiedades.

### **2.5.7.1.2 COMPORTAMIENTO A FATIGA.**

Al igual que el concreto convencional, el concreto compactado con pavimentadora está sujeto a los efectos de la fatiga.

Las investigaciones realizadas hasta el momento sobre los efectos de la fatiga por flexión en los pavimentos de CCR han demostrado que su comportamiento a fatiga es algo mejor al esperado en los pavimentos de concreto convencional.

Los diversos estudios realizados hasta el momento en Japón, EE.UU. y México, han permitido obtener diferentes expresiones para describir la relación entre SR y el logaritmo del número "N" de repeticiones permitidas de las cargas.

Luego de realizar un estudio comparativo entre todas ellas, se propone emplear la siguiente expresión (ver Figura 2.23):

$$\begin{aligned} SR &= 1.20 - 0.10 \log N && \text{para } N \geq 100 \\ SR &= 1 && \text{para } N < 100 \end{aligned} \quad (\text{Ec. 2.3})$$

siendo:

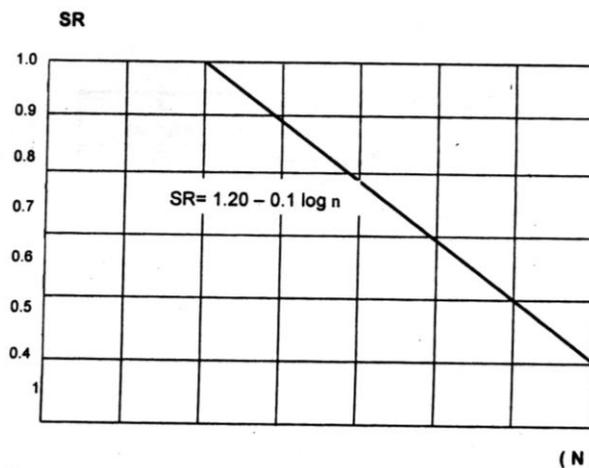
SR = la relación entre la tensión debida a la carga y el módulo de rotura a flexión del CCR.

N = el número de repeticiones de las cargas

Cuando las continuas repeticiones de las cargas producen tensiones que no exceden el 50% del modulo de rotura a flexión del CCR ( $SR \leq 0,50$ ) el pavimento soportará un número ilimitado de tales tensiones sin que ocurran fallas por fatiga. Cuando las tensiones producidas exceden el 50% del módulo de rotura a flexión ( $SR > 0,50$ ), el número de repeticiones de las cargas se limita para asegurar que el CCR no experimente fallas por fatiga. Este número

limite, o permitido de repeticiones de las cargas se puede determinar mediante la utilización de la curva de fatiga del CCR (ver la Figura 2.24).

Cuando el pavimento esté solicitado por tránsito mixto se deberá calcular el "consumo de fatiga" producido por cada grupo de cargas de rueda (ver sección 2.5.7.4.6).



**FIGURA 2.24** Relación entre tensiones, SR, en función del número de repeticiones de la carga N(15).  
Fuente: "Diseño Estructural de Pavimentos de Hormigón Compactado con Rodillo". Serie Monografías, Centro Técnico del Hormigón, Junio 1994.

### 2.5.7.1.3 MÓDULO DE ELASTICIDAD.

Los estudios realizados hasta el momento sugieren que el valor de E de un CCR es algo inferior al que tendría un concreto convencional de igual resistencia a compresión, por lo que resulta recomendable su estudio para cada obra.

En caso de no contarse con ensayos referidos a un pavimento en particular, se recomienda adoptar como primera aproximación, la siguiente relación empírica:

$$E = C_3 * \sigma'_b{}^{0.5} \quad (\text{Ec. 2.4})$$

siendo:

$\sigma'_b$  = la resistencia a compresión, del CCR. en MPa;

$C_3$  = la constante cuyo valor varía entre 4600 hasta 5200 según las diferentes mezclas ensayadas.

### 2.5.7.2 PROCEDIMIENTO PARA EL DISEÑO DEL ESPESOR

Para determinar el espesor de un pavimento de CCR se necesita la siguiente información:

- Valor soporte de la subrasante (o de la combinación de subbase y subrasante).
- Características del vehículo (o de los diferentes vehículos);
  - Cargas de rueda
  - Separación entre ruedas
  - Presión de inflado de los neumáticos
- Número de repeticiones de las cargas esperables durante la vida útil de diseño
- Módulo de rotura a flexión del CCR ( $\sigma_f$ )
- Módulo de elasticidad (E)

### **2.5.7.2.1 VALOR SOPORTE DE LA SUBRASANTE.**

Los requerimientos para la subrasante o la subbase son tan importantes como para pavimentos de concreto convencional, dado que sin una fundación estable es imposible lograr el requerimiento de densidad de los pavimentos de CCR.

Para asegurar el comportamiento satisfactorio del pavimento de concreto, es necesario que el suelo de la subrasante posea características y densidad uniformes.

La capacidad soporte de la subrasante adquiere especial importancia en los pavimentos de CCR por razones constructivas, ya que el peso del equipo de construcción puede generar problemas, debido a que no se logra la densidad deseada o se contamina con el material de la subrasante si ésta tiene baja capacidad soporte. Por esto se recomienda, casi generalmente, la colocación de una subbase que sirva como plano constructivo sólido.

Las subbases pueden ser especificadas para cumplir con una o más de las siguientes finalidades, destinadas a obtener un soporte uniforme y asegurar un buen comportamiento en servicio:

- 1) Prevenir contracciones o hinchamientos excesivos de los suelos caracterizados por grandes cambios volumétricos
- 2) Ayudar a controlar los levantamientos diferenciales o excesivos por acción de las heladas,

3) Prevenir el "bombeo" de los suelos finos. El bombeo puede ocurrir cuando los pavimentos de concreto se colocan directamente sobre suelos plásticos de granulometría fina.

Las especificaciones de la AASHTO para evitar el bombeo aconsejan:

- 1) Material de un tamaño máximo no mayor que un tercio del espesor de la subbase
- 2) Un máximo del 25% del material debe pasar el tamiz 75  $\mu\text{m}$  (ASTM No. 200)
- 3) Índice de Plasticidad menor de 6.
- 4) Límite líquido menor de 25.
- 5) Una granulometría que permita la compactación de la subbase.

Si el CCR se coloca sobre una subrasante resiliente (elástica), como por ejemplo una arcilla, será muy dificultoso o casi imposible lograr altos niveles de compactación en el CCR debido a la elasticidad de la subrasante.

Por el contrario una fundación resistente (con un módulo de reacción de la subrasante mayor de 138 MPa/m) brindará mejor soporte al pavimento resultando menor el proceso de fisuración.

El soporte (o la capacidad soporte) que la subrasante presta al pavimento se expresa con el valor del módulo de reacción "k" de la subrasante

y puede ser determinado mediante ensayos de carga en el terreno o por correlación con valores soportes establecidos mediante otros ensayos.

Para el diseño de pavimentos de carreteras, caminos y calles suelen usarse los valores del módulo "k" de la subrasante indicados en la Tabla 2.7.

**Tabla 2.7 Valores del módulo de reacción de la subrasante "k" en función del tipo de suelo.**

k (Mpa/m)	<i>Tipo de suelo</i>	Comportamiento
28	Limo y arcilla	Satisfactorio
55	Arenoso	Bueno
83	Grava arenosa	Excelente

**Fuente:** "Diseño Estructural de Pavimentos de Hormigón Compactado con Rodillo". Serie Monografías, Centro Técnico del Hormigón, Junio 1994.

Quando el proyecto especifique la utilización de una subbase tratada con cemento, el valor de "k" se incrementará de acuerdo con lo especificado en la Tabla 2.8.

**Tabla 2.8** Valores del módulo de reacción de la subrasante "k" en función del espesor de la subbase tratado con cemento.

Valor "k" de la subrasante (Mpa/m)	Valor "k" en función del espesor de la subbase tratada con cemento, en Mpa/m		
	0.10 m	0.125	0.150
28	84	112	140

**Fuente:** "Diseño Estructural de Pavimentos de Hormigón Compactado con Rodillo". Serie Monografías, Centro Técnico del Hormigón, Junio 1994.

Quando se emplee una subbase granular, no cementada, el Valor de "k" se incrementará de acuerdo con los valores dados en la Tabla 2.9.

**Tabla 2.9** Valores del módulo de reacción de la subrasante “k” en función del espesor de la subbase granular.

Valor “k” de la subrasante (Mpa/m)	Valor “k” en función del espesor de la Subbase tratada con cemento, en Mpa/m			
	0.10 m	0.15 m	0.225 m	0.30 m
<b>28</b>	<b>38</b>	<b>41</b>	<b>47</b>	<b>56</b>
<b>55</b>	<b>64</b>	<b>67</b>	<b>78</b>	<b>78</b>
<b>83</b>	<b>93</b>	<b>96</b>	<b>107</b>	<b>125</b>

Fuente: “Diseño Estructural de Pavimentos de Hormigón Compactado con Rodillo”. Serie Monografías, Centro Técnico del Hormigón, Junio 1994.

### **2.5.7.2.2 CARGAS VEHICULARES.**

La estimación del tráfico esperado es un factor muy importante en el diseño del pavimento. La información requerida acerca del tráfico incluye las magnitudes de las cargas de rueda, la configuración de las ruedas y la frecuencia de operación de los vehículos más pesados que se desplazarán sobre el pavimento.

Usualmente el vehículo que tenga la carga de rueda mas pesada será el que controlará el diseño, aunque es conveniente verificar el espesor obtenido para otras combinaciones de carga correspondientes a distintos tipos de vehículos, fundamentalmente por el problema de fatiga. La máxima carga de rueda es la mitad de la carga del eje más pesado del vehículo de diseño cargado a su máxima capacidad.

El dibujo de las improntas, es decir el dibujo de las áreas de contacto de la losa con cada neumático transportando la máxima carga de rueda, se puede

asimilar, con suficiente aproximación y desde el punto de vista práctico a un círculo de radio "a" de igual área.

En el procedimiento de diseño que se propone, "a", es uno de los parámetros y se define como el radio del área equivalente de contacto y se calcula mediante la siguiente expresión:

$$a = \left( \frac{P}{p * \pi} \right)^{0.5} \quad (\text{Ec. 2.5})$$

siendo:

P = la carga de la rueda, en MN.

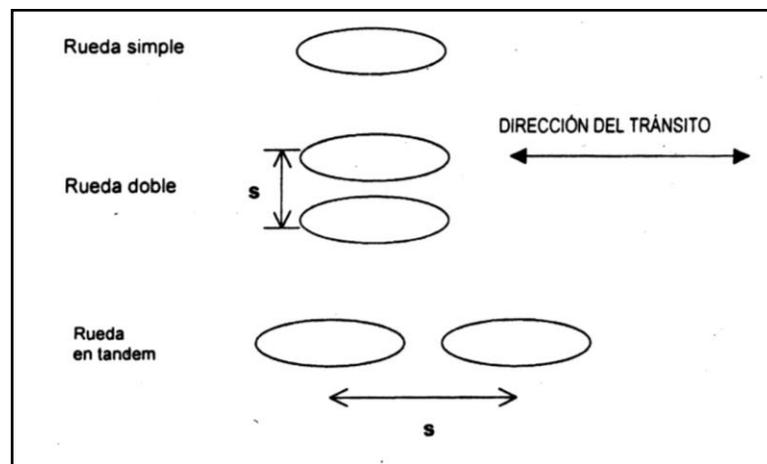
p = la presión de inflado del neumático, en MPa.

Otro factor importante de diseño es la distancia entre las ruedas del vehículo. Si el espacio entre ruedas es pequeño (cuando la distancia entre ruedas es menor que 3 veces el radio de rigidez relativa "l") es necesario considerar el efecto de más de una carga de rueda en el cálculo de la tensión que soportará el pavimento. La configuración de rueda de casi todos los vehículos se puede clasificar en:

- Carga de rueda simple: consiste en una rueda simple a cada lado del eje.  
(Ver figura 2.25)
- Carga de rueda doble: consiste en dos ruedas a cada lado de un eje, lo suficientemente cerca una de otra como para que su efecto combinado deba ser considerado al proyectar el pavimento. Una carga constituida por

ruedas dobles origina una tensión menor en el pavimento que la misma carga generada por una rueda simple. (Ver Figura 2.25)

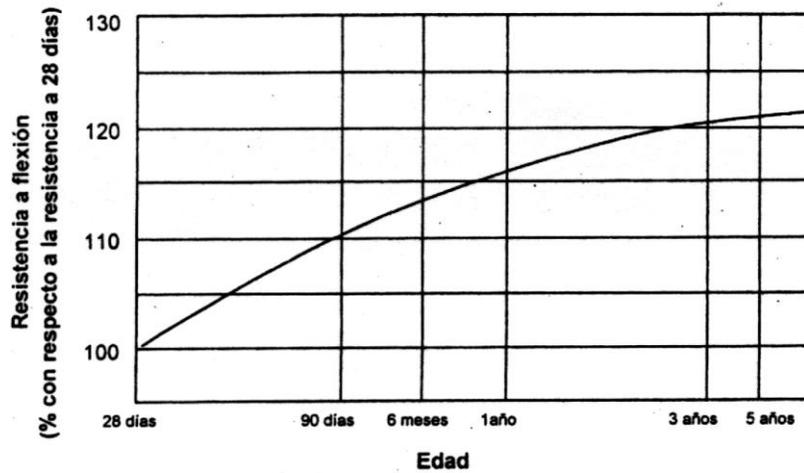
- ☒ Algunos vehículos muy pesados tienen una configuración de ruedas en tandem, es decir, dos ruedas espaciadas una detrás de la otra, como se muestra en la Figura 2.25.



**FIGURA 2.25.** Configuraciones de rueda. Fuente: "Diseño Estructural de Pavimentos de Hormigón Compactado con Rodillo". Serie Monografías, Centro Técnico del Hormigón, Junio 1994.

### **2.5.7.2.3 ESTIMACIÓN DEL MÓDULO DE ROTURA A FLEXIÓN, PARA EDADES MAYORES A 28 DÍAS.**

Para el diseño se propone el valor del módulo de rotura a flexión a la edad de 28 días. En casos especiales (para pavimentos industriales, aeropuertos, etc.) se puede definir una edad superior, por ejemplo 90 días. En el gráfico de la Figura 2.26 se propone una forma de estimar el módulo de rotura a flexión a edades superiores, en función del valor a 28 días.



**FIGURA 2.26** Relación entre la resistencia a flexión y la edad del CCR. Fuente: “Diseño Estructural de Pavimentos de Hormigón Compactado con Rodillo”. Serie Monografías, Centro Técnico del Hormigón, Junio 1994.

#### 2.5.7.2.4 TENSIÓN ADMISIBLE DEL PAVIMENTO.

El espesor de diseño se debe seleccionar de tal manera que la tensión de trabajo del pavimento sea menor que la tensión admisible  $\sigma_{f adm}$ .

La tensión admisible  $\sigma_{f adm}$  del pavimento depende del número de repeticiones de las cargas de rueda de diseño que se espera se produzcan durante el periodo proyectado de vida útil.

La relación de tensiones SR se obtiene de la expresión (Ec. 2.1) en función del número de repeticiones de carga.

El número de repeticiones de carga se obtiene en función de las repeticiones diarias y del periodo de diseño.

Con este valor de SR es posible determinar  $\sigma_{f adm}$ .

$$\sigma_{f adm} = SR * \sigma_f \quad (\text{Ec. 2.6})$$

siendo:

$\sigma_{f adm}$  = la tensión admisible de flexión, en MPa:

$\sigma_f$  = el módulo de rotura a flexión a la edad de 28 días, en Mpa

### **2.5.7.2.5 GRÁFICO PARA LA DETERMINACIÓN DE LOS ESPESORES DEL PAVIMENTO.**

Este gráfico, cuya característica sobresaliente es que las relaciones representadas son adimensionales, es válido tanto para cargas de rueda simple como para cargas de rueda doble o tandem y utiliza los siguientes parámetros de diseño:

- El radio "a" del área equivalente de contacto, en m,
- El radio "l" de rigidez relativa, en m,
- La separación "s" entre centros de las ruedas, en m.

El procedimiento de diseño para determinar el espesor de! pavimento de CCR consiste en:

- 1) Seleccionar un espesor de pavimento tentativo.
- 2) Determinar la relación "a/l".

Siendo:

a = El radio del área equivalente de contacto, en m calculada mediante la expresión (Ec 2.5)

l = El radio de rigidez relativa, en m, que se calcula mediante la siguiente expresión:

$$I = \left( \frac{E^* h^3}{12(1 - \mu^2) k} \right)^{0.25} \quad (\text{Ec. 2.7})$$

siendo:

E = el módulo de elasticidad del concreto, en MPa:

h = el espesor tentativo del pavimento, en m;

$\mu$  = el coeficiente de Poisson (0,15 para CCR):

k = el módulo de reacción de la subrasante, en MPa/m

### 3) Determinar la relación "s/a"

Siendo:

s = la separación entre los centros de las ruedas, en m.

(s = 0 para el caso de rueda simple).

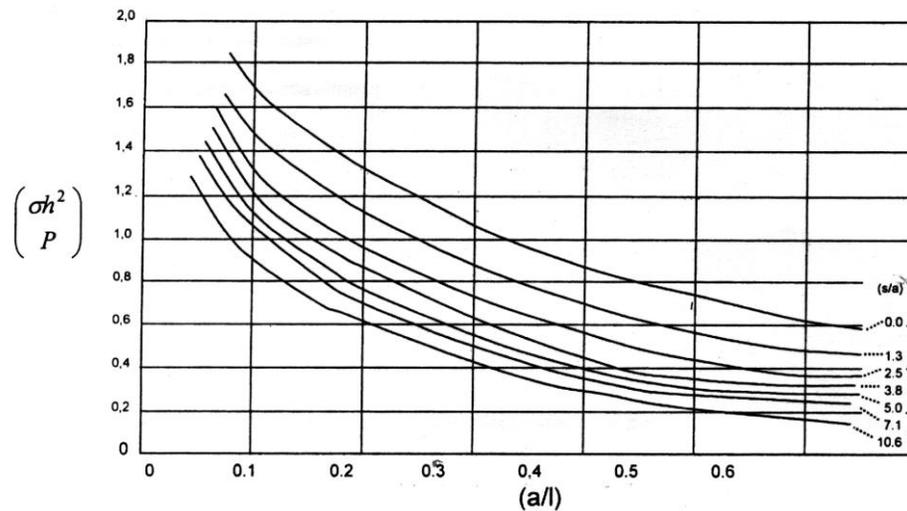
- 4) Entrar al gráfico de la Figura 2.27 con el valor de "a/l" en abscisas hasta interceptar la curva correspondiente al valor "s/a", y determinar, en ordenadas, el valor correspondiente a la expresión:

$$\left( \frac{\sigma^* h^2}{P} \right)$$

### 5) Determinar " $\sigma$ "

### 6) Verificar si " $\sigma$ " < $\sigma_{f adm}$

Si "  $\sigma$  " resulta sensiblemente inferior a  $\sigma_{f adm}$ , el diseño resultará anti-económico, por lo que se recomienda iterar adoptando un valor tentativo de "h" menor.



**FIGURA 2.27.** Gráfico para determinar el espesor del pavimento de CCR. Fuente: “Diseño Estructural de Pavimentos de Hormigón Compactado con Rodillo”. Serie Monografías, Centro Técnico del Hormigón, Junio 1994.

#### 2.5.7.4.6 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO PARA TRÁFICO

##### MIXTO.

El procedimiento consiste en:

- 1) Seleccionar el espesor de pavimento tentativo.
- 2) Definir la combinación de cargas de rueda simple y de rueda doble o tandem que actuarán diariamente y durante el periodo de diseño.
- 3) Calcular la tensión de trabajo para cada tipo de carga de rueda, de acuerdo con el procedimiento indicado en los ítems 2 a 5 del numeral 2.5.7.2.5.
- 4) Determinar SR para cada tipo de carga de rueda.

- 5) Determinar el número N de repeticiones permitidas (o admisibles), para cada tipo de rueda, en función de SR.
- 6) Calcular el "consumo de fatiga" para cada tipo de carga de rueda.

$$CF (\%) = \frac{N_i}{N_{adm_i}} * 100 \quad (\text{Ec. 2.8})$$

siendo:

CF = el consumo de fatiga, en por ciento;

$N_i$  = el número de repeticiones para cada tipo de carga "i" dada, durante el periodo de diseño elegido;

$N_{adm_i}$  = el número admisible de repeticiones para cada tipo de carga, que se obtiene en función de SR, de la expresión (Ec. 2.3) o de la Fig. 2.24. Si el N resultante es mayor que  $10^9$  se considera  $CF = 0\%$ .

- 7) Sumar los "consumos de fatiga" para cada tipo de carga de rueda.
- 8) Verificar que el "consumo de fatiga" sea igual o, apenas inferior al 100%. Si el "CF" resulta superior o sensiblemente inferior al 100% se debe repetir el procedimiento, iterando con otro espesor de pavimento.

### **2.5.8 PROCESO CONSTRUCTIVO.**

La construcción de pavimentos de CCP involucra la preparación y compactación de una mezcla de concreto muy tiesa utilizando equipos y técnicas similares a aquellos para la construcción de pavimento de asfalto. Por consiguiente, pueden colocarse rápidamente cantidades relativamente grandes

de pavimento de concreto con mínimo trabajo y equipo. Los pavimentos de CCP no usan dovelas, refuerzo de acero, o moldes. Esto típicamente resulta en significativos ahorros cuando se compara al costo de pavimentos de concretos convencionales. La construcción típica de pavimento de CCP involucra la preparación de la subrasante y la base; la dosificación, mezclando, y transporte; colocación, compactación, construcción de juntas; curado y protección.

El tipo de equipo usado para la construcción de pavimentos de concreto compactado con pavimentadora es básicamente el mismo que se usa para el mezclado, transporte, colocación y compactación de pavimentos de concreto asfáltico. Como es obvio, por tratarse de un material distinto al usado para el que se diseñaron los equipos, deben tenerse en cuenta ciertas consideraciones para el uso de estos, las cuales se detallarán en los numerales siguientes.

#### **2.5.8.1 PREPARACIÓN DE LA SUBRASANTE Y DE LA BASE.**

La subrasante y la base (donde se usa) para los pavimentos de CCP deben satisfacer los mismos requisitos de aquellos para los pavimentos de concretos convencionales. La subrasante y base son preparadas para proporcionar apoyo suficiente para permitir la completa compactación del CCP a lo largo del espesor del pavimento. La base es frecuentemente usada para drenar agua de la parte inferior del pavimento para prevenir la saturación del concreto en áreas donde el fondo del pavimento esta sujeto a ciclos de congelamiento y deshielo. Un adecuado alisado de la base es un requisito para

pavimentos que tienen tolerancias de alisado relativamente firmes. La superficie de la base es típicamente humedecida inmediatamente antes que el concreto se coloque para ayudar a prevenir que la humedad del concreto sea absorbida. Esto es especialmente importante para estas mezclas muy secas. Las líneas del cordón son generalmente fijadas en la base para guiar la pavimentadora para dar la apropiada calidad y altura la base, y para alinear apropiadamente la pavimentadora en la dirección longitudinal.



**FIGURA 2.28.** Preparación de la superficie para colocación de CCP

### **2.5.8.2 DOSIFICACIÓN, MEZCLADO Y TRANSPORTE.**

#### **Dosificación de la mezcla.**

En general, la dosificación de la mezcla para el CCP sigue las directrices para el CCR de colocación masiva, excepto en que las cualidades esenciales

serán la resistencia a la flexión, trabajabilidad, compactibilidad y durabilidad, sin interés particular por la elevación del calor debida a la hidratación del cemento. Como la resistencia es un factor principal, la mezcla del CCP tendrá un contenido cementoso mucho más elevado que el del CCR masivo, en general en el rango de 282 a 356 kg/m<sup>3</sup>. El método más común de dosificación de la mezcla es el de; dosificación con la aplicación de conceptos de compactación de suelos, el cual comprende en la determinación de la densidad máxima en seco de los materiales, con la aplicación de los procedimientos modificados de Proctor de compactación y se puede considerar una extensión de la tecnología de tierra estabilizada con cemento. Los contenidos óptimos de agua se establecen usando los mismos procedimientos para establecer el contenido óptimo de agua de los materiales para terraplén y tierra estabilizada con cemento. Para realizar esto con el CCP, se requiere una modificación del equipo de compactación. El CCP se ha dosificado con equipo de compactación de suelos similar al método de prueba especificado en la ASTM Standard D1557 (de Proctor modificado). La compactación depende de la energía aplicada a la muestra. Se ha hallado que el esfuerzo de compactación de la prueba de Proctor modificada corresponde de manera muy estrecha a las mediciones de la densidad in situ de las mezclas con tamaño máximo nominal más pequeño con las que se usa. El contenido óptimo de agua que se debe usar con los métodos de compactación de suelos dependerá de los agregados usados, los materiales cementosos utilizados y el esfuerzo de compactación

aplicado. Se tendrá pérdida de resistencia con un contenido de agua por abajo o por arriba del óptimo.

## **Mezclado.**

### **a) Mezclado en plantas portátiles.**

El concreto compactado con pavimentadora se puede producir en mezcladoras continuas destinadas para concreto pobre o muy seco. Estas mezcladoras se caracterizan por tener ejes horizontales que rotan dentro de un tambor fijo y tienen adheridas, a ellos unas aspas o paletas que agitan la mezcla; estas mezcladoras se conocen con el nombre de "pugmills". En este tipo de plantas mezcladoras, los agregados gruesos y finos se incorporan al recipiente principal por medio de compuertas controladas, que dosifican las cantidades de estos, dependiendo del diseño de la mezcla. El cemento a su vez, se descarga desde el silo de almacenamiento sobre los agregados por medio de un mecanismo que incorpora la cantidad precisa, de acuerdo con el diseño de la mezcla. Para controlar en forma adecuada la cantidad de cemento necesaria en la mezcla. Se colocan unos tanques entre el silo de almacenamiento y el mecanismo de alimentación del cemento, los cuales tienen una capacidad de 200 a 350 kg para mantener una presión de cemento constante que asegure un flujo de descarga uniforme.

Estas plantas se consideran portátiles debido a que todos sus componentes pueden ser montados y transportados en una sola unidad de remolque y ensamblarse para su traslado en menos de cuatro horas.



**FIGURA 2.29.** Planta portátil utilizada en el proyecto de reconstrucción de la carretera de San Martín a San Rafael Cedros.

#### **b) Mezclado en plantas convencionales.**

Dadas unas condiciones específicas, es factible el uso de plantas estacionarias convencionales de mezclado.

Una de estas condiciones puede ser la existencia de una planta mezcladora de concreto cerca al sitio de la obra, que garantice un buen sistema de control y que pueda mantener una calidad aceptable en todo momento.

Debido a que el concreto compactado con pavimentadora es un material extremadamente seco y de baja densidad cuando no está compactado, las mezcladoras convencionales sólo pueden llenarse con tres cuartas partes del peso normal para el cual están diseñadas, asegurando así una mezcla más homogénea; además los tiempos de mezclado y de descarga deben ser más largos. Todo esto resulta en una disminución de una tercera parte de la capacidad normal que se tiene para la producción de concreto convencional.

Dado que cualquier cambio en la cantidad de agua en la mezcla de concreto compactado con pavimentadora, produce cambios drásticos en sus propiedades no se debe alternar la fabricación de éste con concretos de otro tipo.

### **c) Tambores y camiones mezcladores.**

El uso de tambores mezcladores en la planta o en los camiones transportadores, ha resultado exitoso para mezclar el concreto en algunos casos. Este método es aconsejable cuando se dispone de agregados relativamente limpios, al igual que de una mezcla con un contenido mínimo de finos. Esto se debe a que los finos tienden a aglutinarse, formando grumos difíciles de mezclar completamente debido a la poca cantidad de agua presente en la mezcla. Es frecuente también, cuando se usa este sistema, que se presenten problemas para la descarga de los camiones mezcladores; esto se remedia colocando el camión en una rampa inclinada 30° respecto a la horizontal y limpiando el interior del tambor para proporcionar, una superficie suave, por la cual se puede deslizar fácilmente el concreto.

### **Transporte.**

El concreto compactado con pavimentadora generalmente se transporta en volquetas. Esto se debe a la poca distancia que usualmente existe entre la planta de mezclas y el sitio de la obra (especialmente cuando se usan plantas portátiles) y a lo económico y accesible que es este sistema.

La selección del equipo de transporte se debe hacer de tal manera que se garantice un suministro rápido, ágil y eficiente para alcanzar y mantener la velocidad de los equipos de pavimentación.

Para disminuir la segregación, la descarga desde los camiones se debe realizar a partir de tolvas con alturas de caída lo más pequeñas posibles. (Ver figura 2.30). También es necesario tomar medidas para evitar que las condiciones climáticas adversas perjudiquen la mezcla; para ello puede ser necesario utilizar lonas que protejan al concreto de la lluvia y de la desecación durante el transporte.

En algunos casos particulares, donde las condiciones de la obra y del equipo se presten, se pueden usar camiones mezcladores para el transporte del concreto de la planta a la obra. Estos casos son muy específicos y, como se mencionó en la sección de mezclado, debe dársele mucha importancia a la limpieza interior del tambor para agilizar la descarga y no incurrir en demoras innecesarias que perjudiquen el ritmo de colocación y la economía del proyecto.

Las variaciones de humedad son críticas en el CCP; por ello, los camiones deben estar equipados con toldos en el caso de condiciones climáticas adversas, por ejemplo en días cálidos y con viento.

El transporte, y todas las demás operaciones, deben programarse y controlarse de modo que llegue una alimentación uniforme y continua de mezcla de CCP a la pavimentadora, con el fin de evitar que ésta se detenga. Es

imposible detener la pavimentadora y volver a arrancarla sin causar una irregularidad en la superficie del pavimento.



**FIGURA 2.30.** Transporte y colocación del concreto.

### **2.5.8.3 DISTRIBUCIÓN, CONFORMACIÓN Y COMPACTACIÓN.**

#### **Distribución y Conformación.**

##### **a) Generalidades.**

El proceso de colocación del concreto compactado con pavimentadora forma parte integral de todo el proceso constructivo del pavimento. Debido a esto debe ser siempre rápido y eficiente para mantener el ritmo de las otras etapas de la construcción.

Inicialmente debe asegurarse que la superficie donde se va a colocar el concreto esté bien compactada y en buenas condiciones para evitar que la

superficie del pavimento se agriete en un futuro. Es importante tener en cuenta que los espesores de colocación del concreto se deben incrementar entre un 15 y un 25% con respecto a los de diseño para obtener el espesor correcto cuando finalice el proceso de compactación.



**FIGURA 2.31.** Distribución del concreto.

### **b) Equipo.**

El CCP debe distribuirse y compactarse para suministrar una superficie densa, uniforme y muy lisa, semejante a la que se espera de los pavimentos de concreto convencional y de asfalto. Para lograr esto, es necesario una máquina de pavimentación para distribuir, nivelar y consolidar parcialmente el CCP. Las máquinas usadas son las mismas que las usadas para la pavimentación con asfalto o similares a éstas.

Actualmente hay compañías que se dedican a diseñar y fabricar máquinas pavimentadoras adecuadas para la colocación del concreto compactado con pavimentadora, con las que se evitarían muchas de las

dificultades mencionadas anteriormente. Estas máquinas tienen la capacidad de vibrar y compactar (a medida que riegan el concreto) hasta un 90% de la densidad óptima, disminuyendo así la compactación con los rodillos y haciendo el sistema más rápido y económico.



**FIGURA 2.32.** Equipo utilizado para la distribución, conformación y compactación del pavimento

El equipo es básicamente una pavimentadora con una regla modificada para obtener una elevada compactación. Los componentes de dicha regla se resumen en lo siguiente:

- **Listón de Tamper.** realiza un movimiento vertical alternativo por medio de una excéntrica. Su carrera puede regularse entre 2 y 8 mm. El número de golpes es regulable hasta 1800/min.
- **Regla alisadora.** Tres y cuatro listones mantienen una presión constante sobre el concreto mediante pistones hidráulicos que transmiten impulsos de alta frecuencia (hasta 70 ciclos por el número de revoluciones del motor).

- **Listones de presión.** El desplazamiento de los listones de presión entre dos impulsos, en función de la velocidad de extendido y de la frecuencia de los impulsos, es mínima. Así por ejemplo: a una velocidad de tendido de 5m/min y una frecuencia de impulsos de 70 ciclos, el desplazamiento entre dos impulsos es de solo 0.2 mm. Esta carrera minúscula se cubre en 7 milésimas de segundo.

Las elevadas aceleraciones producidas por los cambios de velocidad producen grandes fuerzas de presión:

$$\text{Fuerza} = \text{Masa} \times \text{Aceleración}$$

Con este principio, gracias a la acción vibratoria y de amasado de los listones, es posible conseguir la compactación requerida aún en el caso de extremas variaciones en el espesor del pavimento.

La pavimentadora debe controlarse electrónicamente desde líneas de cordeles a cada lado del carril, o bien, una línea de cordel en uno de los lados y un esquí que corra sobre un carril colado previamente. No se deben usar aparatos de control de la pendiente sobre la pavimentadora. En algunos casos, han trabajado bien controles láser. Se deben realizar todo tipo de esfuerzos para mantener coordinados la velocidad de la pavimentadora y la alimentación de la mezcla de CCP, de modo que no se detenga el movimiento hacia adelante de esa pavimentadora. Una vez más, cuando la pavimentadora se detiene y vuelve a arrancarse, siempre se presenta una imperfección. Durante la pavimentación de carriles subsiguientes, la emparejadora de la pavimentadora

debe estar ligeramente más arriba para tomar en cuenta el asentamiento por la compactación. La emparejadora debe traslaparse ligeramente sobre el borde del otro carril. El material depositado sobre el borde del carril previo debe empujarse hacia la línea de la junta con una arcilla, antes de pasar los rodillos.

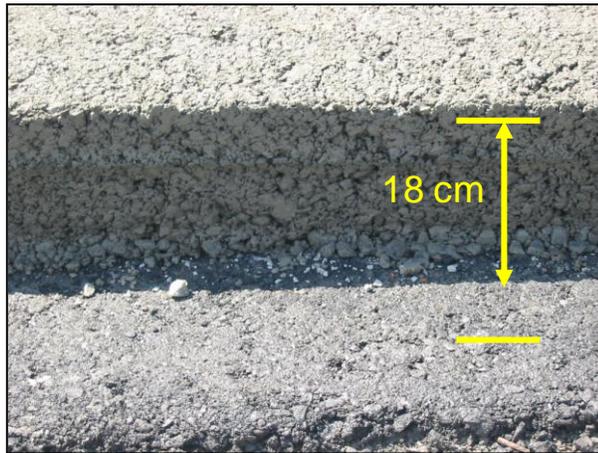
### **c) Procedimientos de colocación.**

Los procedimientos de colocación del concreto compactado con pavimentadora deben estudiarse para cada proyecto en particular, para evitar en lo posible la formación de juntas frías. Por ejemplo, cuando se pavimentan áreas rectangulares, contrario a lo que se acostumbra, debe pavimentarse en el sentido más corto para reducir el tiempo entre la colocación de dos capas consecutivas y así obtener juntas frescas de construcción.

En épocas calurosas, la superficie de la capa en la que se vaya a apoyar el CCP debe ser humedecida inmediatamente antes de verter sobre ella el material. Esto tiene especial importancia en las obras de refuerzo de carreteras, en las que el pavimento existente suele tener una rodadura bituminosa oscura y por tanto con facilidad para absorber el calor.

Con las pavimentadoras, es muy importante que el rendimiento de la planta permita una progresión continua del equipo, a fin de impedir que se formen protuberancias o depresiones en la superficie final del pavimento. Suele admitirse que el espesor total de CCP colocado en una capa no debería ser superior a 25 cm una vez compactado (ver figura 2.33), a fin de asegurar la obtención de una densidad adecuada. En algunos casos esto significa que

los espesores de CCP a colocar exceden el rango de trabajo de la terminadora. Una motoniveladora trabajando conjuntamente con esta última para extender los centímetros extras en la parte inferior de la capa ha sido utilizada con éxito para resolver este problema.



**FIGURA 2.33.** Vista de espesor de pavimento.

### **Compactación.**

Después de que la mezcla de CCP ha sido distribuida y compactada por la pavimentadora, se debe proceder inmediatamente a la compactación con rodillos lisos sin vibración para proporcionar una compactación ligera y ayudar a mejorar el acabado superficial.



**FIGURA 2.34.** Equipo de compactación rodillo liso sin vibración.

## **2.5.8.4 JUNTAS.**

### **2.5.8.4.1 GENERALIDADES.**

El pavimento de concreto compactado con pavimentadora tiene las mismas juntas que los de concreto convencional, pero el tratamiento de ellas es diferente debido a la menor retracción del concreto compactado y extendido por ende, un mayor espaciamiento entre aquellas.

Las juntas en un pavimento de CCP son las áreas más críticas para obtener una adecuada suavidad y densidad. Se forman juntas longitudinales entre carriles adyacentes pavimentados en la dirección del pavimento, y se forman juntas transversas a los extremos de los carriles pavimentados perpendicular a la dirección del pavimento. Una junta fresca se forma entre carriles sucesivos pavimentados cuando el intervalo de tiempo entre la

colocación y la compactación de los carriles es bastante corto para permitir compactar las sendas juntas para formar una junta monolítica de los carriles. Este intervalo de tiempo normalmente es una hora, más o menos, dependiendo del viento, temperatura, y humedad.



**FIGURA 2.35.** Elaboración de juntas.

#### **2.5.8.4.2 CLASIFICACIÓN.**

##### **a) Juntas transversales.**

Las juntas transversales, que tienen por objeto controlar la fisuración aleatoria como resultado de la contracción, se deben cortar en aquellos pavimentos en que se busque una buena apariencia estética y no se vaya a recubrir posteriormente con una capa de concreto asfáltico. En caso contrario se puede permitir que se formen espontáneamente (Ver fig.2.36).



**FIGURA 2.36.** Vista de Junta Transversal en el pavimento.

Originalmente, los pavimentos de CCP se construyeron sin juntas transversales de construcción y se dejó que los carriles desarrollaran grietas transversales en donde fuera. Debido a la extrema sequedad de la mezcla y a su alta resistencia, estas grietas se espaciaron más de lo que se habría esperado con el concreto convencional, por lo común de 15 a 20 m. Estas grietas presentaron una tendencia mínima a desmoronarse o a causar otro problema. Este método ha probado ser bueno en donde el aspecto no representa un problema. En los últimos años, la concepción ha ido cambiando y en muchos proyectos, en particular aquellos en donde el aspecto sea un factor, se tendrán que aserrar y sellar juntas transversales de modo semejante a los pavimentos de concreto convencional. El espaciamiento será alrededor de 12 m. En otras palabras, háganse las grietas en líneas nítidas en donde se deseen. Hasta ahora, nadie ha realizado mucho acerca de la manera de aserrar y sellar las juntas transversales. En general, una junta transversal de construcción bien

construida entre carriles se abre muy poco y muestra que no constituye un problema.

### **b) Juntas longitudinales.**

Una junta longitudinal en un pavimento de concreto, es por supuesto, una junta que corre en forma continua a lo largo del pavimento. La junta divide, por ejemplo, un pavimento de dos carriles en dos secciones, siendo la anchura de cada uno, la de un carril de tránsito. El propósito de las juntas longitudinales es simplemente el de controlar la magnitud de los esfuerzos del alabeo por temperatura, en forma tal, que no se presente un agrietamiento longitudinal en el pavimento (Ver fig. 2.37).

Las juntas longitudinales, en el caso de la pavimentación con concreto compactado con pavimentadora, de vías con un ancho inferior a los 10 m, no son necesarias siempre y cuando se puedan emprender las labores de construcción a todo lo ancho de la vía.



**FIGURA 2.37.** Vista de Junta longitudinal en el pavimento

Las juntas longitudinales de construcción son áreas críticas en la construcción de pavimento con CCP. En el problema principal interviene el hecho de que es casi imposible compactar en forma adecuada las pocas pulgadas exteriores del borde libre de un carril de pavimentación, es decir, hasta que se haya colado un carril adyacente junto a él para soportar la pavimentadora. Esta es la razón por la que, en la pavimentación de carriles múltiples, existe un tiempo límite dentro del cual debe colarse el carril adyacente, antes de que se le considere una junta fría. Un tiempo límite usual es de 60 min, en condiciones atmosféricas moderadas, y de 30 min en tiempo cálido. Si el carril subsiguiente se cuela dentro de este tiempo límite, el CCP del primer carril estará suficientemente plástico como para que se puede aplicar el rodillo a los dos lados de la construcción en conjunto, los dos lados quedarán adecuadamente compactados y los dos se entrelazarán entre sí. Si se sobrepasa el tiempo límite, deben quitarse del primer carril los 0.15 a 0.20 m exteriores de material subcompactado, antes de colar el segundo carril. Por lo general se cortan con una cortadora giratoria (disco) y el material exterior se quita y desecha. En los proyectos grandes, a menudo se resuelve de modo parcial este problema si se tienen dos pavimentadoras operando en escalón, la segunda detrás de la primera en el carril adyacente.

### c) Juntas frías.

Las juntas frías pueden ser longitudinales o transversales y se deben en principio a dos razones: La primera a la interrupción en la construcción por fallas en el suministro del concreto o por la finalización de la jornada laboral y, la segunda, a las limitaciones del equipo constructivo (Ver fig. 2.38)



**FIGURA 2.38.** Vista y sellado de Junta fría

Las juntas frías deben tener un plano vertical, el cual se obtiene cortando el concreto, cuando aún se encuentra fresco. De no ser así, se corre el riesgo de que los extremos de las losas adyacentes cabalguen uno encima del otro si se produce una fuerte elevación de temperatura. Se han seguido varios métodos para asegurar dicha verticalidad. Tanto las juntas longitudinales como las transversales de final de día pueden formarse bien removiendo el material fresco de las rampas de salida o de los bordes sin compactar, o bien cortando el material endurecido con una sierra para pavimentos de concreto hasta una

profundidad igual a la mitad del espesor de la capa compactada. El material restante es eliminado mediante corte manual hasta dejarlo enrasado con el corte de sierra, a fin de obtener una superficie casi vertical (con una inclinación máxima de 15°). Otra posibilidad en lo que se refiere a las juntas transversales es retirar una franja estrecha (del orden de 30 cm) de material fresco junto a la rampa de salida antes de finalizar la compactación. El hueco resultante se rellena con material granular y se completa la compactación. Al día siguiente, el material suelto, así como la rampa de salida, se eliminan antes de empezar el colado. Al reiniciar la construcción se descarga el concreto a lo largo de la junta fría, con el sobreespesor necesario para lograr la altura de concreto compactado deseado según el diseño. Este sobreespesor es bueno colocarlo también en una franja de unos 8 cm de ancho sobre el concreto endurecido de la junta para, antes de permitir la circulación de los equipos compactadores, empujar el concreto hacia el concreto fresco con la ayuda de un rastro. A continuación se hacen circular los compactadores a lo largo de la junta, con el rodillo montado 0,30 m sobre el concreto fresco.

**d) Otras.**

Las Juntas de expansión no son necesarias en los pavimentos de concreto a menos que se necesite proteger estructuras que se encuentren dentro del área a pavimentar, en cuyo caso se deben seguir las mismas recomendaciones que para los pavimentos de concreto convencional.

Las juntas longitudinales de construcción se ejecutan dejando sin compactar, temporalmente, una franja de más ó menos 0,25 m de ancho a lo largo del borde del pavimento, mientras se compacta el concreto del interior de la vía, para luego hacer circular los equipos compactadores por la franja no compactada.

Cuando se necesite tener una junta longitudinal muy bien ejecutada, como puede ser el caso de una vía urbana, puede ser necesario la colocación de formaletas metálicas o de madera que contengan el concreto adecuadamente en su sitio.

En este tipo de pavimento no se ha utilizado hasta al momento ningún tipo de varillas de acero, ni como refuerzo, ni como barras de transferencia de carga.

**e) En el caso del que el CCP vaya a ser recubierto por una capa de mezcla bituminosa.**

Las juntas formadas en fresco son en la actualidad la práctica más habitual. Se dispone de varios equipos para ello; por ejemplo, placas vibrantes con una cuchilla soldada a su cara inferior o pequeños rodillos provistos de una cuchilla anular. La hincada de la cuchilla en el material, para crear un surco en aproximadamente un tercio del espesor de la losa, se realiza de forma manual, por lo que la entalla debe practicarse antes de iniciar la compactación con el rodillo.

El costo de este tipo de juntas es muy reducido, oscilando usualmente entre el 1 % y el 3 % del costo por m<sup>2</sup> de la capa de CCP una vez compactada. Ello permite disponerlas con una corta separación (2.5 - 4m), inferior a la fisuración natural del CCP, lo que, al limitar sus movimientos horizontales y verticales, favorece su no reflexión en la capa de rodadura bituminosa.

**f) Sello de las juntas.**

En la mayoría de los países las juntas de los pavimentos de CCP se dejan sin sellar. No obstante el sellado se utiliza en la actualidad en Australia, Alemania y EEUU, en donde es obligatorio en las obras del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos. En Canadá, las grietas espontáneas de retracción que se producen en los pavimentos de carreteras y calles se sellan en ocasiones al cabo de 1 ó 2 años. Suele exigirse a los productos y métodos de sellado las mismas especificaciones que a los empleados en pavimentos de concreto vibrado.

### **2.5.8.5 CURADO Y PROTECCIÓN DEL CONCRETO.**

El curado del CCP es crítico en extremo. El curado se debe iniciar inmediatamente después de la compactación y nunca debe permitirse que la superficie se seque, debe empezarse el curado con agua empleando una capa de arena húmeda, mantas de algodón, tela de fique, camiones regaderas o sistemas atomizadores de agua. También se utilizan compuestos de curado o emulsiones bituminosas. Estas últimas constituyen la práctica usual si se va a

disponer de una capa de mezcla bituminosa o un tratamiento superficial encima del CCP. Si se permite al tráfico circular por encima de la emulsión, ésta debe protegerse con material granular, por ejemplo un árido entre 2 y 6 mm.



**FIGURA 2.39.** Curado del concreto a través de un mezcla bituminosa

A diferencia del concreto convencional, que tiene agua de sangrado, aun cuando sea limitada, que mantiene húmeda la superficie durante los primeros minutos, el CCP no cuenta con esa agua y, de inmediato, debe agregarse agua y debe ser en forma continua. De lo contrario, la superficie puede morirse con rapidez y es ella la que debe absorber la abrasión debida al tráfico. Hasta que la superficie haya endurecido, debe aplicarse agua con boquilla nebulizadoras de rocío fino. Después de endurecer, pueden usarse rocíos más gruesos y un sistema común y muy eficaz es usar tubería para irrigación y rociadores. El curado debe continuarse por lo menos durante 7 días.



**FIGURA 2.40.** Curado del concreto a través de una rociadora.

Aun cuando no es tan bueno, se ha usado compuesto para curado formador de membrana. Si se emplea, se le debe dar el doble del espesor usual y debe aplicarse con un aplicador mecanizado del tipo para pavimentación montado en una armadura a horcajadas sobre el carril. El CCP debe protegerse contra la congelación y el tráfico pesado mientras dure el periodo de curado. En algunos proyectos se usarán camiones con agua para el curado. Si es necesario que estén sobre el pavimento, deben controlarse con cuidado y no permitir que realicen vueltas pronunciadas, para evitar que desgasten la superficie. Durante la pavimentación, debe contarse con suficiente forro de plástico en el sitio para proteger el concreto fresco y no endurecido, en el caso de que caiga una fuerte lluvia.

Al contrario que en los pavimentos de concreto vibrado, en los de CCP no suelen realizarse operaciones de acabado para darles textura. A este respecto se han obtenido buenas propiedades antideslizantes en algunas obras escandinavas en las que se han empleado rodillos revestidos de caucho. Puede

destacarse que en España, así como en algunas obras japonesas, con los pavimentos para tráficos ligeros se efectúa un fratasado mecánico del CCP para mejorar su adherencia. La textura resultante no es recomendable para velocidades superiores a 60 km/h, pero es adecuada para calles residenciales, polígonos industriales, etc.

A nivel de laboratorio se han obtenido buenos resultados en algunas experiencias de desnudo, extendiendo un retardador de fraguado sobre la superficie de probetas de CCP y eliminando luego mediante cepillado la capa de mortero superficial sin endurecer. Por ello podría ser de interés ensayar esta técnica en alguna obra de concreto compactado con pavimentadora, cuya regularidad hiciese innecesaria la extensión posterior de una capa de mezcla bituminosa.

En Francia se especifica un tratamiento superficial encima del CCP. Esta solución ha sido también utilizada en algunas obras en Australia; mientras que en España es habitual disponer una capa de rodadura de mezcla bituminosa, de 8 a 12 centímetros de espesor, en autopistas y carreteras principales, a fin de obtener una adecuada regularidad superficial. Esta práctica ha sido seguida también en algunas obras en Alemania, Argentina, y Australia.

Si se dispone esta capa de rodadura, debe evitarse la reflexión en la misma de las juntas y grietas del CCP. Se han utilizado con este propósito un gran número de procedimientos, la mayoría de ellos desarrollados previamente para firmes con bases tratadas con cemento. Entre ellos puede mencionarse el

ponteado de las juntas con bandas preformadas de betún modificado con polímeros; el empleo de geotextiles impregnados o de capas de arena-betún colocadas encima del CCP; o como ya se ha mencionado, la creación de juntas en fresco dispuestas a distancias cortas (3.5 m ó menos), lo que se traduce en reducidos movimientos de las mismas. Este último sistema es el que, hasta el momento, parece garantizar unos mejores resultados.

Si no se adoptan precauciones para evitar la reflexión de las grietas, es aconsejable retrasar el extendido de la capa de rodadura, al menos durante varias semanas, a fin de permitir al CCP desarrollar su esquema de fisuración lo más posible.

En lo que se refiere a la apertura al tráfico, en algunos países europeos, como España y Francia, se permite, realizar la misma inmediatamente, una vez que se han completado la compactación y la extensión del producto de curado y que ha finalizado el fraguado; pero para ello es preciso que el material compactado presente la estabilidad necesaria, que puede obtenerse fácilmente si se emplean áridos de machaqueo. El comportamiento de muchos refuerzos contruidos con bases tratadas con cemento y sin interrumpir el tráfico justifica esta práctica. Por el contrario, en EEUU, Canadá y Australia no se permite circular a ningún tipo de vehículos sobre el CCP en un intervalo entre 3 y 14 días.



**FIGURA 2.41** Apertura inmediata al tráfico.

#### **2.5.8.6 CONTROL DE CALIDAD.**

El control de calidad es una parte del proceso constructivo que debe tenerse en cuenta para el éxito del proyecto, ya que la construcción de pavimentos de concreto compactado con pavimentadora es una técnica relativamente nueva y no se cuenta con la experiencia que tienen los constructores en otro tipo de obras.



**FIGURA 2.42** Testigos del control de la calidad del concreto.

El control de calidad del Concreto Compactado con Pavimentadora comprende dos fases: La primera es el control de calidad del material, que se realiza comprobando la humedad y la gradación de los agregados, asegurando que la planta esté bien calibrada y midiendo la densidad del concreto para comprobar el grado de compactación, lo cual se realiza fabricando probetas para ensayos de resistencia y de densidad. La segunda es el control de la calidad final del pavimento que se lleva a cabo comprobando la uniformidad de la superficie terminada. Extrayendo núcleos y viguetas del pavimento para medirles su resistencia y densidad, además el espesor final obtenido.

## **CAPÍTULO III**

### **DISEÑO DE MEZCLA**

#### **3.1 INTRODUCCIÓN**

Los estudios para la dosificación de la mezcla para Concreto Compactado deben considerar la resistencia a la flexión, trabajabilidad, compactibilidad y durabilidad. Las diferentes dependencias han aplicado filosofías y enfoques diferentes al problema de determinar las proporciones de la mezcla. Los métodos comunes de dosificación, según se describen con detalle en la norma Estado del arte del concreto compactado con rodillo ACI 325.10R, incluyen el método de Dosificación con la aplicación de conceptos de compactación de suelos, el cual será desarrollado en esta investigación, por ser más adecuado para las mezclas de pavimentos con agregado pequeño y, por lo general, contenidos más altos de material cementoso, contrario a las mezclas para presas.

Este método comprende la determinación de la densidad máxima en seco de los materiales, con la aplicación de los procedimientos modificados de Proctor de compactación. Los contenidos óptimos de agua se establecen usando los mismos procedimientos para establecer el contenido óptimo de agua de los materiales para terraplén y tierra estabilizada con cemento. El Concreto Compactado se ha dosificado con equipo de compactación de suelos similar al

método de prueba especificado en la ASTM Standard D1557 (de Proctor modificado). El contenido óptimo de agua que se debe usar con los métodos de compactación de suelos dependerá de los agregados usados, los materiales cementosos utilizados y el esfuerzo de compactación aplicado.

El método de dosificación de la mezcla por el método de compactación de suelo incluye las siguientes etapas:

1. Determinación de la calidad de los agregados (provenientes de la Planta Navarra de Concretera Mixto Listo).
2. Combinación de la granulometría óptima del agregado.
3. Elaboración de curvas densidad - humedad para distintos porcentajes de cemento (10, 12, 14, 16 y 18%).
4. Elaboración de especímenes.
5. Propiedades del concreto endurecido para la elaboración de la curva de Modulo de Ruptura (MR) vrs. relación a/c, y selección de la relación a/c óptima para la resistencia deseada.

En el presente capítulo se pretende dar a conocer la metodología y el desarrollo de las pruebas necesarias para la elaboración del diseño de mezcla de pavimentos de CCP para un Módulo de Ruptura dado, de entre 40 y 45 kg/cm<sup>2</sup>.

## **3.2 PRUEBAS A LOS AGREGADOS.**

### **3.2.1 ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE AGREGADOS FINOS Y GRUESOS (ASTM C-136)**

#### **3.2.1.1 GENERALIDADES.**

Determinar la gradación de los materiales granulares a usar en un proyecto de pavimentación, es llegar a encontrar las proporciones relativas de los distintos tamaños de partículas que los constituyen. La granulometría intenta agrupar en varias clases a aquellas partículas cuya mayor dimensión se encuentra entre dos mallas de abertura cuadrada, seguidamente colocadas una sobre la otra.

#### **3.2.1.2 RESUMEN DEL MÉTODO.**

Una muestra de suelo seco con peso conocido, es separada utilizando una serie de mallas progresivamente más pequeñas con el objeto de llegar a determinar la distribución de los tamaños que contiene el material a analizar. El método aquí descrito, utiliza la técnica de lavado previo por la malla No.200, para determinar más exactamente la cantidad de material más fino que pasa por dicha malla. Luego el retenido, en estado seco es sometido al proceso de tamizado mecánico, utilizando las mallas designadas para este fin.

### **3.2.1.3 PROCEDIMIENTO.**

#### Agregado Fino.

1. Haciendo uso de las mallas gruesas, determinar el tamaño máximo de las partículas que componen al material selecto.
2. Tomar de un cuarteo la cantidad de material de ensayo, según la Tabla 3.1 y anotar este peso en el cuadro correspondiente como P1.
3. Lavar el peso obtenido de material a través de la malla 200, a fin de eliminar más eficientemente los finos del material (esta actividad facilita el cribado de los finos), el material estará bien lavado cuando el agua del grifo pasa completamente limpia a través de esta malla.
4. Una vez el material está bien lavado se coloca dentro de un horno por un período de 18 a 24 hrs a una temperatura  $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$ .
5. Transcurrido este tiempo se pesa de nuevo el material y se anota en el cuadro correspondiente como PL. El peso de los finos por lavado (FL) será la diferencia entre P1- PL, este valor se anota como FL.
6. Tamizar el material de peso por las mallas finas, de la No 3/8 hasta la No 200 y anotar en el cuadro correspondiente, los respectivos PESOS RETENIDOS PARCIALES obtenidos.
7. Calcular la granulometría y elaborar la curva granulométrica correspondiente.

### Agregado Grueso.

1. Haciendo uso de las mallas gruesas, determinar el tamaño máximo de las partículas que componen al material selecto.
2. Tomar de un cuarteo la cantidad de material de ensayo, según la Tabla 3.1 y anotar este peso en el cuadro correspondiente.
3. Tamizar el material por las mallas mas gruesas hasta la malla No 4 y anotar en el cuadro correspondiente los respectivos PESOS RETENIDOS PARCIALES obtenidos.
4. Calcular la granulometría y elaborar la curva granulométrica correspondiente.

**TABLA 3.1** Peso de la muestra de ensayo en función del tamaño máximo ( $\phi_{max}$ ) del Agregado.

<b>AGREGADO FINO</b>	
Tamaño Máximo Nominal	Masa mínima, g
No.4 (4.75 mm)	300
3/8" (9.5 mm)	1000
3/4" (19.0 mm)	2500
1 1/2" (37.5 mm)	5000

<b>AGREGADO GRUESO</b>	
Tamaño Máximo Nominal mm (in)	Peso de la muestra de ensayo, mínimo. Kg (lb)
19.0 ( 3/4 )	5 ( 11 )
25.0 ( 1 )	10 ( 22 )
37.5 ( 1 1/2 )	15 ( 33 )
50.0 ( 2 )	20 ( 44 )
63.0 ( 2 1/2 )	35 ( 77 )
75.0 ( 3 )	60 ( 130 )
90.0 ( 3 1/2 )	100 ( 220 )
100.0 ( 4 )	150 ( 330 )
150.0 ( 6 )	300 ( 660 )

### 3.2.1.4 CÁLCULOS.

Antes de iniciar los cálculos se debe verificar si las sumas de los Pesos Retenidos Parciales son iguales a sus respectivos pesos iniciales. Si no lo son, se procede a compensar por exceso o defecto en la malla de mayor retenido o distribuyendo el error equitativamente en todos los PRP.

Los cálculos para este ensayo se harán de acuerdo a la siguiente tabla:

**TABLA 3.2** Modelo de cálculo para la granulometría de agregados

MALLA	PESO RETENIDO PARCIAL	% PARCIAL RETENIDO	% ACUMULADO RETENIDO	%QUE PASA	% QUE DEBE PASAR
3/8"	W1	$W1/WR*100(P1)$	P1	$100*P1$	100
Nº4	W2	$W2/WR*100(P2)$	P1+P2	$100*(P1+P2)$	95-100
Nº8	W3	$W3/WR*100(P3)$	P1+P2+P3	$100*(P1+P2+P3)$	80-100
Nº16	W4	$W4/WR*100(P4)$	P1+P2+.....+P4	$100*(P1+P2+.....+P4)$	50-85
Nº30	W5	$W5A/VR*100(P5)$	P1+P2+.....+P5	$100*(P1+P2+.....+P5)$	25-60
Nº50	W6	$W6WR*100(P6)$	P1+P2+.....+P6	$100*(P1+P2+.....+P6)$	10-30.
Nº100	W7	$W7/WR*100(P7)$	P1+P2+.....+P7	$100*(P1+P2+.....+P7)$	2-10.
FONDO	W8	$W8/WR*100(P8)$	P1+P2+.....+P8	$100*(P1+P2+.....+P8)$	
TOTALES	WR		100		

#### **Comentarios.**

Del proceso de ensayo

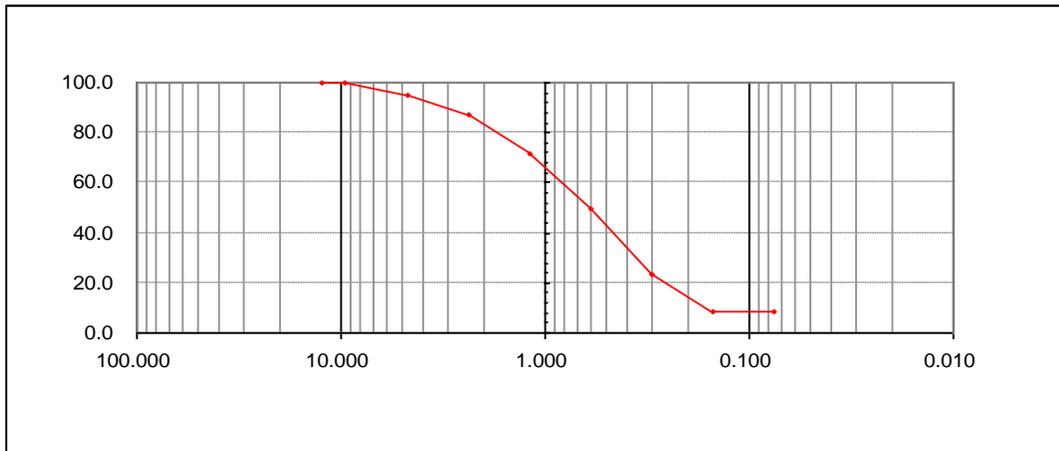
- a) Se debe reportar los porcentajes que pasan con aproximaciones al 0.1%, omitiendo los resultados para aquellas mallas sobre las cuales menos del 0.05% en peso ha sido retenido.
- b) El porcentaje de error no excederá de 0.3%, basado en la masa original.

- c) El tiempo de vibrado óptimo podrá definirse como aquel en el cual la curva granulométrica se vuelve constante (se obtienen aproximadamente los mismos PORCENTAJES QUE PASAN). En la práctica suelen utilizarse 10 min. de vibrado, cuando la granulometría se realiza con vibrador mecánico y 30 min. si se realiza manualmente.

### 3.2.1.5 RESULTADOS

De Agregado Fino:

		UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES "ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA".							
Proyecto: Trabajo de Graduación: Concreto Compactado con Pavimentadora									
Procedencia: El Pedregal, Hacienda Izabel, Depto. La Paz									
<b>ENSAYO GRANULOMETRICO PARA AGREGADO FINO (ASTM C 136-93)</b>									
Peso Bruto(g)	1,000.0	Retenido N°4, g	48.0	fecha muestreo	09-Ago-03	% Gravas	4.8	<b>MATERIAL LAVADO</b>	
Tara(g)		Pasa N° 4, g	952.0	fecha ensayo	15-Ago-03	% Arenas	86.6		
Humedad, %		% pasa N° 4	95.2	Realizó		% Finos	8.6	P.seco lav.pasa N°4, g	
P.Netto, g	1,000.0	P.Netto(Finos),g		Revisó		TOTAL, %	100.0	MF =	3.36
MALLA		Peso.R.P ( g )	Porc. R.P. ( % )	Porc.R.A. ( % )	Porc.Pasa ( % )	OBSERVACIONES			
Pul.	mm								
1/2"	12.500	0.0	0.0	0.0	100.0				
3/8"	9.500	0.0	0.0	0.0	100.0				
N°.4	4.750	48.0	4.8	4.8	95.2				
N°.8	2.360	80.4	8.0	12.8	87.2				
N°.16	1.180	152.2	15.2	28.1	71.9				
N°.30	0.600	219.8	22.0	50.0	50.0				
N°.50	0.300	267.8	26.8	76.8	23.2				
No.100	0.150	144.7	14.5	91.3	8.7				
No.200	0.075	1.5	0.2	91.4	8.6				
FONDO		85.6	8.6	100.0	0.0				
TOTALES		1000.0	100.0						



FORMATO 3.1 Granulometría de arena, muestra número uno.



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
 FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA  
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES  
 "ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA".



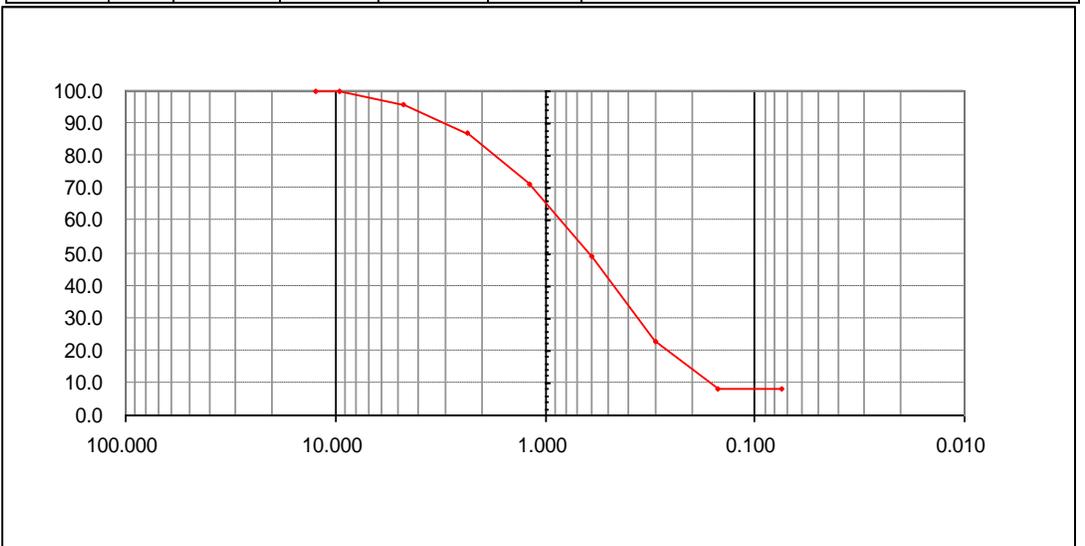
Proyecto: Trabajo de Graduación Concreto Compactado con Pavimentadora

Procedencia: El Pedregal, Hacienda Izabel, Depto. La Paz

**ENSAYO GRANULOMETRICO PARA AGREGADO FINO (ASTM C 136-93)**

Peso Bruto(g)	1,000.0	Retenido N°4, g	43.4	fecha muestreo	09-Ago-03	% Gravas	4.3	<b>MATERIAL LAVADO</b>	
Tara(g)	_____	Pasa N° 4, g	956.6	fecha ensayo	15-Ago-03	% Arenas	87.4	P.seco lavado, g	_____
Humedad, %	_____	% pasa N° 4	95.7	Realizó	_____	% Finos	8.3	P.seco lav.pasa N°4, g	_____
P.Netto, g	1,000.0	P.Netto(Finos),g	_____	Revisó	_____	TOTAL, %	100.0	MF =	3.34

MALLA		Peso.R.P ( g )	Porc. R.P. ( % )	Porc. R.A. ( % )	Porc.Pasa ( % )	OBSERVACIONES
Pul.	mm					
1/2"	12.500	0.0	0.0	0.0	100.0	
3/8"	9.500	2.8	0.3	0.3	99.7	
N°.4	4.750	40.6	4.1	4.3	95.7	
N°.8	2.360	87.5	8.8	13.1	86.9	
N°.16	1.180	158.5	15.9	28.9	71.1	
N°.30	0.600	219.9	22.0	50.9	49.1	
N°.50	0.300	262.5	26.3	77.2	22.8	
No.100	0.150	143.9	14.4	91.6	8.4	
No.200	0.075	1.3	0.1	91.7	8.3	
FONDO		83.0	8.3	100.0	0.0	
TOTALES		1000.0	100.0			



**FORMATO 3.2** Granulometría de arena, muestra número dos.



**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**  
**FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA**  
**ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**  
**LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES**  
**"ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA".**



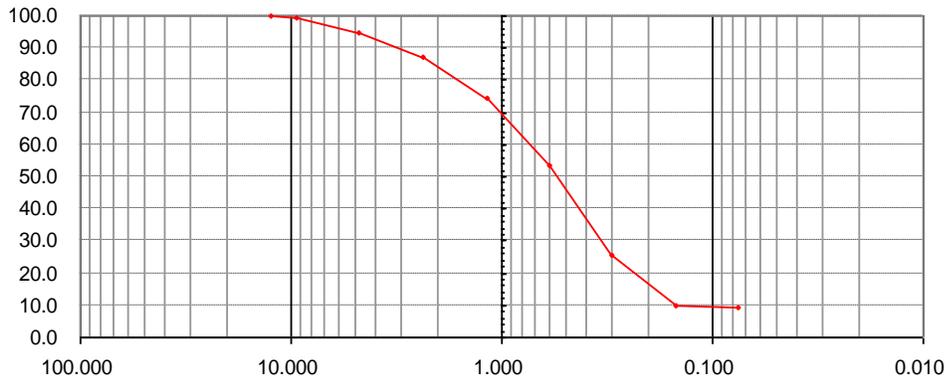
**Proyecto:** Trabajo de Graduación Concreto Compactado con Pavimentadora

**Procedencia:** El Pedregal, Hacienda Izabel, Depto. La Paz

**ENSAYO GRANULOMETRICO PARA AGREGADO FINO (ASTM C 136-93)**

Peso Bruto(g)	1.000.0	Retenido N°4, g	54.9	fecha muestreo	09-Ago-03	% Gravas	5.5	<b>MATERIAL LAVADO</b>		
Tara(g)		Pasa N° 4, g	945.1	fecha ensayo	15-Ago-03	% Arenas	85.0		P.seco lavado, g	
Humedad, %		% pasa N° 4	94.5	Realizó		% Finos	9.6		P.seco lav.pasa N°4, g	
P.Netto, g	1.000.0	P.Netto(Finos),g		Revisó		TOTAL, %	100.0		MF =	3.45

MALLA		Peso.R.P ( g )	Porc. R.P. ( % )	Porc.R.A. ( % )	Porc.Pasa ( % )	OBSERVACIONES
Pul.	mm					
1/2"	12.500	0.0	0.0	0.0	100.0	
3/8"	9.500	5.0	0.5	0.5	99.5	
N°.4	4.750	49.9	5.0	5.5	94.5	
N°.8	2.360	72.5	7.3	12.7	87.3	
N°.16	1.180	127.6	12.8	25.5	74.5	
N°.30	0.600	210.2	21.0	46.5	53.5	
N°.50	0.300	276.9	27.7	74.2	25.8	
No.100	0.150	159.6	16.0	90.2	9.8	
No.200	0.075	2.7	0.3	90.4	9.6	
FONDO		95.6	9.6	100.0	0.0	
TOTALES		1000.0	100.0			



**FORMATO 3.3** Granulometría de arena, muestra número tres.



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES  
"ING. MARIO ÁNGEL GUZMAN URBINA".



Solicita: \_\_\_\_\_

Proyecto: **Trabajo de Graduación: Concreto Compactado con Pavimentadora**

Ubicación: \_\_\_\_\_

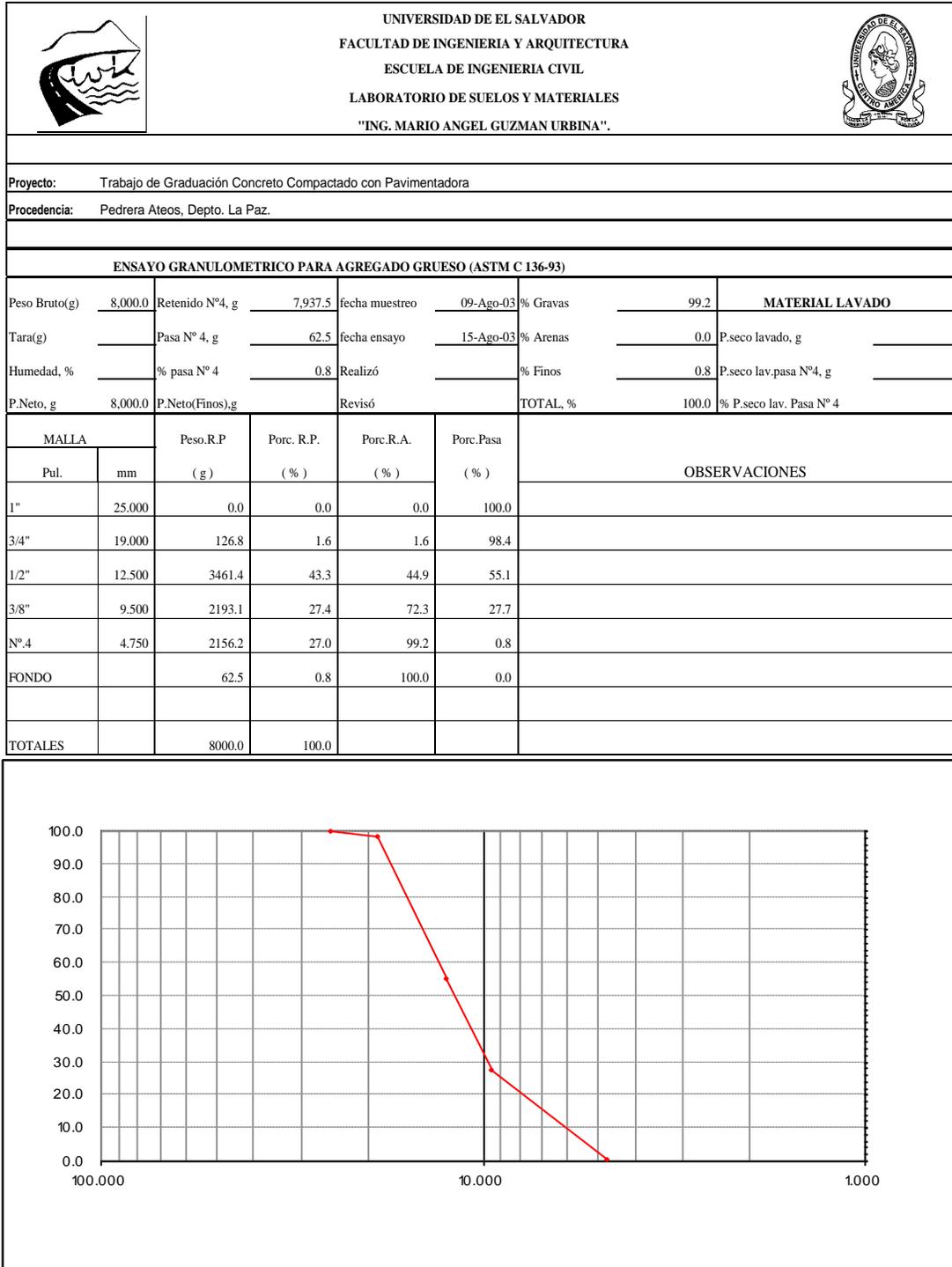
Procedencia: El Pedregal, Hacienda Izabel, Depto. La Paz

ENSAYO GRANULOMÉTRICO  
DE AGREGADO FINO  
ASTM C-136

MALLA		% ACUMULADO QUE PASA			
Pulg.	mm	MUESTRA No. 1	MUESTRA No. 2	MUESTRA No. 3	PROMEDIO
1/2	12.500	100.0	100.0	100.0	100.0
3/8	9.500	100.0	99.5	99.7	99.7
4	4.750	95.2	94.5	95.7	95.1
8	2.360	87.2	87.3	86.9	87.1
16	1.180	71.9	74.5	71.1	72.5
30	0.600	50.0	53.5	49.1	50.9
50	0.300	23.2	25.8	22.8	23.9
100	0.150	8.70	9.80	8.4	9.0
200	0.075	8.6	9.6	8.3	8.8
Fondo		0.0	0.0	0.0	0.0

**FORMATO 3.4** Promedio de muestras de Granulometría de Arenas.

De Agregado Grueso:



FORMATO 3.5 Granulometría de grava, muestra número uno.



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
 FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA  
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES  
 "ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA".



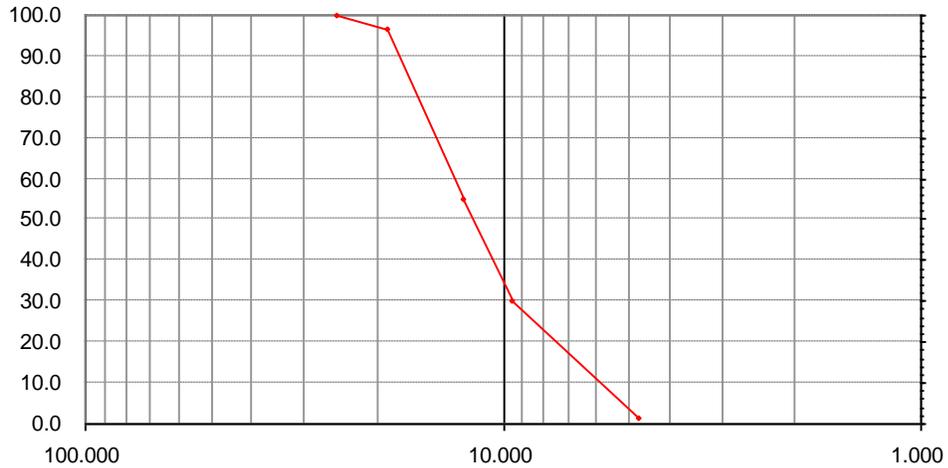
**Proyecto:** Trabajo de Graduación Concreto Compactado con Pavimentadora

**Procedencia:** Pedrera Ateos, Depto. La Paz.

**ENSAYO GRANULOMETRICO PARA AGREGADO GRUESO (ASTM C 136-93)**

Peso Bruto(g)	8,000.0	Retenido N°4, g	7,897.6	fecha muestreo	09-Ago-03	% Gravas	98.7	<b>MATERIAL LAVADO</b>	
Tara(g)		Pasa N° 4, g	102.4	fecha ensayo	15-Ago-03	% Arenas	0.0	P.seco lavado, g	
Humedad, %		% pasa N° 4	1.3	Realizó		% Finos	1.3	P.seco lav.pasa N°4, g	
P.Netto, g	8,000.0	P.Netto(Finos),g		Revisó		TOTAL, %	100.0	% P.seco lav. Pasa N° 4	

MALLA		Peso.R.P ( g )	Porc. R.P. ( % )	Porc.R.A. ( % )	Porc.Pasa ( % )	OBSERVACIONES
Pul.	mm					
1"	25.000	0.0	0.0	0.0	100.0	
3/4"	19.000	276.0	3.5	3.5	96.6	
1/2"	12.500	3320.9	41.5	45.0	55.0	
3/8"	9.500	1987.5	24.8	69.8	30.2	
N°4	4.750	2313.2	28.9	98.7	1.3	
FONDO		102.4	1.3	100.0	0.0	
TOTALES		8000.0	100.0			



**FORMATO 3.6** Granulometría de grava, muestra número dos.



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES  
"ING. MARIO ÁNGEL GUZMAN URBINA".



Solicita: \_\_\_\_\_

Proyecto: **Trabajo de Graduación: Concreto Compactado con Pavimentadora**

Ubicación: \_\_\_\_\_

Procedencia: Pedrerera Ateos, Depto. La Paz.

ENSAYO GRANULOMÉTRICO  
DE AGREGADO GRUESO  
ASTM C-136

MALLA		% ACUMULADO QUE PASA			
Pulg.	mm	MUESTRA No. 1	MUESTRA No. 2	MUESTRA No. 3	PROMEDIO
1	25	100.0	100.0		100
3/4	19	98.4	96.6		98
1/2	12.5	55.1	55.0		55
3/8	9.5	27.7	30.2		29
No. 4	4.75	0.8	1.3		1
Pasa No. 4		0.0	0.0		0

FORMATO 3.7 Promedio de muestras de Granulometría de Gravas.

## **3.2.2 PESO ESPECÍFICO Y ABSORCIÓN DE AGREGADOS FINOS Y GRUESOS (ASTM C-128, ASTM C-127).**

### **3.2.2.1 GENERALIDADES.**

La Gravedad Específica es la característica que generalmente se usa para el cálculo del volumen ocupado por el agregado en varias mezclas constituidas por materiales pétreos, como por ejemplo el concreto hidráulico, concreto asfáltico y otras mezclas que son proporcionadas y analizadas sobre la base de un volumen absoluto.

El valor de la Absorción es usado para calcular el cambio en el peso de un agregado, provocado por el agua absorbida en los poros accesibles de las partículas que constituyen el material comparado con la condición seca, cuando se evalúa el comportamiento del agregado al contacto del agua durante un período de tiempo largo, tal que se logre alcanzar el potencial de absorción del mismo.

### **3.2.2.2 RESUMEN DEL MÉTODO.**

#### Agregado Grueso.

Una muestra de agregado de peso conocido, es sometida a saturación de agua por un periodo aproximado de 24 hr. Durante este tiempo, los poros de las partículas del material se llenan de agua. Después de este periodo, la

muestra se remueve del tanque de saturación, sus partículas son secadas superficialmente y se registra el peso de toda la muestra en esas condiciones (SSS). Subsecuentemente se vierte la muestra en un recipiente con vertedor previamente aforado de agua, produciéndose un volumen de agua desalojado. Finalmente la muestra de material se seca al horno por 24 hr. a  $105 \pm 5^\circ \text{C}$ . Usando el volumen y los pesos de aquí obtenidos, se pueden calcular la gravedad específica y la absorción del material pétreo ensayada.

#### Agregado Fino.

Una muestra de agregado fino (pasa malla No 4), es saturada por un período de 24 hr, después del cual se seca superficialmente (condición SSS), para introducirla a un picnómetro en donde se registrará el peso de su volumen de agua desplazado. La Gravedad Específica determinada con este peso será  $G_s$ , con base al peso SSS. La Absorción del agregado fino es muy útil para este propósito, ya que conociendo su valor se puede determinar el peso seco de la muestra de ensayo.

### **3.2.2.3 PROCEDIMIENTO**

#### Agregado Grueso:

1. La muestra para el ensayo debe ser representativa, para lo cual deberá ser tomada de un cuarteo para reducir su tamaño al necesitado. El material que pasa la malla No 4 es eliminado a través de un tamizado seco de la muestra de

ensayo. Esta muestra, debe lavarse vigorosamente a través de la malla No 8 con el objeto de remover el polvo adherido a la superficie del agregado grueso u otros recubrimientos presentes en la misma.

El peso mínimo de la muestra de ensayo se presenta en la Tabla 3.3. En algunos casos se requerirá realizar el ensayo en varias fracciones separadas, normalmente esto se realiza cuando más del 15% es retenido sobre la malla 1 1/2" ( 37.5 mm), el material de mayor tamaño que esta malla deberá por tanto ensayarse por fracciones separadas desde la malla de mayor abertura hasta la de menor abertura.

**TABLA 3.3** Peso mínimo de la muestra de ensayo para la determinación de la Gravedad Especifica del agregado grueso.

<b>Mm (pul)</b>	<b>Kg (lb)</b>
150 (6)	125 (276)
125 (5)	75 (165)
112 (4 1/2)	50 (110)
100 (4)	40 (88)
90 (3 1/2)	25 (55)
75 (3)	18 (40)
63 (2 1/2)	12 (26)
50 (2)	8 (12)
37.5 (1 1/2)	5 (11)
25 (1)	4 (8.8)
19 (3/4)	3 (6.6)
12.5 (1/2) o menor	2 (4.4)

2. Secar el material obtenido a una temperatura de  $110 \pm 5^\circ \text{C}$  durante 24 h. Luego dejar que se enfríe a una temperatura que sea confortable su

manipulación. Seguidamente se sumerge el agregado en agua a la temperatura ambiente por un período de  $24 \pm 4$  h.

3. Cuando los valores de Absorción y Gravedad Específica serán usados en proporcionamiento de mezclas de concreto en las cuales los agregados intervendrán en sus condiciones naturales de humedad, el requerimiento para el secado inicial puede ser eliminado. Sí las superficies de las partículas de la muestra han sido guardadas en condición húmeda hasta la realización del ensayo, la condición de saturación por 24 h, también puede ser eliminada.

4. Remover la muestra de ensayo del agua y envolverla en un pañal absorbente hasta eliminar el agua superficial libre. Las partículas grandes deben ser secarse individualmente. Puede utilizarse un secador de pelo para realizar la eliminación del agua superficial, pero debe tenerse cuidado de no secar el agua depositada en los poros accesibles de las partículas del material. Luego que se ha logrado la condición Saturada Superficialmente Seca (SSS) se pesa al aire la muestra y se registra su peso como  $W_{SSS}$ .

5. Se afora el recipiente provisto de un vertedor con agua potable y sobre una superficie completamente horizontal.

6. Se vierte el material sobre el recipiente aforado procurando evitar salpicaduras y recogiendo el agua que rebalsa en una probeta graduada.

7. Leer en la probeta el volumen de agua desalojada por la grava ( $V_D$ ).

8. Repita el procedimiento tres veces y tome el promedio de los valores más consistentes sin que los resultados se alejen más del 2%.

9. Se seca la muestra de ensayo hasta peso constante a una temperatura de  $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$  durante 24 h, después de lo cual se deja enfriar a temperatura ambiente para proceder a pesarla en estas condiciones. Este peso seco se registra como peso seco al aire.

Agregado Fino:

1. Se elige una muestra representativa del material que pasa la malla No 4, se sumerge en agua por un período de 24 h, después del cual se seca para proporcionarle la condición Saturada Superficialmente Seca (SSS). Esta condición se logra eliminando humedad superficial libre del material, a través del uso de un papel absorbente, el material se extiende sobre este papel y otra porción del mismo papel se extiende sobre el material. Este irá perdiendo humedad superficial libre progresivamente. Para comprobar la presencia de agua superficial libre en las partículas del agregado, se vierte una porción del material dentro del cono truncado de tal forma que este se llene completamente. Luego se aplican 25 golpes con el pisón compactador, sobre la superficie superior de la arena contenida en el molde. Cada golpe deberá caer de una altura de 5 mm (0.2 pul) sobre el borde superior del cono. En seguida se elimina el cono, en forma vertical (hacia arriba) y en forma lenta para no dañar el material compactado que contiene en su interior. Si el agregado mantiene la forma de cono truncado, indicará que existe agua superficial libre en los agregados, si por lo contrario el material se desintegra de las aristas del cono,

manteniendo parte de su forma en forma de cono, se dirá que el agregado tiene la condición SSS.

2. Para determinar la Absorción del material, se pesa al aire una muestra representativa de 500 g de peso del material SSS. Se seca al horno por un período de 24 h. a una temperatura de  $110 \pm 5^\circ \text{C}$  y se registra como peso seco al aire a temperatura ambiente. La diferencia entre el peso del material en estado SSS y el peso seco, dividida por el peso seco, dará como resultado la Absorción del material.

3. Se determina el peso del picnómetro más agua hasta su marca de aforo, a la temperatura de ensayo.

4. Se pesa al aire una muestra de  $500 \pm 25$  g de material SSS. Se deposita dentro del picnómetro teniendo cuidado de no perder material durante esta actividad. Un procedimiento alternativo podría ser, depositar una cantidad de material dentro del picnómetro y pesar este conjunto, se conocerá el peso del material depositado restando el peso de este conjunto menos el peso del picnómetro vacío.

5. Se deposita agua en el picnómetro hasta aproximadamente 90% de su capacidad y se tapa herméticamente. Se elimina el aire atrapado en el material, usando cualquier método de succión de vacíos. Aforar luego el picnómetro y verificar que se encuentre completamente seco en su exterior. Se registra el peso del conjunto Picnómetro + Agua + Agregado. El peso seco de la muestra se obtiene indirectamente de las ecuaciones de cálculo.

### 3.2.2.4 CÁLCULOS.

#### Agregado Grueso:

Gravedad Específica

$$G_s = \frac{W_{SSS}}{V_D}$$

Absorción

$$A\% = \frac{B - A}{A} * 100$$

Simbología:

$W_{seco}$  = Peso al aire del material secado al horno, g.

$W_{SSS}$  = Peso al aire del material, en condición Saturada Superficialmente  
Seca, g.

$G_s$  = Gravedad Específica, sin unidades.

$A\%$  = Absorción, valor porcentual.

#### Agregado Fino:

Gravedad Específica

$$G_s = \frac{W_{muestra}}{W_{p+agua} + W_{muestra} - W_{p+agua+m}}$$

Absorción.

$$A\% = \frac{W_{muestra} - W_{seco}}{W_{seco}} * 100$$

Simbología:

$W_{muestra}$  = Peso al aire del material en condición SSS, g

$W_{p + agua}$  = Peso del picnómetro lleno con agua a temperatura de ensayo, g

$W_{p + agua + m}$  = Peso del conjunto Picnómetro + Agua + Muestra, a temp. de ensayo, g

$W_{seco}$  = Peso al aire del material seco al horno, g.

### 3.2.2.5 RESULTADOS



**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA.  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES  
" ING. MARIO ÁNGEL GUZMAN URBINA "**



#### **DETERMINACIÓN DE GRAVEDAD ESPECÍFICA DE AGREGADOS GRUESOS Y FINOS ASTM C-127**

**PROYECTO:** Trabajo de Graduación Concreto Compactado con Pavimentadora

**FECHA DE  
ENSAYO:** 25/07/2003

#### **AGREGADO GRUESO**

Muestra	Wsss (gr)	Volumen desalojado (ml)	Gravedad Especifica	Absorción %
1	5000,0	1880,0	2,66	0.89
2	5000,0	1875,0	2,67	0.92
3	5000,0	1870,0	2,67	0.89

Gravedad Especifica = **2,67**                      **0.90**

#### **AGREGADO FINO**

Muestra	Wmuestra (gr)	Wp+agua	Wp+agua+m	Gravedad Especifica	Absorción %
1	500,00	1489,00	1801,00	2,66	2.84
2	500,00	1486,00	1795,00	2,62	2.78

Gravedad Especifica = **2,64**                      **2.81**

**FORMATO 3.8** Gravedad Especifica y Absorción de agregados.

### **3.2.3 PESO VOLUMÉTRICO DE AGREGADOS (ASTM C-29)**

#### **3.2.3.1 GENERALIDADES.**

El Peso Unitario o Peso Volumétrico de un agregado es el peso del material necesario para llenar un recipiente de un pie cúbico. Se usa el término "peso volumétrico unitario" porque se trata del volumen ocupado por el agregado y los huecos entre sus partículas. Los métodos para determinar los Pesos Unitarios de los agregados pueden ser suelto y varillado. Los resultados dependen del método usado.

El peso unitario es una propiedad necesaria para determinar el proporcionamiento de mezclas de concreto, así como también puede ser usado para determinar la relación masa/volumen, la cual es muy útil en la conversión de cantidades durante las compras de materiales acordadas. Aunque los agregados se transporten o almacenen con humedad absorbida o sobre su superficie, en este ensayo se determinará el peso unitario sobre la base del peso seco del material.

#### **3.2.3.2 RESUMEN DEL MÉTODO.**

Una muestra de material pétreo representativa, es depositada en un recipiente de volumen conocido en diferentes condiciones (suelta o

compactada). El material colocado en condición suelta tendrá menos peso que cuando se coloca compactado (con una varilla de 5/8" con punta de bala).

### **3.2.3.3 PROCEDIMIENTO.**

1. Tomar una muestra representativa en cantidad. El tamaño de la muestra deberá ser aproximadamente de 1.25 a 2.0 veces la cantidad requerida para llenar el molde volumétrico. La muestra debe estar seca a peso constante, preferiblemente con secado al horno a  $110 \pm 5$  °C durante 24 h.

2. Calibrar el molde volumétrico, haciendo uso de un método controlado de laboratorio, ya sea midiendo las dimensiones del mismo o llenándolo con agua a temperatura ambiente. Este volumen debe ser expresado en  $m^3$  y se registra como VM. Se registra además el peso de este molde como  $W_{molde}$ . Dentro de un laboratorio en funciones, este volumen deberá ser recalibrado por lo menos cada año.

3. Para obtener el PESO VOLUMÉTRICO SUELTO, se llena el molde volumétrico con agregados de la muestra de ensayo, dejando caer los agregados desde el cucharón, el cual deberá estar ubicado a una altura que no exceda las 2" del borde superior del molde. El material deberá formar un cono sobre la parte superior del molde. Luego se enrasa con la varilla apisonadora hasta lograr que los agregados estén aproximadamente a nivel con dicha parte superior del molde. Se registra el peso del conjunto Molde + muestra como

$W_{molde + agregado\ suelto}$ .

4. Para obtener el PESO VOLUMÉTRICO VARILLADO, se llenará el molde con agregados, haciéndolo en tres (3) capas sucesivas. Cada capa deberá apisonarse con la varilla de 5/8" con un número de varillazos igual a 25. Deberá procurarse que cada golpe de la varilla no penetre en más de 1 cm (1/2") dentro de la capa anterior varillada. Al final de la tercera capa, con el material sobrepasando el borde superior del molde, se enrasa este de tal manera que los agregados estén aproximadamente a nivel con dicha parte superior del molde. Se registra el peso del conjunto Molde + muestra varillada como  $W_{\text{molde} + \text{agregado varillado}}$ .

### 3.2.3.4 CÁLCULOS.

Peso Unitario Suelto

$$PVS = \frac{W_{\text{molde+agregado suelto}} - W_{\text{molde}}}{VM}$$

Peso Unitario Varillado

$$PVV = \frac{W_{\text{molde+agregado varillado}} - W_{\text{molde}}}{VM}$$

Donde:

PVS = Peso volumétrico Suelto

PVV = Peso Volumétrico Varillado

### ***Comentarios.***

Del proceso de ensayo

- a) Las variaciones entre un peso volumétrico y otro de un mismo material, realizado por un solo operador no deberán variar en más de  $14 \text{ kg/m}^3$ .
- b) Durante el varillado de tamaños grandes del agregado grueso, puede dificultar la penetración de cada capa introducida, para esto será necesario aplicar un vigoroso esfuerzo con el fin de lograr varillar cada capa sin que este varillado penetre significativamente en la anterior capa varillada.
- c) Es necesario realizar por lo menos 3 determinaciones del peso unitario, el resultado incluido en el informe será el promedio de estas tres determinaciones.
- d) El proceso de varillado tiene que ser ejecutado por una sola persona, ya que esto podría conllevar a resultados dispersos entre uno y otro ensayo.
- e) Cuando se realiza el Peso Unitario Suelto o Varillado, el material debe vaciarse en el recipiente desde una altura no mayor de 2 pul (50 mm), respecto al borde superior del molde volumétrico.

### 3.2.3.5 RESULTADOS.

De Agregado Fino:

	<b>FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA</b> <b>ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL</b> <b>LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES</b> <b>" ING. MARIO ÁNGEL GUZMAN URBINA "</b>																		
<b>PESO VOLUMÉTRICO SUELTO Y VARILLADO DE AGREGADO FINO</b> <b>ASTM C-29</b>																			
Fecha: <u>29/07/2003</u>																			
<b>PROCEDENCIA</b> <b>A</b>	El Pedregal, Hda <u>Santa Isabel</u>																		
<b>PROYECTO:</b>	Trabajo de Graduación: Concreto Compactado con Pavimentadora																		
<b>VOLUMEN DEL MOLDE (VM):</b> <u>0,002814754 m<sup>3</sup></u>																			
<b>PESO DEL MOLDE:</b> <u>1606 gr</u>																			
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th rowspan="2" style="text-align: center;">MATERIAL (kgs)</th> <th colspan="2" style="text-align: center;">PESO DE MATERIAL</th> </tr> <tr> <th style="text-align: center;">SUELTO</th> <th style="text-align: center;">VARILLADO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">1</td> <td style="text-align: center;">3,724</td> <td style="text-align: center;">4,122</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">2</td> <td style="text-align: center;">3,710</td> <td style="text-align: center;">4,140</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">3</td> <td style="text-align: center;">3,777</td> <td style="text-align: center;">4,182</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">PROMEDIO</td> <td style="text-align: center;">3,737</td> <td style="text-align: center;">4,148</td> </tr> </tbody> </table>			MATERIAL (kgs)	PESO DE MATERIAL		SUELTO	VARILLADO	1	3,724	4,122	2	3,710	4,140	3	3,777	4,182	PROMEDIO	3,737	4,148
MATERIAL (kgs)	PESO DE MATERIAL																		
	SUELTO	VARILLADO																	
1	3,724	4,122																	
2	3,710	4,140																	
3	3,777	4,182																	
PROMEDIO	3,737	4,148																	
$Pvol = (W \text{ de Agregado} - Wmolde) / VM \text{ (m}^3\text{)}$																			
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: center;">PRUEBAS</th> <th style="text-align: center;">PVS (Kg/m<sup>3</sup>)</th> <th style="text-align: center;">PVV (Kg/m<sup>3</sup>)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">1</td> <td style="text-align: center;">1323,03</td> <td style="text-align: center;">1464,43</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">2</td> <td style="text-align: center;">1318,05</td> <td style="text-align: center;">1470,82</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">3</td> <td style="text-align: center;">1341,86</td> <td style="text-align: center;">1485,74</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">PROMEDIO</td> <td style="text-align: center;">1327,65</td> <td style="text-align: center;">1473,66</td> </tr> </tbody> </table>			PRUEBAS	PVS (Kg/m <sup>3</sup> )	PVV (Kg/m <sup>3</sup> )	1	1323,03	1464,43	2	1318,05	1470,82	3	1341,86	1485,74	PROMEDIO	1327,65	1473,66		
PRUEBAS	PVS (Kg/m <sup>3</sup> )	PVV (Kg/m <sup>3</sup> )																	
1	1323,03	1464,43																	
2	1318,05	1470,82																	
3	1341,86	1485,74																	
PROMEDIO	1327,65	1473,66																	

**FORMATO 3.9** Peso Volumétrico Suelto y Varillado del Agregado Fino.

De Agregado Grueso:



**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA.  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES  
" ING. MARIO ÁNGEL GUZMAN URBINA "**



**PESO VOLUMÉTRICO SUELTO Y VARILLADO DE AGREGADO GRUESO  
ASTM C-29**

Fecha: 29/07/2003

**PROCEDENCIA** Pedrera Ateos. Depto. La Paz

Trabajo de Graduación: Concreto Compactado con

**PROYECTO:** Pavimentadora

**VOLUMEN DEL MOLDE (VM):** 0.014197429 m<sup>3</sup>

**PESO DEL MOLDE:** 8691.3 gr

MATERIAL (kgs)	PESO DE MATERIAL	
	SUELTO	VARILLADO
1	19.556	21.309
2	19.345	20.889
3	19.373	21.539
PROMEDIO	19.425	21.246

$P_{vol} = (W \text{ de Agregado} - W_{molde}) / VM \text{ (m}^3\text{)}$

PRUEBAS	PVS (Kg/m <sup>3</sup> )	PVV (Kg/m <sup>3</sup> )
1	1377.41	1500.88
2	1362.55	1471.30
3	1364.52	1517.08
PROMEDIO	1368.16	1496.42

**FORMATO 3.10** Peso Volumétrico Suelto y Varillado del Agregado Grueso.

### **3.2.4 RESISTENCIA AL DESGASTE DEL AGREGADO GRUESO POR ABRASIÓN E IMPACTO EN LA MAQUINA DE LOS ÁNGELES (ASTM C-131).**

#### **3.2.4.1 GENERALIDADES.**

La resistencia al desgaste de un agregado se usa con frecuencia como indicador general de la calidad del agregado. Esta característica es esencial cuando el agregado se va a usar en concreto sujeto a desgaste por abrasión, como lo es el caso de los pavimentos.

Los materiales a usarse en la construcción de carreteras deben ser duros y resistentes al desgaste ocasionado por el efecto mecánico de pulición del tráfico y los efectos abrasivos internos de cargas repetitivas.

Este ensayo es la medida más común de la dureza en los agregados, nos permite tener una idea, de la forma en que se comportaran los agregados, bajo los efectos de la Abrasión causados por el tráfico. Además nos proporciona una idea del grado de intemperismo que poseen los agregados. Los agregados intemperizados tendrán valores de desgaste elevados, por lo que su uso podrá ser limitado o nulo, dentro de un proyecto de pavimentación. Los resultados del ensayo no deben utilizarse para hacer comparaciones inmediatas entre distintas fuentes en origen, composición, mineralógica o estructura de los agregados.

Cuando se necesite utilizar las especificaciones de desgaste en resultados de ensayos de Desgaste, debe tenerse cuidado de tomar en consideración la disponibilidad de los mismos así como también sus usos a lo largo de su historia.

#### **3.2.4.2 RESUMEN DEL MÉTODO.**

Una muestra de agregados de 5000 g, con una granulometría conocida, es introducida al tambor de la Máquina de Los Ángeles, dentro de este, la muestra es sometida a acciones de abrasión, impacto y pulverización las cuales son ejecutadas por una carga abrasiva compuesta de esferas de acero. Esta carga abrasiva depende de la granulometría original que tenga el agregado a ensayar. La muestra se hace rotar dentro de la máquina a una velocidad de 33 rev/min, para un total de 500 rev. después de lo cual, esta se saca y se tamiza por la malla No.12 (1.70 mm), para determinar por diferencia de pesos, el Porcentaje de material que pasa esta malla, lo cual representa el DESGASTE de la muestra ensayada.

#### **3.2.4.3 PROCEDIMIENTO.**

1. La muestra de prueba debe prepararse con agregado representativo del banco a utilizar. Esta muestra deberá ser lavada a través de la malla No.200 y secada a una temperatura entre los  $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$  hasta peso constante.

2. Separar el agregado en fracciones, haciendo uso de los tamices indicados en la TABLA 3.4 Luego esta granulometría se compara con los rangos de valores dados en la misma para obtener el tipo de granulometría del ensayo de Desgaste. En caso que los resultados difieran de los indicados, se recomienda considerar el tipo de granulometría más cercano al de ensayo.

**TABLA 3.4** Tipos de granulometrías de comparación para los agregados a ensayar en la máquina de Los Ángeles.

MALLA N° (pulg)	PORCENTAJE QUE PASA LA MALLA			
	4	TIPO A	TIPO B	TIPO D
2"	5	100	100	-----
1"		-----	75 - 95	100
3/8"		30-65	40-75	50-85
No.4		25 -55	30-60	35 -65
No.10		15 - 40	20-45	25 - 50
No.40		8-20	15 -30	15 -30
No.200		2 -8	5 - 15	5 - 15

3. Según la granulometría encontrada en el paso anterior, se procede a preparar la muestra de ensayo, atendiendo a los valores de la TABLA 3.5. Este peso se registra como W1. La muestra así preparada y pesada juntamente con la carga abrasiva correspondiente según TABLA 3.6, se vierten dentro del tambor de la máquina de Los Ángeles. Se cierra la compuerta y se hace girar a una velocidad de 30 a 33 rpm, hasta completar 500 revoluciones; la máquina deberá mantener una velocidad periférica, sustancialmente uniforme (la marcha

lenta o deslizamiento en el mecanismo propulsor es muy probable que dé resultados diferentes)

**TABLA 3.5** Pesos de los diferentes tamaños de agregados para el ensayo de Desgaste.

<b>MALLA</b>		<b>Peso de los tamaños indicados (grs)</b>			
		<b>Grado</b>			
Pasa	Retenido	A	B	C	D
1 1/2"	1"	1250 ± 25			
1"	3/4"	1250 ± 25			
3/4"	1/2"	1250 ± 10	2500 ± 10		
1/2"	3/8"	1250 ± 10	2500 ± 10		
3/8"	1/4"			2500 ± 10	
1/4"	No.4			2500 ± 10	
No.4	No.8				5000±10
<b>TOTAL</b>		<b>5000 ± 10</b>	<b>5000 ± 10</b>	<b>5000 ± 10</b>	<b>5000±10</b>

**TABLA 3.6** Tamaño de la carga abrasiva según la granulometría original de la muestra analizada.

<b>GRANULOMETRÍA</b>	<b>NUMERO DE</b>	<b>CARGA</b>
<b>TIPO</b>	<b>ESFERAS</b>	<b>ABRASIVA, g</b>
A	12	5000 ± 25
B	11	4584 ± 25
C	8	3330 ± 20
D	6	2500 ± 15

4. Descargar el material de la máquina de Los Ángeles sobre una bandeja para luego separarla preliminarmente con una malla más gruesa que la malla No.12 (puede utilizarse la No.4), estos retenidos se lavan sobre la misma malla

No.4 para eliminar de su superficie los finos adheridos y se colocan en una bandeja para introducirlos al horno posteriormente.

5. El material que pasó la malla No.4 se tamiza por la malla No.12, debiendo luego lavarlos sobre ésta última a fin de eliminar los finos adheridos a las partícula retenidas. El material que pasó la malla No.12 se desecha.

6. El material lavado sobre la malla No.12 se vierte sobre la bandeja que contiene al material lavado sobre la malla No.4, para someterlos a secado por 24 h a 105°C.

7. Transcurrido este tiempo se saca del horno, se pesa y se registra su peso como W2, en la casilla del cuadro correspondiente.

### **3.2.4.4 CÁLCULOS.**

Calcular el Desgaste (%D). utilizando la siguiente ecuación

$$\%D = \frac{W1 - W2}{W1} * 100$$

#### ***Comentarios.***

Del proceso de ensayo

- a) Expresar el resultado del desgaste como un número entero.
- b) Asegurarse que la muestra de desgaste esta completamente seca antes de iniciar el ensayo.
- c) Para obtener W1 y W2 utilice una balanza de 20 Kg. de capacidad con aproximación de 1.0 g.

- d) Asegurarse que durante el lavado no quedan finos adheridos a las partículas mayores que la malla No.12.
- e) Si el tamizado anterior al lavado fue corto, se deberá comprobar que después del secado no existe material que pase la malla No.12

### 3.2.4.5 RESULTADOS.

	<p><b>FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA.</b>  <b>ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL</b>  <b>LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES</b>  <b>" ING. MARIO ÁNGEL GUZMAN URBINA "</b></p> <p><b>DETERMINACIÓN DEL PORCENTAJE DE DESGASTE</b>  <b>ASTM C-131</b></p>	
<b>PROYECTO:</b>	Trabajo de Graduación: Concreto Compactado con Pavimentadora	
<b>FECHA DE SOLICITUD:</b>	_____	
<b>FECHA DE RECEPCION:</b>	_____	
<b>FECHA DE ENSAYO:</b>	25/07/2003	
<b>ENSAYO No.</b>	<b>1</b>	<b>2</b>
<b>BANCO</b>	PEDRERA ATEOS	PEDRERA ATEOS
<b>ENSAYO DE GRADUACIÓN</b>		
<b>PESO INICIAL</b> <span style="float: right;"><i>grs.</i></span>	5.000	5.000
<b>PESO RETENIDO MALLA # 12</b> <span style="float: right;"><i>grs.</i></span>	3.958	3.967
<b>DIFERENCIA</b> <span style="float: right;"><i>grs.</i></span>	1.042	1.033
<b>% DE DESGASTE</b>	<b>20,8</b>	<b>20,7</b>

**FORMATO 3.11** Resistencia al desgaste del Agregado Grueso.

### **3.2.5 SANIDAD DE AGREGADOS MEDIANTE EL USO DE SULFATO DE SODIO (ASTM C- 88)**

#### **3.2.5.1 GENERALIDADES.**

La Sanidad es una propiedad que mide la estabilidad de un agregado bajo la acción de agentes atmosféricos. Los agregados inestables (se disgregan ante la presencia de condiciones atmosféricas desfavorables) resultan evidentemente insatisfactorios como áridos para mezclas de rodadura en pavimentos, especialmente cuando estos tendrán una gran porción de su superficie expuesta a los agentes atmosféricos.

El ensayo de Sanidad se realiza sumergiendo la piedra en una solución saturada de sulfato de sodio o de magnesio hasta saturación total y secándola en una estufa u horno alternativamente; este proceso de saturación y secado forma un ciclo. Una piedra inestable se desintegra, se divide en trozos, se agrieta o desprende escamas después de muy pocos ciclos.

#### **3.2.5.2 RESUMEN DEL MÉTODO.**

Una muestra de agregados con granulometría y peso conocido, se somete a cinco (5) ciclos repetitivos de inmersión-secado, (solución saturada de sulfato de sodio y de secado al horno por 24 h). La sal precipitada en los poros permeables es deshidratada total o parcialmente por el período de secado. La

fuerza de expansión interna, se origina en la rehidratación de la sal, producida por la re-inmersión de la muestra de agregados, en la solución de sulfato de sodio, de esta forma se logra simular la expansión del agua durante su congelamiento.

### **3.2.5.3 PROCEDIMIENTO.**

#### ***Solución requerida:***

Se prepara la solución de sulfato de sodio ( $\text{Na}_2\text{SO}_4$ ) para la inmersión de la muestra de agregados, 48 h antes de su utilización, períodos durante el cual debe mantenerse a una temperatura de 22°C. La preparación de la solución para la inmersión de la muestra de ensayo debe ser suficiente para lograr los cinco (5) ciclos de inmersión requeridos durante el ensayo. La temperatura del agua para la preparación de esta solución debe ser entre 25 a 30°C. Para su preparación se añade suficiente sulfato de sodio hasta lograr la saturación de la misma, esto se producirá cuando se presenten cristales de la sal (sulfato de sodio) agregada en exceso. Durante la adición de la sal, deberá existir un agitado vigoroso y a intervalos continuos.

Normalmente 215 g de sulfato de sodio por litro de agua son suficientes para lograr la saturación de la solución. Para reducir la evaporación y prevenir la contaminación, se debe guardar la solución con una cubierta cerrada antes de su utilización y por el período ya mencionado. Inmediatamente antes de

usarse, ésta debe agitarse vigorosamente. La solución usada deberá tener una Gravedad Específica no menos de 1.151 y no mayor de 1.174.

***Preparación de las muestras:***

Condiciones Generales

Las muestras de ensayo deberán estar limpias (lavada por la malla No 100), seca a peso constante, ser representativa y cumplir con los requisitos granulométricos presentados. Además se debe conocer previamente la granulometría natural del material a ensayar según ASTM C 136.

Muestra de Agregado Fino

El agregado fino para el ensayo, deberá ser tamizado a través de la malla 3/8". La muestra así tamizada deberá ser de un tamaño suficiente para obtener no menos cien gramos (100 g) de cada uno de los siguientes tamaños:

PASA MALLA	RETIENE MALLA
3/8"	No.4
No.4	No.8
No.8	No.16
No.16	No.30
No.30	No.50

Muestra de agregado grueso

La muestra de agregado grueso no deberá contener material más fino que la malla No.4, debiendo estar formada por los siguientes tamaños:

Tamaño del agregado entre	Peso, g
a. 3/8" a No.4	300 ± 5
b. 3/4" a 3/8"	1000 ± 10
Consistente en: 1/2" a 3/8"	330 ± 5
3/4" a 1/2"	670 ± 10
c. 1 1/2" a 3/4"	1500 ± 50
Consistente en: 1" a 3/4"	500 ± 30
1 1/2" a 1"	1000 ± 50
d. 2 1/2" a 1 1/2"	5000 ± 300
Consistente en: 2" a 1 1/2"	2000 ± 200
2 1/2" a 2"	3000 ± 300

Cuando el agregado a ensayar contiene apreciable cantidad de finos y gruesos, en cuya granulometría se reporta más del 0% en peso de material retenido en la malla 3/8" y más del 10% de material que pasa la malla No.4, se deberán ensayar separadamente las fracciones sobre y bajo la malla No.4, según los procedimientos respectivos para gruesos y finos.

Almacenamiento de la muestra de ensayo dentro de la solución.

Se introduce la muestra de ensayo en la solución preparada de sulfato de sodio o de magnesio durante un período de tiempo no menor de 16 h. y no mayor de 18 h. La muestra debe permanecer cubierta totalmente por la solución en una profundidad no menor de 1/2". Una vez se ha depositado la muestra en

la solución, se cubre el recipiente para reducir la evaporación y prevenir que la solución se contamine con sustancias extrañas. La temperatura de la inmersión deberá ser de  $21 \pm 1^\circ\text{C}$ .

#### Secado de la muestra después de la inmersión.

Después del período de inmersión, se remueve la muestra de agregados de la solución, permitiéndole que drene durante  $15 \pm 5$  min con el propósito de introducirla a secado dentro del horno en las condiciones posteriormente descritas. La temperatura del horno deberá ser de  $110 \pm 5^\circ\text{C}$ . La muestra deberá secarse hasta obtener peso constante, para lo cual saben chequearse los pesos cada 2 ó 4 h. Se acepta como peso constante, cuando la diferencia entre dos pesadas sucesivas es menor del 0.1% del peso seco de la muestra total de agregados. Al final del período de secado, se enfría la muestra a temperatura ambiente, para luego introducirla en otra porción nueva de solución.

NOTA 1: El procesos descritos anteriormente se repiten hasta cumplir cinco (5) ciclos completos de inmersión - secado.

#### Examen cuantitativo

1. Una vez terminados los 5 ciclos de saturación - secado y con la muestra a temperatura ambiente, se procede a lavarla hasta dejarla libre de solución de sulfato de sodio. El lavado debe efectuarse con agua circulante continuo a una temperatura de  $43 \pm 6^\circ\text{C}$  con las muestras en sus

recipientes. Esto puede lograrse colocando cada recipiente dentro de un tanque de lavado, y haciendo que el agua con la temperatura indicada, llene éste y luego se derrame sobre el mismo. En la operación de lavado, las partículas de las muestras no deberán estar sujetas a impacto o abrasión, ya que pueden tender a quebrarse.

2. Después que el sulfato de sodio a sido removido, se seca cada fracción de la muestra de ensayo hasta peso constante, dentro de un horno a una temperatura de  $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$ . Se tamiza cada porción del agregado fino sobre la misma malla sobre la cual ésta fue retenida antes del iniciar el ensayo y el agregado grueso sobre las mallas indicadas abajo, según el tamaño apropiado de las partículas. Para agregado fino, el método y duración del tamizado podrá ser el mismo que se usa durante la preparación de la muestra de ensayo, es decir 15 min. Para agregado grueso, el tamizado deberá ser manual, con agitación suficiente para asegurar que todos los tamaños han tenido la oportunidad de estar en contacto con la malla en donde se encuentran. No se debe usar extramanipulación para romper las partículas u obligarlas a que pasen cualquiera de las mallas.

TAMAÑO DEL AGREGADO	MALLA USADA PARA DETERMINAR LA PÉRDIDA.
2 1/2" a 1 1/2"	1 1/4"
1 1/2" a 3/4"	5/8"
3/4" a 3/8"	5/16"
3/8" a No.4	No.5 (4.0 mm)

3. Se pesa el material retenido sobre cada malla y se registra cada cantidad. La pérdida producida en cada malla (porcentaje que pasó cada malla después del ensayo), se expresa como un porcentaje de la gradación original en cada malla del material ensayado. La pérdida total se expresa como la suma total de las pérdidas parciales producidas en cada una de las mallas utilizadas.

#### Examen cualitativo

Para realizar el examen cuantitativo de la muestra gruesa (mayor de la malla 3/4"), ensayada se separan las partículas de cada muestra de ensayo en grupos de acuerdo a la acción producida por el ensayo y se registra el número de partículas que muestran señales de degradación en cada porción obtenida. Muchos tipos de acciones pueden presentarse. En general, estas pueden clasificarse como desintegración, hendeduras, desmenuzamientos, agrietamientos, escamaduras, etc.

### **3.2.5.4 CÁLCULOS.**

Los cálculos relativos al porcentaje de pérdida para cada malla utilizada se realizan a través de la siguiente ecuación:

$$\% \text{Pérdida} = \frac{\% \text{Que pasa la malla después del ensayo}}{\% \text{Que pasa la malla en granulometría original}} * 100$$



FIGURA 3.1 Sanidad de Agregados Finos y Gruesos

### 3.2.5.5 RESULTADOS

	<p>FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA          ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL          LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES          "ING. MARIO ÁNGEL GUZMAN URBINA"</p>					
<p><b>PRUEBA DE SANIDAD DE AGREGADO GRUESO          ASTM C-88</b></p>						
<p><b>PROYECTO:</b> Trabajo de Graduación "Concreto Compactado con Pavimentadora"</p>						
<p><b>FECHA:</b> 28/08/2003</p>						
<p>Registro de Datos del ensayo sanidad.</p>						
PARTICULAS ENTRE	% DE PESO RETENIDO PARC.	PESO INICIAL (gr)	PERD. DESPUES DEL ENSAYO (gr)	% DE PERDIDA	PÉRDIDA PONDERADA (%)	PERDIDA TOTAL (%)
1" a 3/4"	2.5	501.6	29.40	5.86	0.15	5.26
3/4" a 1/2"	42.5	675.3	36.74	5.44	2.31	
1/2" a 3/8"	26.1	331.0	18.20	5.50	1.44	
3/8" a No.4	27.9	301.5	14.80	4.91	1.37	
PASA No.4	1.0					
TOTAL	100.00					

FORMATO 3.12 Sanidad de Agregados Gruesos.



**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA.  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES  
" ING. MARIO ÁNGEL GUZMAN URBINA "**



**PRUEBA DE SANIDAD DE AGREGADO FINO  
ASTM C-88**

**PROYECTO:** Trabajo de Graduación "Concreto Compactado con Pavimentadora"

**FECHA DE  
RECEPCION:** 28/08/2003

**Registro de Datos del ensayo sanidad.**

<b>PARTICULAS ENTRE</b>	<b>% DE PESO RETENIDO PARC.</b>	<b>PESO INICIAL (gr)</b>	<b>PERD. DESPUES DEL ENSAYO (gr)</b>	<b>% DE PERDIDA</b>	<b>PERDIDA PONDERADA (%)</b>	<b>PERDIDA TOTAL (%)</b>
3/8" a No.4	4.9	102.8	10.20	9.92	0.49	5.52
No.4 a No.8	8.0	103.0	9.00	8.74	0.70	
No.8 a No.16	14.6	101.1	1.50	1.48	0.22	
No.16 a No.30	21.6	100.5	8.80	8.76	1.89	
No.30 a No.50	26.9	102.7	8.50	8.28	2.23	
PASA No.50	24.0					
TOTAL	100.00					

OBSERVACIONES:

## **3.2.6 IMPUREZAS ORGÁNICAS EN AGREGADOS FINOS PARA CONCRETO (ASTM C- 40)**

### **3.2.6.1 GENERALIDADES.**

Este método es usado cuando se evalúa preliminarmente la aceptabilidad del agregado fino, como elemento constituyente del concreto hidráulico. La importancia de este método de ensayo consiste en que proporciona un indicador sobre la presencia de impurezas orgánicas perjudiciales en el agregado fino a utilizar. Cuando una muestra es sometida a este ensayo un color oscuro en la solución de hidróxido de sodio, indicará la presencia de estas impurezas orgánicas. Esto permitirá evaluar el efecto de dichas impurezas en la resistencia del mortero hidráulico.

### **3.2.6.2 RESUMEN DEL MÉTODO.**

Una muestra de arena se deposita dentro de una botella de 16 onzas (350ml). Seguidamente se deposita sobre la muestra de arena una solución de Hidróxido de sodio al 3%, se tapa y se agita vigorosamente este conjunto, luego se deja reposar por 24 h. Para hacer las lecturas colorimétricas en comparación con la CARTA COLORIMÉTRICA. La presencia de impurezas orgánicas perjudiciales se presenta con una coloración oscura de la solución de hidróxido

de sodio. La no presencia de coloración en la misma indicará que la arena está limpia.

### **3.2.6.3 PROCEDIMIENTO.**

#### *Preparación de la muestra:*

La porción a ensayar deberá ser reducida de acuerdo al procedimiento citado por la norma ASTM C-702, Dicha muestra deberá tener un peso aproximado de 450 gr,

#### *Preparación de la solución química:*

Se usara una solución de hidróxido de sodio grado reactivo al 3%. Se disolverá tres partes de hidróxido (en peso), en 97 partes de agua. Después de ser preparada la muestra puede ser utilizada inmediatamente.

#### *Procedimiento:*

Colóquese el agregado fino a ser ensayado en un depósito de vidrio, hasta la marca de 4.5 onzas. Añádase la solución de hidróxido de sodio (soda cáustica), hasta que el volumen del agregado fino y el líquido sea de 7 onzas después de agitar el depósito.

Tápese el depósito, agítese vigorosamente y déjese reposar durante 24 h. Para determinar la prueba según la norma ASTM se utilizo el procedimiento alternativo, para definir con mayor precisión el color del líquido de la muestra de ensayo, pueden usarse 5 vidrios de colores estándar, Un instrumento con frecuencia utilizado consiste de unos vidrios de color montado en una placa

plástica, el instrumento está provisto con los colores correspondientes al número de la placa orgánica, la carta presenta los siguientes colores:

- 1      amarillo claro
- 2      amarillo oscuro
- 3      anaranjado (ámbar)
- 4      rojo claro (rojo naranja)
- 5      rojo oscuro

El número tres representa el color estándar de comparación.

*Interpretación de los resultados:*

Si el color del líquido de la muestra de ensayo es más oscuro que el color de referencia (No 3) debe considerarse que el agregado fino ensayado puede contener impurezas orgánicas, por lo que deberá ser sometido a ensayos adicionales, antes de ser aceptado para su uso en la fabricación de concreto. El límite que establece la norma como el tolerable para utilizar este material en la elaboración de concreto es el color No.3.



**FIGURA 3.2** Muestras para determinación de impurezas orgánicas en agregados finos.

### **3.2.7 GRUMOS DE ARCILLAS Y PARTÍCULAS DESMENUZABLES EN LOS AGREGADOS (ASTM C- 142).**

#### **3.2.7.1 GENERALIDADES.**

Las partículas desmenuzables se presentan en la forma de recubrimientos superficiales, esto interfiere con la adherencia entre el agregado y la pasta de cemento. Como buena adherencia resulta indispensable para obtener una resistencia y durabilidad satisfactoria, el estudio de esas partículas es importante.

Materias como arcillas y limos, así como polvos provenientes de la trituración de la roca, pueden encontrarse sueltas o adheridas al agregado, su finura hace que el área superficial aumente, lo que eleva la cantidad de agua necesaria para humedecer todas las partículas de la mezcla, variando así la relación a/c.

Las partículas desmenuzables afectan la resistencia y sobre todo la resistencia a la flexión; estas pueden causar erupciones en el concreto endurecido y afectar al endurecimiento y la resistencia a la abrasión.

#### **3.2.7.2 PROCEDIMIENTO.**

Agregado Fino

*Preparación de la muestra:*

Tomar de la muestra de campo, una porción de aproximadamente 130 gr, lavarla y secarla. La muestra constara de partículas mayores que la malla N° 16 y pesara como mínimo 100 gr. luego saturar la muestra durante 24 h.

*Procedimiento:*

Se extiende la muestra en una capa delgada en el fondo de un recipiente adecuado, y se examina para saber si tiene partículas desmenuzables; se clasifica como desmenuzables aquellas partículas que pueden romperse con los dedos en fracciones muy finas, después de que se hayan desecho todas las partículas desmenuzables se separa la parte desmenuzable usando la malla No 20.

Agregado Grueso.

*Preparación de la muestra:*

El agregado grueso se separa en diferentes tamaños usando las siguientes mallas: No. 4, 3/8, 3/4, 1 ½; los pesos de las muestras serán los siguientes

<b>Tamaño de las partículas</b>	<b>Peso de la muestra</b>
Nº 4 a 3/8"	1000 grs
3/8" a 3/4"	2000 grs
3/4" a 1 ½"	3000 grs

*Procedimiento:*

Este es similar al desarrollado en los finos. Con la excepción que después de que se hayan desecho todas las partículas desmenuzables se

separa la porción desmenuzable usando las mallas que se indican a continuación:

<b>Tamaño de las partículas</b>	<b>Tamaño de la malla</b>
No 4 a 3/8"	No 8
3/8" a 3/4"	No 4
3/4" a 1 1/2"	No 4

### **3.2.7.3 CÁLCULOS.**

#### Agregado Fino

El porcentaje de partículas desmenuzables en el agregado fino se calcula como sigue:

$$P = \frac{C}{W} * 100$$

Donde:

P = Porcentaje de partículas desmenuzables,

W = Peso de la muestra de prueba (mayor que la malla No. 16)

C = Peso de las partículas desmenuzables separadas por cribado.

#### Agregado Grueso

Además del mismo que se utiliza en agregado fino el porcentaje desmenuzable, será un promedio pesado, calculado de los porcentajes de partículas desmenuzables que se hayan encontrado en cada fracción, y basado

en la granulometría de la muestra recibida para su examen; este procedimiento es similar al que se realiza en el ensayo de sanidad.

### 3.2.7.4 RESULTADOS.

	<b>FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA</b> <b>ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL</b> <b>LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES</b> <b>" ING. MARIO ÁNGEL GUZMAN URBINA "</b>		
	<b>DETERMINACION DE TROZOS DE ARCILLA Y PARTICULAS FRIABLES ASTM C-142</b>		
<b>PROYECTO:</b>	Trabajo de Graduación Concreto Compactado con Pavimentadora		
<b>FECHA</b>	7-8-03		
<b>AGREGADO GRUESO</b>			
ENSAYO No.	1	2	
BANCO	PEDRERA ATEOS	PEDRERA ATEOS	
PESO RETENIDO No. 4 PASA 3/8" (grs)	1001.1	1002.8	
PESO SECO RETENIDO grs.	991.6	999.2	
% ARCILLA Y PARTICULAS FRIABLES	0.95	0.36	
PESO RETENIDO 3/8" PASA 3/4" (grs)	2,001.2	2,000.1	
PESO SECO RETENIDO grs.	1,983	1,976	
% ARCILLA Y PARTICULAS FRIABLES	0.90	1.18	
<b>AGREGADO FINO</b>			
ENSAYO No.	1	2	
BANCO	HDA. ISABEL	HDA. ISABEL	
PESO RETENIDO No. 4 PASA 3/8" (grs)	100.1	100.1	
PESO SECO RETENIDO grs.	97.1	97.2	
% ARCILLA Y PARTICULAS FRIABLES	3.00	2.90	

**FORMATO 3.14** Grupos de arcillas y partículas desmenuzables en los agregados.

### 3.3 COMBINACIÓN GRANULOMÉTRICA ÓPTIMA.

Combinar dos o más agregados que tienen diferentes gradaciones para producir una combinación de los mismos que se encuentre en las especificaciones de gradación para una mezcla en particular, es una práctica común en construcción de pavimentos. La determinación de cantidades relativas de varios agregados, para obtener una gradación deseada, es un problema de proporcionamientos que puede ser resuelto mediante diferentes métodos, entre los que se encuentran el de la *Formula Básica o Tanteos Sucesivos*.

#### 3.3.1 MÉTODO DE LA FORMULA BÁSICA O DE TANTEOS SUCESIVOS COMBINANDO DOS MATERIALES.

Indistintamente del número de agregados a combinar o del método mediante el cual las proporciones son determinadas, la FORMULA BÁSICA que expresa la combinación es:

$$P = Aa + Bb + Cc + \dots + etc$$

Donde :

P = Porcentaje del material que pasa la malla dada para la combinación de agregados A, B, C, ..... etc.

A, B, C, ..... etc = Porcentajes que pasan por una malla especificada, de los diferentes agregados A, B, C, ..... etc.

a, b, c, ..... etc = Proporciones de agregados, A, B, C, ..... etc. usados  
en la combinación, donde el total es igual a 1.0

Los porcentajes combinados, P, deben estar estrechamente de acuerdo con los porcentajes deseados para la combinación de los diferentes tamaños de mallas. En ninguno de los casos, se deben observar valores fuera de los límites de las especificaciones de gradación establecidas. Una combinación óptima puede ser aquella en la cual los porcentajes de lo combinado están muy cerca como sea posible a los porcentajes deseados originalmente.

La fórmula básica para este caso se convierte en:

$$P = Aa + Bb$$

Haciendo  $a + b = 1$  (para dos agregados), y sustituyendo esto en la anterior se tiene que:

$$b = \frac{P - A}{B - A}$$

$$a = \frac{P - B}{A - B}$$

En este método se asume que un apilamiento de agregado será combinado con arena para encontrar los requerimientos granulométricos de la mezcla en particular.

El procedimiento de determinación de la combinación de óptima de dos agregados, conlleva los siguientes pasos:

☒ Examinar las dos granulometrías para determinar cual de los materiales da mayor contribución en ciertos tamaños.

☒ Utilizando los porcentajes pasantes en una abertura específica, el punto medio de la especificación en esta misma abertura y la Ec.  $b = \frac{P - A}{B - A}$  ó

$a = \frac{P - B}{A - B}$  se determina el valor de "a" o "b", según sea la ecuación utilizada.

☒ Sustituyendo el valor de "a" o "b" en la Ec.  $a + b = 1$ , se obtiene el valor complementario del determinado en el paso anterior.

☒ Se obtiene la granulometría de esta combinación y se comprueba que los "Porcentajes Pasantes" no estén muy próximos a los límites de la especificación (ni al inferior, ni al superior), si esto sucede, deberá aumentarse o disminuirse el valor porcentual del material que está provocando tal proximidad, según se necesite incrementar o reducir el pasante en dicha abertura.

<b>METODO DE TANTEOS SUCESIVOS ( FORMULA BÁSICA )</b>					<b>PROYECTO</b> TRABAJO DE GRADUACION CONCRETO COMPACTADO CON PAVIMENTADORA									
MALLA FRONTERA : N° 4 P = $\frac{61}{1}$ A = $\frac{1}{95}$ B = $\frac{0.64}{0.36}$ a = $\frac{0.36}{0.36}$					FECHA : 20-ago-03					PROCEDENCIA DE LOS AGREGADOS A PEDRERA PROTERSA, ATEOS B HDA ISABEL, PROTERSA, C			TAMAÑOS MAXIMOS NOMINALES A 3/4" B N° 4 C	
<b>GRANULOMETRIA NATURALES</b>														
<b>AGREGADO</b>														
PORCENTAJE QUE PASA POR LA MALLA														
	1"	3/4"	1/2"	3/8"	N°4	N° 8	N° 16	N° 30	N° 50	N° 100	N° 200			
A	100	98	55	29	1	0	0	0	0	0	0			
B	100	100	100	100	95	87	73	51	24	9	9			
ESPEC. CTH (Ecuador)	100	84 - 100	73 - 91	62 - 81	51 - 69	39 - 58	29 - 48	20 - 30	12 - 29	7 - 20	2 - 10			
ESPEC. ACI 325.10R	100	83 - 100	75 - 92	68 - 87	52 - 70	39 - 58	28 - 47	18 - 37	12 - 28	7 - 20	2 - 9			
<b>PRIMER TANTEO</b>														
<b>AGREGADO</b>														
PORCENTAJE QUE PASA POR LA MALLA														
	1"	3/4"	1/2"	3/8"	N°4	N° 8	N° 16	N° 30	N° 50	N° 100	N° 200			
0.36 x A	36	35,28	19,8	10,44	0,36	0	0	0	0	0	0			
0.64 x B	64	64	64	64	60,8	55,68	46,72	32,64	15,36	5,76	5,76			
TOTAL	100	99	84	74	61	56	47	33	15	6	6			
ESPEC. CTH (Ecuador)	100	84 - 100	73 - 91	62 - 81	51 - 69	39 - 58	29 - 48	20 - 30	12 - 29	7 - 20	2 - 10			
OBSERVACION	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	NO	OK	NO	OK			
ESPEC. ACI 325.10R	100	83 - 100	75 - 92	68 - 87	52 - 70	39 - 58	28 - 47	18 - 37	12 - 28	7 - 20	2 - 9			
OBSERVACION	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK			
<b>SEGUNTO TANTEO</b>														
<b>AGREGADO</b>														
PORCENTAJE QUE PASA POR LA MALLA														
	1"	3/4"	1/2"	3/8"	N°4	N° 8	N° 16	N° 30	N° 50	N° 100	N° 200			
0.35x A	35	34	19	10	0	0	0	0	0	0	0			
0.65 x B	65	65	65	65	62	57	47	33	16	6	6			
TOTAL	100	99	84	75	62	57	47	33	16	6	6			
ESPEC. CTH (Ecuador)	100	84 - 100	73 - 91	62 - 81	51 - 69	39 - 58	29 - 48	20 - 30	12 - 29	7 - 20	2 - 10			
OBSERVACION	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	NO	OK	NO	OK			
ESPEC. ACI 325.10R	100	83 - 100	75 - 92	68 - 87	52 - 70	39 - 58	28 - 47	18 - 37	12 - 28	7 - 20	2 - 9			
OBSERVACION	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	NO	OK			
<b>TERCER TANTEO</b>														
<b>AGREGADO</b>														
PORCENTAJE QUE PASA POR LA MALLA														
	1"	3/4"	1/2"	3/8"	N°4	N° 8	N° 16	N° 30	N° 50	N° 100	N° 200			
0.32x A	32	31	18	9	0	0	0	0	0	0	0			
0.68 x B	68	68	68	68	65	59	50	35	16	6	6			
TOTAL	100	99	86	77	65	59	50	35	16	6	6			
ESPEC. CTH (Ecuador)	100	84 - 100	73 - 91	62 - 81	51 - 69	39 - 58	29 - 48	20 - 30	12 - 29	7 - 20	2 - 10			
OBSERVACION	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	NO	OK	NO	OK			
ESPEC. ACI 325.10R	100	83 - 100	75 - 92	68 - 87	52 - 70	39 - 58	28 - 47	18 - 37	12 - 28	7 - 20	2 - 9			
OBSERVACION	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK			
OBSERVACION SEGÚN SE OBSERVA LA COMBINACION QUE MEJOR CUMPLE LA ESPECIFICACION ACI 325 - 10R ES 35% DE AGREGADO GRUESO CON 65% DE AGREGADO FINO. ESTA FORMULA DE TRABAJO SERA CON LA CUAL SE VERIFICARA SI SE LOGRAN LAS ESPECIFICACIONES DE RESISTENCIA														

**FORMATO 3.15** Hoja de calculo del Método de Tanteos Sucesivos, con el resultado de la combinación granulométrica óptica del diseño en estudio.

### **3.4 RELACIÓN DENSIDAD-HUMEDAD**

La dosificación para el diseño de mezcla realizado en nuestro estudio se realizó mediante ensayos de compactación por impacto.

Este método está basado en la pérdida de resistencia de una mezcla para CCR, que puede ocurrir por un contenido de humedad arriba o abajo del valor óptimo, debido a la variación en la relación agua-cemento. El objetivo del método es establecer el valor del contenido óptimo de agua y de la densidad máxima para la mezcla de CCR, utilizando el método de ensayo ASTM D 1557.

#### **3.4.1 PRUEBA PROCTOR MODIFICADA (ASTM D-1557, AASHTO T-180)**

##### **3.4.1.1 GENERALIDADES.**

Este método de prueba controla los procesos de compactación que se realizan en laboratorio, cuando se busca determinar la relación entre el contenido de humedad ( $w\%$ ) y peso volumétrico seco del suelo ( $\gamma_s$ ), para que con dichos datos se pueda definir una curva de compactación. La compactación se realiza en un molde de 4" ó 6" (101.6 ó 152.4 mm.) de diámetro, golpeando con un martillo de 10.0 lbs. (44.5 N) con una altura de caída de 18 pulgadas (457 mm.), produciendo una energía de compactación de 56000 lb-pie / pie<sup>3</sup> (2700 KN-m / m<sup>3</sup>).

La Norma ASTM D-1557, establece procedimientos alternativos (métodos, ver tabla 3.7), que pueden ser usados, si el material se adapta a lo especificado por dichos métodos; pero si este no lo esta, se deberá hacer una modificación para adaptarlo a la graduación del material.

**TABLA 3.7** Procedimientos alternativos para realizar el ensayo de compactación Proctor Modificado (martillo de 10 lbs de peso y altura de caída 18 pulg.)

REQUISITOS	MÉTODO A	MÉTODO B	MÉTODO C
Molde	4 pulg (101.6 mm) de diámetro	4 pulg (101.6 mm) de diámetro	6 pulg (152.4 mm) de diámetro
Material que pasa la malla	No.4 (4.75mm)	3/8" (9.5 mm)	3/4"
Número de capas	5	5	5
Número de golpes por capa	25	25	56
Uso	Puede ser utilizado si el 20% ó menos es peso de material es retenido en la malla No.4	Podrá ser usado si más del 20% en peso del material es retenido en la malla No.4 y 20% ó menos es retenido en la malla de 3/8"	Puede ser usado si más del 20% en peso de material, es retenido en la malla de 3/8" y menos del 30%, es retenido en la malla de 3/4".

### 3.4.1.2 PROCEDIMIENTO

Antes de iniciar es necesario conocer la gradación del material a ensayar para así poder determinar el procedimiento a usar. Para nuestro diseño tomando en consideración que el tamaño máximo del agregado es de 3/4", se aplicaron los requerimientos del método C.

1. Para lograr un punto de referencia se prepara una muestra de material con una humedad aproximada a la óptima. Para lograr esto se pesan 500 g de material con forme a las proporciones de agregado previamente definidas (Arena 65% y Grava 35%), se le agrega agua para humedecerla completamente hasta lograr formar un grumo consistente por medio de la presión de la mano (ver figura 3.3), en ese momento se determina el agua agregada o contenido de agua del material a través de la siguiente ecuación:

$$\%W_{aprox} = \frac{100 * Vol.de\ agua\ agregado}{500}$$

Este valor de humedad servirá de punto de partida para los valores de humedad proyectados durante el ensayo.



**FIGURA 3.3** Grumo de concreto, resultante de la elaboración de la prueba empírica manual para la determinación de la humedad óptima.

Para esto, se procede a disminuir y aumentar este valor en dos puntos (es decir en 2%), así la rama izquierda y la derecha de la curva de compactación, se formarán con dos puntos cada una, cuyos valores de

humedad serán menores y mayores respectivamente, en dos y cuatro puntos respecto al valor " $\%W_{aprox}$ ". Esto es:

Punto No	Contenido de agua proyectado	Rama de la curva
1	$\%W$ aprox. - 4%	Seca
2	$\%W$ aprox. - 2%	Seca
3	$\%W$ aprox.	Seca o Húmeda (*)
4	$\%W$ aprox. + 2%	Húmeda
5	$\%W$ aprox. + 4%	Húmeda

(\*) NOTA: El punto compactado con la Humedad aproximada a la óptima podrá ser parte de cualquiera de las dos ramas, esto dependerá de si la verdadera Humedad Óptimo esta bajo o sobre dicho valor aproximado.

2. Determinar la cantidad de agua a agregar a cada muestra de suelo, multiplicando el Porcentaje de Agua Proyectado (expresado como un número decimal) por el Peso de material de cada punto (5000 g).

3. Iniciar la compactación por el punto de menor Humedad Proyectada, procediendo de la siguiente manera:

a) Colocar la muestra de 5000 g. dentro de la bandeja cuadrada de 50 x 50 cm. luego agregar el agua proyectada para humedecerla completamente, esto debe realizarse con la ayuda del par de guantes de hule, hasta que el agua agregada este completamente distribuida en la muestra de suelo a compactar.

- b) Una vez logrado lo anterior se prepara el molde con su collarín. Esto consiste en verificar que los tornillos sujetadores del cilindro a la base estén correctamente asegurados. En el molde así preparado se hacen cinco (5) marcas internas, de la misma altura, las cuales indican el espesor de la capa suelta a compactar.
- c) Colocar suelo preparado (humedecido) dentro del molde atendiendo a las marcas hechas anteriormente en el interior del molde (Cada marca indica una capa de concreto a compactar), y proceder a la acción de compactar. (ver figura 3.4)



**FIGURA 3.4** Compactación del material, mediante Proctor Mecánico (ASTHO T 180)

- d) Cuando se ha compactado la última capa, se procede a eliminar el material compactado ubicado dentro del collarín. Esta actividad debe completarse hasta que el material a eliminar, alcance la posición del material del cual se va a considerar su Peso Húmedo (material enrasado).

- e) Una vez logrado el ENRASADO se limpia externamente el molde y se pesa el conjunto Molde + Base + Suelo Húmedo y se registra este peso, dentro del cuadro de Control de Densidad, como  $P_{sh+m}$ .
  - f) Realizar el control de Contenido de Agua, tomando las muestras para ello, del material que sobró en la bandeja después del compactado. Estos datos se anotarán en el cuadro de Control de Humedad.
  - g) Se desaloja el material contenido dentro del molde y se procede a compactar la siguiente muestra con la humedad correspondiente.
4. Repetir para cada muestra a compactar, el proceso indicado del literal a) hasta el literal g)

### 3.4.1.3 CÁLCULOS

La determinación de la relación DENSIDAD - HUMEDAD requiere de los siguientes cálculos:

Volumen del molde para compactación ( V )

$$V = \frac{\pi D^2 h}{4}$$

En donde:

D = Diámetro del molde

h = Altura del molde

Contenidos de Agua de prueba.

$$\%W = \frac{Ph - Ps}{Ps} * 100$$

Donde:

Ph = Peso húmedo de la muestra

Ps = Peso seco de la muestra

Pesos Unitarios Húmedos y Secos:

$$P_h = \frac{\text{Peso muestra húmeda}}{\text{volumen del molde}} = \frac{PMH}{V}$$

$$P_d = \frac{\text{Peso volumétrico húmedo}}{1 + \frac{\text{humedad control}}{100}} = \frac{P_h}{1 + \frac{\%W}{100}}$$

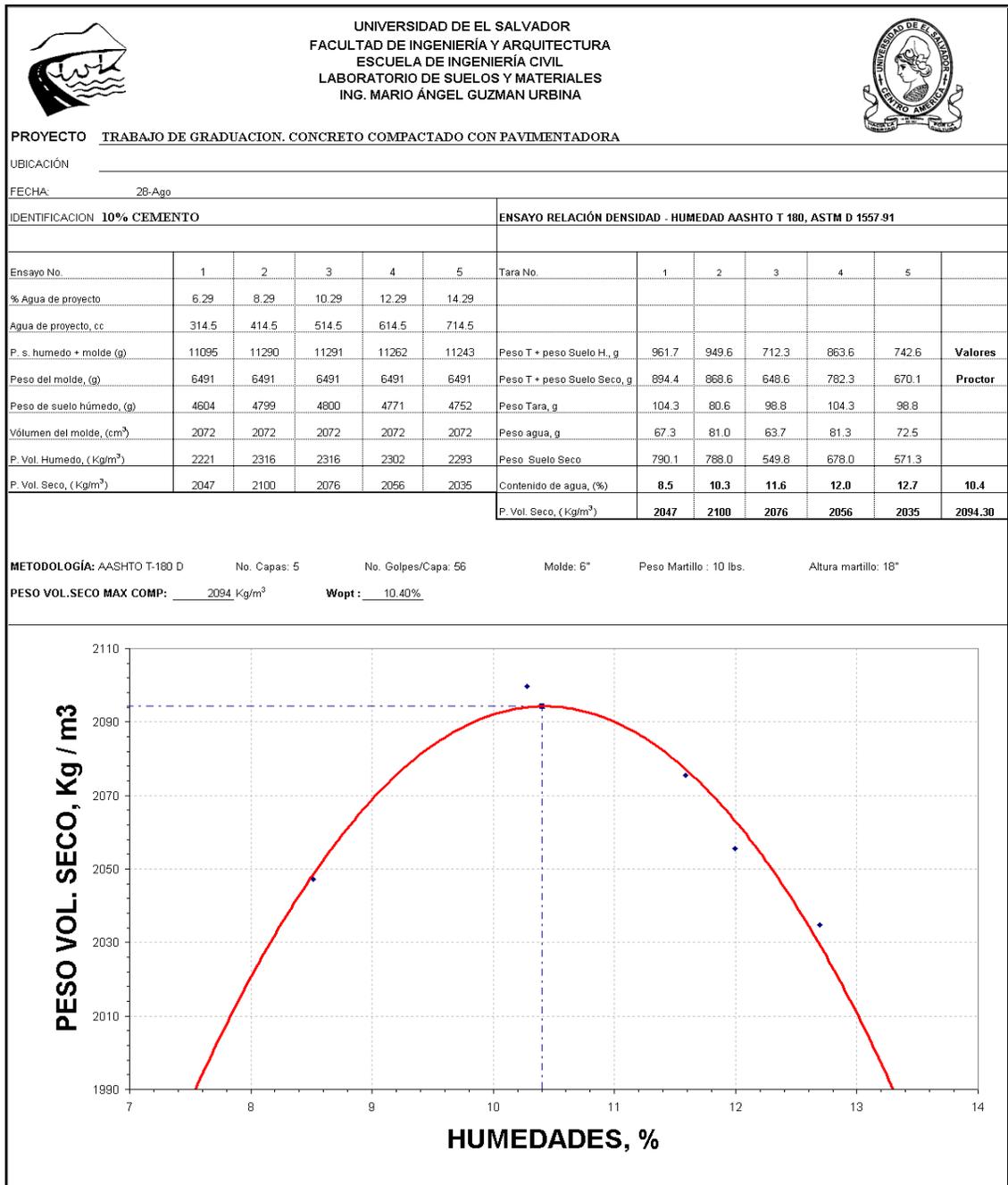
En donde:

P<sub>h</sub> = Peso Volumétrico Húmedo

P<sub>d</sub> = Peso Volumétrico Seco

Trácese los Pesos Volumétricos Secos (densidad) del suelo como ordenadas y los contenidos de humedad correspondientes como abcisas. Dibújese una curva continua que conecte los puntos trazados. El contenido de humedad correspondiente al punto máximo de la curva dibujada, se ha de denominar "Contenido Óptimo de Agua" del suelo. El Peso Volumétrico Seco correspondiente a esa cantidad de Agua Óptimo se denominará "Peso Volumétrico Seco Máximo"

### 3.4.1.4 RESULTADOS.



**FORMATO 3.16** Resultados de prueba Proctor Modificada, con la proporción de 10 % de cemento



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
 FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
 ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES  
 ING. MARIO ÁNGEL GUZMAN URBINA



PROYECTO **TRABAJO DE GRADUACIÓN. CONCRETO COMPACTADO CON PAVIMENTADORA**

UBICACIÓN \_\_\_\_\_

FECHA: 29-08-03

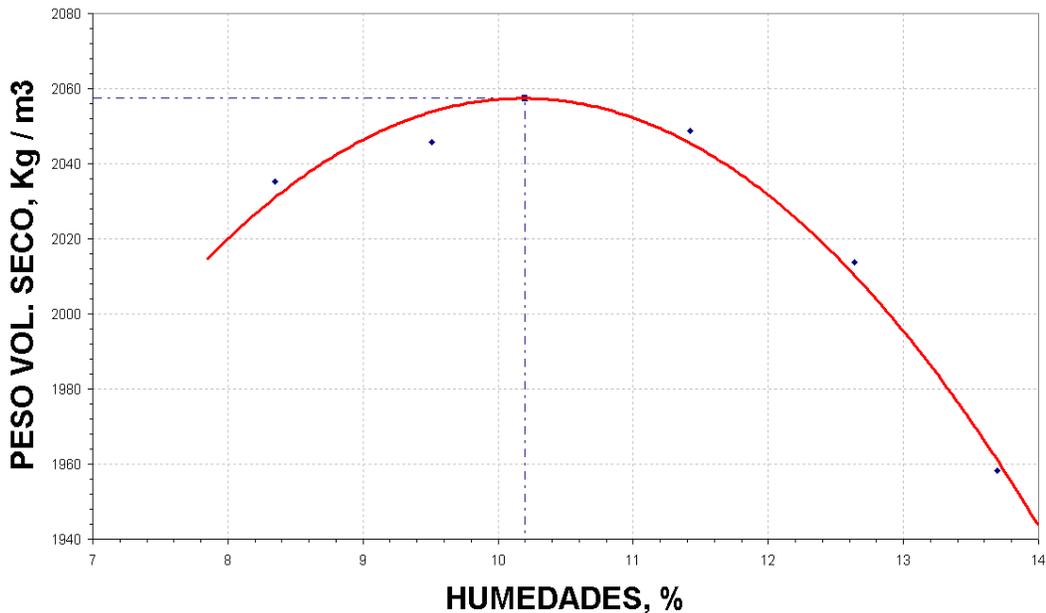
IDENTIFICACION **12% CEMENTO**

ENSAYO RELACIÓN DENSIDAD - HUMEDAD AASHTO T 180, ASTM D 1557-91

Ensayo No.	1	2	3	4	5	Tara No.	1	2	3	4	5	
% Agua de proyecto	5.98	7.98	9.98	11.98	13.98							
Agua de proyecto, cc	303.6	405.2	506.7	608.3	709.8							
P. s. humedo + molde (g)	11061	11134	11222	11192	11105	Peso T + peso Suelo H., g	808.2	585.7	664.1	719.6	809.5	<b>Valores</b>
Peso del molde, (g)	6491	6491	6491	6491	6491	Peso T + peso Suelo Seco, g	753.2	543.9	604.3	647.9	727.1	<b>Proctor</b>
Peso de suelo húmedo, (g)	4570	4643	4731	4701	4614	Peso Tara, g	94.5	104.3	80.6	80.6	125.3	
Volumen del molde, (cm <sup>3</sup> )	2072	2072	2072	2072	2072	Peso agua, g	55.0	41.8	59.8	71.7	82.4	
P. Vol. Humedo, (Kg/m <sup>3</sup> )	2205	2240	2283	2268	2226	Peso Suelo Seco	658.7	439.6	523.7	567.3	601.8	
P. Vol. Seco, (Kg/m <sup>3</sup> )	2035	2046	2049	2014	1958	Contenido de agua, (%)	<b>8.3</b>	<b>9.5</b>	<b>11.4</b>	<b>12.6</b>	<b>13.7</b>	<b>10.2</b>
						P. Vol. Seco, (Kg/m <sup>3</sup> )	<b>2035</b>	<b>2046</b>	<b>2049</b>	<b>2014</b>	<b>1958</b>	<b>2057.41</b>

METODOLOGÍA: AASHTO T-180 D    No. Capas: 5    No. Golpes/Capa: 56    Molde: 6"    Peso Martillo : 10 lbs.    Altura martillo: 18"

PESO VOL. SECO MAX COMP: 2057 Kg/m<sup>3</sup>    Wopt : 10.20%



FORMATO 3.17 Resultados de prueba Proctor Modificada, con la proporción de 12 % de cemento



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
 FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
 ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES  
 ING. MARIO ÁNGEL GUZMAN URBINA



PROYECTO TRABAJO DE GRADUACIÓN. CONCRETO COMPACTADO CON PAVIMENTADORA

UBICACIÓN \_\_\_\_\_

FECHA: 29-Ago

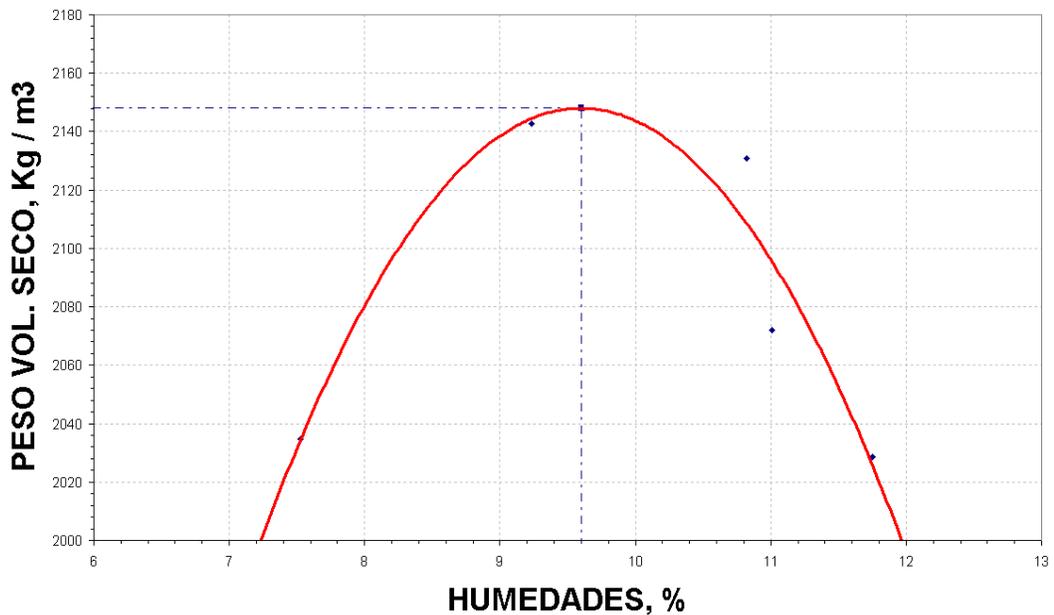
IDENTIFICACIÓN **14% CEMENTO**

ENSAYO RELACIÓN DENSIDAD - HUMEDAD AASHTO T 180, ASTM D 1557-91

Ensayo No.	1	2	3	4	5	Tara No.	1	2	3	4	5	
% Agua de proyecto	5.42	7.42	9.42	11.42	13.42							
Agua de proyecto, cc	272.2	376.8	478.3	579.9	681.4							
P. s. húmedo + molde (g)	11025	11342	11385	11258	11189	Peso T + peso Suelo H., g	660.3	939.4	960.2	729.2	684.1	<b>Valores</b>
Peso del molde, (g)	6491	6491	6491	6491	6491	Peso T + peso Suelo Seco, g	621.0	870.6	874.4	666.7	618.4	<b>Proctor</b>
Peso de suelo húmedo, (g)	4534	4851	4894	4767	4698	Peso Tara, g	98.8	125.3	81.5	98.8	59.3	
Volumen del molde, (cm <sup>3</sup> )	2072	2072	2072	2072	2072	Peso agua, g	39.3	68.8	85.8	62.5	65.7	
P. Vol. Húmedo, (Kg/m <sup>3</sup> )	2188	2341	2361	2300	2267	Peso Suelo Seco	522.2	745.3	792.9	567.9	559.1	
P. Vol. Seco, (Kg/m <sup>3</sup> )	2035	2143	2131	2072	2028	Contenido de agua, (%)	<b>7.5</b>	<b>9.2</b>	<b>10.8</b>	<b>11.0</b>	<b>11.8</b>	<b>9.6</b>
						P. Vol. Seco, (Kg/m <sup>3</sup> )	<b>2035</b>	<b>2143</b>	<b>2131</b>	<b>2072</b>	<b>2028</b>	<b>2148.05</b>

METODOLOGÍA: AASHTO T-180 D      No. Capas: 5      No. Golpes/Capa: 56      Molde: 6"      Peso Martillo: 10 lbs.      Altura martillo: 18"

PESO VOL. SECO MAX COMP: 2148 Kg/m<sup>3</sup>      **Wopt** : 9.60%



**FORMATO 3.18** Resultados de prueba Proctor Modificada, con la proporción de 14 % de cemento



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
 FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
 ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES  
 ING. MARIO ÁNGEL GUZMÁN URBINA



PROYECTO TRABAJO DE GRADUACIÓN. CONCRETO COMPACTADO CON PAVIMENTADORA

UBICACIÓN \_\_\_\_\_

FECHA: 03-Sep

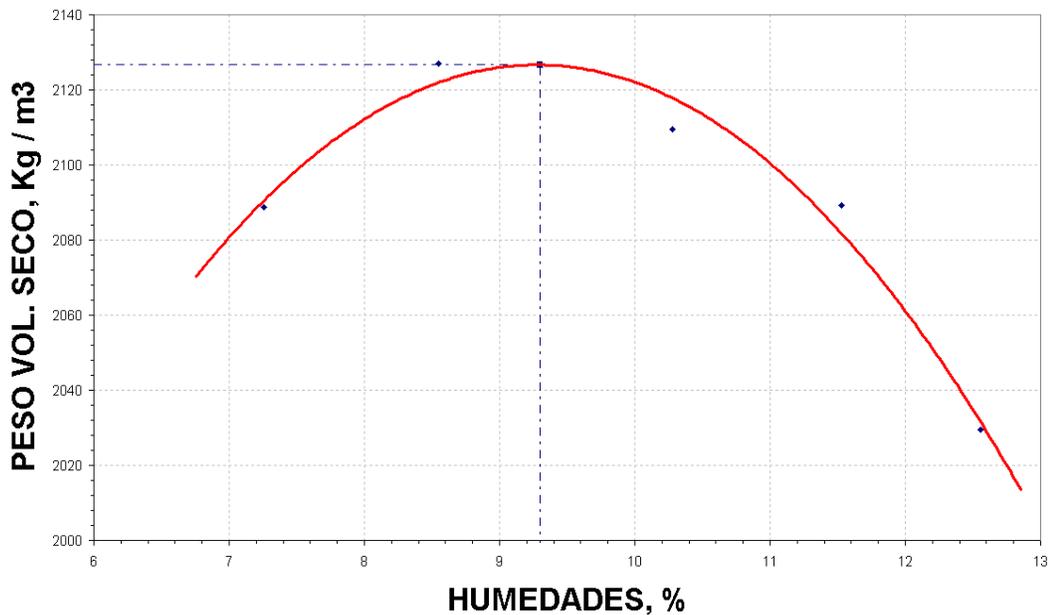
IDENTIFICACIÓN **16% CEMENTO**

ENSAYO RELACIÓN DENSIDAD - HUMEDAD AASHTO T 180, ASTM D 1557-91

Ensayo No.	1	2	3	4	5	Tara No.	1	2	3	4	5	
% Agua de proyecto	5.42	7.42	9.42	11.42	13.42							
Agua de proyecto, cc	272.2	376.8	478.3	579.9	681.4							
P. s. húmedo + molde (g)	11134	11276	11312	11320	11225	Peso T + peso Suelo H., g	638.0	1100.0	828.6	829.6	1004.9	<b>Valores</b>
Peso del molde, (g)	6491	6491	6491	6491	6491	Peso T + peso Suelo Seco, g	601.9	1019.6	758.9	750.0	906.8	<b>Proctor</b>
Peso de suelo húmedo, (g)	4643	4785	4821	4829	4734	Peso Tara, g	104.3	79.2	80.6	59.3	125.3	
Volumen del molde, (cm <sup>3</sup> )	2072	2072	2072	2072	2072	Peso agua, g	36.1	80.4	69.7	79.6	98.1	
P. Vol. Húmedo, (Kg/m <sup>3</sup> )	2240	2309	2326	2330	2284	Peso Suelo Seco	497.6	940.4	678.3	690.7	781.5	
P. Vol. Seco, (Kg/m <sup>3</sup> )	2089	2127	2109	2089	2029	Contenido de agua, (%)	<b>7.3</b>	<b>8.5</b>	<b>10.3</b>	<b>11.5</b>	<b>12.6</b>	<b>9.3</b>
						P. Vol. Seco, (Kg/m <sup>3</sup> )	<b>2089</b>	<b>2127</b>	<b>2109</b>	<b>2089</b>	<b>2029</b>	<b>2126.64</b>

METODOLOGÍA: AASHTO T-180 D No. Capas: 5 No. Golpes/Capa: 56 Molde: 6" Peso Martillo: 10 lbs. Altura martillo: 18"

PESO VOL. SECO MAX COMP: 2126 Kg/m<sup>3</sup> **Wopt**: 9.50%



FORMATO 3.19 Resultados de prueba Proctor Modificada, con la proporción de 16 % de cemento



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
 FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
 ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES  
 ING. MARIO ÁNGEL GUZMÁN URBINA



PROYECTO TRABAJO DE GRADUACIÓN. CONCRETO COMPACTADO CON PAVIMENTADORA

UBICACIÓN \_\_\_\_\_

FECHA: 03-Sep

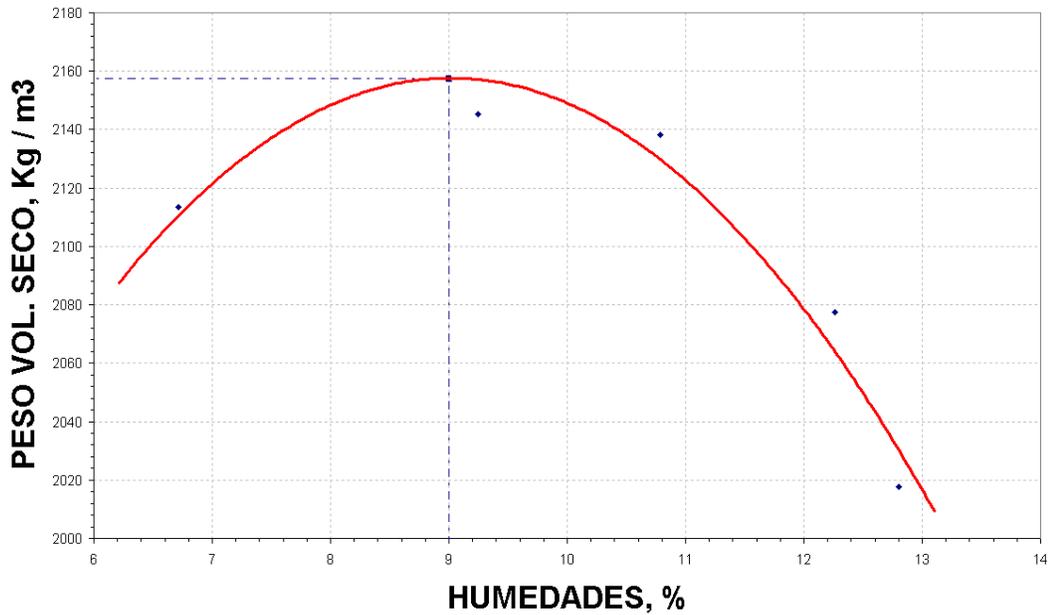
IDENTIFICACIÓN **18% CEMENTO**

ENSAYO RELACIÓN DENSIDAD - HUMEDAD AASHTO T 180, ASTM D 1557-91

Ensayo No.	1	2	3	4	5	Tara No.	1	2	3	4	5	
% Agua de proyecto	6.21	8.21	10.21	12.21	14.21							
Agua de proyecto, cc	315.31	416.86	518.4	620	721.5							
P. s. humedo + molde (g)	11165	11348	11400	11324	11208	Peso T + peso Suelo H., g	753.9	710.2	851.6	732.6	809.3	<b>Valores</b>
Peso del molde, (g)	6491	6491	6491	6491	6491	Peso T + peso Suelo Seco, g	710.2	655.2	780.9	661.4	729.3	<b>Proctor</b>
Peso de suelo húmedo, (g)	4674	4857	4909	4833	4717	Peso Tara, g	59.3	60.1	125.3	80.6	104.3	
Vólumen del molde, (cm <sup>3</sup> )	2072	2072	2072	2072	2072	Peso agua, g	43.7	55.0	70.7	71.2	80.0	
P. Vol. Humedo, (Kg/m <sup>3</sup> )	2255	2344	2369	2332	2276	Peso Suelo Seco	650.9	595.1	655.6	580.8	625.0	
P. Vol. Seco, (Kg/m <sup>3</sup> )	2113	2145	2138	2077	2018	Contenido de agua, (%)	<b>6.7</b>	<b>9.2</b>	<b>10.8</b>	<b>12.3</b>	<b>12.8</b>	<b>9.0</b>
						P. Vol. Seco, (Kg/m <sup>3</sup> )	<b>2113</b>	<b>2145</b>	<b>2138</b>	<b>2077</b>	<b>2018</b>	<b>2157.65</b>

METODOLOGÍA: AASHTO T-180 D No. Capas: 5 No. Golpes/Capa: 56 Molde: 6" Peso Martillo: 10 lbs. Altura martillo: 18"

PESO VOL. SECO MAX COMP: 2158 Kg/m<sup>3</sup> **Wopt**: 9.00%



FORMATO 3.20 Resultados de prueba Proctor Modificada, con la proporción de 18 % de cemento



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES  
ING. MARIO ÁNGEL GUZMÁN URBINA



PROYECTO TRABAJO DE GRADUACIÓN. CONCRETO COMPACTADO CON PAVIMENTADORA

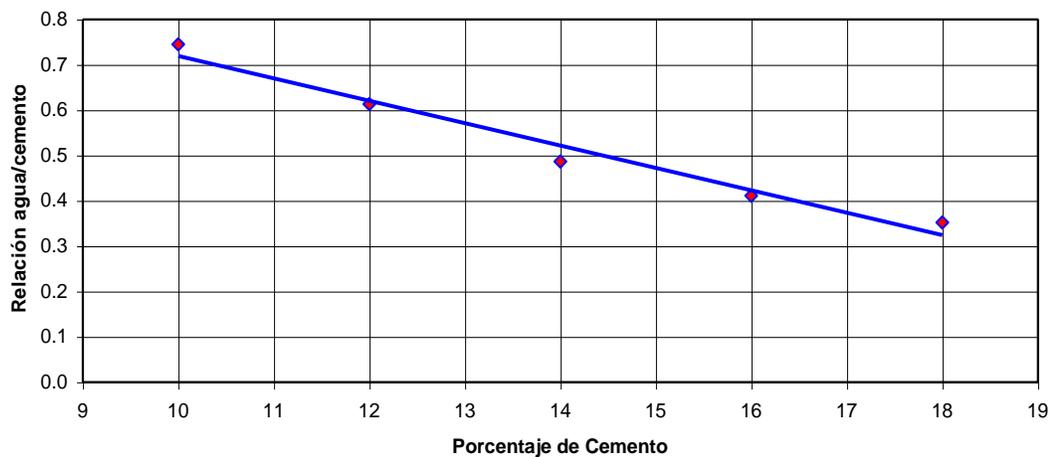
UBICACIÓN \_\_\_\_\_

FECHA: 24/09/2003

IDENTIFICACIÓN RELACIÓN AGUA/CEMENTO VRS. PORCENTAJES DE CEMENTO

Ensayo No.	1	2	3	4	5
% Cemento	10	12	14	16	18
Peso de Cemento (g)	500	600	700	800	900
Peso agregados secos (g)	5000	5000	5000	5000	5000
Peso de agregados + cemento (g)	5500	5600	5700	5800	5900
Peso Volumétrico Seco Máximo, (Kg/m <sup>3</sup> )	2094	2057	2148	2126	2157
Porcentaje de Humedad	10.4	10.2	9.6	9.3	9.0
Absorción	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6
Humedad - Absorción	6.8	6.6	6.0	5.7	5.4
Relación agua/cemento	0.74	0.61	0.49	0.41	0.35

Relación agua/cemento vrs. Porcentajes de Cemento



FORMATO 3.21 Relación A/C vrs. Porcentajes de Cemento.



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES  
ING. MARIO ÁNGEL GUZMÁN URBINA



PROYECTO TRABAJO DE GRADUACIÓN. CONCRETO COMPACTADO CON PAVIMENTADORA

UBICACIÓN \_\_\_\_\_

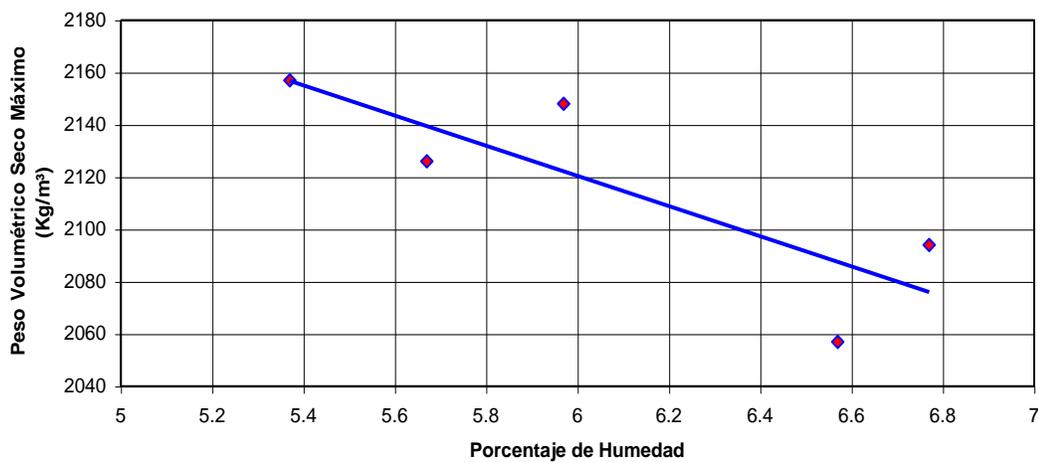
FECHA: 24/09/2003

IDENTIFICACIÓN RELACIÓN PESOS VOLUMÉTRICOS SECOS MÁXIMOS VRS PORCENTAJE DE

**HUMEDAD**

Ensayo No.	1	2	3	4	5
% Cemento	10	12	14	16	18
Peso de Cemento (g)	500	600	700	800	900
Peso agregados secos (g)	5000	5000	5000	5000	5000
Peso de agregados + cemento (g)	5500	5600	5700	5800	5900
Peso Volumétrico Seco Máximo, (Kg/m <sup>3</sup> )	2094	2057	2148	2126	2157
Porcentaje de Humedad	10.4	10.2	9.6	9.3	9.0
Absorción	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6
Humedad - Absorción	6.8	6.6	6.0	5.7	5.4
Relación agua/cemento	0.74	0.61	0.49	0.41	0.35

**Pesos Volumétricos Secos Máximos vrs. Porcentajes de Humedad**



**FORMATO 3.22** Pesos Volumétricos Secos Máximos vrs. Porcentajes de Humedad.

### 3.5 ELABORACIÓN DE ESPECÍMENES.

#### 3.5.1 PROPORCIONAMIENTO DE MEZCLA

En esta etapa se incluye la elaboración del diseño de mezcla basándose en el método de volúmenes absolutos tomando en cuenta las características propias de los concretos compactados (reventamiento cero, porcentaje de aire incluido de 0.5 a 2, etc.), y los resultados de las propiedades de los agregados, la combinación granulométrica óptima y la relación agua/cemento obtenidos anteriormente. Los diseños se realizaron utilizando las relaciones agua/cemento obtenidas de la prueba Proctor para cada uno de los cinco porcentajes de cemento (10, 12, 14, 16 y 18%), además, se considera una disminución del 2% de la humedad óptima obtenida de cada porcentaje por la hidratación del cemento, por lo que se realizaron 10 diseños de mezcla, dos por cada porcentaje de cemento, uno con la humedad óptima obtenida en el Proctor y otro con la humedad óptima menos el dos por ciento de humedad.

Para la elaboración de los diseños de mezcla se tiene los resultados obtenidos en las pruebas a los agregados que se muestran en la Tabla No. 3.8.

**TABLA 3.8** Resultados de las pruebas a los agregados.

<b>MATERIAL</b>	<b>IDENTIFICACIÓN</b>	<b>GRAVEDAD ESPECÍFICA</b>	<b>ABSORCIÓN</b>
Cemento	C – 1157 HE CESSAPAV	3.00	
Agua	Potable	1.00	
Agregado Fino	Hda. Santa Isabel	2.64	2.82
Agregado Grueso	∅ 3/4" Pedrera Ateos	2.67	1.39

Luego se realiza el proporcionamiento volumétrico de la mezcla para un metro cúbico de concreto, obteniéndose los resultados que se muestran en la Tabla No. 3.9 para un porcentaje de cemento de 10%, y una relación agua/cemento de 1.14, con un porcentaje de vacíos de 0.5% y la combinación granulométrica óptima obtenida a través de la Formula Básica de Tanteos Sucesivos (65% de arena y 35% de grava).

**TABLA 3.9** Proporcionamiento Volumétrico para una mezcla de 10% de cemento y relación a/c =1.14

Materiales			Consumos	
			kg / m <sup>3</sup>	Litros / m <sup>3</sup>
Cemento C-1157 HE CESSAPAV			177.50	59.17
Agua	A / C =	0.74	131.35	131.35
Vacíos		<b>0.5%</b>		5.00
Agregado Fino	<b>100.0%</b>	<b>65.0 %</b>	1309.7	524.81
Agregado Grueso	<b>100.0%</b>	<b>35.0 %</b>	705.3	279.67
Sumas			2323.89	1000.00

Se tienen que hacer correcciones para compensar el contenido de agua, debido a la humedad existente en los agregados. En la práctica los agregados contendrán una cantidad mensurable de humedad, la cual será obtenida cada día para controlar las variaciones de agua y realizar las correcciones de humedad. Los pesos de los agregados secos en la mezcla deberán ser aumentados para compensar la cantidad de agua que es absorbida y contenida en la superficie de cada partícula y la que existe entre las partículas. El agua de mezclado agregada a la mezcla deberá reducirse en la misma cantidad de agua libre contribuida por el agregado.

Para el diseño de mezcla mostrado anteriormente se obtuvieron porcentajes de humedad para la arena y la grava de 11.57 y 2.45 respectivamente. En la Tabla No. 3.10 se muestra las correcciones de humedad realizada para el diseño anterior.

**TABLA 3.10** Correcciones por humedad.

Humedades de los Materiales			Correcciones por Humedad					
			Agua de Mezcla			<b>202.35</b>	Litros / m <sup>3</sup>	
% de Humedad			Absorción					
Agregado Fino	Hda Santa Isabel	<b>11.57</b>	<b>2.82</b>	Peso S.S.S.	1250.20	Corrección	109.39	Litros / m <sup>3</sup>
Agregado Grueso	∅ 3/4" Pedrera Ateos	<b>2.45</b>	<b>1.39</b>	Peso S.S.S.	673.20	Corrección	7.14	Litros / m <sup>3</sup>
			Agua Corregida			<b>85.82</b>	Litros / m <sup>3</sup>	

Una vez obtenida el agua de la mezcla se corrigen los pesos estimados para incluir la humedad del agregado, obteniendo el diseño final corregido que se muestra en la Tabla No. 3.11.

**TABLA 3.11** Diseño final de mezcla de concreto con 10% de cemento y relación a/c de 1.14

<b>Cantidades Totales</b>		<b>Unidad</b>
C - 1157	177.50	kg
Agua	85.82	Litros
Hda. Santa Isabel	1359.6	kg
∅ 3/4" Pedrera Ateos	680.3	kg
Peso Volumétrico	2303.25	kg/cm <sup>3</sup>

En las siguientes tablas se presenta de manera resumida los diseños de las 10 mezclas de concreto, considerando la humedad de la arena y la grava de 11.57 y 2.45% respectivamente, como se dijo anteriormente, la humedad deberá

ser controlada diariamente para corregir los diseños y para que las humedades estén de acorde a las optimas obtenidas.

Los especimenes de prueba para los ensayos de Resistencia a la Compresión, Módulo de Elasticidad y Coeficiente de Poisson se moldearon compactando la mezcla en moldes cilíndricos con medidas de 6" x 12" (diámetro y altura respectivamente), tomando en consideración los requerimientos basados en la relación de esbeltez entre la altura y el diámetro de especimenes igual a 2, estipulada en las normativas ASTM para cilindros de concreto, mientras que para la prueba de Resistencia a la Flexión se fabricaron viguetas de 15 x 15 x 60 cm (ancho x alto x largo respectivamente). Para la elaboración de la mezcla se utilizó una mezcladora de concreto marca Gilson con capacidad de mezclado de 3 pie<sup>3</sup> (85 litros) y motor de 1/3 h.p.; y para la compactación, un martillo vibrocompactador marca Hilti modelo TE-805 con una capacidad de golpes de carga de 2000 golpes/min y potencia de 1350 W.

Para el moldeo de los cilindros se siguieron los parámetros establecidos en la Norma ASTM C-1435 "Práctica Estándar para el Moldeo de Concreto Compactado con Rodillo en Moldes Cilíndricos Usando Martillo Vibratorio".



**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES  
" ING. MARIO ÁNGEL GUZMÁN URBINA "**



**PROPORCIONAMIENTO DE MEZCLAS  
MÉTODO DE VOLUMENES ABSOLUTOS**

**PROYECTO:** Trabajo de Graduación Concreto Compactado con Pavimentadora

**PORCENTAJE DE CEMENTO: 10%      RELACIÓN A/C: 0.74**

**Combinación  
Granulométrica: Procedencia:**

<b>Arena</b>	65%	Hda. Sta. Isabel Pedrera
<b>Grava</b>	35%	Ateos

Porcentaje de Vacíos: 0.5

Tamaño Máximo Nominal: 3/4"

<b>Materiales</b>	<b>Gravedad Específica</b>	<b>Absorción %</b>	<b>Humedades %</b>	<b>Consumos Kg/m<sup>3</sup></b>	<b>Correcciones por humedad Kg/m<sup>3</sup></b>
<b>Cemento C-1157</b>	3.00			177.50	<b>177.50</b>
<b>Agua</b>	1.00			131.35	<b>85.82</b>
<b>Arena</b>	2.64	2.82	11.57	1309.7	<b>1359.59</b>
<b>Grava</b>	2.67	0.90	2.45	705.3	<b>680.34</b>
<b>Suma</b>				2323.89	<b>2303.25</b>

**FORMATO 3.23** Diseño de mezcla de 10% de cemento y relación A/C de 0.74.



**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA**  
**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**  
**LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES**  
**"ING. MARIO ÁNGEL GUZMÁN URBINA"**



**PROPORCIONAMIENTO DE MEZCLAS**  
**MÉTODO DE VOLUMENES ABSOLUTOS**

**PROYECTO:** Trabajo de Graduación Concreto Compactado con Pavimentadora

**PORCENTAJE DE CEMENTO: 10%**      **RELACIÓN A/C: 0.52**

Combinación  
Granulométrica:    Procedencia:

<b>Arena</b>	65%	Hda. Sta. Isabel
<b>Grava</b>	35%	Pedreira Ateos

Porcentaje de Vacíos: 0.5

Tamaño Máximo Nominal: 3/4"

<b>Materiales</b>	<b>Gravedad Específica</b>	<b>Absorción %</b>	<b>Humedades %</b>	<b>Consumos Kg/m<sup>3</sup></b>	<b>Correcciones por humedad Kg/m<sup>3</sup></b>
<b>Cemento C-1157</b>	3.00			185.00	<b>185.00</b>
<b>Agua</b>	1.00			96.20	<b>47.66</b>
<b>Arena</b>	2.64	2.82	11.57	1362.80	<b>1429.74</b>
<b>Grava</b>	2.67	0.90	2.45	733.80	<b>715.40</b>
<b>Suma</b>				2377.80	<b>2377.80</b>

**FORMATO 3.24** Diseño de mezcla de 10% de cemento y relación A/C de 0.52.



**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA**  
**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**  
**LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIAL**  
**" ING. MARIO ÁNGEL GUZMÁN URBINA "**



**PROPORCIONAMIENTO DE MEZCLAS**  
**MÉTODO DE VOLUMENES ABSOLUTOS**

**PROYECTO:** Trabajo de Graduación Concreto Compactado con Pavimentadora

**PORCENTAJE DE CEMENTO: 12%    RELACIÓN A/C: 0.61**

**Combinación**  
**Granulométrica: Procedencia:**

<b>Arena</b>	65%	Hda. Sta. Isabel Pedrera
<b>Grava</b>	35%	Ateos

Porcentaje de Vacíos: 0.5

Tamaño Máximo Nominal: 3/4"

<b>Materiales</b>	<b>Gravedad Específica</b>	<b>Absorción %</b>	<b>Humedades %</b>	<b>Consumos Kg/m<sup>3</sup></b>	<b>Correcciones por humedad Kg/m<sup>3</sup></b>
<b>Cemento C-1157</b>	3.00			210.65	<b>210.65</b>
<b>Agua</b>	1.00			128.50	<b>83.76</b>
<b>Arena</b>	2.64	2.82	11.57	1295.00	<b>1357.64</b>
<b>Grava</b>	2.67	0.90	2.45	697.20	<b>679.33</b>
<b>Suma</b>				2331.37	<b>2331.38</b>

**FORMATO 3.25** Diseño de mezcla de 12% de cemento y relación A/C de 0.61.



**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA.  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES  
" ING. MARIO ÁNGEL GUZMÁN URBINA "**



**PROPORCIONAMIENTO DE MEZCLAS  
MÉTODO DE VOLUMENES ABSOLUTOS**

**PROYECTO:** Trabajo de Graduación Concreto Compactado con Pavimentadora

**PORCENTAJE DE CEMENTO: 12%      RELACIÓN A/C: 0.43**

**Combinación  
Granulométrica:    Procedencia:**

**Arena**            65%            Hda. Sta. Isabel  
**Grava**            35%            Pedrera Ateos

Porcentaje de Vacíos: 0.5

Tamaño Máximo Nominal: 3/4"

<b>Materiales</b>	<b>Gravedad Específica</b>	<b>Absorción %</b>	<b>Humedades %</b>	<b>Consumos Kg/m<sup>3</sup></b>	<b>Correcciones por humedad Kg/m<sup>3</sup></b>
<b>Cemento C-1157</b>	3.00			219.00	<b>219.00</b>
<b>Agua</b>	1.00			94.17	<b>48.09</b>
<b>Arena</b>	2.64	2.82	11.57	1345.80	<b>1410.71</b>
<b>Grava</b>	2.67	0.90	2.45	724.70	<b>705.90</b>
<b>Suma</b>				2383.70	<b>2383.70</b>

**FORMATO 3.26** Diseño de mezcla de 12% de cemento y relación A/C de 0.43.



**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA.  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES  
" ING. MARIO ÁNGEL GUZMÁN URBINA "**



**PROPORCIONAMIENTO DE MEZCLAS  
MÉTODO DE VOLUMENES ABSOLUTOS**

**PROYECTO:** Trabajo de Graduación Concreto Compactado con Pavimentadora

**PORCENTAJE DE CEMENTO: 14%      RELACIÓN A/C: 0.49**

Combinación  
Granulométrica:      Procedencia:

<b>Arena</b>	65%	Hda. Sta. Isabel
<b>Grava</b>	35%	Pedreira Ateos

Porcentaje de Vacíos: 0.5

Tamaño Máximo Nominal: 3/4"

<b>Materiales</b>	<b>Gravedad Específica</b>	<b>Absorción %</b>	<b>Humedades %</b>	<b>Consumos Kg/m<sup>3</sup></b>	<b>Correcciones por humedad Kg/m<sup>3</sup></b>
<b>Cemento C-1157</b>	3.00			245.00	<b>245.00</b>
<b>Agua</b>	1.00			120.10	<b>75.01</b>
<b>Arena</b>	2.64	2.82	11.57	1290.50	<b>1353.29</b>
<b>Grava</b>	2.67	0.90	2.45	694.90	<b>677.20</b>
<b>Suma</b>				2350.50	<b>2350.50</b>

**FORMATO 3.27** Diseño de mezcla de 14% de cemento y relación A/C de 0.49.



**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA.  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES  
" ING. MARIO ÁNGEL GUZMÁN URBINA "**



**PROPORCIONAMIENTO DE MEZCLAS  
MÉTODO DE VOLUMENES ABSOLUTOS**

**PROYECTO:** Trabajo de Graduación Concreto Compactado con Pavimentadora

**PORCENTAJE DE CEMENTO: 14%      RELACIÓN A/C: 0.32**

**Combinación**  
**Granulométrica: Procedencia:**  
**Arena            65%            Hda. Sta. Isabel**  
**Grava            35%            Pedrera Ateos**

Porcentaje de Vacíos: 0.5

Tamaño Máximo Nominal: 3/4"

<b>Materiales</b>	<b>Gravedad Específica</b>	<b>Absorción %</b>	<b>Humedades %</b>	<b>Consumos Kg/m<sup>3</sup></b>	<b>Correcciones por humedad Kg/m<sup>3</sup></b>
<b>Cemento C-1157</b>	3.00			255.10	<b>255.10</b>
<b>Agua</b>	1.00			81.63	<b>37.44</b>
<b>Arena</b>	2.64	2.82	11.57	1349.90	<b>1408.53</b>
<b>Grava</b>	2.67	0.90	2.45	724.23	<b>704.79</b>
<b>Suma</b>				2405.86	<b>2405.86</b>

**FORMATO 3.28** Diseño de mezcla de 14% de cemento y relación A/C de 0.32.



**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA.  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES  
" ING. MARIO ÁNGEL GUZMÁN URBINA "**



**PROPORCIONAMIENTO DE MEZCLAS  
MÉTODO DE VOLUMENES ABSOLUTOS**

**PROYECTO:** Trabajo de Graduación Concreto Compactado con Pavimentadora

**PORCENTAJE DE CEMENTO: 16%      RELACION A/C: 0.41**

**Combinación  
Granulométrica:    Procedencia:**

**Arena**            65%      Hda. Sta. Isabel  
**Grava**            35%      Pedrera Ateos

Porcentaje de Vacíos: 0.5

Tamaño Máximo Nominal: 3/4"

<b>Materiales</b>	<b>Gravedad Específica</b>	<b>Absorción %</b>	<b>Humedades %</b>	<b>Consumos Kg/m<sup>3</sup></b>	<b>Correcciones por humedad Kg/m<sup>3</sup></b>
<b>Cemento C-1157</b>	3.00			276.00	<b>276.00</b>
<b>Agua</b>	1.00			113.16	<b>76.02</b>
<b>Arena</b>	2.64	2.82	11.57	1277.65	<b>1335.02</b>
<b>Grava</b>	2.67	0.90	2.45	688.23	<b>668.01</b>
<b>Suma</b>				2355.04	<b>2355.05</b>



**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA.  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES  
" ING. MARIO ÁNGEL GUZMÁN URBINA "**



**PROPORCIONAMIENTO DE MEZCLAS  
MÉTODO DE VOLUMENES ABSOLUTOS**

**PROYECTO:** Trabajo de Graduación Concreto Compactado con Pavimentadora

**PORCENTAJE DE CEMENTO: 16%**      **RELACIÓN A/C: 0.27**

	Combinación Granulométrica:	Procedencia:
<b>Arena</b>	65%	Hda. Sta. Isabel
<b>Grava</b>	35%	Pedraera Ateos

Porcentaje de Vacíos: 0.5

Tamaño Máximo Nominal: 3/4"

<b>Materiales</b>	<b>Gravedad Específica</b>	<b>Absorción</b>	<b>Humedades</b>	<b>Consumos</b>	<b>Correcciones por humedad</b>
		%	%	<b>Kg/m<sup>3</sup></b>	<b>Kg/m<sup>3</sup></b>
<b>Cemento C-1157</b>	3.00			288.25	<b>288.25</b>
<b>Agua</b>	1.00			77.83	<b>36.31</b>
<b>Arena</b>	2.64	2.82	11.57	1331.09	<b>1392.54</b>
<b>Grava</b>	2.67	0.90	2.45	716.74	<b>696.81</b>
<b>Suma</b>				2413.91	<b>2413.91</b>

**FORMATO 3.30** Diseño de mezcla de 16% de cemento y relación A/C de 0.27.



**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA.  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES  
" ING. MARIO ÁNGEL GUZMÁN URBINA "**



**PROPORCIONAMIENTO DE MEZCLAS  
MÉTODO DE VOLUMENES ABSOLUTOS**

**PROYECTO:** Trabajo de Graduación Concreto Compactado con Pavimentadora

**PORCENTAJE DE CEMENTO: 18%**      **RELACIÓN A/C: 0.35**

**Combinación  
Granulométrica:    Procedencia:**

**Arena**                      65%                      Hda. Sta. Isabel

**Grava**                      35%                      Pedrera Ateos

Porcentaje de Vacíos: 0.5

Tamaño Máximo Nominal: 3/4"

<b>Materiales</b>	<b>Gravedad Específica</b>	<b>Absorción</b>	<b>Humedades</b>	<b>Consumos</b>	<b>Correcciones por humedad</b>
		<b>%</b>	<b>%</b>	<b>Kg/m<sup>3</sup></b>	<b>Kg/m<sup>3</sup></b>
<b>Cemento C-1157</b>	3.00			307.50	<b>307.50</b>
<b>Agua</b>	1.00			107.63	<b>74.39</b>
<b>Arena</b>	2.64	2.82	11.57	1266.57	<b>1320.66</b>
<b>Grava</b>	2.67	0.90	2.45	681.98	<b>660.83</b>
<b>Suma</b>				2363.68	<b>2363.38</b>

**FORMATO 3.31** Diseño de mezcla de 18% de cemento y relación A/C de 0.35.



**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA.  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES  
" ING. MARIO ÁNGEL GUZMÁN URBINA "**



**PROPORCIONAMIENTO DE MEZCLAS  
MÉTODO DE VOLÚMENES ABSOLUTOS**

**PROYECTO:** Trabajo de Graduación Concreto Compactado con Pavimentadora

**PORCENTAJE DE CEMENTO: 18%**      **RELACION A/C: 0.22**

**Combinación  
Granulométrica: Procedencia:**

**Arena**      65%      Hda. Sta. Isabel  
**Grava**      35%      Pedrera Ateos

Porcentaje de Vacíos: 0.5

Tamaño Máximo Nominal: 3/4"

<b>Materiales</b>	<b>Gravedad Específica</b>	<b>Absorción</b>	<b>Humedades</b>	<b>Consumos</b>	<b>Correcciones por humedad</b>
		%	%	<b>Kg/m<sup>3</sup></b>	<b>Kg/m<sup>3</sup></b>
<b>Cemento C-1157</b>	3.00			320.50	<b>320.50</b>
<b>Agua</b>	1.00			70.51	<b>35.92</b>
<b>Arena</b>	2.64	2.82	11.57	1319.26	<b>1375.80</b>
<b>Grava</b>	2.67	0.90	2.45	710.37	<b>688.42</b>
<b>Suma</b>				2420.64	<b>2420.64</b>

**FORMATO 3.32** Diseño de mezcla de 18% de cemento y relación A/C de 0.22.

## **3.5.1 MOLDEO DE CILINDROS UTILIZANDO MARTILLO VIBRATORIO (ASTM C-1435)**

### **3.5.1.1 RESUMEN DE LA PRÁCTICA**

Esta práctica describe el moldeado de especímenes cilíndricos de concreto para ensayo usando un martillo vibratorio. Los especímenes para ensayo son moldeados verticalmente en moldes cilíndricos mediante compactación de mezclas de concreto rígidas a muy secas en tres capas usando un martillo vibratorio.

### **3.5.1.2 SIGNIFICADO Y USO**

Esta práctica, destinada a usarse en ensayos de concreto compactado con rodillo, puede ser aplicable al ensayo de otros tipos de material cementados, tales como base granular, suelo-cemento. Esta práctica provee requerimientos estandarizados para moldear muestras de concreto de consistencia rígida a consistencia muy seca, comúnmente usadas en la construcción de concreto compactado con rodillo. Esta práctica es usada en lugar de rodillado o vibración interna, la cual no puede consolidar apropiadamente concreto de esta consistencia.

Esta práctica es usada para moldear especímenes cilíndricos para ensayo, comúnmente usados para ensayos de resistencia a la compresión o

tensión del concreto. Los especímenes ensayados para resistencia a la compresión o resistencia a tensión por partidura, deben estar de acuerdo con los Métodos de Ensayo C-39 y C-496, respectivamente. Además, los especímenes de ensayo pueden ser usados para determinar la densidad del concreto fresco de acuerdo con los Métodos de Ensayo C-1170.

### **3.5.1.3 EQUIPO:**

- ☒ Molde cilíndrico de 150 mm. (6") de diámetro por 300 mm. de altura, conforme a los requerimientos de la Especificación ASTM C-470.
- ☒ Martillo vibratorio, con una masa mínima de  $10 \pm 0.2$  Kg. ( $22 \pm 0.4$  lb.), 900 W de potencia y capaz de proveer al menos 2000 impactos / min.
- ☒ Placa apisonadora de acero, de forma circular, con un diámetro de  $140 \pm 3$  mm ( $5 \frac{3}{4} \pm \frac{1}{8}$  in) y una masa de  $3 \pm 0.1$  Kg. ( $6.5 \pm 0.2$  lb.)

### **3.5.1.4 PROCEDIMIENTO:**

- 1 Cubra los moldes con un lubricante conveniente y sujete estacionariamente el molde mediante abrazaderas o grapas a una base rígida y plana o permanentemente en el pie de soporte y centro del martillo vibratorio para que el borde de la placa golpeadora no toque las paredes del molde. Baje el martillo vibratorio dentro del molde para verificar el espacio apropiado.
- 2 Coloque suficiente concreto en el molde para que sea llenado a un tercio de su volumen después de su consolidación, aproximadamente 4.5 Kg. (10 lb).

Use una varilla para distribuir el concreto. Durante el relleno use palas de punta cuadrada y cucharones para obtener una muestra representativa y maneje el concreto de tal manera que el agregado grueso de tamaño mayor no sea separado del mortero.

3 Coloque el martillo vibratorio con la placa apisonadora sobre el concreto e inicie la vibración permitiendo que el concreto se consolide bajo la placa golpeadora. Observe el concreto en el espacio anular entre el borde de la placa golpeadora y la pared interna del molde. Como el concreto se consolida, el mortero debe de rellenar el espacio entre el borde externo de la placa golpeadora y la pared interna del molde. Observe el mortero hasta que forme un anillo alrededor del perímetro total de la placa golpeadora. Cuando el anillo de mortero se forme completamente alrededor de la placa, pare el martillo vibratorio.



**FIGURA 3.5** Compactación de la segunda capa del cilindro.

4 Si una significativa porción del anillo de mortero no se forma después de 20 segundos, el martillo vibratorio debe ser parado y la siguiente capa de concreto adicionada.

5 Repita el procedimiento anterior para la segunda carga de concreto, rellene el molde aproximadamente a dos tercios de su volumen. Para la tercera carga, sobrellene el molde mediante montículo de concreto encima del borde superior del molde. De nuevo, coloque la placa golpeadora en el concreto suelto y consolidarlo. Si la placa golpeadora consolida el concreto debajo del nivel superior del molde, apague el martillo vibratorio. Coloque concreto adicional en el molde de manera que, cuando se consolide, el concreto estará 3 mm (1/8 pulg.) sobre el borde superior del molde. También, se pueden utilizar un aditamento que sirva como extensión del molde con el objetivo de compactar eficientemente y de una sola vez la ultima capa.



**FIGURA 3.6** Compactación de la tercera capa del cilindro utilizando el martillo vibrocompactador.

6 Enrasar el concreto con la orilla de una regla de acero o llana de mano así será nivelado con el borde superior del molde. Termine la superficie del espécimen con una varilla de acero o plancha de madera evitando dañar la superficie del concreto.



**FIGURA 3.7**

Extensión utilizada

para la compactación de la última capa.

### **3.5.2 MOLDEO DE VIGUETAS UTILIZANDO MARTILLO VIBRATORIO**

El proceso para la elaboración de las viguetas no esta normado, sin embargo, es similar al utilizado para la compactación de cilindros, estas fueron compactadas en tres capas con un tiempo de vibro compactación de 100 seg. por capa, el tiempo de compactación se determinó por una relación entre el área transversal de un cilindro y el área longitudinal de una vigueta. Así

también, se hace necesario el uso de una extensión en la compactación de la última capa para una adecuada consolidación de esta.



**FIGURA 3.8** Compactación de viguetas y extensión utilizada para la compactación de la última capa.

Durante la fabricación del concreto deben efectuarse ensayos de control para verificar su calidad. Tales como el peso volumétrico fresco y la temperatura. Las cuales fueron tomados aleatoriamente y en un numero reducido de mezclas.

Los valores de pesos volumétricos frescos obtenidos de las mezclas elaboradas, oscilan entre 2380.12 y 2316.04 kg/cm<sup>3</sup> para contenidos de cemento de 18 y 10% respectivamente.

La temperatura de las mezclas osciló entre 21.4 y 25.5°C, independiente de los parámetros de porcentajes de cemento o relación a/c. Sin embargo, las

mayores temperaturas se obtuvieron en las mezclas que fueron elaboradas por la tarde.



**FIGURA 3.9** Toma de temperatura de las mezclas elaboradas.

Una vez elaborado los especímenes, deberán ser llevados al lugar donde se almacenarán y curados para prevenir la evaporación del agua, en este caso se utilizó papel humedecido para mantener la humedad de la superficie del espécimen y protegerlo de las condiciones climáticas, esperando para desmoldarlos  $24 \pm 8$  horas.

Los especímenes deberán ser curados a una temperatura de  $23 \pm 2^\circ\text{C}$ , desde el moldeo hasta el momento de la prueba de los mismos. El curado final podrá ser realizado en un tanque de almacenamiento, pila, medios barriles o en cuarto húmedo. En nuestro caso se curaron utilizando un tanque de almacenamiento y en medio barriles, a los cuales se les controlaba la humedad y la cantidad de agua sobre la superficies de los especímenes.



**FIGURA 3.10** Desenmoldado y curado de especímenes.

## **3.6 PRUEBAS AL CONCRETO ENDURECIDO.**

### **3.6.1 RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE CILINDROS MOLDEADOS DE CONCRETO (ASTM C-39)**

#### **3.6.1.1 GENERALIDADES.**

Es aceptada en forma universal como una medida de la calidad y durabilidad del concreto. Esto es, un concreto de alta resistencia a la compresión simple es un concreto de buena calidad. Esta resistencia depende del tamaño y tipo de agregado, forma del agregado grueso, composición del cemento, relación agua/cemento, aditivos incorporados, tiempo y temperatura de curado, etc.

### **3.6.1.2 RESUMEN.**

Este método de prueba consiste en aplicar una carga axial compresora a un cilindro en una proporción el cual es un rango prescrito hasta que ocurra la falla. El esfuerzo de compresión del espécimen es calculado al dividir la máxima carga obtenida en la prueba y el área de la sección transversal del espécimen.

### **3.6.1.3 EQUIPO.**

Se utilizo una maquina de compresión digital marca *Ele International*, con las siguientes características: Capacidad de carga de 250,000 lb-f (1,112 KN); Con un claro vertical de 12.5 pulg. (318 mm); y de 14.5 pulg. (368 mm) al ser removido el plato inferior y un claro horizontal de 9.0 pulg. (229 mm); Una bomba electro-hidráulica de 1 HP (0.7 KW ), la cual posee una protección por las sobrecargas.

### **3.6.1.4 PROCEDIMIENTO.**

1. La prueba a compresión de especímenes con curado húmedo, después de retirarlos de la cámara de curado, deberá hacerse tan pronto como sea posible. Si los extremos de los especímenes difieren de un plano en más de 0.050 mm, deberán cabecearse o utilizar neoprenos. En el transcurso entre su retiro del cuarto de curado y el ensaye, deben mantenerse húmedos por medio de yute o manta mojados. Deberán ensayarse en condición húmeda. El diámetro del espécimen se determina redondeando al más próximo 0.25 mm,

promediando dos diámetros que formen ángulo recto entre sí, medidos aproximadamente a la mitad de la altura del espécimen. Este diámetro promedio deberá usarse para calcular el área de la sección transversal. La longitud del espécimen, incluyendo las cabezas, se medirá redondeando al más próximo 2.5 mm.

**2.** Colocación del espécimen. Se coloca la placa de apoyo inferior (si la hay) con su cara endurecida hacia arriba sobre la platina de la máquina de ensaye, directamente debajo de la placa con asiento esférico. Se limpian las superficies de apoyo de ambas placas y del espécimen de ensaye, y se coloca este sobre la placa inferior o directamente sobre la platina. El eje del espécimen deberá alinearse cuidadosamente con el centro de la placa de asiento esférico. A medida que esta se apoya sobre el espécimen, gírese suavemente su porción móvil a mano, para que se obtenga un contacto uniforme.

**3.** Velocidad de aplicación de la carga. La carga se debe aplicar en forma continua y sin impacto. En máquinas de prueba de tornillo, cuando la cabeza móvil se mueve libremente, deberá hacerlo a una velocidad aproximada de 1.3 mm/min. En máquinas de operación hidráulica, la velocidad de aplicación de la carga será constante, dentro del intervalo de 1.4 a 3.5 kg/cm<sup>2</sup>/seg. Durante la aplicación de la primera mitad de la carga máxima se puede permitir una velocidad mayor. No deberán hacerse ajustes en los controles de la máquina de prueba mientras el espécimen fluya con rapidez inmediatamente antes de la falla.

4. La carga se aplica hasta que el espécimen falle, y se registra la carga máxima soportada por este durante la prueba. Deberán anotarse el tipo de falla y apariencia del concreto.

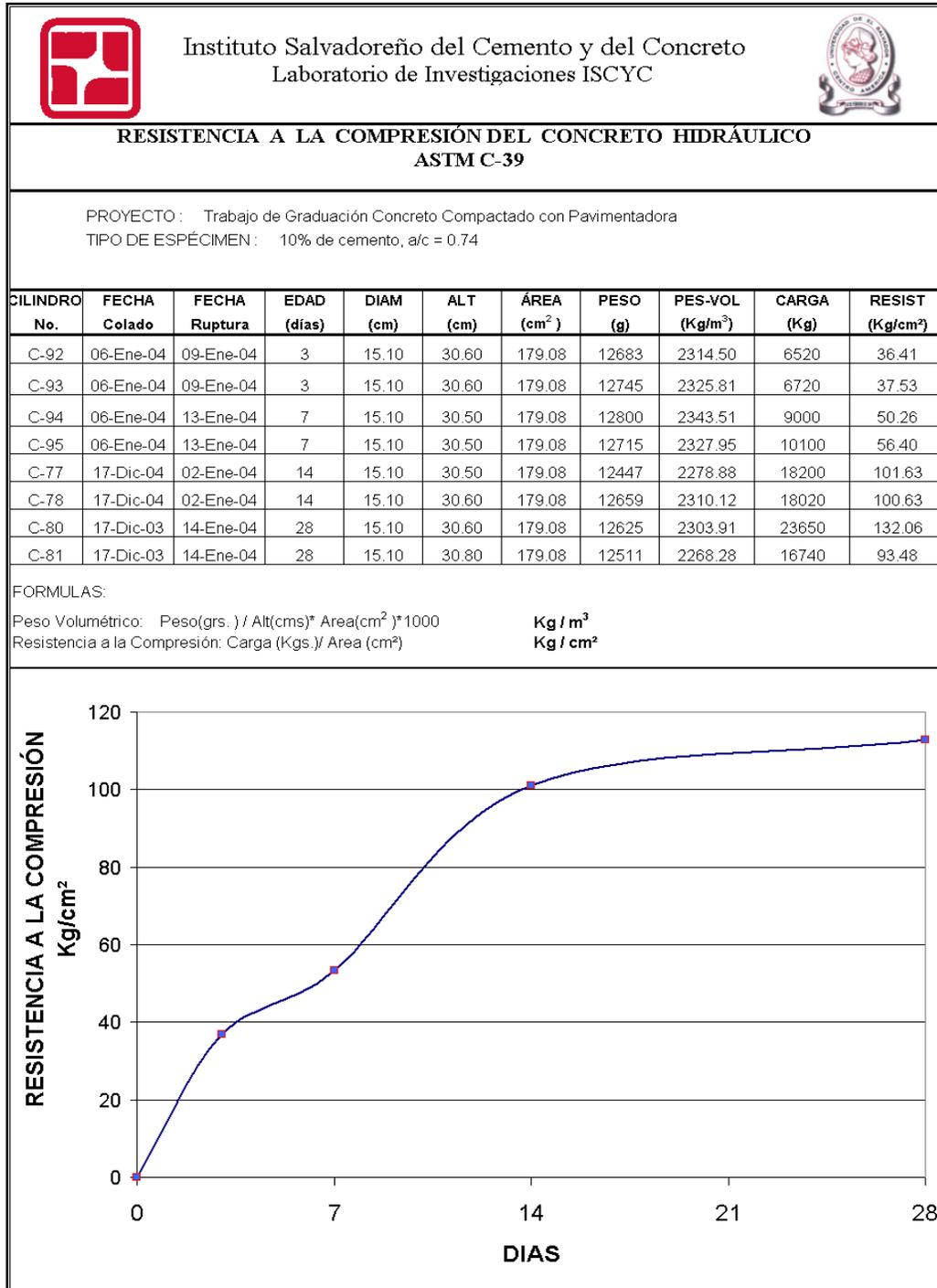


**FIGURA 3.11** Elaboración de prueba de compresión a cilindros.

### **3.6.1.5 CÁLCULO.**

La resistencia del espécimen a la compresión se calcula dividiendo la carga máxima soportada durante la prueba entre el área promedio de la sección transversal. El resultado debe expresarse redondeando al más próximo 1 kg/cm<sup>2</sup>.

### 3.6.1.6 RESULTADOS.



FORMATO 3.33 Resistencia a la compresión. Diseño de mezcla con 10% de cemento y relación A/C = 0.74



**RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO HIDRÁULICO  
ASTM C-39**

PROYECTO: Trabajo de Graduación Concreto Compactado con Pavimentadora  
TIPO DE ESPÉCIMEN: 10% de cemento, a/c = 0.52

CLINDRO No.	FECHA Colado	FECHA Ruptura	EDAD (días)	DIAM (cm)	ALT (cm)	AREA (cm <sup>2</sup> )	PESO (g)	PES-VOL (Kg/m <sup>3</sup> )	CARGA (Kg)	RESIST (Kg/cm <sup>2</sup> )
C-84	02-Ene-04	05-Ene-04	3	15.10	30.50	179.08	12692	2323.73	8560	47.80
C-85	02-Ene-04	05-Ene-04	3	15.10	30.50	179.08	12685	2322.45	10100	56.40
C-86	02-Ene-04	09-Ene-04	7	15.10	30.50	179.08	12792	2342.04	12700	70.92
C-87	02-Ene-04	09-Ene-04	7	15.10	30.60	179.08	12764	2329.28	13430	74.99
C-88	02-Ene-04	16-Ene-04	14	15.10	30.50	179.08	12751	2334.54	16180	90.35
C-89	02-Ene-04	16-Ene-04	14	15.10	30.50	179.08	12752	2334.72	17540	97.95
C-61	11-Dic-03	09-Ene-04	28	15.10	30.50	179.08	12344	2260.02	20880	116.60
C-62	11-Dic-03	09-Ene-04	28	15.10	30.50	179.08	12278	2247.94	18810	105.04

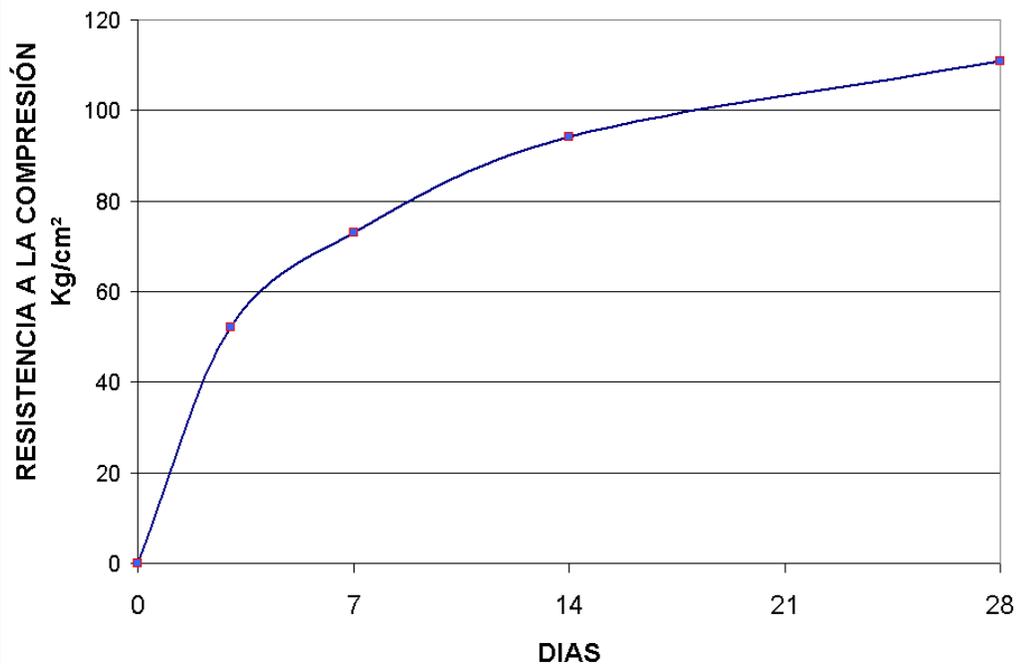
FORMULAS:

Peso Volumétrico:  $\text{Peso (grs.)} / \text{Alt (cms)} * \text{Area (cm}^2) * 1000$

$\text{Kg} / \text{m}^3$

Resistencia a la Compresión:  $\text{Carga (Kgs.)} / \text{Area (cm}^2)$

$\text{Kg} / \text{cm}^2$



**FORMATO 3.34** Resistencia a la compresión. Diseño de mezcla con 10% de cemento y relación  
A/C = 0.52



**RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO HIDRÁULICO  
ASTM C-39**

PROYECTO: Trabajo de Graduación Concreto Compactado con Pavimentadora  
TIPO DE ESPÉCIMEN: 12% de cemento, a/c = 0.61

CLINDRO No.	FECHA Colado	FECHA Ruptura	EDAD (días)	DIAM (cm)	ALT (cm)	AREA (cm <sup>2</sup> )	PESO (g)	PES-VOL (Kg/m <sup>3</sup> )	CARGA (Kg)	RESIST (Kg/cm <sup>2</sup> )
C-76	06-Ene-04	09-Ene-04	3	15.10	30.50	179.08	12843	2351.38	11620	64.89
C-96	06-Ene-04	09-Ene-04	3	15.10	30.60	179.08	12829	2341.14	12010	67.07
C-97	06-Ene-04	13-Ene-04	7	15.10	30.70	179.08	12877	2342.25	15880	88.68
C-98	06-Ene-04	13-Ene-04	7	15.10	30.50	179.08	12800	2343.51	16850	94.09
C-64	13-Dic-03	27-Dic-03	14	15.10	30.70	179.08	12801	2328.42	19790	110.51
C-65	13-Dic-03	27-Dic-03	14	15.10	30.60	179.08	12824	2340.23	22680	126.65
C-67	13-Dic-03	10-Ene-04	28	15.10	30.50	179.08	12670	2319.71	26320	146.97
C-68	13-Dic-03	10-Ene-04	28	15.10	30.60	179.08	12528	2286.21	27280	152.34

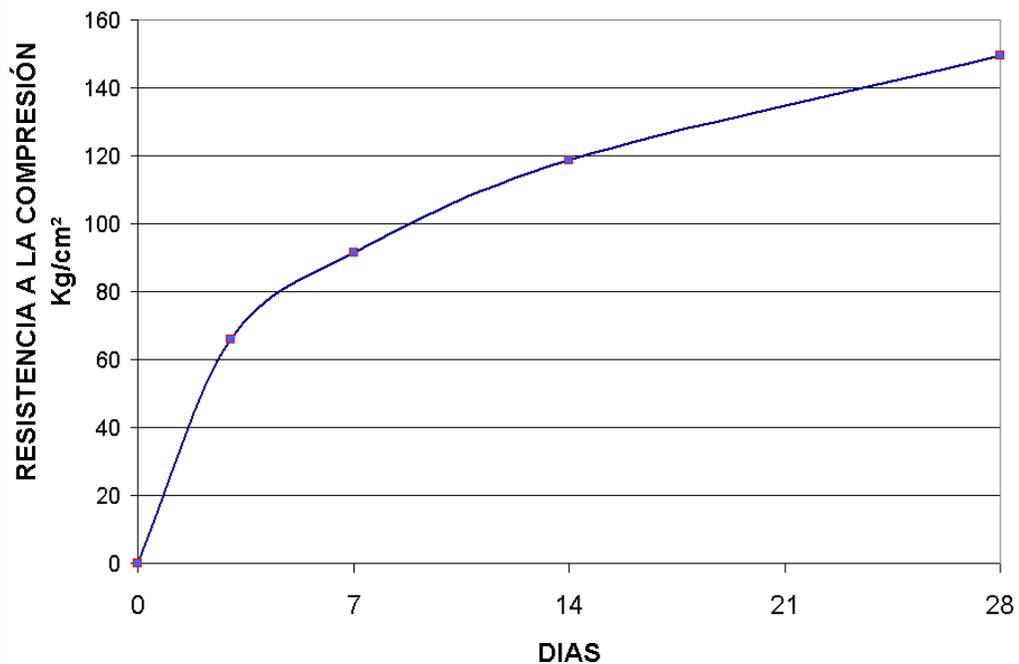
FORMULAS:

Peso Volumétrico:  $\text{Peso (grs.)} / \text{Alt (cms)} * \text{Area (cm}^2) * 1000$

$\text{Kg} / \text{m}^3$

Resistencia a la Compresión:  $\text{Carga (Kgs.)} / \text{Area (cm}^2)$

$\text{Kg} / \text{cm}^2$



FORMATO 3.35 Resistencia a la compresión. Diseño de mezcla con 12% de cemento y relación  
A/C = 0.61



**RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO HIDRÁULICO  
ASTM C-39**

PROYECTO: Trabajo de Graduación Concreto Compactado con Pavimentadora  
TIPO DE ESPÉCIMEN: 12% de cemento, a/c = 0.43

CLINDRO No.	FECHA Colado	FECHA Ruptura	EDAD (días)	DIAM (cm)	ALT (cm)	AREA (cm <sup>2</sup> )	PESO (g)	PES-VOL (Kg/m <sup>3</sup> )	CARGA (Kg)	RESIST (Kg/cm <sup>2</sup> )
C-99	06-Ene-04	09-Ene-04	3	15.10	30.50	179.08	12862	2354.86	16770	93.65
C-100	06-Ene-04	09-Ene-04	3	15.10	30.50	179.08	12755	2335.27	17660	98.62
C-70	13-Dic-03	20-Ene-04	7	15.10	30.50	179.08	12307	2253.25	18920	105.65
C-71	13-Dic-03	20-Ene-04	7	15.10	30.50	179.08	12470	2283.09	20070	112.07
C-72	13-Dic-03	27-Dic-03	14	15.10	30.50	179.08	12323	2256.18	21280	118.83
C-73	13-Dic-03	27-Dic-03	14	15.10	30.60	179.08	12637	2306.10	26550	148.26
C-59	11-Dic-03	08-Ene-04	28	15.10	30.10	179.08	12392	2298.96	27150	151.61
C-60	11-Dic-03	08-Ene-04	28	15.10	30.50	179.08	12500	2288.58	23850	133.18

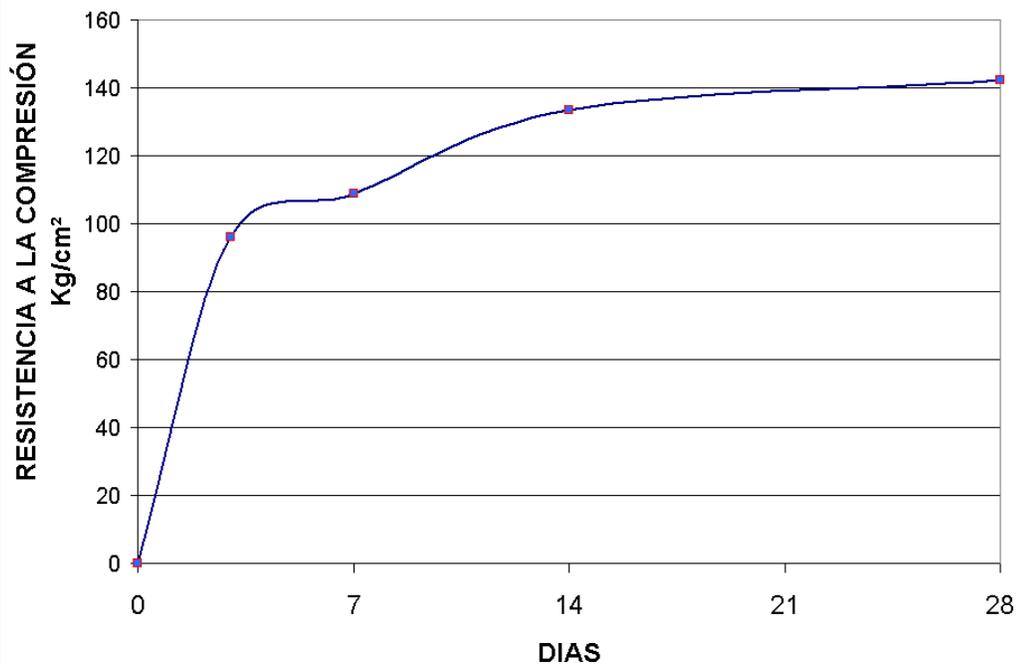
FORMULAS:

Peso Volumétrico:  $\text{Peso (grs.)} / \text{Alt (cms)} * \text{Area (cm}^2) * 1000$

$\text{Kg} / \text{m}^3$

Resistencia a la Compresión:  $\text{Carga (Kgs.)} / \text{Area (cm}^2)$

$\text{Kg} / \text{cm}^2$



FORMATO 3.36 Resistencia a la compresión. Diseño de mezcla con 12% de cemento y relación A/C = 0.43



Instituto Salvadoreño del Cemento y del Concreto  
Laboratorio de Investigaciones ISCYC



**RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO HIDRÁULICO  
ASTM C-39**

PROYECTO: Trabajo de Graduación Concreto Compactado con Pavimentadora  
TIPO DE ESPÉCIMEN: 14% de cemento, a/c = 0.49

CILINDRO No.	FECHA Colado	FECHA Ruptura	EDAD (días)	DIAM (cm)	ALT (cm)	AREA (cm <sup>2</sup> )	PESO (g)	PES-VOL (Kg/m <sup>3</sup> )	CARGA (Kg)	RESIST (Kg/cm <sup>2</sup> )
C-39	09-Dic-03	12-Dic-03	3	15.10	30.40	179.08	12929	2374.91	23610	131.84
C-40	09-Dic-03	12-Dic-03	3	15.10	30.40	179.08	12720	2336.52	23200	129.55
C-41	09-Dic-03	16-Dic-03	7	15.10	30.30	179.08	12929	2382.75	33920	189.41
C-42	09-Dic-03	16-Dic-03	7	15.10	30.50	179.08	12696	2324.47	30850	172.27
C-43	09-Dic-03	23-Dic-03	14	15.10	30.70	179.08	12998	2364.26	36080	201.48
C-44	09-Dic-03	23-Dic-03	14	15.10	30.40	179.08	12852	2360.77	34840	194.55
C-47	09-Dic-03	06-Ene-04	28	15.10	30.60	179.08	12796	2335.12	42840	239.22
C-48	09-Dic-03	06-Ene-04	28	15.10	30.60	179.08	12920	2357.75	43850	244.86

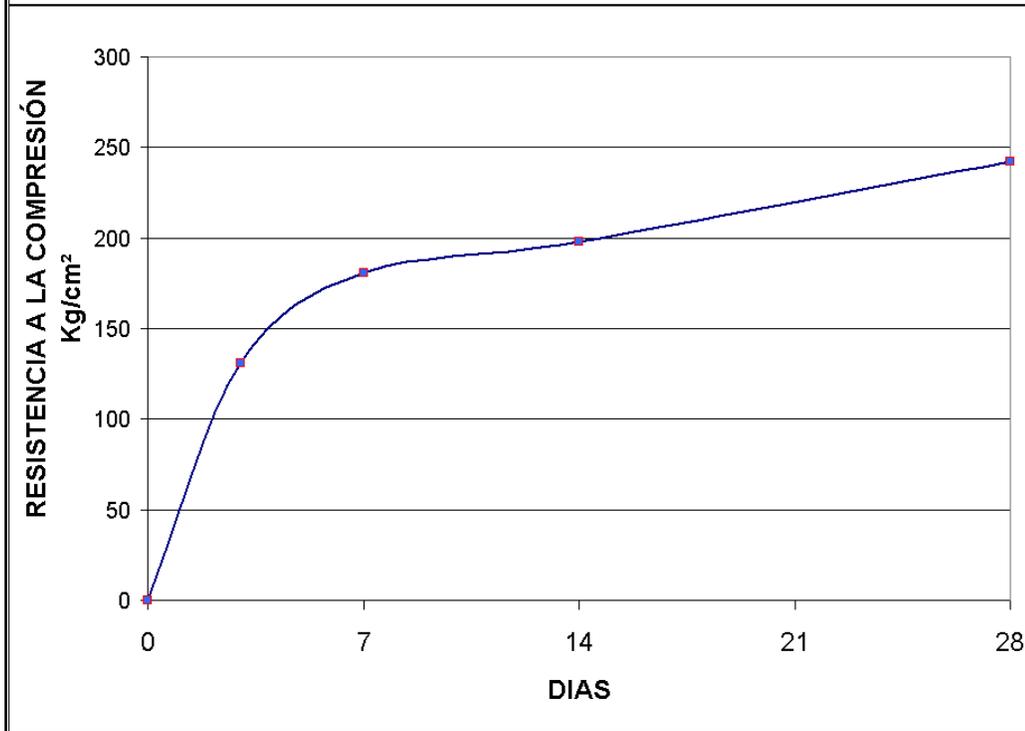
FORMULAS:

Peso Volumétrico:  $\text{Peso (grs.)} / \text{Alt (cms)} * \text{Area (cm}^2) * 1000$

$\text{Kg} / \text{m}^3$

Resistencia a la Compresión:  $\text{Carga (Kgs.)} / \text{Area (cm}^2)$

$\text{Kg} / \text{cm}^2$



FORMATO 3.37 Resistencia a la compresión. Diseño de mezcla con 14% de cemento y relación

$$A/C = 0.49$$



Instituto Salvadoreño del Cemento y del Concreto  
Laboratorio de Investigaciones ISCYC



**RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO HIDRÁULICO  
ASTM C-39**

PROYECTO: Trabajo de Graduación Concreto Compactado con Pavimentadora  
TIPO DE ESPÉCIMEN: 14% de cemento, a/c = 0.32

CLINDRO No.	FECHA Colado	FECHA Ruptura	EDAD (días)	DIAM (cm)	ALT (cm)	AREA (cm <sup>2</sup> )	PESO (g)	PES-VOL (Kg/m <sup>3</sup> )	CARGA (Kg)	RESIST (Kg/cm <sup>2</sup> )
C-55	10-Dic-03	13-Dic-03	3	15.10	30.30	179.08	12488	2301.48	14060	78.51
C-56	10-Dic-03	13-Dic-03	3	15.10	30.60	179.08	12499	2280.92	14570	81.36
C-57	10-Dic-03	17-Dic-03	7	15.10	30.40	179.08	12243	2248.90	18790	104.93
C-58	10-Dic-03	17-Dic-03	7	15.10	30.40	179.08	12551	2305.48	20930	116.88
C-49	09-Dic-03	23-Dic-03	14	15.10	30.40	179.08	12347	2268.01	23730	132.51
C-50	09-Dic-03	23-Dic-03	14	15.10	30.40	179.08	12206	2242.11	18360	102.52
C-51	10-Dic-03	07-Ene-04	28	15.10	30.50	179.08	12320	2255.63	27080	151.22
C-52	10-Dic-03	07-Ene-04	28	15.10	30.50	179.08	12367	2264.23	27030	150.94

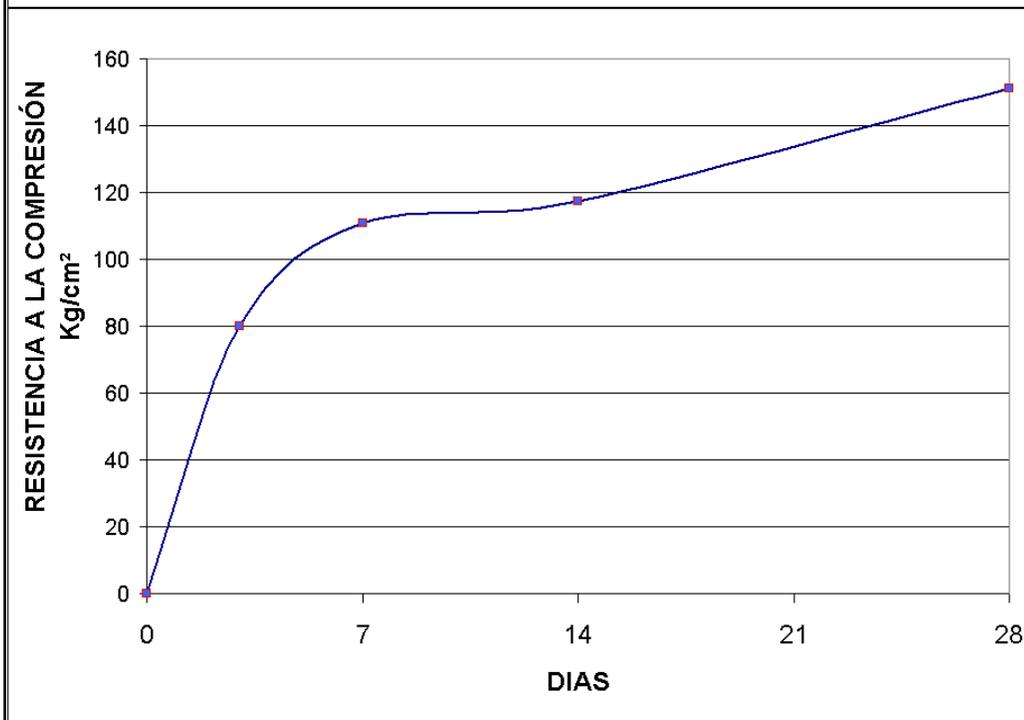
FORMULAS:

Peso Volumétrico:  $\text{Peso}(\text{grs.}) / \text{Alt}(\text{cms}) * \text{Area}(\text{cm}^2) * 1000$

**Kg / m<sup>3</sup>**

Resistencia a la Compresión:  $\text{Carga}(\text{Kgs.}) / \text{Area}(\text{cm}^2)$

**Kg / cm<sup>2</sup>**



**FORMATO 3.38** Resistencia a la compresión. Diseño de mezcla con 14% de cemento y relación A/C = 0.32



**RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO HIDRÁULICO  
ASTM C-39**

PROYECTO: Trabajo de Graduación Concreto Compactado con Pavimentadora  
TIPO DE ESPÉCIMEN: 16% de cemento, a/c = 0.41

CLINDRO No.	FECHA Colado	FECHA Ruptura	EDAD (días)	DIAM (cm)	ALT (cm)	AREA (cm <sup>2</sup> )	PESO (g)	PES-VOL (Kg/m <sup>3</sup> )	CARGA (Kg)	RESIST (Kg/cm <sup>2</sup> )
C-22	02-Dic-03	05-Dic-03	3	15.10	30.60	179.08	12701	2317.78	28050	156.64
C-23	02-Dic-03	05-Dic-03	3	15.10	30.50	179.08	12598	2306.52	28280	157.92
C-24	02-Ene-04	09-Ene-04	7	15.10	30.60	179.08	13066	2384.39	32610	182.10
C-38	02-Ene-04	09-Ene-04	7	15.10	30.60	179.08	13083	2387.49	35590	198.74
C-90	02-Ene-04	16-Ene-04	14	15.10	30.60	179.08	12938	2361.03	40840	228.06
C-91	02-Ene-04	16-Ene-04	14	15.10	30.60	179.08	12906	2355.19	40730	227.44
C-18	02-Dic-03	30-Dic-03	28	15.10	30.50	179.08	12656	2317.14	46510	259.72
C-19	02-Dic-03	30-Dic-03	28	15.10	30.50	179.08	12707	2326.48	48330	269.88

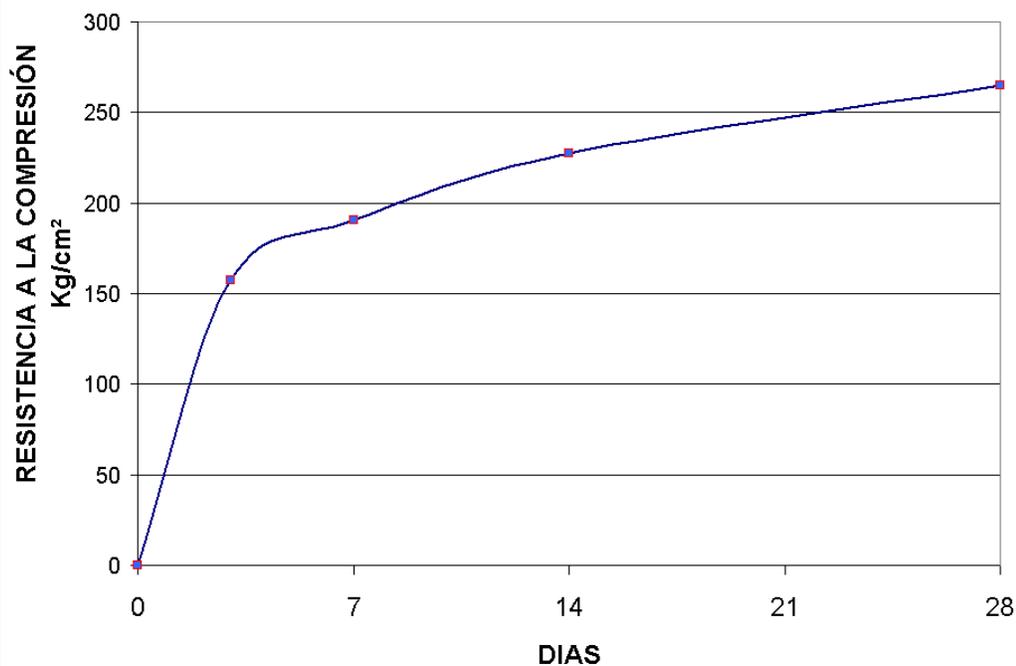
FORMULAS:

Peso Volumétrico:  $\text{Peso (grs.)} / \text{Alt (cms)} * \text{Area (cm}^2) * 1000$

$\text{Kg} / \text{m}^3$

Resistencia a la Compresión:  $\text{Carga (Kgs.)} / \text{Area (cm}^2)$

$\text{Kg} / \text{cm}^2$





**RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO HIDRÁULICO  
ASTM C-39**

PROYECTO : Trabajo de Graduación Concreto Compactado con Pavimentadora  
TIPO DE ESPÉCIMEN : 16% de cemento, a/c = 0.27

CLINDRO No.	FECHA Colado	FECHA Ruptura	EDAD (días)	DIAM (cm)	ALT (cm)	AREA (cm <sup>2</sup> )	PESO (g)	PES-VOL (Kg/m <sup>3</sup> )	CARGA (Kg)	RESIST (Kg/cm <sup>2</sup> )
C-28	05-Dic-03	08-Dic-03	3	15.10	30.30	179.08	12431	2290.97	24910	139.10
C-29	05-Dic-03	08-Dic-03	3	15.10	30.60	179.08	12680	2313.95	20960	117.04
C-30	05-Dic-03	12-Dic-03	7	15.10	30.50	179.08	12692	2323.73	34210	191.03
C-31	05-Dic-03	12-Dic-03	7	15.10	30.60	179.08	12646	2307.75	36550	204.10
C-32	05-Dic-03	19-Dic-03	14	15.10	30.50	179.08	12744	2333.25	53620	299.42
C-33	05-Dic-03	19-Dic-03	14	15.10	30.50	179.08	12618	2310.19	43790	244.53
C-34	05-Dic-03	02-Ene-04	28	15.10	30.50	179.08	12715	2327.95	52140	291.16
C-35	05-Dic-03	02-Ene-04	28	15.10	30.50	179.08	12716	2328.13	56840	317.40

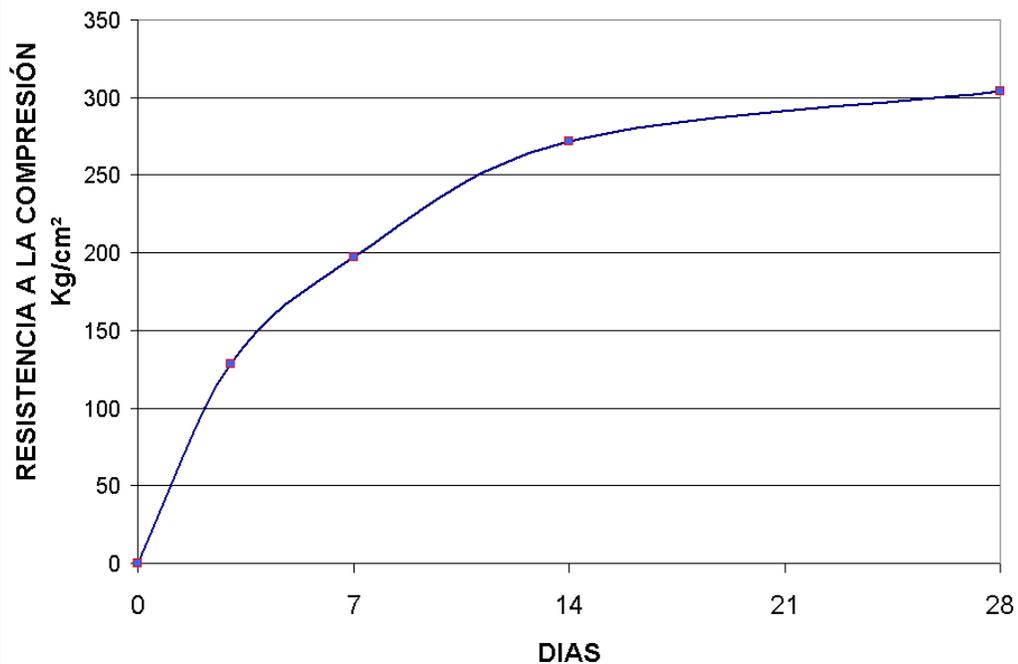
FORMULAS:

Peso Volumétrico:  $\text{Peso}(\text{grs.}) / \text{Alt}(\text{cms}) * \text{Area}(\text{cm}^2) * 1000$

$\text{Kg} / \text{m}^3$

Resistencia a la Compresión:  $\text{Carga}(\text{Kgs.}) / \text{Area}(\text{cm}^2)$

$\text{Kg} / \text{cm}^2$



**FORMATO 3.40** Resistencia a la compresión. Diseño de mezcla con 16% de cemento y relación A/C = 0.27



**RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO HIDRÁULICO  
ASTM C-39**

PROYECTO: Trabajo de Graduación Concreto Compactado con Pavimentadora  
TIPO DE ESPÉCIMEN: 18% de cemento, a/c = 0.35

CLINDRO No.	FECHA Colado	FECHA Ruptura	EDAD (días)	DIAM (cm)	ALT (cm)	AREA (cm <sup>2</sup> )	PESO (g)	PES-VOL (Kg/m <sup>3</sup> )	CARGA (Kg)	RESIST (Kg/cm <sup>2</sup> )
C-105	17-Dic-03	20-Dic-03	3	15.10	30.50	179.08	12683	2322.09	24410	136.31
C-106	17-Dic-03	20-Dic-03	3	15.10	30.40	179.08	12615	2317.23	24790	138.43
C-109	02-Ene-04	09-Ene-04	7	15.10	30.50	179.08	13006	2381.22	43360	242.13
C-110	02-Ene-04	09-Ene-04	7	15.10	30.60	179.08	12988	2370.16	43270	241.63
C-107	02-Ene-04	16-Ene-04	14	15.10	30.60	179.08	12945	2362.31	50470	281.83
C-108	02-Ene-04	16-Ene-04	14	15.10	30.60	179.08	13065	2384.21	53600	299.31
B	17-Dic-03	14-Ene-04	28	15.10	30.70	179.08	12747	2318.60	54230	302.83
C-103	17-Dic-03	14-Ene-04	28	15.10	30.70	179.08	12803	2328.79	55140	307.91

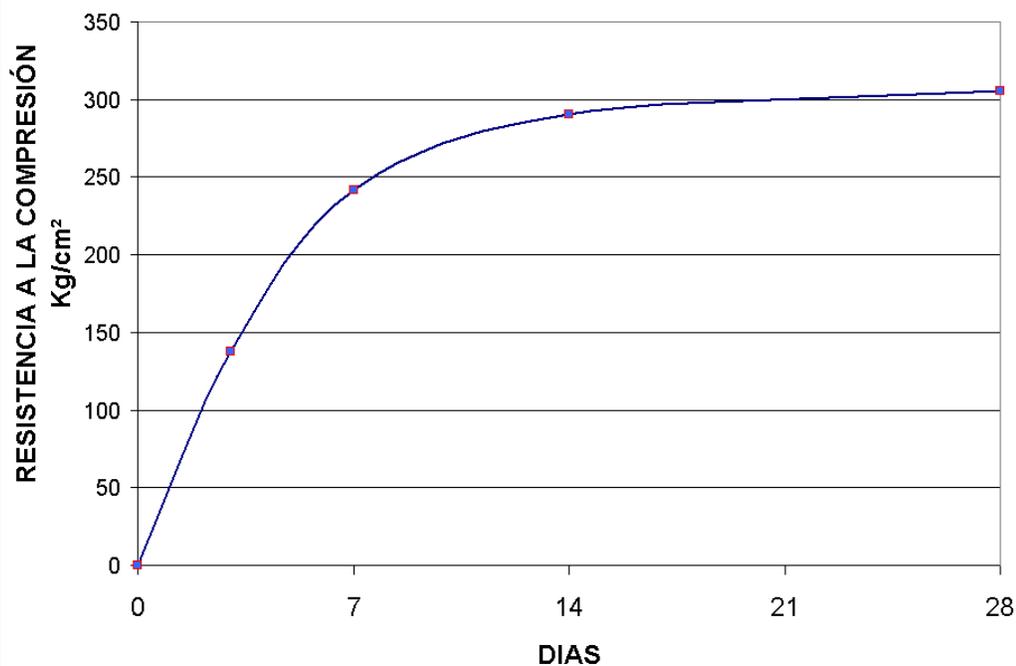
FORMULAS:

Peso Volumétrico:  $\text{Peso (grs.)} / \text{Alt (cms)} * \text{Area (cm}^2) * 1000$

$\text{Kg} / \text{m}^3$

Resistencia a la Compresión:  $\text{Carga (Kgs.)} / \text{Area (cm}^2)$

$\text{Kg} / \text{cm}^2$



**FORMATO 3.41** Resistencia a la compresión. Diseño de mezcla con 18% de cemento y relación A/C = 0.35



Instituto Salvadoreño del Cemento y del Concreto  
Laboratorio de Investigaciones ISCYC



**RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO HIDRÁULICO  
ASTM C-39**

PROYECTO: Trabajo de Graduación Concreto Compactado con Pavimentadora  
TIPO DE ESPÉCIMEN: 18% de cemento, a/c = 0.22

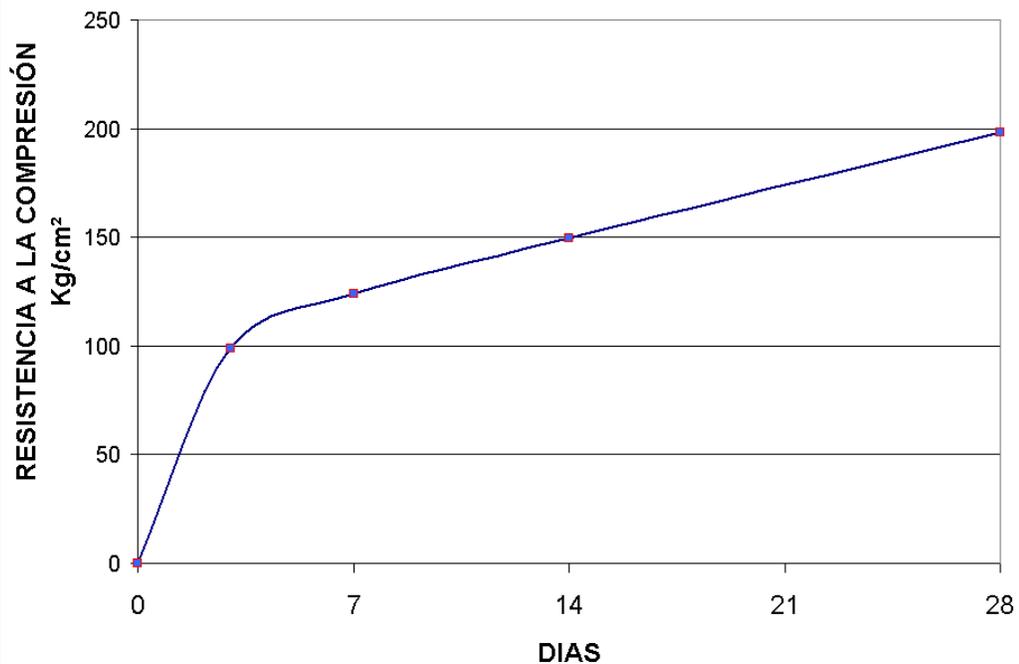
CLINDRO No.	FECHA Colado	FECHA Ruptura	EDAD (días)	DIAM (cm)	ALT (cm)	AREA (cm <sup>2</sup> )	PESO (g)	PES-VOL (Kg/m <sup>3</sup> )	CARGA (Kg)	RESIST (Kg/cm <sup>2</sup> )
C-15	02-Dic-03	05-Dic-03	3	15.10	30.40	179.08	12067	2216.57	14610	81.58
C-16	02-Dic-03	05-Dic-03	3	15.10	30.40	179.08	12289	2257.35	20730	115.76
C-17	02-Dic-03	09-Dic-03	7	15.10	30.30	179.08	12204	2249.14	18440	102.97
C-26	02-Dic-03	09-Dic-03	7	15.10	30.40	179.08	12476	2291.70	26010	145.24
C-27	04-Dic-03	18-Dic-03	14	15.10	30.40	179.08	12409	2279.39	21550	120.34
C-37	04-Dic-03	18-Dic-03	14	15.10	30.40	179.08	12703	2333.40	32050	178.97
C-11	02-Dic-03	30-Dic-03	28	15.10	30.30	179.08	12258	2259.09	36450	203.54
C-14	02-Dic-03	30-Dic-03	28	15.10	30.30	179.08	12305	2267.75	34490	192.60

FORMULAS:

Peso Volumétrico:  $\text{Peso}(\text{grs.}) / \text{Alt}(\text{cms}) * \text{Area}(\text{cm}^2) * 1000$

$\text{Kg} / \text{m}^3$   
 $\text{Kg} / \text{cm}^2$

Resistencia a la Compresión:  $\text{Carga}(\text{Kgs.}) / \text{Area}(\text{cm}^2)$



FORMATO 3.42 Resistencia a la compresión. Diseño de mezcla con 18% de cemento y relación  
A/C = 0.22

## **3.6.2 RESISTENCIA A FLEXIÓN DEL CONCRETO, USANDO VIGAS LIBREMENTE APOYADAS CON CARGAS CONCENTRADAS EN LOS TERCIOS DEL CLARO (ASTM C-78)**

### **3.6.2.1 GENERALIDADES.**

Aunque el concreto no se diseña normalmente para resistir tensión directa, el conocimiento de la resistencia a la tensión es de gran valor para estimar la carga bajo la cual se desarrollará agrietamiento. La ausencia de agrietamiento es de considerable importancia para mantener la continuidad de una estructura de concreto y, en muchos casos, para evitar la corrosión del acero de refuerzo.

### **3.6.2.2 RESUMEN.**

Para este ensayo se usan probetas prismáticas con cargas al tercio. De esta manera se tiene en el tercio una zona sometida a un momento flector constante igual a  $PL/3$  y la rotura se producirá en cualquier punto de este tercio medio con la única condición de que exista allí una debilidad.

### **3.6.2.3 EQUIPO.**

Se utilizó el equipo empleado en la prueba de compresión de cilindros.

### **3.6.2.4 PROCEDIMIENTO DE PRUEBA.**

El espécimen debe voltearse sobre uno de sus lados (respecto a la posición inicial en la cual fue colado) y centrarse en los apoyos inferiores. Los apoyos superiores deben ponerse en contacto con la cara superior del espécimen sobre los puntos extremos del tercio central del claro entre apoyos inferiores. Si no se obtiene un contacto completo entre el espécimen y los apoyos, es necesario cabecear, pulir o calzar de cuero o acero las superficies de contacto. Las calzas de cuero pueden usarse únicamente cuando las superficies del espécimen que estén en contacto con los apoyos, superiores o inferiores, difieren de un plano en no más de 0.4 mm. Dichas calzas deben tener 0.6 cm de espesor uniforme y 2.5 a 5 cm de ancho, y deben extenderse en todo el ancho del espécimen. La carga deberá aplicarse a velocidad uniforme, de modo que no produzca impacto. Puede aplicarse rápidamente hasta poco más o menos el 50 por ciento de la carga de ruptura; después se aplicará a una velocidad tal que el incremento de esfuerzos en la fibra extrema no exceda de 10 kg/cm<sup>2</sup> por minuto.

### 3.6.2.5 MEDICIÓN DE LOS ESPECÍMENES DESPUÉS DE PROBARLOS.

Para determinar el ancho y peralte promedios del espécimen en la sección de falla, deberán hacerse mediciones redondeando al más próximo 0.25 cm.

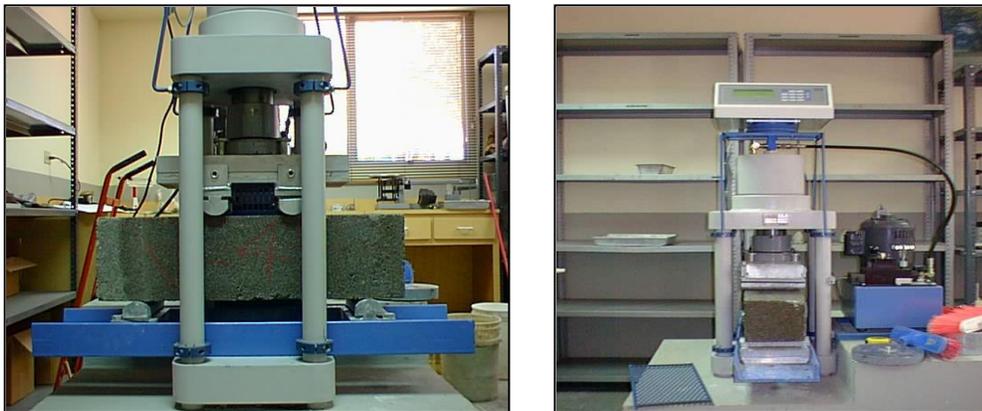


FIGURA 3.12 Ruptura de vigas a flexión.

### 3.6.2.6 CÁLCULOS.

Si la fractura ocurre dentro del tercio medio, el módulo de ruptura debe calcularse como sigue:

$$R = \frac{Pl}{bd^2}$$

donde:

R: módulo de ruptura, en kg / cm<sup>2</sup>

P: máxima carga aplicada registrada por la máquina de prueba, en kg.

l: claro, en cm

b: ancho promedio del espécimen, en cm

d: peralte promedio del espécimen, en cm

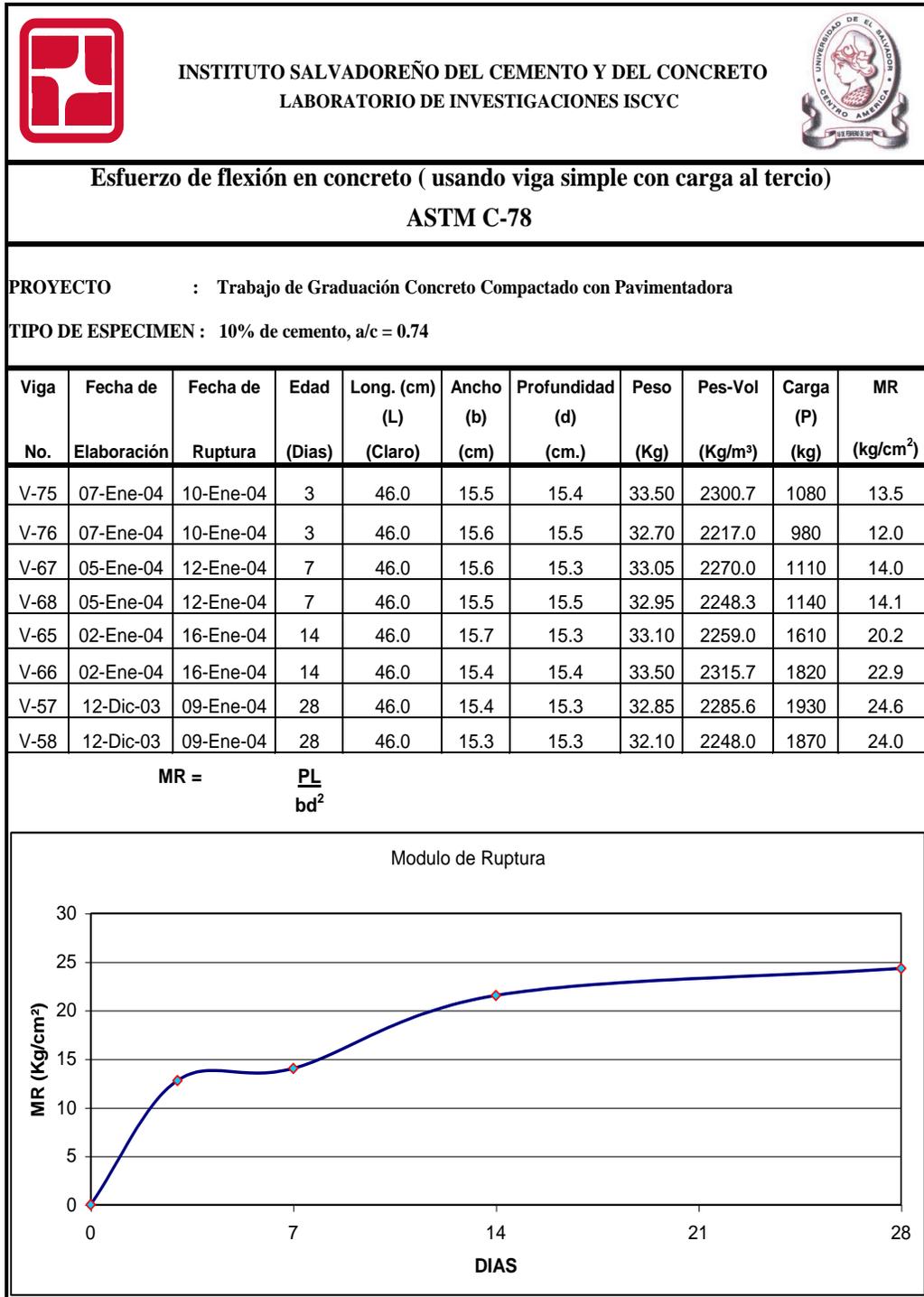
Si la fractura ocurre fuera del tercio medio, en no más de cinco por ciento del claro, el módulo de ruptura se calculará como sigue;

$$R = \frac{3Pa}{bd^2}$$

Donde a es la distancia entre la línea de fractura y el apoyo inferior más cercano, medida sobre el eje de simetría de la superficie de la viga, en cm.

Si la fractura ocurre fuera del tercio medio, en más del cinco por ciento del claro, los resultados de la prueba deben descartarse.

### 3.6.2.7 RESULTADOS.



**FORMATO 3.43** Resistencia a la flexión. Diseño de mezcla con 10% de cemento y relación A/C = 0.74



INSTITUTO SALVADOREÑO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO  
LABORATORIO DE INVESTIGACIONES ISCYC



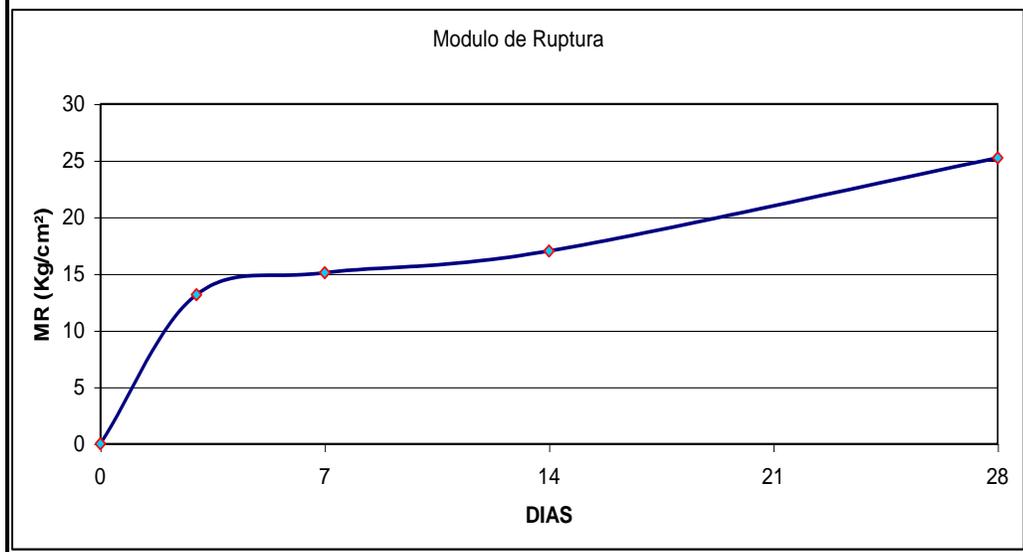
**Esfuerzo de flexión en concreto ( usando viga simple con carga al tercio)  
ASTM C-78**

PROYECTO : Trabajo de Graduación Concreto Compactado con Pavimentadora

TIPO DE ESPECIMEN : 10% de cemento, a/c = 0.52

Viga No.	Fecha de Elaboración	Fecha de Ruptura	Edad (Dias)	Long. (cm) (L) (Claro)	Ancho (b) (cm)	Profundidad (d) (cm.)	Peso (Kg)	Pes-Vol (Kg/m <sup>3</sup> )	Carga (P) (kg)	MR (kg/cm <sup>2</sup> )
V-79	09-Ene-04	12-Ene-04	3	46.0	15.3	15.3	32.40	2269.0	1010	13.0
V-80	09-Ene-04	12-Ene-04	3	46.0	15.4	15.4	32.35	2236.2	1060	13.4
V-69	05-Ene-04	12-Ene-04	7	46.0	15.4	15.5	33.70	2314.4	1270	15.8
V-70	05-Ene-04	12-Ene-04	7	46.0	15.4	15.5	33.35	2290.4	1160	14.4
V-55	12-Dic-03	26-Dic-03	14	46.0	15.3	15.4	32.10	2233.4	1480	18.8
V-56	12-Dic-03	26-Dic-03	14	46.0	15.5	15.4	31.60	2170.2	1220	15.3
V-49	11-Dic-03	08-Ene-04	28	46.0	15.2	15.5	32.10	2233.6	1760	22.2
V-50	11-Dic-03	08-Ene-04	28	46.0	15.4	15.2	31.80	2227.1	2190	28.3

$$MR = \frac{PL}{bd^2}$$



FORMATO 3.44 Resistencia a la flexión. Diseño de mezcla con 10% de cemento y relación A/C = 0.52



INSTITUTO SALVADOREÑO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO  
LABORATORIO DE INVESTIGACIONES ISCYC



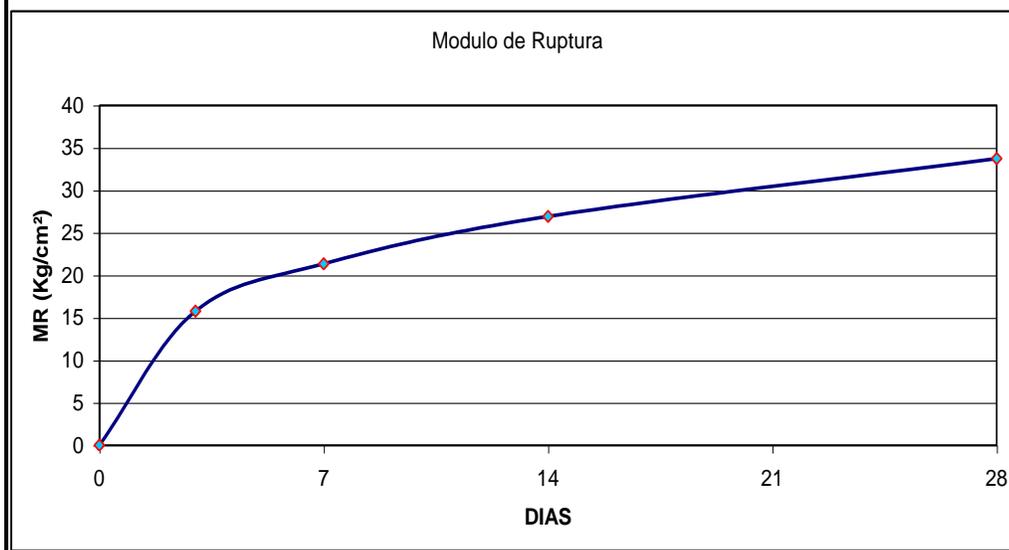
Esfuerzo de flexión en concreto ( usando viga simple con carga al tercio)  
ASTM C-78

PROYECTO : Trabajo de Graduación Concreto Compactado con Pavimentadora

TIPO DE ESPECIMEN : 12% de cemento, a/c = 0.61

Viga No.	Fecha de Elaboración	Fecha de Ruptura	Edad (Dias)	Long. (cm) (L) (Claro)	Ancho (b) (cm)	Profundidad (d) (cm.)	Peso (Kg)	Pes-Vol (Kg/m³)	Carga (P) (kg)	MR (kg/cm²)
V-73	07-Ene-04	10-Ene-04	3	46.0	15.3	15.5	33.20	2295.0	1240	15.5
V-74	07-Ene-04	10-Ene-04	3	46.0	15.3	15.2	33.70	2375.6	1230	16.0
V-71	05-Ene-04	12-Ene-04	7	46.0	15.7	15.5	33.40	2250.0	1740	21.2
V-72	05-Ene-04	12-Ene-04	7	46.0	15.4	15.2	33.25	2328.6	1660	21.5
V-61	26-Dic-03	09-Ene-04	14	46.0	15.6	15.4	32.65	2228.0	2120	26.4
V-62	26-Dic-03	09-Ene-04	14	46.0	15.4	15.6	33.30	2272.3	2240	27.5
V-59	15-Dic-03	12-Ene-04	28	46.0	14.9	15.3	32.10	2308.3	2560	33.8
V-60	15-Dic-03	12-Ene-04	28	46.0	14.9	15.4	31.95	2282.6	2590	33.7

$$MR = \frac{PL}{bd^2}$$



FORMATO 3.45 Resistencia a la flexión. Diseño de mezcla con 12% de cemento y relación A/C = 0.61



INSTITUTO SALVADOREÑO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO  
LABORATORIO DE INVESTIGACIONES ISCYC



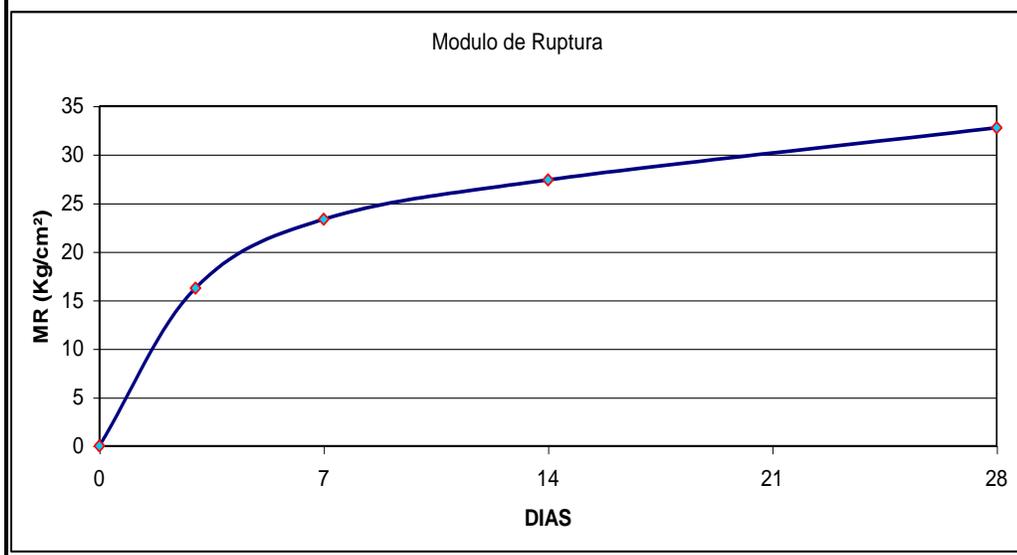
**Esfuerzo de flexión en concreto ( usando viga simple con carga al tercio)  
ASTM C-78**

PROYECTO : Trabajo de Graduación Concreto Compactado con Pavimentadora

TIPO DE ESPECIMEN : 12% de cemento, a/c = 0.43

Viga No.	Fecha de Elaboración	Fecha de Ruptura	Edad (Dias)	Long. (cm) (L) (Claro)	Ancho (b) (cm)	Profundidad (d) (cm.)	Peso (Kg)	Pes-Vol (Kg/m³)	Carga (P) (kg)	MR (kg/cm²)
V-77	09-Ene-04	12-Ene-04	3	46.0	15.2	15.3	32.05	2259.2	1110	14.4
V-78	09-Ene-04	12-Ene-04	3	46.0	15.4	15.4	33.35	2305.3	1440	18.1
V-51	11-Dic-03	18-Dic-03	7	46.0	15.2	15.3	32.40	2283.9	2040	26.4
V-52	11-Dic-03	18-Dic-03	7	46.0	15.2	15.3	31.95	2252.2	1570	20.3
V-63	26-Dic-03	09-Ene-04	14	46.0	15.2	15.4	32.25	2258.6	2130	27.2
V-64	26-Dic-03	09-Ene-04	14	46.0	15.1	15.3	32.60	2313.2	2120	27.6
V-49	11-Dic-03	08-Ene-04	28	46.0	15.2	15.4	32.20	2255.1	2250	28.7
V-50	11-Dic-03	08-Ene-04	28	46.0	15.1	15.3	31.90	2263.6	2830	36.8

$$MR = \frac{PL}{bd^2}$$



FORMATO 3.46 Resistencia a la flexión. Diseño de mezcla con 12% de cemento y relación A/C = 0.43



INSTITUTO SALVADOREÑO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO  
LABORATORIO DE INVESTIGACIONES ISCYC



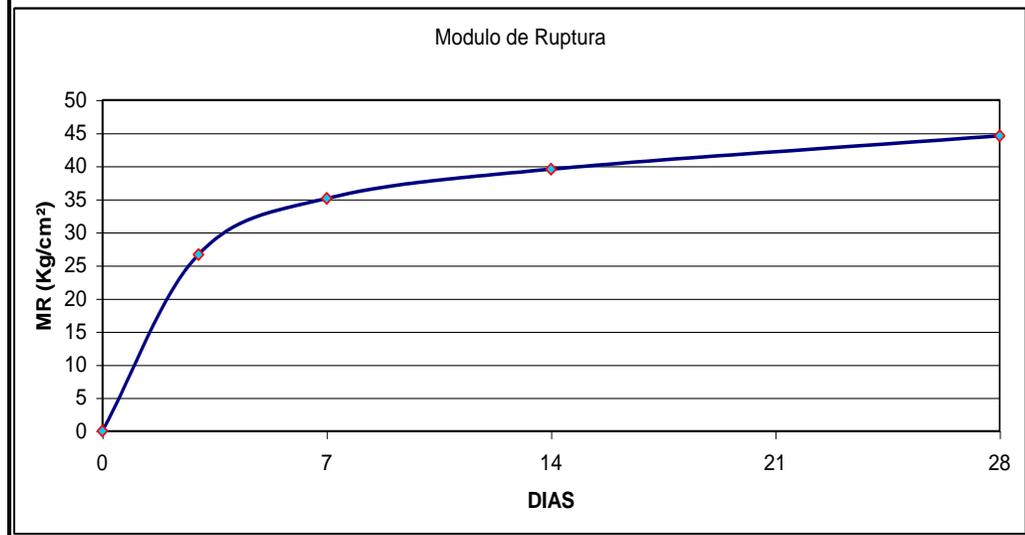
**Esfuerzo de flexión en concreto ( usando viga simple con carga al tercio)  
ASTM C-78**

PROYECTO : Trabajo de Graduación Concreto Compactado con Pavimentadora

TIPO DE ESPECIMEN : 14% de cemento, a/c = 0.49

Viga No.	Fecha de Elaboración	Fecha de Ruptura	Edad (Dias)	Long. (cm) (L) (Claro)	Ancho (b) (cm)	Profundidad (d) (cm.)	Peso (Kg)	Pes-Vol (Kg/m³)	Carga (P) (kg)	MR (kg/cm²)
V-35	08-Dic-03	11-Dic-03	3	46.0	15.3	15.4	33.85	2355.1	1920	24.3
V-36	08-Dic-03	11-Dic-03	3	46.0	15.4	15.7	34.85	2362.9	2390	29.0
V-39	09-Dic-03	16-Dic-03	7	46.0	15.5	15.5	35.40	2415.5	2950	36.4
V-40	09-Dic-03	16-Dic-03	7	46.0	15.5	15.4	35.70	2451.8	2700	33.8
V-37	08-Dic-03	22-Dic-03	14	46.0	15.3	15.4	32.85	2285.6	2950	37.4
V-38	08-Dic-03	22-Dic-03	14	46.0	15.5	15.4	34.50	2369.4	3331	41.7
V-33	08-Dic-03	05-Ene-04	28	46.0	15.2	15.1	32.65	2332.0	3210	42.6
V-34	08-Dic-03	05-Ene-04	28	46.0	15.3	15.2	33.95	2393.2	3580	46.6

$$MR = \frac{PL}{bd^2}$$



FORMATO 3.47 Resistencia a la flexión. Diseño de mezcla con 14% de cemento y relación A/C = 0.49



INSTITUTO SALVADOREÑO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO  
LABORATORIO DE INVESTIGACIONES ISCYC



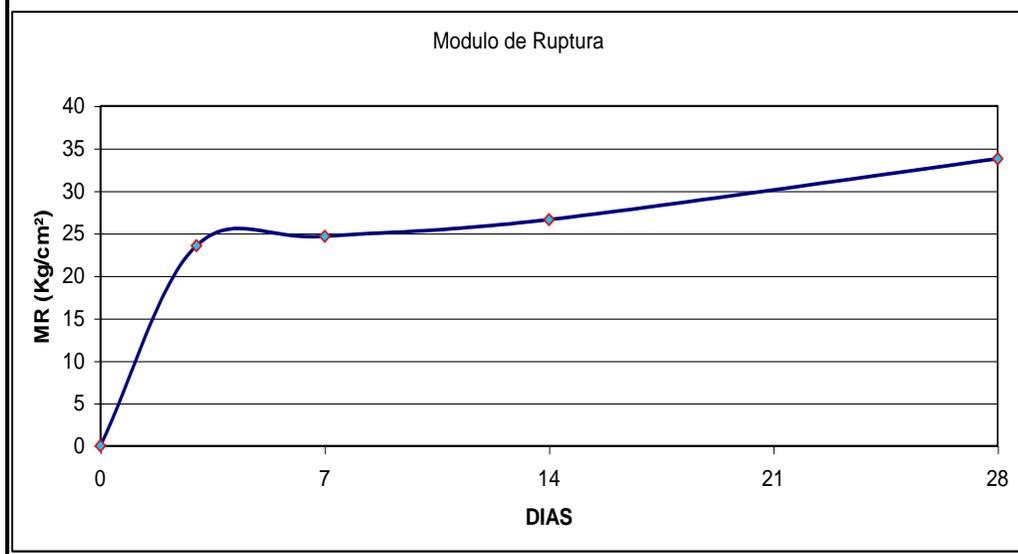
**Esfuerzo de flexión en concreto ( usando viga simple con carga al tercio)  
ASTM C-78**

PROYECTO : Trabajo de Graduación Concreto Compactado con Pavimentadora

TIPO DE ESPECIMEN : 14% de cemento, a/c = 0.32

Viga No.	Fecha de Elaboración	Fecha de Ruptura	Edad (Dias)	Long. (cm) (L) (Claro)	Ancho (b) (cm)	Profundidad (d) (cm.)	Peso (Kg)	Pes-Vol (Kg/m <sup>3</sup> )	Carga (P) (kg)	MR (kg/cm <sup>2</sup> )
V-47	10-Dic-03	13-Dic-03	3	46.0	14.9	15.3	31.50	2265.2	1800	23.7
V-48	10-Dic-03	13-Dic-03	3	46.0	15.2	15.4	31.85	2230.6	1830	23.4
V-45	09-Dic-03	16-Dic-03	7	46.0	15.1	15.1	31.40	2257.6	1940	25.9
V-46	09-Dic-03	16-Dic-03	7	46.0	15.3	15.3	32.00	2241.0	1820	23.4
V-43	09-Dic-03	23-Dic-03	14	46.0	15.1	15.5	31.85	2230.9	2420	30.7
V-44	09-Dic-03	23-Dic-03	14	46.0	15.1	15.5	31.35	2195.8	1780	22.6
V-41	09-Dic-03	06-Ene-04	28	46.0	14.9	15.0	31.60	2317.8	2840	39.0
V-42	09-Dic-03	06-Ene-04	28	46.0	15.1	15.1	31.20	2243.2	2140	28.6

$$MR = \frac{PL}{bd^2}$$



FORMATO 3.48 Resistencia a la flexión. Diseño de mezcla con 14% de cemento y relación A/C = 0.32



INSTITUTO SALVADOREÑO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO  
LABORATORIO DE INVESTIGACIONES ISCYC



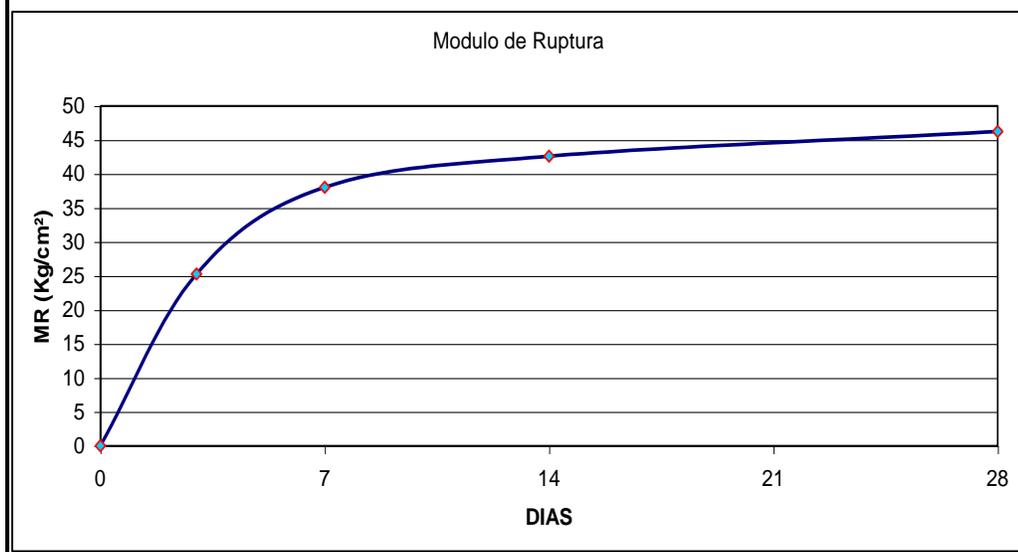
**Esfuerzo de flexión en concreto ( usando viga simple con carga al tercio)  
ASTM C-78**

PROYECTO : Trabajo de Graduación Concreto Compactado con Pavimentadora

TIPO DE ESPECIMEN : 16% de cemento, a/c = 0.41

Viga No.	Fecha de Elaboración	Fecha de Ruptura	Edad (Dias)	Long. (cm) (L) (Claro)	Ancho (b) (cm)	Profundidad (d) (cm.)	Peso (Kg)	Pes-Vol (Kg/m³)	Carga (P) (kg)	MR (kg/cm²)
V-31	06-Dic-03	09-Dic-03	3	46.0	15.6	15.6	32.95	2219.6	1990	24.1
V-32	06-Dic-03	09-Dic-03	3	46.0	15.1	15.7	32.90	2275.0	2140	26.4
V-19	04-Dic-03	11-Dic-03	7	46.0	15.3	15.4	33.80	2351.7	3000	38.0
V-20	04-Dic-03	11-Dic-03	7	46.0	15.4	15.4	33.55	2319.1	3020	38.0
V-21	04-Dic-03	18-Dic-03	14	46.0	15.5	15.4	33.85	2324.8	3190	39.9
V-22	04-Dic-03	18-Dic-03	14	46.0	15.5	15.4	34.15	2345.4	3620	45.3
V-11	02-Dic-03	30-Dic-03	28	46.0	15.4	15.3	33.20	2309.9	3750	47.9
V-12	02-Dic-03	30-Dic-03	28	46.0	15.4	15.4	33.10	2288.0	3540	44.6

$$MR = \frac{PL}{bd^2}$$



FORMATO 3.49 Resistencia a la flexión. Diseño de mezcla con 16% de cemento y relación A/C = 0.41



INSTITUTO SALVADOREÑO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO  
LABORATORIO DE INVESTIGACIONES ISCYC



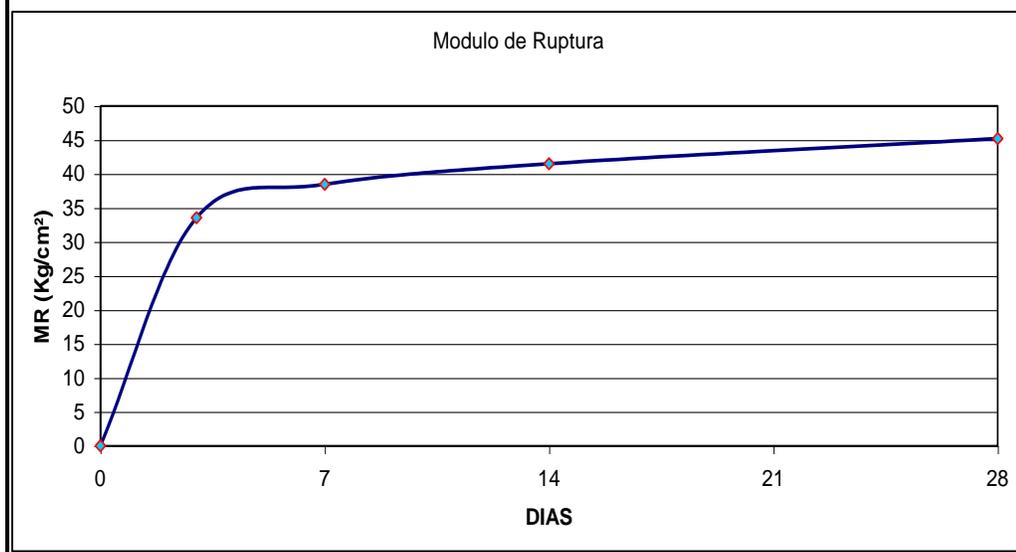
**Esfuerzo de flexión en concreto ( usando viga simple con carga al tercio)  
ASTM C-78**

PROYECTO : Trabajo de Graduación Concreto Compactado con Pavimentadora

TIPO DE ESPECIMEN : 16% de cemento, a/c = 0.27

Viga No.	Fecha de Elaboración	Fecha de Ruptura	Edad (Dias)	Long. (cm) (L) (Claro)	Ancho (b) (cm)	Profundidad (d) (cm.)	Peso (Kg)	Pes-Vol (Kg/m <sup>3</sup> )	Carga (P) (kg)	MR (kg/cm <sup>2</sup> )
V-23	05-Dic-03	08-Dic-03	3	46.0	15.4	15.5	33.35	2290.4	2720	33.8
V-24	05-Dic-03	08-Dic-03	3	46.0	15.0	15.0	32.50	2367.9	2440	33.3
V-25	05-Dic-03	12-Dic-03	7	46.0	15.4	15.3	33.10	2303.0	2950	37.6
V-26	05-Dic-03	12-Dic-03	7	46.0	15.0	15.2	32.35	2326.0	2960	39.3
V-27	05-Dic-03	19-Dic-03	14	46.0	15.3	15.3	33.20	2325.0	3080	39.6
V-28	05-Dic-03	19-Dic-03	14	46.0	15.2	15.3	32.55	2294.5	3360	43.4
V-13	02-Dic-03	30-Dic-03	28	46.0	15.2	15.2	31.50	2235.1	3460	45.3
V-14	02-Dic-03	30-Dic-03	28	46.0	15.3	15.3	31.90	2234.0	3510	45.1

$$MR = \frac{PL}{bd^2}$$



FORMATO 3.50 Resistencia a la flexión. Diseño de mezcla con 16% de cemento y relación A/C = 0.27



INSTITUTO SALVADOREÑO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO  
LABORATORIO DE INVESTIGACIONES ISCYC



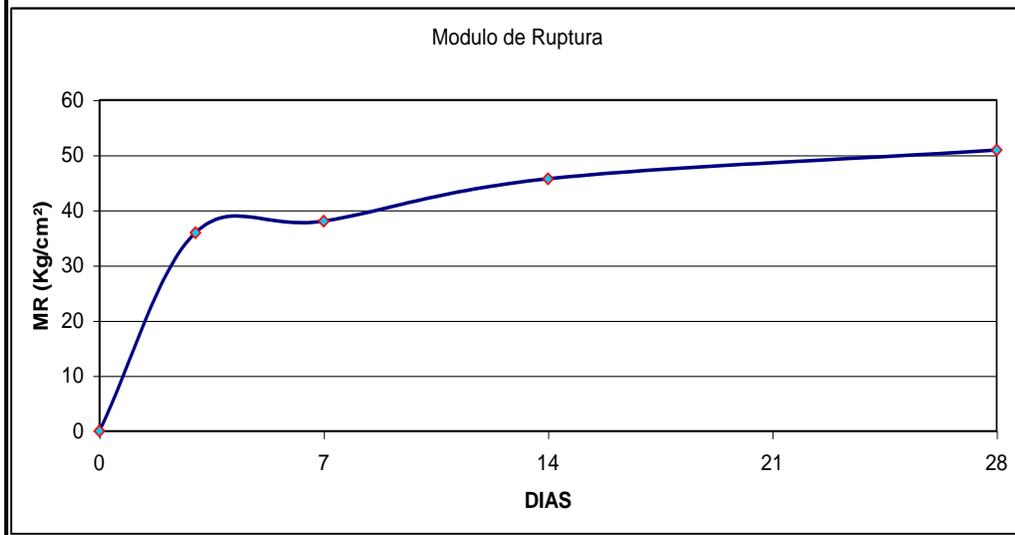
Esfuerzo de flexión en concreto ( usando viga simple con carga al tercio)  
ASTM C-78

PROYECTO : Trabajo de Graduación Concreto Compactado con Pavimentadora

TIPO DE ESPECIMEN : 18% de cemento, a/c = 0.35

Viga No.	Fecha de Elaboración	Fecha de Ruptura	Edad (Dias)	Long. (cm) (L) (Claro)	Ancho (b) (cm)	Profundidad (d) (cm.)	Peso (Kg)	Pes-Vol (Kg/m³)	Carga (P) (kg)	MR (kg/cm²)
V-87	07-Ene-04	10-Ene-04	3	46.0	15.5	15.4	34.50	2369.4	2950	36.9
V-88	07-Ene-04	10-Ene-04	3	46.0	15.4	15.5	33.70	2314.4	2810	34.9
V-85	05-Ene-04	12-Ene-04	7	46.0	15.4	15.3	33.80	2351.7	3020	38.5
V-86	05-Ene-04	12-Ene-04	7	46.0	15.6	15.4	34.10	2326.9	3020	37.5
V-83	02-Ene-04	16-Ene-04	14	46.0	15.2	15.3	33.95	2393.2	3640	47.1
V-84	02-Ene-04	16-Ene-04	14	46.0	15.6	15.7	33.75	2259.0	3710	44.4
V-81	15-Dic-03	12-Ene-04	28	46.0	14.8	15.4	32.30	2323.2	3910	51.2
V-82	15-Dic-03	12-Ene-04	28	46.0	15.4	15.5	32.85	2256.1	4070	50.6

$$MR = \frac{PL}{bd^2}$$



FORMATO 3.51 Resistencia a la flexión. Diseño de mezcla con 18% de cemento y relación A/C = 0.35



INSTITUTO SALVADOREÑO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO  
LABORATORIO DE INVESTIGACIONES ISCYC



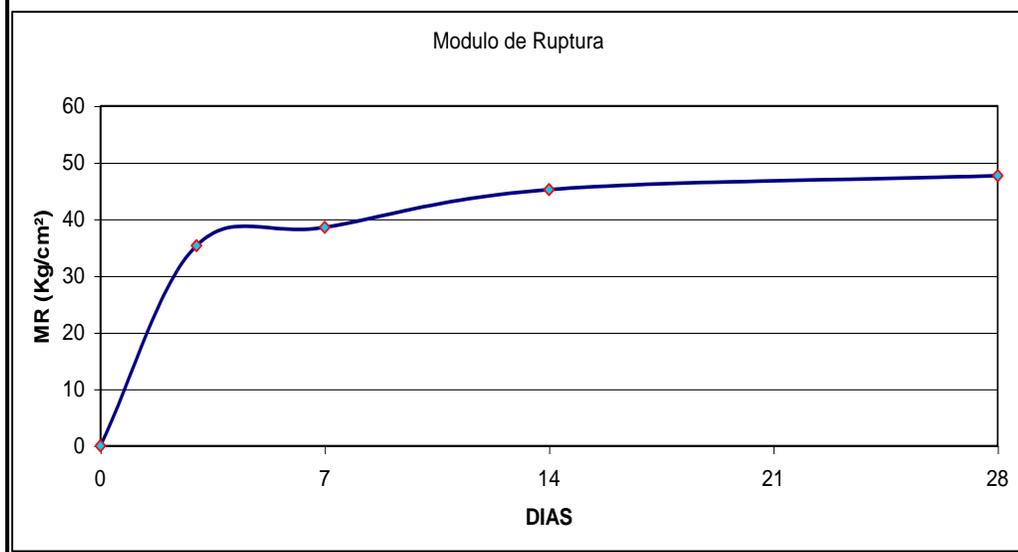
**Esfuerzo de flexión en concreto ( usando viga simple con carga al tercio)  
ASTM C-78**

PROYECTO : Trabajo de Graduación Concreto Compactado con Pavimentadora

TIPO DE ESPECIMEN : 18% de cemento, a/c = 0.22

Viga No.	Fecha de Elaboración	Fecha de Ruptura	Edad (Dias)	Long. (cm) (L) (Claro)	Ancho (b) (cm)	Profundidad (d) (cm.)	Peso (Kg)	Pes-Vol (Kg/m <sup>3</sup> )	Carga (P) (kg)	MR (kg/cm <sup>2</sup> )
V-29	05-Dic-03	08-Dic-03	3	46.0	15.2	15.2	32.20	2284.8	2540	33.3
V-30	05-Dic-03	08-Dic-03	3	46.0	15.3	15.3	33.25	2328.5	2910	37.4
V-15	04-Dic-03	11-Dic-03	7	46.0	15.3	15.3	33.05	2314.5	3160	40.6
V-16	04-Dic-03	11-Dic-03	7	46.0	15.3	15.4	33.00	2296.0	2880	36.5
V-17	04-Dic-03	18-Dic-03	14	46.0	15.4	15.3	32.40	2254.3	3560	45.4
V-18	04-Dic-03	18-Dic-03	14	46.0	15.4	15.2	32.40	2269.1	3480	45.0
V-9	02-Dic-03	30-Dic-03	28	46.0	15.0	15.2	30.95	2225.3	3640	48.3
V-10	02-Dic-03	30-Dic-03	28	46.0	15.3	15.4	32.35	2250.8	3710	47.0

$$MR = \frac{PL}{bd^2}$$



FORMATO 3.52 Resistencia a la flexión. Diseño de mezcla con 18% de cemento y relación A/C = 0.22

### **3.6.3 MÓDULO DE ELASTICIDAD ESTÁTICO Y RELACIÓN DE POISSON, EN COMPRESIÓN DE ESPECIMENES CILÍNDRICOS DE CONCRETO (ASTM C- 469).**

#### **3.6.3.1 GENERALIDADES.**

El módulo de elasticidad es un parámetro que indica la rigidez y la capacidad de distribuir cargas que tiene una losa de pavimento. Es la relación entre la tensión y la deformación. Las deflexiones, curvaturas y tensiones están directamente relacionadas con el módulo de elasticidad del concreto. En los pavimentos de concreto armado continuos, el módulo de elasticidad junto con el coeficiente de expansión térmica  $\alpha_s$  y el de contracción del concreto  $\alpha_c$  son los que rigen el estado de tensiones en las armaduras.

El coeficiente de Poisson es la relación entre la deformación lateral que acompaña una deformación axial aplicada y la deformación final se utiliza en el diseño y análisis de muchos tipos de estructuras. La relación de Poisson del concreto varía en una rango de 0.11 a 0.21 (generalmente de 0.15 a 0.20) cuando se determina por medición de la deformación.

#### **3.6.3.2 RESUMEN.**

Este método de prueba consiste en aplicar una carga axial compresora a un cilindro, el cual posee el equipo de extensión-compresión, de los cuales se

obtienen lecturas ya establecidas como lo es el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria longitudinal de 50 millonésima y esfuerzo correspondiente al 40 por ciento de la resistencia.

### **3.6.3.3 EQUIPO.**

Compresómetro-Extensómetro modelo CT-167M de *Ele International*, el cual posee dos Deformímetros LC-2M que tienen un rango de operación de 0.5 mm graduados en divisiones de 0.002 pulg.

### **3.6.3.4 PROCEDIMIENTO.**

- 1) Los cilindros de ensaye se moldearán y cabecearán. Se sujetarán a las condiciones especificadas de curado y se ensayarán a la edad para la cual se desea obtener información sobre su elasticidad. Los especímenes deben probarse 1 hora después de retirarlos de la cámara de curado o del cuarto de almacenamiento.
- 2) Mantener constantes la temperatura ambiente y la humedad hasta donde sea posible durante todo el ensaye, esto por medio de tela mojada que los cubra durante el intervalo de tiempo que transcurra entre su retiro de la cámara de curado y el ensaye, registrar en el informe cualquier fluctuación no usual en una o en ambas variables.
- 3) Si se dispone de especímenes duplicados, se determina la resistencia a la compresión, antes de realizar el ensaye para módulo de elasticidad.

4) Se coloca el espécimen, con el equipo medidor de deformaciones sujeto a él, en la platina o en la placa de apoyo inferior de la máquina de prueba, alineando cuidadosamente el eje del espécimen con el centro de empuje de la placa superior que tiene asiento esférico. Se anota la lectura de los indicadores de deformaciones. A medida que la placa con asiento esférico se vaya apoyando lentamente sobre el espécimen, se gira manualmente y con suavidad la porción móvil de la placa, de tal manera que se obtenga un apoyo uniforme.

5) El espécimen se cargará por lo menos dos veces. No se debe registrar ningún dato durante la primera carga. Los cálculos se basarán en el promedio de los resultados obtenidos de las cargas posteriores. Es recomendable, mínimo, dos ciclos de carga posteriores, de tal manera que se observe que el ensaye puede reproducirse. Durante el primer ciclo de carga, que se efectúa principalmente para ajustar los medidores, y así observar el funcionamiento de estos y corregir cualquier comportamiento anormal antes de aplicar el segundo ciclo de carga. Cada serie de lecturas debe de tomarse de la siguiente manera: Se aplica la carga en forma continua, sin impacto. En máquinas de funcionamiento hidráulico, la carga se aplica a una velocidad constante dentro del intervalo  $2.45 \pm 0.35 \text{ kg /cm}^2$  por segundo. Se registra, sin interrumpir la carga, el valor de la carga aplicada y la deformación longitudinal de 50 millonésima y a una carga aplicada igual al 40 por ciento de la carga máxima que resiste el material. La deformación unitaria longitudinal se define como la deformación longitudinal total dividida entre la longitud efectiva de medición.

Para determinar la relación de Poisson, se registra la deformación transversal en los mismos puntos. Si se desea obtener una curva esfuerzo-deformación, se toman lecturas en dos o más puntos intermedios sin interrupción de la carga, o se emplea un instrumento que permita obtener un registro continuo. En cada ciclo, inmediatamente después de que se alcance la carga máxima, se reduce la carga a cero, a la misma velocidad con que se aplicó, excepto en el último ciclo.



**FIGURA 3.13** Obtención del módulo de elasticidad y módulo de Poisson a través del Extensómetro-Compresómetro.

### 3.6.3.5 CÁLCULOS.

El módulo de elasticidad, se calcula de la siguiente manera:

$$E = \frac{S_2 - S_1}{\varepsilon_1 - 0.000050}$$

Donde:

E: módulo de elasticidad.

S<sub>2</sub>: esfuerzo correspondiente al 40 por ciento de la resistencia.

S<sub>1</sub>: esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria longitudinal de 50 millonésima.

ε<sub>1</sub>: deformación unitaria longitudinal, producida por el esfuerzo S<sub>2</sub>.

La relación de Poisson, redondeando al más próximo 0.01, se calcula con la siguiente fórmula:

$$\mu = \frac{\varepsilon_{t2} - \varepsilon_{t1}}{\varepsilon_1 - 0.000050}$$

Donde:

μ: relación de Poisson.

ε<sub>t2</sub>: deformación unitaria transversal, a mitad de la altura del espécimen, producida por el esfuerzo S<sub>2</sub>.

ε<sub>t1</sub>: deformación unitaria transversal, a mitad de la altura del espécimen, producida por el esfuerzo S<sub>1</sub>.





Instituto Salvadoreño del Cemento y del Concreto  
Laboratorio de Investigaciones ISCYC



Modulo Estático de Elasticidad y Relación de Poisson del Concreto a Compresión  
ASTM C-469

PROYECTO : TRABAJO DE GRADUACIÓN CONCRETO COMPACTADO CON PAVIMENTADORA.  
TIPO DE ESPECIMEN : CILINDRO (15 X 30 CM)  
TIPO DE MATERIAL : 10 % DE CEMENTO, A/C: 0.52  
EDAD : 28 DÍAS  
FECHA DE ENSAYO : 20-Ene-04  
PESO VOLUMÉTRICO : 139.32 lb/pie<sup>3</sup>                      2231.69 kg/m<sup>3</sup>

Módulo de Elasticidad Estático

MUESTRA	Esfuerzo del compañero ( psi )	Esfuerzo del 40% ( psi ) S <sub>2</sub>	Esfuerzo de la defor. 5x10 <sup>-5</sup> ( psi ) S <sub>1</sub>	Deformación Long. Por s2 ε <sub>2</sub>	Módulo de Elasticidad ( psi ) E
C-82	25992.50	374.57	295.46	0.0000886	<b>2.050E+06</b>
C-82	25992.50	374.57	294.67	0.0000886	<b>2.071E+06</b>

Relación de Poisson Estático

MUESTRA	Esfuerzo del compañero ( psi )	Deformación Trans. por S <sub>2</sub> ε <sub>t2</sub>	Deformación Trans. por S <sub>1</sub> ε <sub>t1</sub>	Relación de Poisson μ
C-82	25992.50	0.0000066	0.00000000	<b>0.17</b>
C-82	25992.50	0.0000066	0.00000000	<b>0.17</b>

Observaciones :                      **1.414E+10 PA**  
   **1.428E+10 PA**

FORMATO 3.54 Módulo de Elasticidad Estático y Relación de Poisson Estático, para Diseño de Mezcla con 10% de cemento y relación A/C = 0.52



Instituto Salvadoreño del Cemento y del Concreto  
Laboratorio de Investigaciones ISCYC



Modulo Estático de Elasticidad y Relación de Poisson del Concreto a Compresión  
ASTM C-469

PROYECTO : TRABAJO DE GRADUACIÓN CONCRETO COMPACTADO CON PAVIMENTADORA.  
TIPO DE ESPECIMEN : CILINDRO (15 X 30 CM)  
TIPO DE MATERIAL : 12 % DE CEMENTO, A/C: 0.61  
EDAD : 28 DÍAS  
FECHA DE ENSAYO : 20-Ene-04  
PESO VOLUMÉTRICO : 144.79 lb/pie<sup>3</sup>                      2319.31 kg/m<sup>3</sup>

Módulo de Elasticidad Estático

MUESTRA	Esfuerzo del compañero ( psi )	Esfuerzo del 40% ( psi ) S <sub>2</sub>	Esfuerzo de la defor. 5x10 <sup>-5</sup> ( psi ) S <sub>1</sub>	Deformación Long. Por s2 ε <sub>2</sub>	Módulo de Elasticidad ( psi ) E
C-69	60142.11	866.69	231.13	0.0002953	<b>2.591E+06</b>
C-69	60142.11	866.69	246.22	0.0003018	<b>2.464E+06</b>

Relación de Poisson Estático

MUESTRA	Esfuerzo del compañero ( psi )	Deformación Trans. por S <sub>2</sub> ε <sub>t2</sub>	Deformación Trans. por S <sub>1</sub> ε <sub>t1</sub>	Relación de Poisson μ
C-69	60142.11	0.0000430	0.00000000	<b>0.18</b>
C-69	60142.11	0.0000464	0.00000662	<b>0.16</b>

Observaciones :                      **1.787E+10 PA**  
   **1.699E+10 PA**

FORMATO 3.55 Módulo de Elasticidad Estático y Relación de Poisson Estático, para Diseño de Mezcla con 12% de cemento y relación A/C = 0.61



Instituto Salvadoreño del Cemento y del Concreto  
Laboratorio de Investigaciones ISCYC



Modulo Estático de Elasticidad y Relación de Poisson del Concreto a Compresión  
ASTM C-469

PROYECTO : TRABAJO DE GRADUACIÓN CONCRETO COMPACTADO CON PAVIMENTADORA.  
TIPO DE ESPECIMEN : CILINDRO (15 X 30 CM)  
TIPO DE MATERIAL : 12 % DE CEMENTO, A/C: 0.43  
EDAD : 28 DÍAS  
FECHA DE ENSAYO : 20-Ene-04  
PESO VOLUMÉTRICO : 139.78 lb/pie<sup>3</sup>                      2239.06 kg/m<sup>3</sup>

Módulo de Elasticidad Estático

MUESTRA	Esfuerzo del compañero ( psi )	Esfuerzo del 40% ( psi ) S <sub>2</sub>	Esfuerzo de la defor. 5x10 <sup>-5</sup> ( psi ) S <sub>1</sub>	Deformación Long. Por s2 ε <sub>2</sub>	Módulo de Elasticidad ( psi ) E
C-75	45238.86	651.92	159.64	0.0002822	<b>2.120E+06</b>
C-75	45238.86	651.92	160.44	0.0002756	<b>2.179E+06</b>

Relación de Poisson Estático

MUESTRA	Esfuerzo del compañero ( psi )	Deformación Trans. por S <sub>2</sub> ε <sub>t2</sub>	Deformación Trans. por S <sub>1</sub> ε <sub>t1</sub>	Relación de Poisson μ
C-75	45238.86	0.0000430	0.00000000	<b>0.19</b>
C-75	45238.86	0.0000464	0.00000662	<b>0.18</b>

Observaciones :                      **1.462E+10 PA**  
   **1.502E+10 PA**

FORMATO 3.56 Módulo de Elasticidad Estático y Relación de Poisson Estático, para Diseño de Mezcla con 12% de cemento y relación A/C = 0.43





Instituto Salvadoreño del Cemento y del Concreto  
Laboratorio de Investigaciones ISCYC



Modulo Estático de Elasticidad y Relación de Poisson del Concreto a Compresión  
ASTM C-469

PROYECTO : TRABAJO DE GRADUACIÓN CONCRETO COMPACTADO CON PAVIMENTADORA.  
TIPO DE ESPECIMEN : CILINDRO (15 X 30 CM)  
TIPO DE MATERIAL : 14 % DE CEMENTO, A/C: 0.32  
EDAD : 28 DÍAS  
FECHA DE ENSAYO : 20-Ene-04  
PESO VOLUMÉTRICO : 141.97 lb/pie<sup>3</sup> 2274.14 kg/m<sup>3</sup>

Módulo de Elasticidad Estático

MUESTRA	Esfuerzo del compañero ( psi )	Esfuerzo del 40% ( psi ) S <sub>2</sub>	Esfuerzo de la defor. 5x10 <sup>-5</sup> ( psi ) S <sub>1</sub>	Deformación Long. Por s2 ε <sub>2</sub>	Módulo de Elasticidad ( psi ) E
C-54	59590.95	858.74	193.00	0.0003150	2.513E+06
C-54	59590.95	858.74	189.03	0.0003084	2.592E+06

Relación de Poisson Estático

MUESTRA	Esfuerzo del compañero ( psi )	Deformación Trans. por S <sub>2</sub> ε <sub>t2</sub>	Deformación Trans. por S <sub>1</sub> ε <sub>t1</sub>	Relación de Poisson μ
C-54	59590.95	0.0000430	0.00000000	0.16
C-54	59590.95	0.0000497	0.00000662	0.17

Observaciones : 1.732E+10 PA  
1.787E+10 PA

FORMATO 3.58 Módulo de Elasticidad Estático y Relación de Poisson Estático, para Diseño de Mezcla con 14% de cemento y relación A/C = 0.32



Instituto Salvadoreño del Cemento y del Concreto  
Laboratorio de Investigaciones ISCYC



Modulo Estático de Elasticidad y Relación de Poisson del Concreto a Compresión  
ASTM C-469

PROYECTO : TRABAJO DE GRADUACIÓN CONCRETO COMPACTADO CON PAVIMENTADORA.  
TIPO DE ESPECIMEN : CILINDRO (15 X 30 CM)  
TIPO DE MATERIAL : 16 % DE CEMENTO, A/C: 0.41  
EDAD : 28 DÍAS  
FECHA DE ENSAYO : 20-Ene-04  
PESO VOLUMÉTRICO : 145.72 lb/pe<sup>3</sup>                      2334.21 kg/m<sup>3</sup>

Módulo de Elasticidad Estático

MUESTRA	Esfuerzo del compañero ( psi )	Esfuerzo del 40% ( psi ) S <sub>2</sub>	Esfuerzo de la defor. 5x10 <sup>-5</sup> ( psi ) S <sub>1</sub>	Deformación Long. Por s2 ε <sub>2</sub>	Módulo de Elasticidad ( psi ) E
C-20	100817.39	1452.84	271.63	0.0004528	<b>2.933E+06</b>
C-20	100817.39	1452.84	271.63	0.0004593	<b>2.886E+06</b>

Relación de Poisson Estático

MUESTRA	Esfuerzo del compañero ( psi )	Deformación Trans. por S <sub>2</sub> ε <sub>t2</sub>	Deformación Trans. por S <sub>1</sub> ε <sub>t1</sub>	Relación de Poisson μ
C-20	100817.39	0.0000662	0.00000000	<b>0.16</b>
C-20	100817.39	0.0000728	0.00000662	<b>0.16</b>

Observaciones :                      2.022E+10 PA  
   1.990E+10 PA







Instituto Salvadoreño del Cemento y del Concreto  
Laboratorio de Investigaciones ISCYC



Modulo Estático de Elasticidad y Relación de Poisson del Concreto a Compresión

ASTM C-469

PROYECTO : TRABAJO DE GRADUACIÓN CONCRETO COMPACTADO CON PAVIMENTADORA.  
TIPO DE ESPECIMEN : CILINDRO (15 X 30 CM)  
TIPO DE MATERIAL : 18 % DE CEMENTO, A/C: 0.22  
EDAD : 28 DÍAS  
FECHA DE ENSAYO : 20-Ene-04  
PESO VOLUMÉTRICO : 141.29 lb/pie<sup>3</sup>                      2263.25 kg/m<sup>3</sup>

Módulo de Elasticidad Estático

MUESTRA	Esfuerzo del compañero ( psi )	Esfuerzo del 40% ( psi ) S <sub>2</sub>	Esfuerzo de la defor. 5x10 <sup>-5</sup> ( psi ) S <sub>1</sub>	Deformación Long. Por s2 ε <sub>2</sub>	Módulo de Elasticidad ( psi ) E
C-12	76037.43	1095.75	350.26	0.0003346	<b>2.619E+06</b>
C-12	76037.43	1095.75	353.44	0.0003379	<b>2.578E+06</b>

Relación de Poisson Estático

MUESTRA	Esfuerzo del compañero ( psi )	Deformación Trans. por S <sub>2</sub> ε <sub>t2</sub>	Deformación Trans. por S <sub>1</sub> ε <sub>t1</sub>	Relación de Poisson μ
C-12	76037.43	0.0000463	0.00000000	<b>0.16</b>
C-12	76037.43	0.0000497	0.00000331	<b>0.16</b>

Observaciones :                      **1.806E+10 PA**  
   **1.778E+10 PA**

FORMATO 3.62 Módulo de Elasticidad Estático y Relación de Poisson Estático, para Diseño de Mezcla con 18% de cemento y relación A/C = 0.22

### **3.6.4 VELOCIDAD DE PULSO A TRAVÉS DEL CONCRETO (ASTM C-597).**

#### **3.6.4.1 GENERALIDADES.**

Las pruebas tradicionales de resistencia del concreto se practican sobre especímenes especialmente preparados que, por fuerza, no son verdaderamente representativos del concreto de la estructura real. Prueba de esto es el grado de compactación del concreto de la estructura no se refleja en los resultados de la prueba de resistencia, y no es posible determinar si la resistencia potencial de la mezcla, como lo indica la prueba del cilindro. Ciertamente, es posible cortar una muestra de la misma estructura, pero esto da necesariamente como resultado el daño al elemento afectado; además, este procedimiento es demasiado costoso para aplicarlo como método estándar.

Por estas razones, se ha intentado medir de manera no destructiva alguna propiedad física del concreto relacionada con su resistencia. Se ha tenido mucho éxito con la determinación de la velocidad de ondas longitudinales en el concreto. No existe ninguna relación especial entre esta velocidad y la resistencia del concreto, pero, en condiciones especificadas, las dos cantidades se relacionan directamente. El factor común es la densidad de concreto; un cambio en la densidad da como resultado un cambio en la velocidad de pulso. De manera similar, en una mezcla dada, la relación de la densidad real con la densidad potencial (bien compactada) y la resistencia resultante se relacionan

estrechamente. Así pues, un descenso en la densidad causado por un incremento en la relación agua/cemento hace disminuir tanto la resistencia a la compresión del concreto como la velocidad de un pulso, transmitido a través de éste.

También se puede determinar el módulo dinámico a partir de la velocidad de propagación de las ondas de pulso con frecuencia ultrasónica. La relación entre la velocidad de pulso  $V$  y el módulo  $E$ , está dada por:

$$E = \rho V^2 \frac{(1 + \mu)(1 - 2\mu)}{1 - \mu}$$

Donde:

$\rho$ : densidad del concreto.

$\mu$ : relación de Poisson de éste.

Debido a que durante la vibración del espécimen sólo se aplica un esfuerzo mínimo, el módulo dinámico se refiere casi exclusivamente a los efectos elásticos y no resulta afectado por la fluencia. Por esta razón el módulo dinámico es aproximadamente igual al módulo tangente inicial, determinado mediante la prueba estática y, por lo tanto, bastante mayor que el módulo estático. La diferencia entre el módulo dinámico y el estático se debe a que la heterogeneidad del concreto afecta a ambos módulos de diferente manera.

La relación entre el módulo estático y el dinámico es mayor mientras más alta sea la resistencia del concreto.

La determinación del módulo dinámico depende de la relación de Poisson, que generalmente no se conoce con exactitud; un cambio en la relación de Poisson de por ejemplo 0.16 a 0.25, reduce el módulo calculado en un 11% aproximadamente.

#### **3.6.4.2 RESUMEN.**

Pulsos de ondas de esfuerzos longitudinales son generados por un transductor electro-acústico que es puesto en contacto con una superficie del concreto bajo prueba. Luego de atravesar a través del concreto, el pulso son recibidos y convertidos en energía eléctrica por un segundo transductor localizado a una distancia  $L$  del transductor transmisor. El tiempo de tránsito  $T$  es medido electrónicamente. La velocidad de pulso  $V$  es calculada al dividir  $L$  entre  $T$ .

#### **3.6.4.3 EQUIPO.**

Existen varios tipos de equipos, pero en lo esencial deben poseer transductores capaces de marcar el tiempo de propagación de una onda a través del concreto.

Posee un transmisor de pulso energizado con una capacidad de carga de 1.2 kv a 500 v. El tiempo de descarga depende del transductor y de la longitud del cable. Con un transductor de 54 Khz y 50 pies de cable posee un tiempo de descarga aproximado de 1.5 mili-seg. El rango de medición del tiempo de

tránsito va de 0.1 micro-seg a 6400 micro-seg. Y de un oscilador de cristal de 10 MegaHz se deriva un tiempo de pulso de 0.1microseg.

#### **3.6.4.4 PROCEDIMIENTO.**

##### **1) Chequeo de las Funciones del Equipo y Ajuste del Tiempo Cero.**

Verificar que el equipo opere apropiadamente y además ajustar el tiempo cero. Se le aplica un agente que conecte las puntas de la barra de referencia, y se presionan las puntas de los transductores una contra la otra hasta que una unidad de tiempo estable sea desplegada. Se ajusta el cero de referencia hasta que el tiempo de tránsito coincide con el valor marcado en la barra. Para algunos instrumentos, el ajuste a cero es hecho al aplicar un agente que conecte a las puntas de los transductores y presionar las caras de estos entre sí. Estos instrumentos usan un microprocesador para grabar este tiempo de retraso, el cual es automáticamente restado de las mediciones de tiempo de tránsito que se hagan. Para dichos instrumentos, medir el tiempo de tránsito a través de la barra de referencia para verificar que la corrección del tiempo cero ha sido hecha.

**2) Determinación del Tiempo de Tránsito.** Se aplica un agente que una ya sea agua, vaselina, grasa, hule moldeable u otro material viscoso, en las caras de los transductores o en la cara de la superficie a ensayar, o ambos. Presionar la cara de los transductores firmemente en contra de la

superficie del concreto hasta que un tiempo de tránsito estable es desplegado y mida el tiempo de tránsito.



**FIGURA 3.14** Obtención de Módulo de Elasticidad Dinámico a través de pulso ultrasónico.

### **3.6.4.5 CÁLCULOS.**

La velocidad de pulso se calcula de la manera siguiente:

$$V = \frac{L}{T}$$

donde:

V: Velocidad de Pulso.

L: Distancia entre los centros de las caras de los transductores.

T: Tiempo de tránsito.

### 3.6.4.6 RESULTADOS.

 <b>INSTITUTO SALVADOREÑO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO</b> <b>LABORATORIO DE INVESTIGACIONES ISCYC</b> 								
<b>Velocidad de Pulso a Través del Concreto</b> <b>ASTM C 597</b>								
<b>PROYECTO : Trabajo de Graduación Concreto Compactado con Pavimentadora</b> <b>TIPO DE ESPECIMEN : 15 X 30 CM</b>								
<b>V METER ( PULSO ULTRASÓNICO)</b>								
Especímen	% de Cemento	Relación a/c	Distancia entre Transductores ( pulgadas )	Distancia ( pulgadas )	Tiempo ( seg)	Velocidad ( pie/seg)	Módulo de Elasticidad Dinámico ( E)*10 <sup>6</sup> (psi)	Coefficiente de Poisson Dinámico $\mu$
C-104	18	0.35	12.05	12.05	7.22E-05	13908.00	6.141	0.06
C-12	18	0.22	11.93	11.93	7.63E-05	13029.71	5.186	0.05
C-20	16	0.41	11.93	11.93	7.44E-05	13371.06	5.603	0.06
C-36	16	0.27	12.01	12.01	7.29E-05	13728.85	5.905	0.05
C-46	14	0.49	12.01	12.01	7.14E-05	14017.27	6.298	0.06
C-54	14	0.32	12.01	12.01	7.89E-05	12684.83	4.926	0.06
C-69	12	0.61	12.01	12.01	7.88E-05	12700.93	5.037	0.06
C-75	12	0.43	11.85	11.85	8.44E-05	11700.24	4.216	0.05
C-79	10	0.74	11.93	11.93	8.10E-05	12273.66	4.677	0.08
C-82	10	0.52	12.01	12.01	8.58E-05	11664.73	4.126	0.08

**FORMATO 3.63** Módulo de Elasticidad Dinámico y Relación de Poisson Dinámico

## **CAPÍTULO IV**

### **ANÁLISIS DE RESULTADOS**

#### **4.1 GENERALIDADES.**

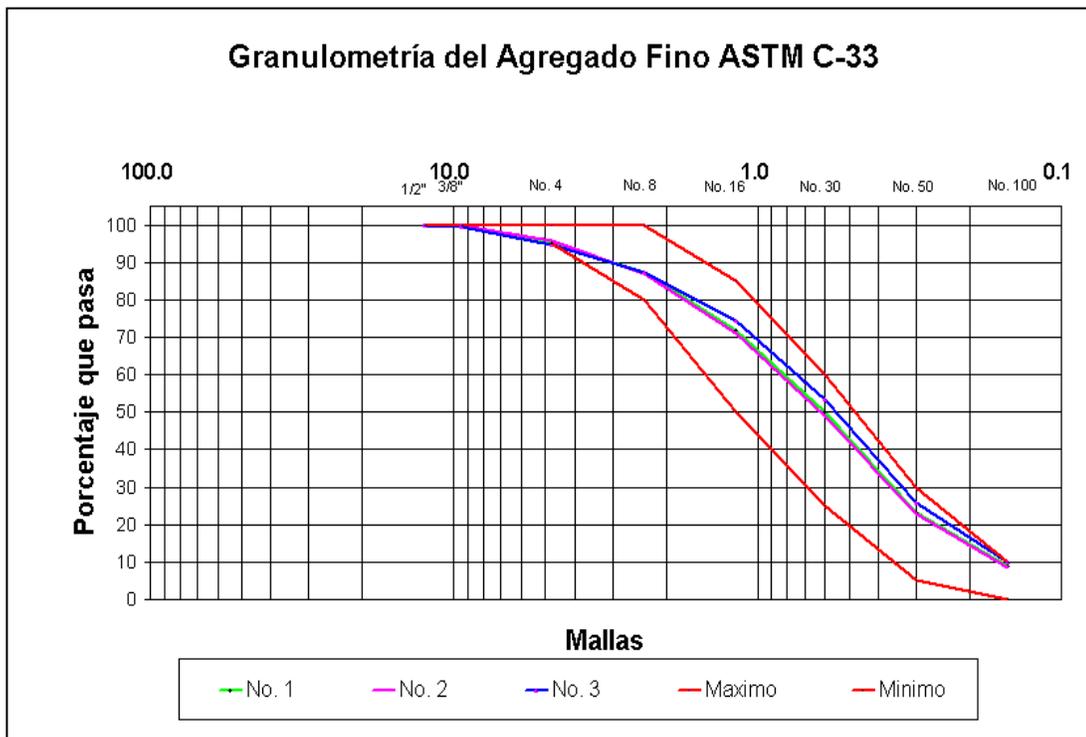
Los aspectos a tratar en éste apartado, son los que están relacionados con el análisis comparativo de los resultados de las pruebas de compresión, flexión, modulo de elasticidad y coeficiente de Poisson de los diferentes tipos de mezclas que se han realizado (testigos, con diferentes porcentajes de cemento), así como un análisis de la calidad de los agregados utilizados. Elaborándose al final gráficos y tablas que proporcionen a simple vista resultados de parámetros de mezclas de CCP, tanto para el diseño estructural del pavimento como para el diseño de la misma mezcla.

#### **4.2 AGREGADOS.**

##### **4.2.1 AGREGADO FINO.**

La arena utilizada en esta investigación es proveniente del río El Pedregal, Hacienda Isabel, Depto. La Paz, la cual se encontró libre de impurezas orgánicas, ya que al compararla con la Carta de colores de Gardner, el resultado obtenido fue de un color más claro que el color de referencia N° 3.

El análisis granulométrico de la arena generó una curva que satisface los límites especificados por la norma ASTM C-33 (ver gráfica 4.1). El resultado obtenido al realizar el modulo de finura dió como valor promedio 3.38 lo que la clasifica como una **Arena Gruesa**.



**FIGURA 4.1** Curva Granulométrica del Agregado Fino.

En la tabla 4.1 se presenta un resumen de los valores obtenidos para todas las pruebas realizadas al agregado fino, tales como: Módulo de Finura, Absorción, Gravedad Específica, Pesos Volumétricos Suelos y Varillados, Grupos de Arcillas y Partículas e Impurezas Orgánicas que son las que se utilizaron en la práctica de Diseño y Dosificación de Mezclas de CCP.

Como puede observarse, en la Tabla 4.1 se detallan cada uno de los valores obtenidos en las diversas pruebas realizadas a la arena, para el caso de la absorción, las especificaciones de los agregados no acostumbran fijar límites de aceptación, debido a que esto depende de muchos factores como son la porosidad, la distribución granulométrica, el contenido de finos, el tamaño máximo, la forma y la textura superficial de las partículas (generalmente para los agregados gruesos), etc. No obstante como información se tiene que los agregados son de buena calidad si la absorción no excede del 3% en el agregado grueso y del 5% en el agregado fino<sup>8</sup>;

ENSAYO DE ARENA	PRIMER A PRUEBA	SEGUND A PRUEBA	TERCER A PRUEBA	RESULTAD O PROMEDIO
MÓDULO DE FINURA	3.45	3.34	3.36	3.38
ABSORCIÓN (%)	2.84	2.78	-----	2.81
GRAVEDAD ESPECIFICA	2.66	2.62	-----	2.64
PESO VOLUMETRICO SUELTO (kg/m <sup>3</sup> )	1323.03	1318.05	1341.86	1327.65
PESO VOLUMETRICO VARILLADO (kg/m <sup>3</sup> )	1464.43	1470.82	1485.74	1473.66
CONTENIDO IMPURESAS ORGANICAS	Aceptable	Aceptable	Aceptable	Aceptable
% DE ARCILLAS Y PARTICULAS FRIABLES	3.00	2.90	-----	2.95

**TABLA 4.1** Resumen de resultados obtenidos en pruebas a agregado fino.

por lo que comparando con el resultado obtenido de absorción que fue de 2.81, se puede deducir que es un material de porosidad aceptable debido a que su absorción se encuentra dentro del rango deseable, lo que dará como resultado una contracción por secado del concreto relativamente baja en comparación

<sup>8</sup> Comisión Federal de Electricidad, "Manual de Tecnología del Concreto", Sección 1, Ed. Limusa, Preedición 1994, México, pp.128.

con materiales de mayor porcentaje de absorción; éstos valores se justifican en un estudio realizado por la ASTM y los que se muestran en la Tabla 4.2.

De igual manera en la Gravedad Específica que es uno de los parámetros que aún no han sido analizados se puede indicar que el valor obtenido de 2.64 es aceptable, debido a que según la PCA (Portland Cement Association), la mayoría de los agregados naturales tienen densidades relativas entre 2.4 y 2.9, aclarando antes que esos valores no son indicativos de la calidad del agregado<sup>9</sup>.

Agregado Empleado (tipo de roca)	Peso Específico (Sat. y sup. seco)	Absorción (%)	Contracción por secado del concreto, a un año (millonésimas)
Arenisca	2.47	5.0	1160
Pizarra	2.75	1.2	680
Granito	2.67	0.5	470
Caliza	2.74	0.2	410
cuarzo	2.65	0.3	320

**TABLA 4.2** Contracciones por secado del concreto, empleando agregados con diversas absorciones.<sup>10</sup>

También tenemos valores de pesos volumétricos promedios que sus valores varían dentro del rango de 1200 a 1760 kg/m<sup>3</sup>, y el porcentaje de arcillas y partículas desmenuzables esta abajo del 3% máximo requerido, lo que indica que los valores son aceptables para el tipo de concreto que se diseñó. La estabilidad del agregado fino bajo la acción de agentes atmosféricos, de

<sup>9</sup> “Diseño y Control de Mezclas de Concreto”, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, AC. Steven H. Kosmatka y William C. Panarese, (traducción directa del libro “Desing and Control of Concrete Mixtures”, Pórtland Cement Association, PCA), 1992, pp38-39

<sup>10</sup> Carlson, R. W. “Drying Shrinkage of Concrete as Affected by Many Factors”: Proceedings, ASTM, V38, Part II (1938).

acuerdo a los resultados de la Prueba de Sanidad ejecutada (% de pérdida de 5.52), son aceptables por ser inferiores al 18% de pérdida. Todo lo anterior ha sido comparado con los valores límites para sustancias deletéreas en agregado fino para elaboración de concreto que presenta en sus especificaciones la norma ASTM C-33.

#### **4.2.2 AGREGADO GRUESO.**

El agregado grueso utilizado en las mezclas se tamizó de tal manera que su tamaño máximo fue de 19 mm ó 3/4" (se utilizó la que pasó por ésta malla), como ya anteriormente se detalló, el agregado proviene de la Pedrera Ateos, Dpto. de La Paz. Este se apega a los objetivos de éste trabajo de investigación, como es el de la utilización de agregados nacionales en estado natural, sin alterar su granulometría para obtener así resultados confiables que se apeguen a la realidad en lo que respecta a la utilización de concretos elaborados en el país.

La curva granulométrica de éstos agregados presentó un comportamiento homogéneo, con cantidad de gruesos por arriba de los exigidos por la Norma ASTM C-33, por lo que no cumple con lo especificado por la Norma anterior (ver figura 4.2). Esta granulometría no fue corregida para la elaboración de mezclas; ya que se trató que se mantuvieran las condiciones iniciales de la pedrera de donde se extrajo el agregado.



Los datos mostrados en la tabla anterior dan un indicio de que tan cerca están los resultados de los valores dados como aceptables según las especificaciones en ASTM C-33 y normas de referencia, así los valores de absorción promedio de 0.90, es menor que el de 3% de referencia, además haciendo una comparación con los valores límites de Gravedad Específica promedio de 2,4 a 2.9 que dá como parámetro la PCA en su Diseño y Control de Mezclas de Concreto, con el promedio obtenido de 2.67, es un material también aceptable para el tipo de concreto que se hizo.

Los valores de Pesos Volumétricos aceptables para un concreto de comportamiento normal, tienen un valor que varia desde aproximadamente 1,200 a 1760 kg/m<sup>3</sup> y el porcentaje de arcillas y partículas desmenuzables debe ser menor del 5%, comparando éstos datos con los resultados obtenidos se puede observar que los datos se encuentran comprendidos dentro de los valores del intervalo de datos antes mencionados, lo que indica que los valores son aceptables para el tipo de concreto que se diseñó.

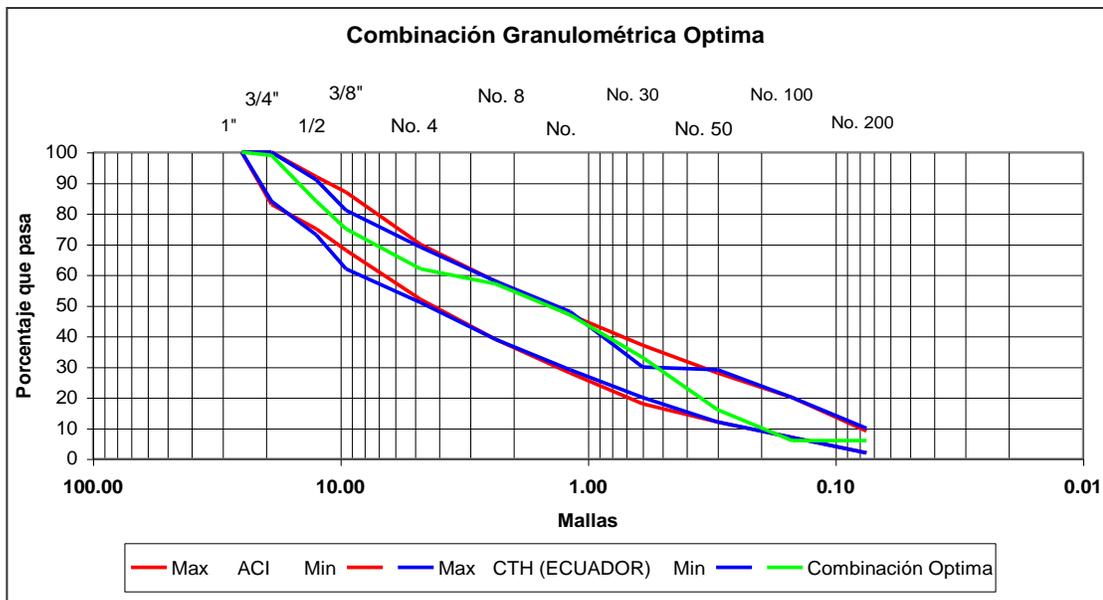
La Resistencia al desgaste presentó valores que andan por debajo del permitido según la Norma ASTM C-131 es de un 50% de desgaste para el agregado de tamaño máximo nominal de 3/4", lo cual comparado con el 20.75% que se obtuvo indica que el agregado que se utilizará en la hechura del concreto presenta buenas condiciones para ser utilizado en Pavimentos o Pisos (losas en general), que son del interés en el estudio que se realiza. Así también el porcentaje de perdida de 5.26% que presento el agregado grueso debido a la

Prueba de Sanidad es aceptable ya que es inferior al valor de 18% en pérdida total del permitido por la norma.

### 4.3 COMBINACIÓN GRANULOMÉTRICA ÓPTIMA

La combinación de los agregados finos y gruesos para la obtención de una curva granulométrica única que cumpla los requisitos establecidos por el ACI 325.10R y por el Centro Técnico del Hormigón de Ecuador, da como resultado una combinación de 35% para grava y 65% para arenas. Los valores obtenidos por el Método de tanteos sucesivos se muestran en el Formato 3.15.

FIGURA 4.3 Curva Granulométrica de la combinación óptima de los agregados



En la Figura 4.3 se muestra la curva granulométrica de la combinación de los agregados, observándose que no cumple con las especificaciones del Comité Técnico del Hormigón para las Mallas No. 30 y 100, y las ACI en la

malla No. 100, esto debido a que los agregados individualmente no cumplen con los límites establecidos para cada granulometría, sin embargo, es la combinación que mejor representa los valores establecidos en ambas dependencias.

#### **4.4 RELACIÓN DENSIDAD-HUMEDAD**

En el diseño de mezcla es necesario tener en cuenta que los CCP para poder ser consolidado con eficiencia, debe ser una mezcla lo suficientemente seca para soportar el peso del equipo pavimentador, así como también de otros equipos (rodillos, etc.), pero por otra parte debe de tener el suficiente contenido de humedad para permitir una adecuada distribución de la pasta a través de la masa durante las operaciones de mezclado y compactación. Además las mezclas de estos concretos deben contener suficiente volumen de pasta cementicia para llenar los vacíos internos presentes en el arreglo granular, de manera que en nuestro trabajo aplicando el método de consolidación de suelos para obtener una dosificación, se obtuvieron los resultados mostrados en la siguiente Tabla 4.4

<b>PORCENTAJES DE CEMENTO</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>18</b>
Peso Volumétrico Seco (kg/m <sup>3</sup> )	2094.30	2057.41	2148.05	2126.64	2157.65
Humedades (%)	10.4	10.2	9.6	9.3	9.0
Relación A/C	0.74	0.61	0.49	0.43	0.37

**TABLA 4.4** Pesos Volumétricos Secos, Porcentajes de Humedades y Relación A/C, para los diferentes Porcentajes de Cemento.

Como se puede observar de la tabla 4.4 los porcentajes de humedad decrecen conforme aumentan los porcentajes de cemento, al igual que la relación A/C (ver graficas de formatos 3.21 y 3.22).

## **4.5 ELABORACIÓN DE ESPECÍMENES**

### **4.5.1 PROPORCIONAMIENTO DE MEZCLA**

Los resultados obtenidos del proporcionamiento de mezcla por el método de volúmenes absolutos para cada porcentaje de cemento y humedades, que se muestran en la Tabla 4.5, muestran que los consumos de cemento oscilan entre 177.5 y 320.5 kg/m<sup>3</sup> (4.18 y 7.54 bolsas/m<sup>3</sup>), obteniéndose mayores cantidades con la humedad menor a la optima por la disminución de la relación a/c.

Mezclas		Cemento		Agua	Arena		Grava		Pesos volumétricos Kg/m <sup>3</sup>
% Cemento	a/c	Kg/m <sup>3</sup>	Bolsa (42.5 kg/bol.)	Kg/m <sup>3</sup>	Kg/m <sup>3</sup>	Bolsa (42.5 kg/bol.)	Kg/m <sup>3</sup>	Bolsa (42.5 kg/bol.)	
10	0.52	185.00	4.35	47.66	1429.74	33.64	715.40	16.83	2377.80
	0.74	177.50	4.18	85.82	1359.59	31.99	680.34	16.01	2303.25
12	0.43	219.00	5.15	48.09	1410.71	33.19	705.90	16.61	2383.70
	0.61	210.65	4.96	83.76	1357.64	31.94	679.33	15.98	2331.38
14	0.32	255.10	6.00	37.44	1408.53	33.14	704.79	16.58	2405.86
	0.49	245.00	5.76	75.01	1353.29	31.84	677.20	15.93	2350.50
16	0.27	288.25	6.78	36.31	1392.54	32.77	696.81	16.40	2413.91
	0.41	276.00	6.49	76.02	1335.02	31.41	668.01	15.72	2355.05
18	0.22	320.50	7.54	35.92	1375.80	32.37	688.42	16.20	2420.64
	0.35	307.50	7.24	74.39	1320.66	31.07	660.83	15.55	2363.38

**TABLA 4.5** Proporcionamiento de mezclas de CCP

#### 4.5.2 MOLDEO DE ESPECÍMENES

El concreto se fabricó en una concretera de 85 lts de capacidad, los componentes de la mezcla fueron pesados en una balanza electrónica de 0.05 Kg de precisión.

El tiempo de revoltura de las mezclas fue variable, dependiendo del tipo de la mezcla, ya que en las aquella con mayores cantidades de agua era necesario parar la concretera y raspar el contenido adherido a las paredes de la misma para evitar la pérdida de finos o pasta. Para evitar la segregación al finalizar el mezclado se vertía la mezcla en una carretilla y se revolvía manualmente con una pala hasta que se observará homogeneidad.

La temperatura de las mezclas fue tomada con un termómetro digital, estos valores mostraron valores bajos de temperatura en la mezcla con máximos de 25.5°C por la tarde y mínimas de 21.5°C, por la cantidad de cemento baja que minimizó el calor de hidratación.

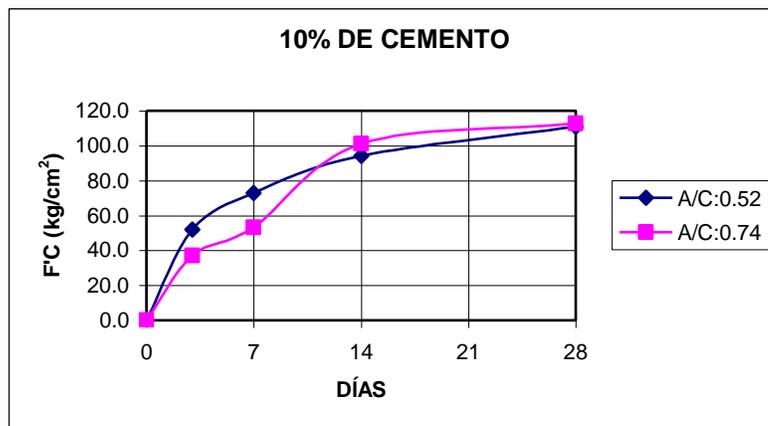
Los pesos volumétrico fueron obtenidos de los cilindros elaborados. Los pesos calculados en el diseño y los obtenidos en el laboratorio para cada mezcla no variaron más de 25 Kg/m<sup>3</sup>, con lo que se conservó el proporcionamiento de las mezclas obtenidos en los cálculos.

El moldeo de los especímenes se logró utilizando un martillo vibrocompactador con placas redonda y cuadrada para los cilindros y viguetas respectivamente, cuyas características son descritas en el numeral 3.5.1.3.

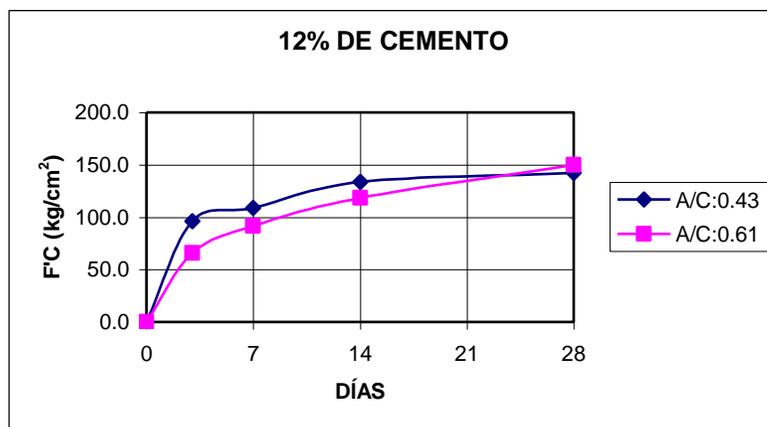
## 4.6 PRUEBAS AL CONCRETO ENDURECIDO.

### 4.6.1 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN.

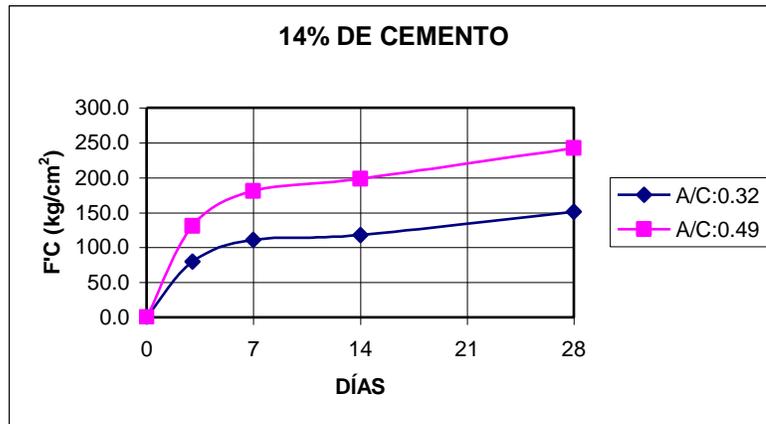
Las gráficas que se muestran a continuación muestran el comportamiento de la resistencia a compresión promedio alcanzadas por los diferentes tipos de mezclas, todos a las edades de 3, 7, 14 y 28 días de ruptura.



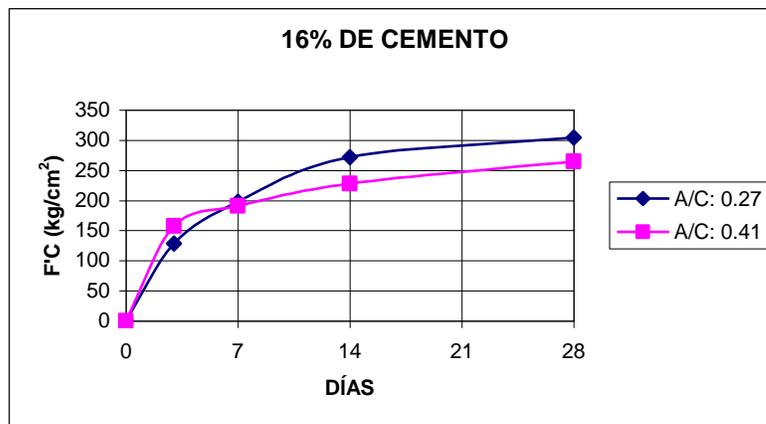
**FIGURA 4.4** Resistencia a la compresión de especímenes, aplicando 10% de cemento en el diseño de la mezcla.



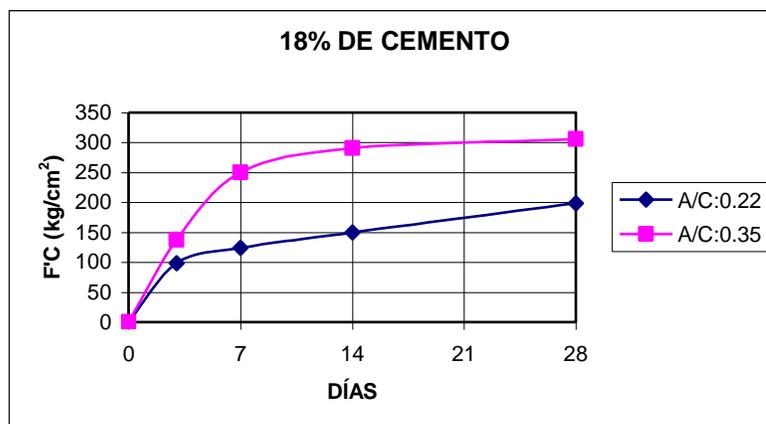
**FIGURA 4.5** Resistencia a la compresión de especímenes, aplicando 12% de cemento en el diseño de la mezcla.



**FIGURA 4.6** Resistencia a la compresión de especímenes, aplicando 14% de cemento en el diseño de la mezcla.



**FIGURA 4.7** Resistencia a la compresión de especímenes, aplicando 16% de cemento en el diseño de la mezcla.



**FIGURA 4.8** Resistencia a la compresión de especímenes, aplicando 18% de cemento en el diseño de la mezcla.

También se presenta las variaciones de la Resistencia a la Compresión con respecto a los Pesos Volumétricos del concreto en estado endurecido.

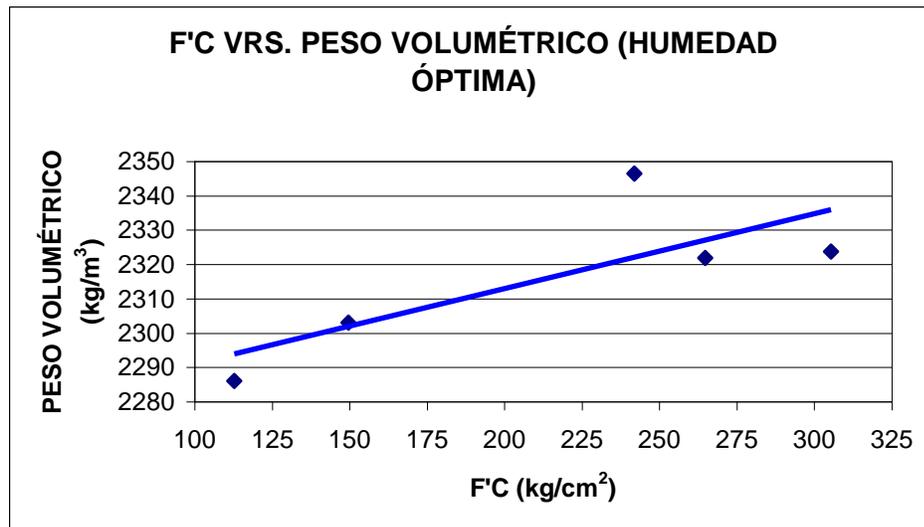


FIGURA 4.9 Relación entre los Pesos Volumétricos y F'c a 28 días.

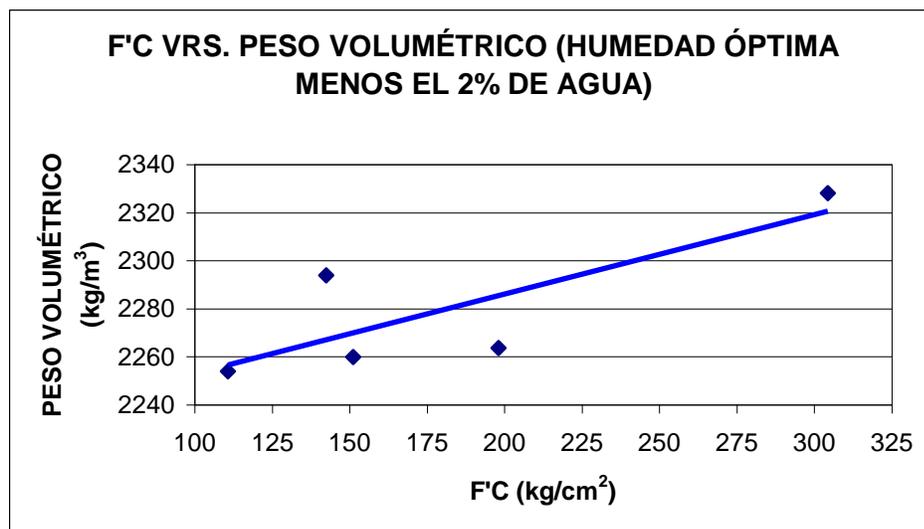
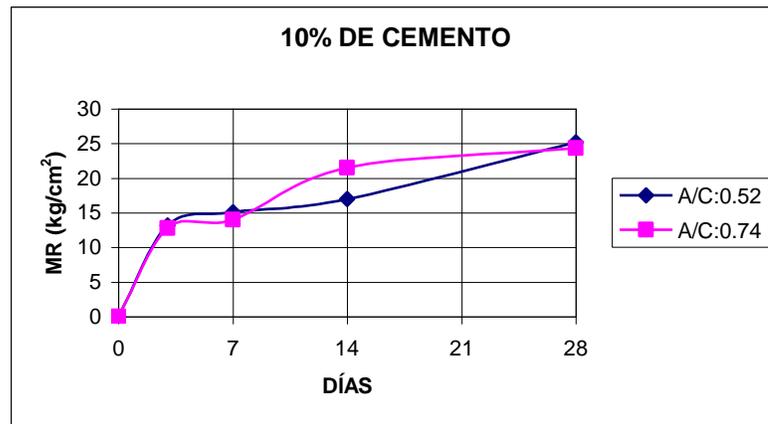


FIGURA 4.10 Relación entre los Pesos Volumétricos y F'c a 28 días.

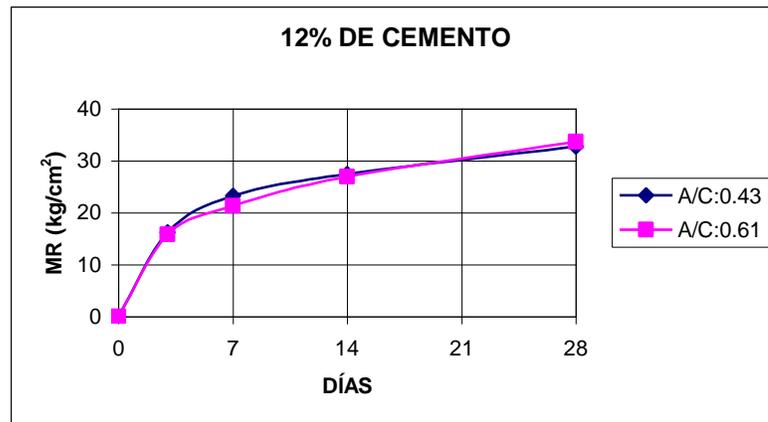


## 4.6.2 RESISTENCIA A LA FLEXIÓN.

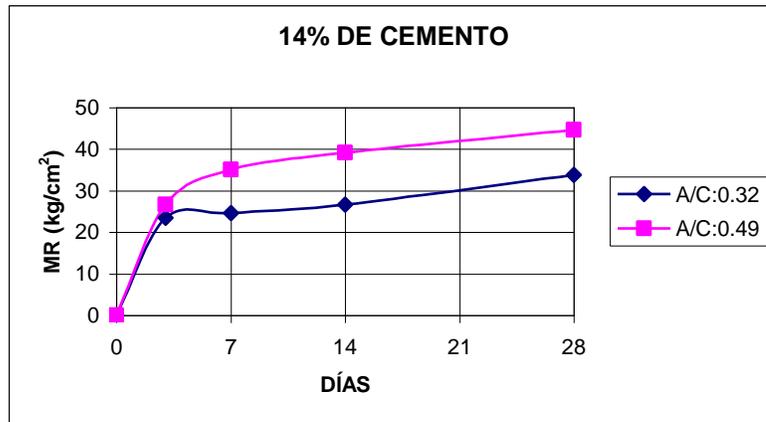
Las gráficas que se muestran a continuación muestran el comportamiento de la resistencia a la flexión promedio alcanzadas por los diferentes tipos de mezclas, todos a las edades de 3, 7, 14 y 28 días de ruptura.



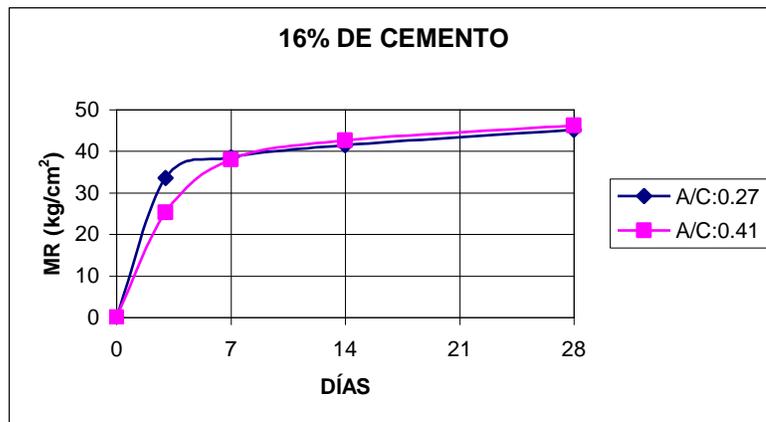
**FIGURA 4.11** Resistencia a la flexión de especímenes, aplicando 10% de cemento en el diseño de la mezcla.



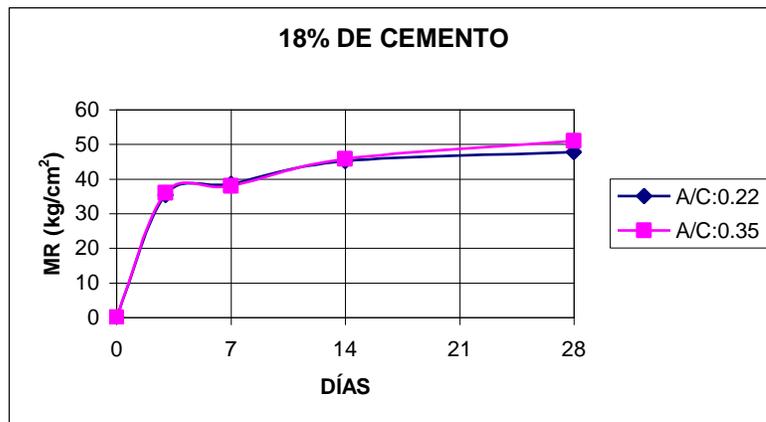
**FIGURA 4.12** Resistencia a la flexión de especímenes, aplicando 12% de cemento en el diseño de la mezcla.



**FIGURA 4.13** Resistencia a la flexión de especímenes, aplicando 14% de cemento en el diseño de la mezcla.



**FIGURA 4.14** Resistencia a la flexión de especímenes, aplicando 16% de cemento en el diseño de la mezcla.



**FIGURA 4.15** Resistencia a la flexión de especímenes, aplicando 18% de cemento en el diseño de la mezcla

También se presenta las variaciones de los Módulos de Ruptura con respecto a los Pesos Volumétricos del concreto en estado endurecido.

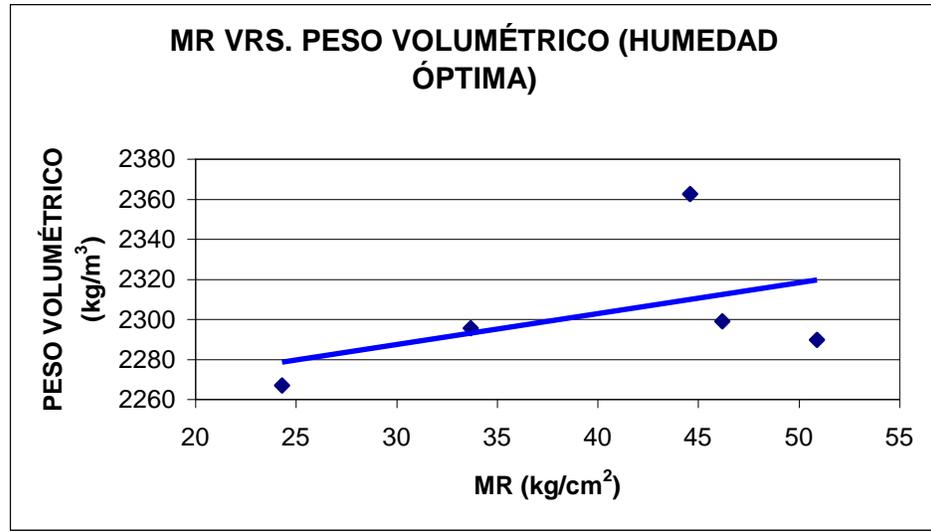


FIGURA 4.16 Relación entre los Pesos Volumétricos y el MR a 28 días.

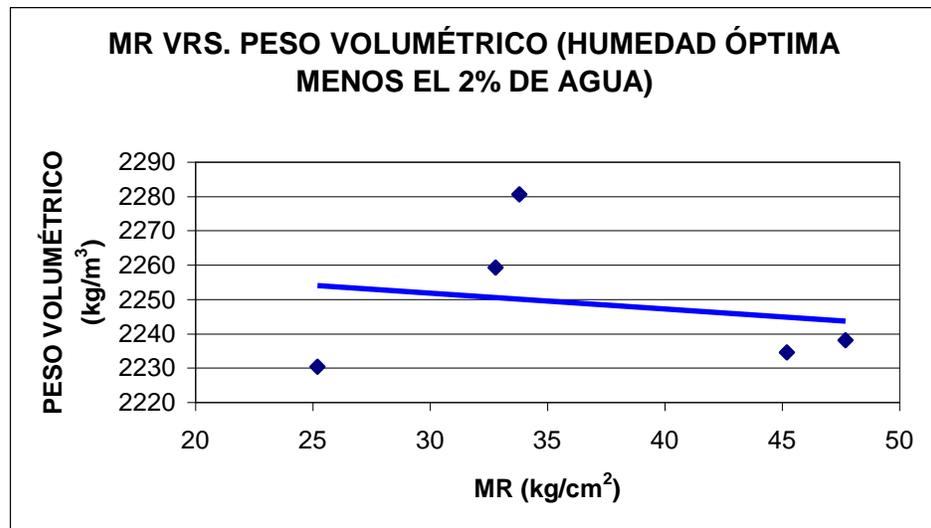


FIGURA 4.17 Relación entre los Pesos Volumétricos y el MR a 28 días.

### 4.6.3 RELACIÓN ENTRE F'C Y MR.

A continuación se presentan los diferentes gráficos en donde se presentan la relación entre el Modulo de Ruptura (MR) y la Resistencia a la Compresión (F'c), a las diferentes edades de ruptura.

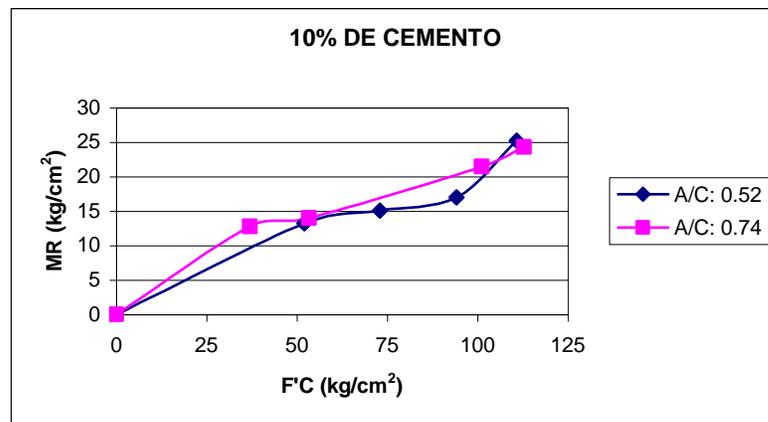


FIGURA 4.18 Relación entre MR y F'c, aplicando 10% de cemento en el diseño de la mezcla.

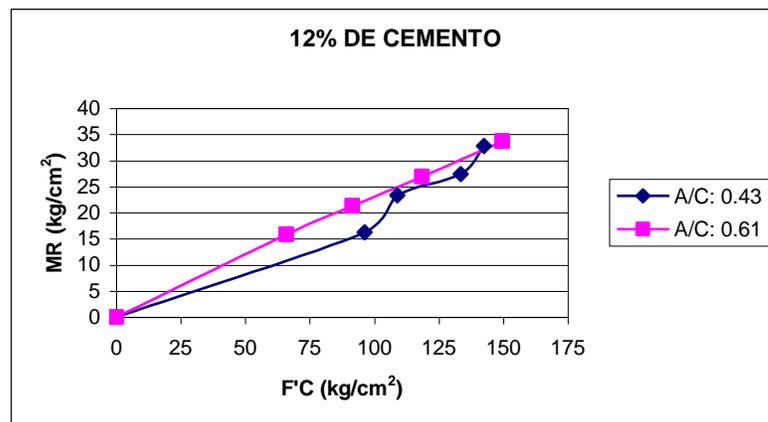


FIGURA 4.19 Relación entre MR y F'c, aplicando 12% de cemento en el diseño de la mezcla.

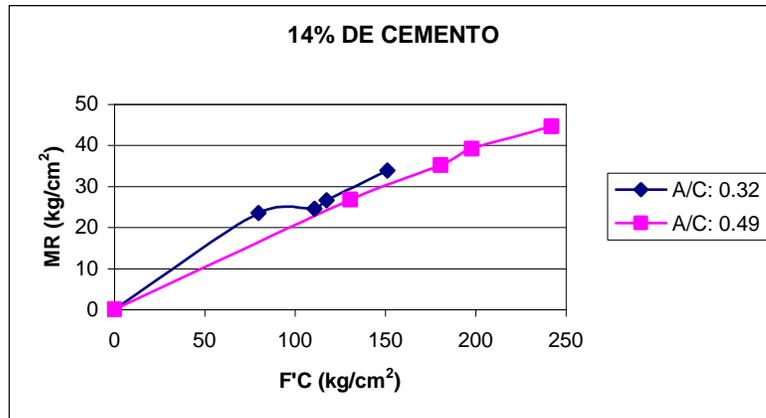


FIGURA 4.20 Relación entre MR y F'c, aplicando 14% de cemento en el diseño de la mezcla.

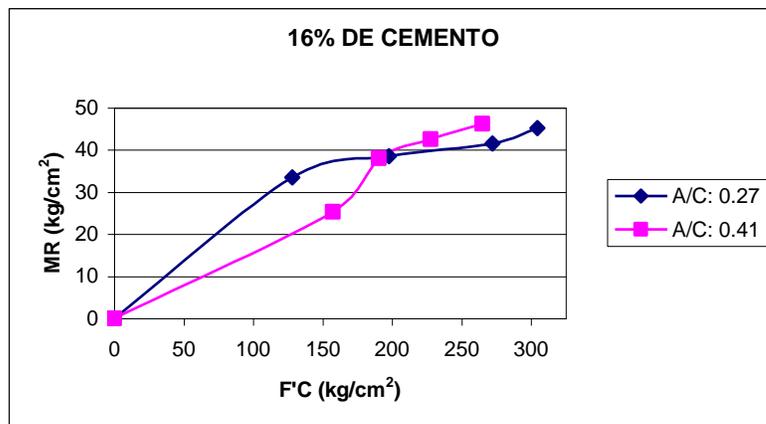


FIGURA 4.21 Relación entre MR y F'c, aplicando 16% de cemento en el diseño de la mezcla.

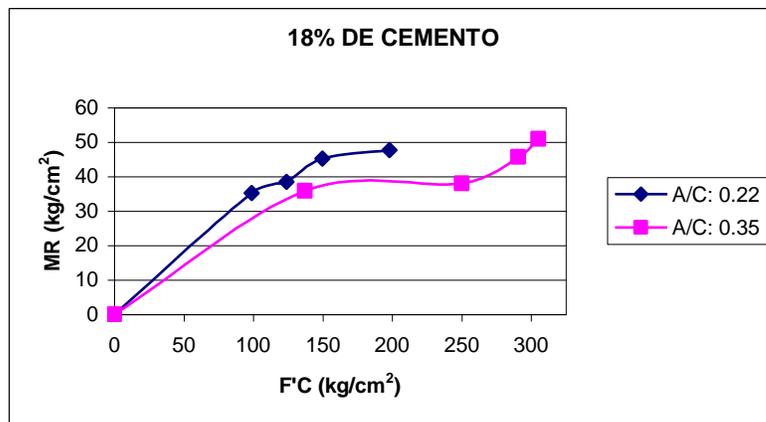
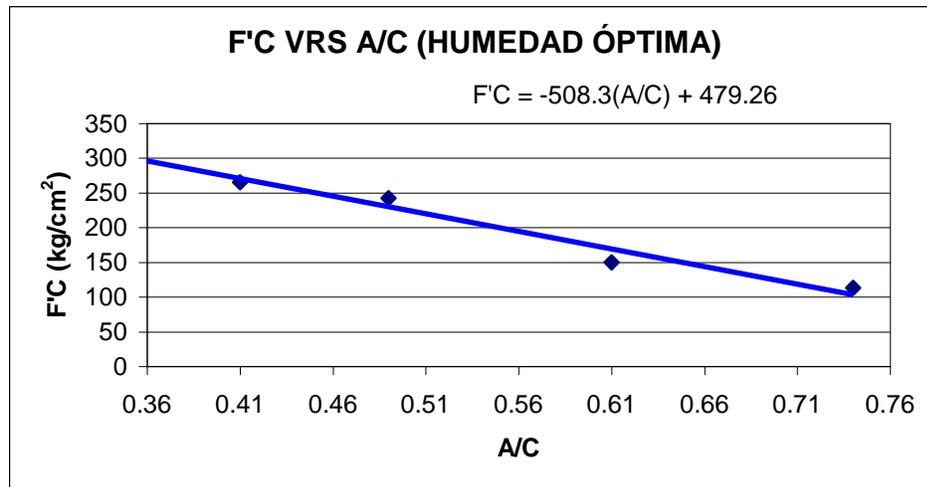
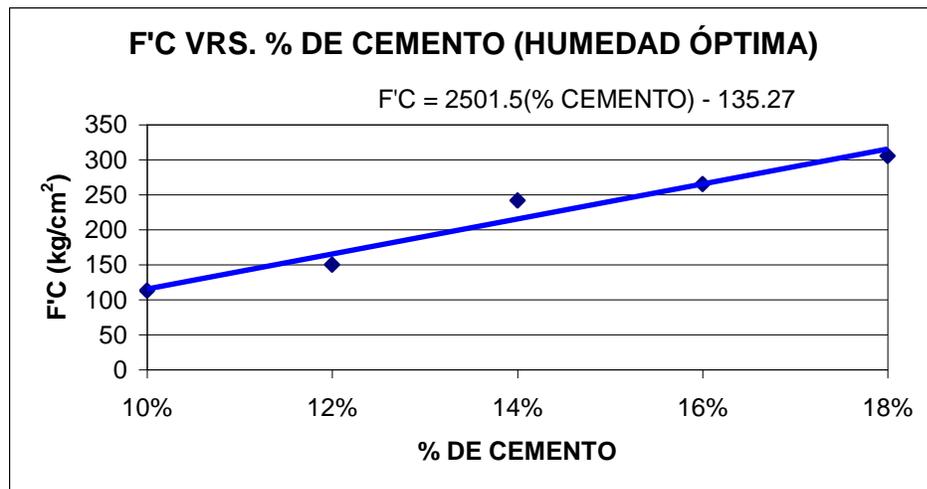


FIGURA 4.22 Relación entre MR y F'c, aplicando 18% de cemento en el diseño de la mezcla.

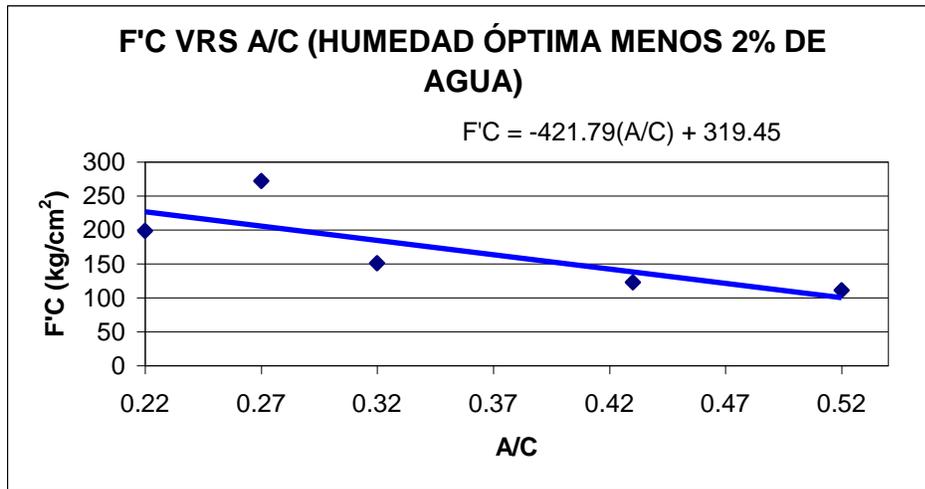
#### 4.6.4 RELACIÓN ENTRE F'C CON A/C Y % DE CEMENTO.



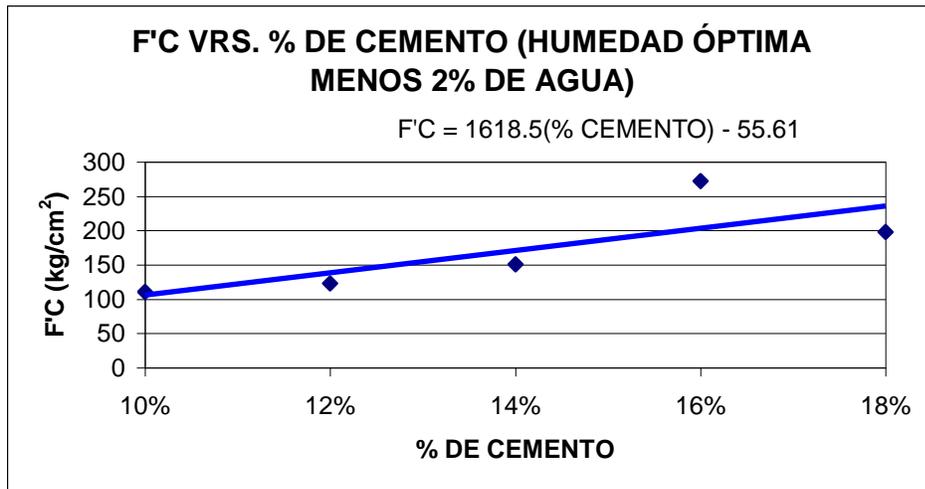
**FIGURA 4.23** Variación del F'c con respecto a la relación A/C.



**FIGURA 4.24** Variación del F'c con respecto a los diferentes Porcentajes de Cemento.



**FIGURA 4.25** Variación del F'c con respecto a la relación A/C.



**FIGURA 4.26** Variación del F'c con respecto a los diferentes Porcentajes de Cemento.

#### 4.6.5 RELACIÓN ENTRE MR CON A/C Y % DE CEMENTO.

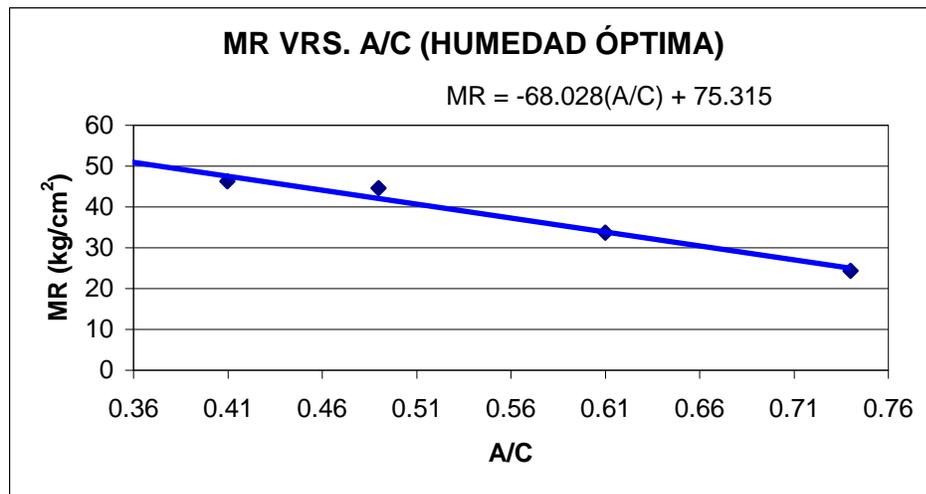


FIGURA 4.27 Variación del MR con respecto a la relación A/C.

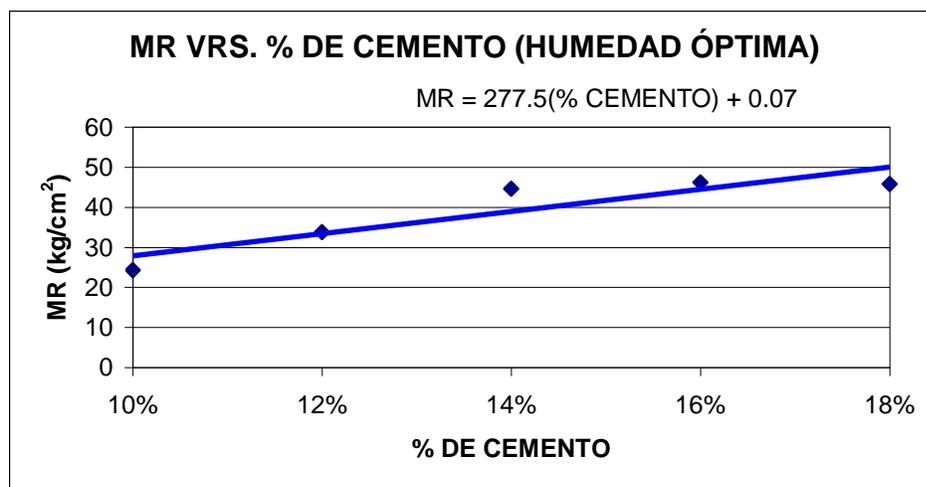


FIGURA 4.28 Variación del MR con respecto a los diferentes Porcentajes de Cemento.

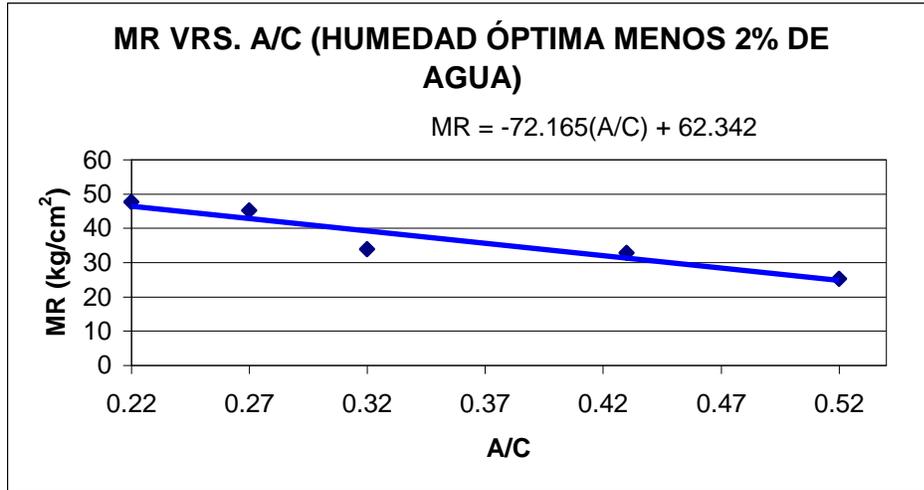


FIGURA 4.29 Variación del MR con respecto a la relación A/C.

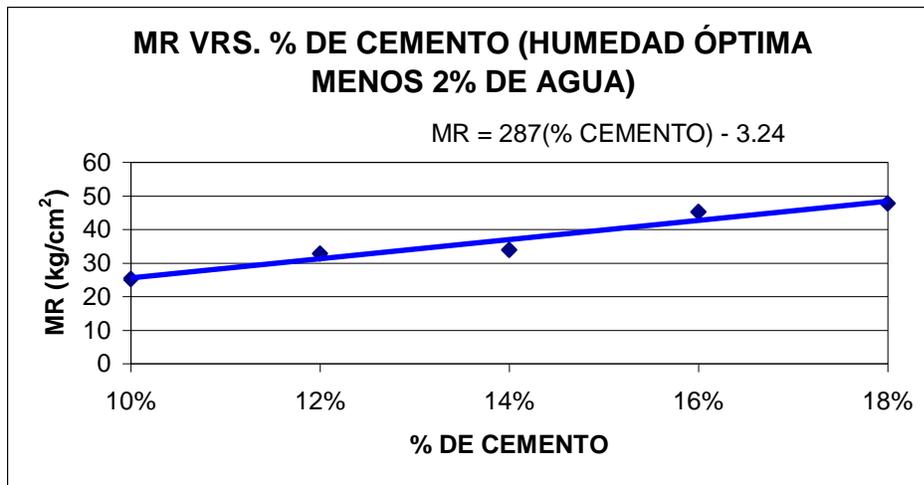


FIGURA 4.30 Variación del MR con respecto a los diferentes Porcentajes de Cemento.

#### **4.6.6 MÓDULO DE ELASTICIDAD Y COEFICIENTE DE POISSON.**

A través del pulso ultrasónico se puede conocer la velocidad de pulso que recorre el concreto, pero también se puede obtener al mismo tiempo Módulos de Elasticidad Dinámicos.

Los Módulos de Elasticidad Estáticos son obtenidos a través del compresómetro-extensómetro, con los cuales se han contrastado con los obtenidos a través del pulso ultrasónico. También se ha desarrollado a través de gráficos la relación que existe entre este y la resistencia a la compresión del concreto y con el Coeficiente de Poisson, esto con el objetivo de poder tener parámetros adecuados para la realización de un Concreto Compactado con Pavimentadora adecuado y que cumpla con las normas de diseño.

En los siguientes gráficos se presentan la relación entre Módulos de Elasticidad Estático y Dinámico con parámetros como Resistencia a la Compresión y Coeficiente de Poisson.

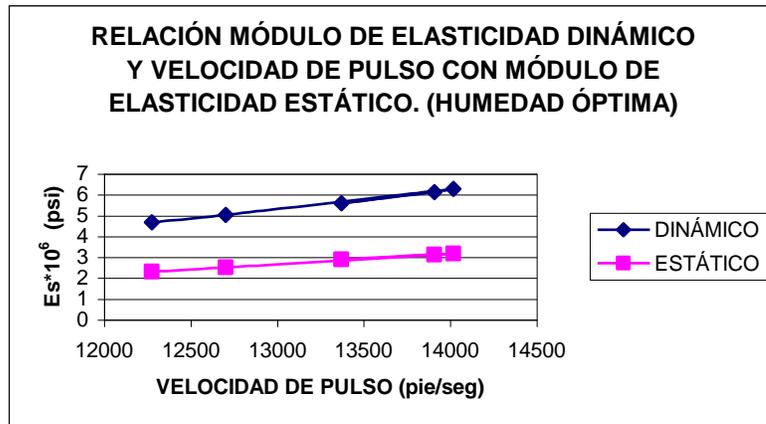


FIGURA 4.31 Relación entre la velocidad de pulso y los Módulos de Elasticidad Dinámico y Estático a 28 días.

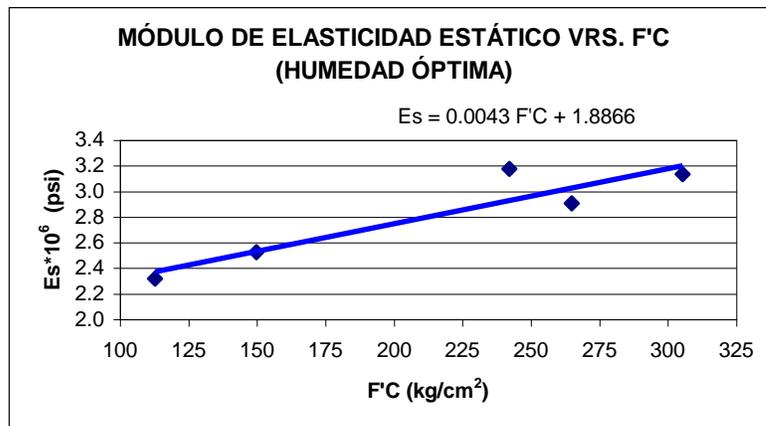


FIGURA 4.32 Relación entre Módulo de Elasticidad Estático y Resistencia a la Compresión a 28 días.

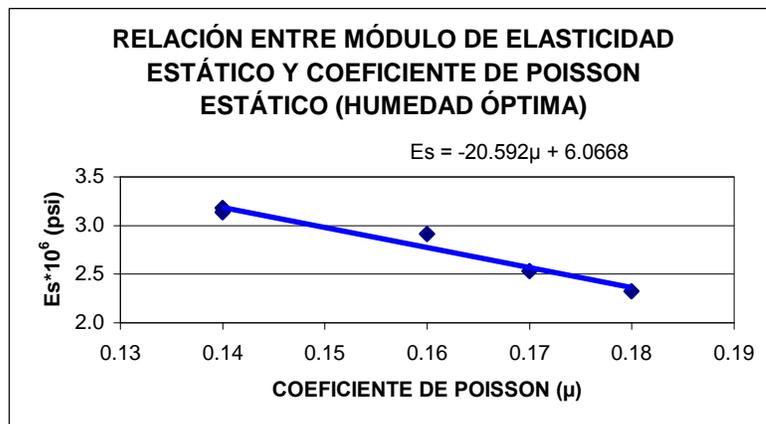


FIGURA 4.33 Relación entre Módulo de Elasticidad Estático y Coeficiente de Poisson.

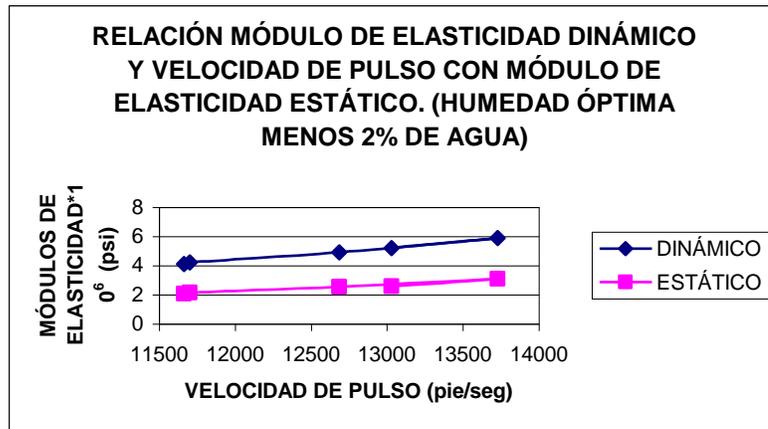


FIGURA 4.34 Relación entre la velocidad de pulso y los Módulos de Elasticidad Dinámico y Estático a 28 días.

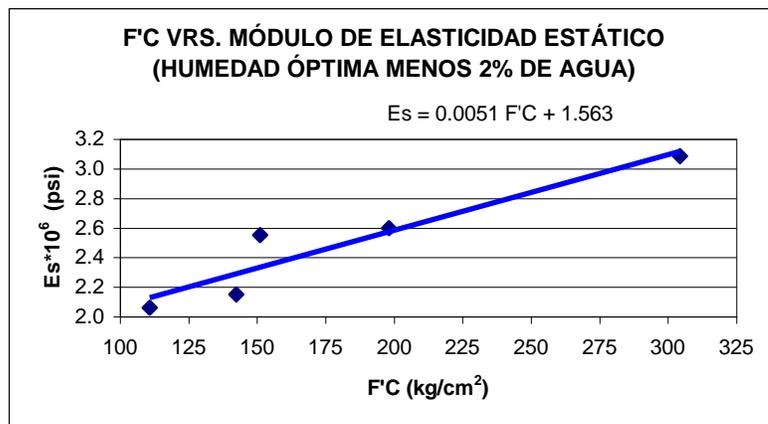


FIGURA 4.35 Relación entre Módulo de Elasticidad Estático y Resistencia a la Compresión a 28 días.

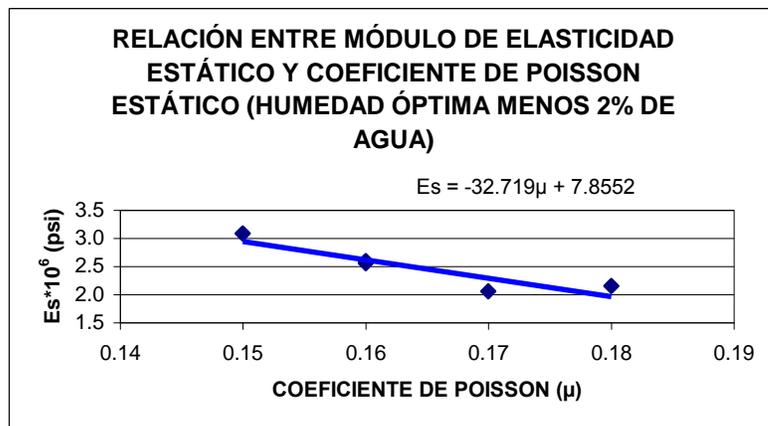


FIGURA 4.36 Relación entre Módulo de Elasticidad Estático y Coeficiente de Poisson.

#### 4.6.7 CUADRO RESUMEN.

Mezclas		Cemento		Resistencia		Módulo de Elasticidad ( $\times 10^6$ psi)		Coeficiente de Poisson	
% Cemento	a/c	kg/m <sup>3</sup>	Bolsa (42.5 kg/bol.)	F'c	MR	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico
10	0.52	177.5	4.2	110.82	25.25	2.061	4.126	0.17	0.08
	0.74	185.0	4.4	112.77	24.30	2.321	4.677	0.18	0.08
12	0.43	210.7	5.0	142.40	32.75	2.150	4.216	0.18	0.05
	0.61	219.0	5.2	149.67	33.80	2.527	5.037	0.17	0.06
14	0.32	245.0	5.8	151.08	33.80	2.552	4.926	0.16	0.06
	0.49	255.1	6.0	242.04	44.60	3.176	6.298	0.14	0.06
16	0.27	276.0	6.5	304.28	45.20	3.084	5.905	0.15	0.05
	0.41	288.3	6.8	264.80	46.25	2.909	5.603	0.16	0.06
18	0.22	307.5	7.2	198.07	47.65	2.599	5.186	0.16	0.05
	0.35	320.5	7.5	305.37	50.90	3.133	6.141	0.14	0.06

TABLA 4.6 Cuadro Resumen.

## **CAPÍTULO V**

### **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

#### **5.1 CONCLUSIONES.**

1. En la actualidad es importante el estudio de nuevas técnicas de pavimentación que ofrezcan mayores beneficios que las técnicas tradicionales, ante lo cual se propone la utilización de los pavimentos de Concreto Compactado con Pavimentadora que proporcionan una serie de beneficios, tanto en el ámbito técnico, constructivo y económico.
2. El análisis granulométrico realizado a las arenas mostró una curva granulométrica que se ajusta a los límites establecidos por la norma ASTM C-33, por lo que se ajusta a los requerimientos de elaboración de Concretos Compactados con Pavimentadora (CCP). El resto de pruebas realizadas al agregado fino dieron como resultado un agregado de condiciones óptimas para su utilización.
3. El agregado grueso, después de haber sido sometido a sus respectivas pruebas mostró una granulometría que no cumple con lo indicado por la ASTM C-33, sin embargo esto no se alteró manteniéndose las condiciones

iniciales del agregado. El resto de las pruebas mostraron un agregado de buenas condiciones para ser utilizado en CCP.

4. La combinación granulométrica óptima obtenida a partir del Método de Tanteos Sucesivos o Fórmula Básica, 65% de arena y 35% de grava, no cumple con las especificaciones establecidas por el ACI y por el Centro Técnico del Hormigón, sin embargo, esta combinación es la que más se acerca a los límites establecidos.
5. De acuerdo a los resultados obtenidos de la Prueba de Densidad-Humedad de suelos se puede observar que los porcentajes de humedad son menores a medida que aumenta el contenido de cemento. Es de hacer notar, que a las humedades óptimas obtenidas para cada uno de los 5 porcentajes de cemento, se les restó un 2% debido a la hidratación del cemento por lo que se procedió con el diseño de 2 mezclas para cada porcentaje de cemento.
6. Basándose en los resultados obtenidos del proporcionamiento de mezclas, se puede notar que a mayores relaciones a/c para un mismo porcentaje de cemento, la cantidad de agua aumenta, a diferencia de los contenidos de agregados y cemento que tienden a disminuir.
7. En general las mezclas de concreto compactado no presentan el problema de alta temperatura, por el menor contenido de cemento con el que son

elaboradas, por este hecho su calor de hidratación es menor que el de otro tipo de concretos, además que se desarrolló con un cemento ASTM C-1157 HE, con moderado calor de hidratación.

8. Tanto la resistencia a la compresión como el módulo de flexión mostraron, en forma general, mejores resultados con las humedades óptimas obtenidas de las pruebas de Densidad-Humedad, que con las modificadas en un 2% menos de agua de la humedad óptima, esto debido a que el cemento no alcanza a reaccionar completamente por la disminución de agua en la mezcla.
9. En las pruebas de resistencia a la compresión en cilindros, la mayoría de fallas se daban en la última capa compactada, provocando descascaramiento de esta y la falla del espécimen, esto, a pesar de haber colocado el cilindro alternado, es decir, dejando la última capa arriba y luego abajo.
10. En los cilindros y viguetas elaboradas con porcentajes de cemento de 16 y 18 se observó fractura del agregado, a excepción de los porcentajes de 10, 12 y 14 en donde el agregado era desprendido.

11. A mayor peso volumétrico, mayor resistencia a la compresión y a la flexión. Esto según los intervalos de valores observados en las figuras 4.9, 4.10, 4.16 y 4.17.
12. Los resultados obtenidos en esta investigación en lo que respecta al esfuerzo a la compresión y el módulo de ruptura con la relación agua cemento nos indica que entre menor sea esta última mayores serán estos, también se pudo comprobar que entre mayor sea el porcentaje de cemento la resistencia a la compresión y módulo de ruptura tienden a aumentar.
13. Tomando en cuenta los porcentajes de cemento obtenidas con la humedad óptima para los módulos de ruptura de 40 y 45 kg/cm<sup>2</sup>, de 14.4 y 16.2 % (relación a/c de 0.52 y 0.45) respectivamente, adquiridos de las figuras 4.25 y 4.26, se tienen consumos de cemento de 6.02 y 6.49 bolsas/m<sup>3</sup> menores a los utilizados en la elaboración de un concreto convencional para pavimentos.
14. El uso del Pulso ultrasónico se justifica por ser una prueba no destructiva la cual ofrece muchas ventajas en campo, ya que se pueden verificar el estado de agrietamiento de los pavimentos y se pueden obtener Módulos de elasticidad dinámicos, e indirectamente, módulos de elasticidad estático.

15. La relación entre el módulo de elasticidad dinámico y estático es aproximadamente el doble para pruebas realizadas a 28 días, para las diferentes tipos de mezclas elaboradas. Además a través del pulso ultrasónico se pudo corroborar que a mayor velocidad de pulso mayor módulo de elasticidad dinámico y por lo tanto mayor módulo de elasticidad estático.
16. Los resultados obtenidos entre la resistencia a la compresión y el módulo de elasticidad estático muestran una relación lineal, con tendencia a incrementar los valores de esfuerzo a medida que crece este último. Mientras, que el coeficiente de Poisson aumenta a medida que el modulo de elasticidad decrece.
17. A través de esta investigación se ha podido demostrar que con el CCP, se pueden obtener módulos de ruptura de valores altos, módulos de elasticidad estáticos de valores medios, esfuerzos a la compresión medios y a la vez tener relaciones agua/cemento bajas lo cual conlleva a que generen calores de hidratación bajos y por lo tanto evitar el fenómeno del agrietamiento que es tan dañino para los pavimentos.
18. En esta investigación se obtuvieron valores de módulos de elasticidad estático menores, esto haciendo una comparación entre CCP y Concreto Normal, debido a los bajos contenidos de pasta en las mezclas.

## 5.2 RECOMENDACIONES

Basándose en las conclusiones establecidas se dan las siguientes recomendaciones:

1. En vista de las condiciones existentes en nuestro país; como solución a problemas en el ámbito ingenieril y particularmente en vías terrestres, se debe dar énfasis a los procesos que sean técnica y económicamente factibles de realizar; por lo que se recomienda los pavimentos de Concreto Compactado con Pavimentadora.
2. Debido a que los materiales usados para el diseño de la mezcla son esencialmente variables y muchas de sus propiedades no pueden ser tasadas con exactitud en forma cuantitativa, es necesario para la obtención de una mezcla satisfactoria no solamente calcular o estimar las propiedades de los materiales disponibles, especialmente las relacionadas a las humedades de los agregados, sino que se deben hacer mezclas de pruebas, revisar las propiedades de esas mezclas y ajustar sus proporciones, hasta obtener una mezcla satisfactoria.
3. En el proceso de elaboración de las mezclas en laboratorio se recomienda que en la fabricación de los especímenes, cilindros y viguetas, se realicen

de una sola bachada de concreto para mantener la homogeneidad de las unidades de prueba.

4. Para el proceso de mezclado en laboratorio se recomienda la limpieza continua de la máquina mezcladora para evitar la saturación de material en las paredes interiores, ya que el material por ser seco tiende a adherirse a ella.
5. Como una comprobación de los resultados obtenidos se recomienda extraer núcleos de pavimentos de prueba, en donde será colocada una sola capa reduciendo las variaciones de heterogeneidad en los especímenes, los cuales por el proceso mismo de fabricación forman juntas entre las capas compactadas generando puntos críticos durante los ensayos.
6. Para futuros trabajos de investigación sería aconsejable la elaboración de un tramo de prueba que retomen los valores obtenidos en esta investigación, así como la elaboración del diseño de mezcla a través del Método VeBe modificado como una forma de comparación de los parámetros obtenidos. Además, un exhaustivo estudio del proceso constructivo y parámetros específicos de este, como lo es el curado, elaboración de juntas y diseño estructural.

7. En futuros estudios se recomienda hacer pruebas de dosificación con otros bancos de agregados y materiales cementantes, para la verificación y comparación de los resultados. Al mismo tiempo, trabajar con un mayor número de especímenes, con el fin de poder realizar un análisis estadístico, haciendo el número de muestras necesarias que conlleve a obtener resultados más precisos.
  
8. La utilización del equipo de Pulso ultrasónico en pavimentos es muy recomendable por el hecho de ser una prueba no destructiva que aporta una gran variedad de datos útiles para la comprobación de la calidad del pavimento.

## BIBLIOGRAFÍA

- 📖 Ing. Carlos Rubén Catalán Oliva, Metodología para la Evaluación de Pavimentos de Concreto Hidráulicos, Trabajo de Graduación, Universidad de El Salvador (UES), Marzo 2002.
- 📖 Ing. José Tulio Pineda Martínez, Propuesta de Manual para la Asignatura Laboratorio de Pavimentos en la Escuela de Ingeniería Civil, Trabajo de Graduación, Universidad de El Salvador (UES), Marzo 1997.
- 📖 Ing. Boris Antonio González Miranda, Propuesta de la técnica de cepillado, para la rehabilitación de la carretera panamericana desde la cuchilla hasta el desvío a ciudad arce (km. 22 - 35) que conduce al departamento de Santa Ana, Trabajo de Graduación, Universidad de El Salvador (UES), Enero 2003.
- 📖 Ing. Edgar Alfredo Gavidia Paredes. Efecto del porcentaje de aire y la temperatura en la resistencia del concreto. Trabajo de Graduación, Universidad de El Salvador (UES), Abril 1977.
- 📖 Ing. Julio César Argueta Alvarado, Estudio de la Calidad de los Agregados para Concreto en las Canteras más Importantes de El

Salvador, Trabajo de Graduación, Universidad de El Salvador (UES),  
Abril 1998.

📖 Ing. Carlos Quintanilla. Del CCR al CCP, un paso hacia la excelencia en los Pavimentos de Concreto Compactado con Rodillo. Revista ISCYC. Año 7, No. 25, El Salvador, Junio 2002.

📖 Ing. Emilio Beltranena. El Concreto Compactado con Rodillo (CCR) Revista Ingeniería. Colegio de Ingenieros de Guatemala. Guatemala. Mayo-Junio de 1988.

📖 Ing. Oswin Keifer Jr. Pavimentos de Concreto Compactado con Rodillo. Revista IMCYC, Vol. 24 No. 189. México, febrero de 1987.

📖 Dr. José Antonio Nieto Ramírez. Pavimentos de concreto rolado, una nueva alternativa en la construcción de autopistas. Revista C&MM. Abril / mayo 1991.

📖 Hormigón Compactado con Rodillo. Serie Monografía. No. 013. Ecuador, Noviembre 2001.

📖 V. M. Malhotra, N. J. Carimo, "CRC Handbook on Nondestructive testing of concrete". CRC Press, Inc., Florida, 1991

- 📖 Jorge Alberto Aguilar, “Manual de concreto”. Parte 2, Talleres de Editores e Impresores, México, 1982
- 📖 Paul H. Wright, “Ingeniería de carreteras”, 5 Edición, Limusa Noriega Editores, México, 1993.
- 📖 Fernando Olivera Bustamante, “Estructuración de vías terrestres”, 2ª Edición, Editorial CECSA., México, 1996
- 📖 Adam M. Neville, “Tecnología del concreto”, Módulo I, II y III. IMCYC, México, D. F., 1992
- 📖 “Curso de actualización de diseño estructural de caminos, Método AASHTO-93”, Universidad Nacional de San Juan, Argentina, 1998
- 📖 ACI Committee 207. Roller-Compacted Mass Concrete. ACI 207.5R-99. American Concrete Institute, Ed. 1999.
- 📖 ACI Committee 325 Report on Roller-Compacted Concrete Pavement. ACI 325.10R-01. American Concrete Institute
- 📖 Nippon Koei Co, LTD. NHA Compañía de Ingenieros, S.A., Louis Berger International Inc., Katahira & Engineers International. Programa de Reconstrucción de Grandes Obras para el Sector Transporte en El

Salvador. "Informe de Rediseño de pavimento y estudio de materiales de construcción del Paquete II", Agosto 2002

📖 Vice-Ministerio de Obras Publicas, Unidad de Investigación y Desarrollo Vial. "Algunas Consideraciones sobre aspectos relacionados con el Concreto Compactado con Rodillo (CCR) empleado en la construcción de pavimentos", San Salvador, Septiembre 2003

📖 Ing. Edgar Alfredo Gavidia Paredes. Clases de Tecnología del Concreto. Universidad de El Salvador.

# **ANEXOS**

## Report on Roller-Compacted Concrete Pavements

Reported by ACI Committee 325

Skiraz D. Tiyabji  
Chairman\*

William L. Ament  
James B. Berry  
Larry Cole  
Benjamin Cokacci  
Michael I. Darter  
Ralph L. Duncan  
Howard J. Durhan  
Robert J. Fehr  
Nader Ghaloufi  
Jimmy D. Gillard  
Amir N. Hanna  
Richard L. Harvey  
Orwin Keiser\*

Starr Kohn  
Ronald L. Larsen  
Robert W. Lopez  
Richard A. McComb  
B.F. McCullough  
James C. Mikulasec  
Paul E. Mueller  
Jon I. Mullerky  
Antonio Nanni\*  
Theodore L. Neff  
James E. Olverson  
Thomas J. Panko  
Ronald L. Peltz

Tony W. Sherman  
Secretary\*

Robert W. Piggott\*  
Steven A. Rajan\*  
John L. Rice  
Robert J. Risner  
Raymond S. Rollings  
Michael A. Sargison  
Jack A. Scott  
Milton R. Sosa  
Alan Todrus  
Douglas W. Wenzel  
Gerald E. Wisson  
William A. Yrjanon  
Dan G. Zollinger

\*Members of Task Force on Roller-Compacted Concrete Pavement who prepared the report. In addition, Associate Member David Pittman also participated in the report preparation.

*This report covers the present state of the art for roller-compacted concrete pavements. It contains information on applications, material properties, mix proportioning, design, construction, and quality control procedures. Roller-compacted concrete use for pavements is relatively recent and the technology is still evolving. The pavement consists of a relatively stiff matrix of aggregate, cementitious materials, and water, that is compacted by rollers and hardened into concrete.*

**Keywords:** Aggregates; cement; contraction; concrete construction; concrete durability; concrete pavements; consolidation; curing; construction joints; density; mixing; placing; Portland cement; roller compacted concrete; strength.

### CONTENTS

**Chapter 1—Introduction, p. 325.10R-2**

**Chapter 2—Background, p. 325.10R-2**

**Chapter 3—Materials, p. 325.10R-3**

3.1—General

ACI Committee Reports, Guides, Standard Practices, and Commentaries are intended for guidance in planning, designing, executing, and inspecting construction. This document is intended for the use of individuals who are competent to evaluate the significance and limitations of its content and recommendations and who will accept responsibility for the application of the material it contains. The American Concrete Institute disclaims any and all responsibility for the stated principles. The Institute shall not be liable for any loss or damage arising herefrom.

Reference to this document shall not be made in contract documents. If items found in this document are desired by the Architect/Engineer to be a part of the contract documents, they shall be restated in mandatory language for incorporation by the Architect/Engineer.

3.2—Aggregates  
3.3—Cementitious materials  
3.4—Water  
3.5—Admixtures

**Chapter 4—Mixture proportioning, p. 325.10R-8**

4.1—General  
4.2—Proportioning by evaluation of consistency tests  
4.3—Proportioning by soil compaction methods  
4.4—Fabrication of test specimens

**Chapter 5—Engineering properties, p. 325.10R-10**

5.1—General  
5.2—Compressive strength  
5.3—Flexural strength  
5.4—Splitting tensile strength  
5.5—Modulus of elasticity  
5.6—Fatigue behavior  
5.7—Bond strength  
5.8—Durability  
5.9—Summary

ACI 325.10R-95 became effective Mar. 1, 1995.

Copyright © 1995, American Concrete Institute.

All rights reserved including rights of reproduction and use in any form or by any means, including the making of copies by any photo process, or by any electronic or mechanical device, printed, written, or oral, or recording for sound or visual reproduction or for use in any knowledge or retrieval system or device, unless permission in writing is obtained from the copyright proprietors.

**Chapter 6—Thickness design, p. 325.10R-12**

- 6.1—Basis for design
- 6.2—Design procedures
- 6.3—Multiple-lifts considerations
- 6.4—Pavement design considerations

**Chapter 7—Construction, p. 325.10R-14**

- 7.1—General
- 7.2—Subgrade and base course preparation
- 7.3—Batching, mixing, and transporting
- 7.4—Placing
- 7.5—Compaction
- 7.6—Joint construction
- 7.7—Curing and protection

**Chapter 8—Inspection and testing, p. 325.10R-19**

- 8.1—General
- 8.2—Preconstruction inspection and testing
- 8.3—Inspection and testing during construction
- 8.4—Post construction inspection and testing

**Chapter 9—Performance, p. 325.10R-20**

- 9.1—General
- 9.2—Surface condition
- 9.3—Skid resistance
- 9.4—Surface smoothness
- 9.5—Roughness
- 9.6—Freeze-thaw durability
- 9.7—Load transfer

**Chapter 10—Research needs, p. 325.10R-26****Chapter 11—References, p. 325.10R-28**

- 11.1—Recommended references
- 11.2—Cited references
- 11.3—Additional references

**CHAPTER 1—INTRODUCTION**

This state-of-the-art report contains information on applications, material properties, mix proportioning, design, construction, and quality control procedures for roller compacted concrete pavements (RCCP). Roller compacted concrete (RCC) use for pavements is relatively recent and the technology is still evolving. Over the last ten years several major pavement projects have been constructed in North America using RCC and the performance of these pavements has generally been favorable. Roller compacted concrete pavements are also gaining acceptance in several European countries and Australia.

The advantages of using RCC include cost savings as a result of the construction method and the increased placement speed of the pavement. RCC pavements do not use dowels, steel reinforcement, or forms. This also results in significant savings when compared to the cost of conventionally constructed concrete pavements.

Roller compacted concrete is used in two general areas of engineered construction: dams and pavements. In this document, RCC will be discussed only in the context of its use in

pavements. RCC for mass concrete is discussed in ACI 207.5R.

Roller compacted concrete for pavements can be described as follows:

A relatively stiff mixture of aggregate [maximum size usually not larger than  $\frac{1}{2}$  in. (19 mm)], cementitious materials and water, that is compacted by vibratory rollers and hardened into concrete. When RCC is used as a surface course, a minimum compressive strength of 4000 psi (27.6 MPa) is generally specified.

The materials for RCC are blended in a mixing plant into a heterogeneous mass which has a consistency similar to damp gravel or zero slump concrete. It is placed in layers usually not greater than 10 in. (254 mm) compacted thickness, usually by an asphalt concrete paving machine. The layers are compacted with steel wheel vibratory rollers, with final compaction sometimes provided by rubber tire rollers. The pavement is cured with water or other means to provide a hard, durable surface. RCC pavements are usually designed to carry traffic directly on the finished surface. A wearing course is not normally used, although a hot mix asphalt overlay has been added, in some cases, for smoothness or rehabilitation. Transverse and longitudinal contraction joints for crack control are not usually constructed in RCC pavements.

RCCP has been used for a wide variety of applications. These include log sorting yards, lumber storage, forestry and mining haul roads, container intermodal yards, military vehicle roads and parking areas, bulk commodity (coal, wood chips) storage areas, truck and automobile parking, and to a lesser extent, municipal streets, secondary highways, and aircraft parking ramps.

**CHAPTER 2—BACKGROUND**

The first RCC pavement in North America was identified by the Seattle office of the U.S. Army Corps of Engineers. The project was a runway at Yakima, Washington, constructed around 1942. A form of roller compacted concrete paving was reported in Sweden as early as the 1930s.<sup>1</sup>

The first RCC pavement in Canada was built in 1976 at a log sorting yard at Cayuse on Vancouver Island, British Columbia. The decision to build RCC was the outgrowth of a pavement design which called for a 14 in. (356 mm) thick cement stabilized aggregate base and 2 in. (51 mm) asphalt concrete surface. As an alternative to the asphalt concrete surface, the owners decided to increase the cement content of the top 6 in. (152 mm) of cement stabilized material to 13 percent by weight to improve wear and freeze/thaw resistance. Cement content in the 8 in. (203 mm) base layer was set at 8 percent. The final result was a 4 acre (1.6 hectares) log sorting yard with an exposed, cement stabilized crushed gravel operating surface. No bonding grout was used between the two cement stabilized layers. Special effort was made by the contractor to complete both layers on the same day. Some minor delamination occurred after a few years of log stacker traffic. This observation led to the requirement for a limitation on the maximum time between lifts. The

Caycuse Log Sorting yard has been in continuous use since 1976. The area of RCC pavement was doubled to 9 acres (3.6 hectares) in a 1978 expansion. A thin asphalt overlay was applied in 1987 as a minimum cost maintenance operation to improve pavement smoothness.

Following the success of the paving at Caycuse, three more RCC dry-land log sorting yards were built on Queen Charlotte Islands off the coast of British Columbia during 1976 to 1978. These pavements continue to perform well with little maintenance. By 1980 nearly 20 acres (8 hectares) of log sorting yards constructed with RCC were in operation in British Columbia. The next milestone in Canadian RCC pavement history came when a decision was made to build 12 miles (19.3 kilometers) of 7 in. (179 mm) thick RCC pavement for a coal mine haul road at Tumbler Ridge in British Columbia. A 4 acre (1.6 hectares) coal storage area was also built with a 9-in.-thick (229 mm) roller compacted concrete. The haul road was surfaced with bituminous concrete while the storage area remains as an exposed RCC pavement. This region of British Columbia undergoes severe winter conditions, with frost penetration to a depth of 8 ft (2.4 m). No distress from the severe winter climate is evident at the coal storage area, although some failures have occurred in the loaded wheel paths of the haul road.

While these developments were going on in Canada, there was growing interest in RCC by various organizations in the United States where RCC for dams was being evaluated in several test projects. During the early 1980s, engineers at the United States Army Corps of Engineers started studying the use of RCC for pavement construction at military facilities. A small test road for tracked vehicles, 9 in. to 13 in. (229 mm to 330 mm) thick, 470 yd<sup>2</sup> (392 m<sup>2</sup>) was built at Ft. Stewart, Georgia, in 1983, and a tank test road 10 in. to 13 in. (254 mm to 330 mm), 590 yd<sup>2</sup> (493 m<sup>2</sup>), was constructed at Ft. Gordon, Georgia, in the same year. RCC test road construction by the Corps of Engineers continued in 1984 when 1870 yd<sup>2</sup> (1,564 m<sup>2</sup>) of 8.5 in. (216 mm) thick pavement was built for a tank trail at Ft. Lewis, Washington.

In 1984, the question of freeze-thaw durability of RCC remained to be addressed. The Corps of Engineers constructed a full scale test pavement at the Cold Regions Research Engineering Laboratory in Hanover, New Hampshire, where a complete range of climatic conditions could be simulated. The test program was successful, and in a memorandum to all field offices, dated Jan. 25, 1985, the use of RCC paving for "horizontal construction" was encouraged, where appropriate, for all facilities administered by the Corps of Engineers.<sup>2</sup>

The first full scale RCC pavement designed and built by the Corps of Engineers was a tactical equipment handstand at Ft. Hood, Texas, in 1984.<sup>3</sup> The area of the project was 18,150 yd<sup>2</sup> (15,175 m<sup>2</sup>). A 10 in. (254 mm) thick slab was specified and a flexural strength of 800 psi (5.5 MPa) was achieved. This project provided the Corps of Engineers with valuable information about maximum aggregate size, single versus multiple lift construction methods, compaction procedures, curing and sampling of RCC material. During 1986, the Corps of Engineers built a tracked vehicle handstand at Ft.

Lewis, Washington. The area of the pavement was 26,000 yd<sup>2</sup> (21,753 m<sup>2</sup>) with a thickness of 8.5 in. (216 mm).

The interest in RCC heavy duty pavement began to expand beyond the logging and mining industries by the mid-1980s. The Burlington Northern Railroad selected RCC for 53,000 yd<sup>2</sup> (44,313 m<sup>2</sup>) of paving at a new intermodal facility at Houston, Texas in 1985,<sup>4</sup> and 128,080 yd<sup>2</sup> (107,021 m<sup>2</sup>) of intermodal yard paving at Denver, Colorado, in 1986. In 1985 the Port of Tacoma, Washington, constructed two areas of RCC pavement totalling 17 acres (6.9 hectares).<sup>5,6</sup> Also, large areas of RCC pavement were constructed at the Conley and Moran Marine Terminals in Boston between 1986 and 1988.

The largest RCC pavement projects undertaken to date include the more than 650,000 yd<sup>2</sup> (543,464 m<sup>2</sup>) of 8 and 10 in. (203 and 254 mm) thick RCC pavement placed at the General Motors Saturn automobile plant near Spring Hill, Tennessee, and 89 acres (36 hectares) of 10 in. (254 mm) thick RCC pavement placed at Ft. Drum, NY. Both were constructed in 1988-89 and were used as parking areas and roads.

Apart from the reported use of RCC at Yakima, Washington, in 1942, the only example of an airport installation is at the Portland International Airport in 1985.<sup>7,8</sup> The 14-in. (356 mm) RCC pavement with an area of 9 acres (3.6 hectares) is used for overflow short term aircraft storage.

There has been a growing interest in the use of RCC paving for low to moderate traffic streets, and secondary highways. Municipal street pavements have been built in Portland, Oregon; Regina, Saskatchewan; and Mackenzie, British Columbia.

Fig. 2.1 to 2.4 illustrate typical RCC pavement practices. Fig. 2.5 illustrates typical RCC pavement surface at Ft. Drum, New York, and Fig. 2.6 shows a close-up of the pavement surface adjacent to a sawed longitudinal construction joint. Fig. 2.7 shows a close-up of an acceptable RCC pavement surface at Ft. Bliss, Texas, and Fig. 2.8 shows a close-up of an excellent RCC pavement surface.

## CHAPTER 3—MATERIALS

### 3.1—General

Pavement design strength, durability requirements, and intended application all influence the selection of materials for use in RCC pavement mixtures. The basic materials used to produce RCC include water, cementitious materials (cement and fly ash), and fine and coarse aggregates. Generally, the cost of materials selected for use in RCC pavements is almost the same as the cost of materials used in conventional portland cement concrete. However, some material savings may be possible due to the lower cement contents normally needed in RCC pavement mixtures to achieve strengths equivalent to those of conventional concrete.

### 3.2—Aggregates

The aggregates comprise approximately 75 to 85 percent of the volume of an RCC pavement mixture and therefore significantly affect both the fresh and hardened concrete



Fig. 2.1—RCC placement using modified asphalt pavers



Fig. 2.2—Vibratory roller compaction

properties. Proper selection of suitable aggregates will result in greater economy in construction and longer serviceability of RCC pavements. In freshly mixed RCC, aggregate properties affect the workability of a mixture and its potential to segregate and the ease with which it will properly consolidate under a vibratory roller. The strength, modulus of elasticity, thermal properties, and durability of the hardened concrete are also affected by the aggregate properties.

Aggregates used in RCC pavement mixtures contain both fine [finer than the 4.75 mm (No.4) sieve] and coarse frac-

tions, although the fractions may be preblended and stockpiled as a single aggregate on large projects. The coarse aggregate usually consists of crushed or uncrushed gravel, crushed stone, or a combination thereof. The fine aggregate may consist of natural sand, manufactured sand, or a combination of the two.

For high quality RCC, both the coarse and fine aggregate fractions should be composed of hard, durable particles and the quality of each should be evaluated by standard physical property tests such as those listed in ASTM C 33. If lower



Fig. 2.3—Rubber-tired roller compaction



Fig. 2.4—Fog curing of freshly placed RCC pavement

quality RCC is acceptable, then aggregates which do not meet established grading and quality requirements may be satisfactory as long as design criteria are met. RCC containing uncrushed gravel generally requires less water to attain a given consistency than that containing crushed gravel or stone. RCC containing crushed gravel or stone may require more effort to compact, and is less likely to segregate. It is also more stable during compaction and usually provides a higher flexural strength.

RCC mixtures are typically not as cohesive as conventional concrete and therefore, aggregate segregation is an important concern. Greater economy may be realized by using the largest practical nominal maximum size aggregate (NMSA). Increasing the NMSA reduces the void content of the aggregate and thereby reduces the paste requirement of a mixture. However, in order to minimize segregation during handling and placing of RCC and to provide a relatively smooth pavement surface texture, the NMSA should not exceed  $\frac{1}{4}$  in. (19



Fig. 2.5—RCC pavement — Ft. Drum, New York

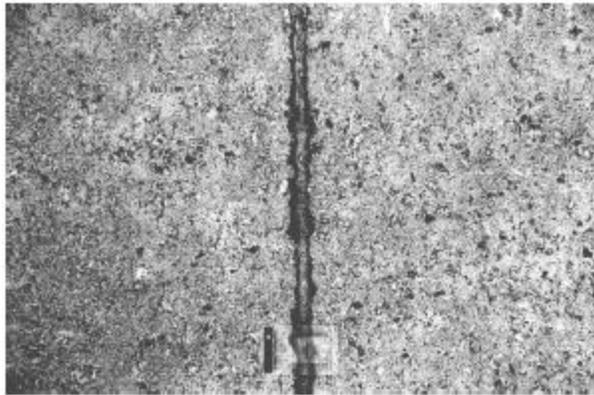


Fig. 2.6—RCC pavement surface texture — Ft. Drum, New York

mm). If the coarse and fine aggregate fractions are problem-  
ed and stockpiled as a single size group, segregation may  
make grading control difficult. Careful attention must be  
given to stockpile formation and subsequent handling of sin-  
gle-size group aggregate.

The range of aggregate gradings used in RCC pavement  
mixtures has included standard graded concrete aggregates  
having normal size separations to pit- or bank-run aggregate  
with little or no size separation. If longitudinal and trans-  
verse pavement smoothness are of importance, the coarse

and fine aggregates should be combined such that a well-  
graded aggregate blend is produced which approaches a  
maximum-density grading.

Grading limits that have been used to produce satisfactory  
RCC pavement mixtures are shown in Fig. 3.2. The use of  
aggregate fractions finer than the 75 micrometers (No. 200)  
sieve, if nonplastic, may be a beneficial means to reduce fine  
aggregate voids. However, their effect on the fresh and hard-  
ened RCC properties should be evaluated in the mixture pro-  
portioning study.



Fig. 2.7—Acceptable RCC pavement surface — Ft. Bliss, Texas



Fig. 2.8—Excellent RCC pavement surface — Ft. Bliss, Texas

### 3.3—Cementitious materials

Cementitious materials used in RCC pavement mixtures include portland cement or blended hydraulic cement, and may include pozzolan, or a ground granulated blast furnace slag. The selection of cement type should be based in part upon the design strength and the age at which this strength is required. In addition, applicable limits on chemical composition required for exposure conditions and alkali reactivity should follow standard concrete practice. A detailed discussion on the selection and use of hydraulic cements may be

found in ACI 225R. Many of the RCC pavements constructed to date have been constructed using Type I or II Portland cement and Class F or Class C fly ash.

The use of fly ash in RCC is an effective means of providing additional fine material needed to assure adequate compaction, particularly in those RCC mixtures that contain standard graded concrete fine aggregate. Fly ash contents generally range from 15 to 20 percent of the total volume of cementitious material. The selection of any pozzolan for use in RCC should be based on its conformance with applicable

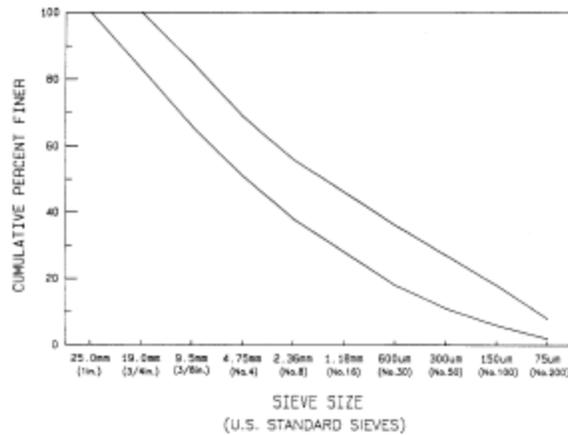


Fig. 3.2—Typical range of RCC pavement aggregate gradation

standards or specifications, its performance in concrete, and its availability at the project location. Guidance on the use of pozzolans and other finely divided mineral admixtures in concrete is given in ACI 226R.

#### 3.4—Water

Water quality for RCC pavement is governed by the same requirements as for conventional concrete.

#### 3.5—Admixtures

Air-entraining admixtures have had only limited use in RCC pavement mixtures. However, laboratory research has conducted at the U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station has indicated that RCC pavement mixtures can be properly air-entrained using commercially available air-entraining admixtures at dosage rates 5 to 10 times greater than conventional concrete. The practicality of producing air-entrained RCC in the field has not yet been demonstrated. To date, minimizing frost damage in RCC has been achieved by proportioning mixtures with sufficiently low water-cementitious material ratios (*w/c*) so that the permeability of the paste is low. Once concrete has dried through self-desiccation, it is difficult to again become critically saturated by outside moisture. The use of proper compaction techniques which lower the entrapped air-void content, increase strength, and lower the permeability of the concrete should also improve the pavement's frost resistance. However, proper air-entrainment of RCC is the best way to assure adequate frost resistance.

Chemical admixtures, including water-reducing admixtures and retarding admixtures, have had only limited use in RCC, primarily in test sections and laboratory investigations. The ability of a water-reducing admixture to lower the

water requirements or to provide additional compatibility to an RCC mixture appears to be somewhat dependent on the amount and type of aggregate finer than the No. 200 (75- $\mu$ m) sieve. Retarding admixtures may be beneficial in delaying the setting time of the RCC so that it may be adequately compacted or so that the bond between adjacent lanes or succeeding layers is improved.

### CHAPTER 4—MIXTURE PROPORTIONING

#### 4.1—General

RCC mixture proportioning procedures and properties differ from those used for conventional concrete due to the relatively stiff consistency of the fresh RCC and the use of unconventionally graded aggregates. The primary differences in proportions of RCC pavement mixtures and conventional concrete pavement mixtures are:

1. RCC is generally not air-entrained
2. RCC has a lower water content
3. RCC has a lower paste content
4. RCC generally requires a larger fine aggregate content in order to produce a combined aggregate that is well-graded and stable under the action of a vibratory roller
5. RCC usually has a NMSA not greater than  $\frac{1}{4}$ -in. (19 mm) in order to minimize segregation and produce a relatively smooth surface texture.

The relatively high cementitious material contents and high quality aggregates used in RCC distinguish it from soil cement and cement-treated base course. In order for RCC to be effectively consolidated, it must be dry enough to support the weight of a vibratory roller, yet wet enough to permit adequate distribution of the paste throughout the mass during the mixing and compaction operations. Concrete suitable for

compaction with vibratory rollers differs significantly in appearance, in the unconsolidated state, from that of concrete having a measurable slump. There is little evidence of any paste in the mixture until it is consolidated. However, RCC mixtures should have sufficient paste volume to fill the internal voids in the aggregate mass. Several methods have been used to proportion RCC pavement mixtures. These methods can be placed into one of two broad categories:

- 1) proportioning by use of concrete consistency tests
- 2) proportioning by use of soil-compaction tests

#### 4.2—Proportioning by evaluation of consistency tests

This method essentially involves proportioning the RCC mixture for optimum workability at the required level of strength, using an apparatus such as the Vebe described in ACI 211.3. The Vebe apparatus has been modified by the Corps of Engineers and the Bureau of Reclamation in order to make it more suitable for use with RCC. It consists of a vibrating table of fixed frequency and amplitude, with a metal container having a volume of approximately 0.33 ft<sup>3</sup> (0.0094 m<sup>3</sup>) securely attached to it. A representative sample of RCC is loosely placed in the container under a surcharge having a mass of 29.5 or 50 lb (13.3 or 22.7 kg), depending on which modified apparatus is selected. The measure of consistency is the time of vibration, in seconds, required to fully consolidate the concrete, as evidenced by the formation of a ring of mortar between the surcharge and the wall of the container. Although modified Vebe times of 20 to 30 seconds have been reported as appropriate for RCC containing 1½- to 3-in. (38 to 76 mm) NMSA and used in mass concrete applications, these times normally represent concrete that has a consistency too wet to properly place and compact in pavement applications.

Limited laboratory research indicates that modified Vebe times, as determined under a 50-lb (22.7 kg) surcharge, of 30 to 40 seconds are more appropriate for RCC pavement mixtures.<sup>9</sup> The modified Vebe time should be determined for a given RCC mixture and compared with the results of on-site compaction tests conducted on RCC compacted by vibratory rollers to determine if adjustments in the mixture proportions are necessary. The optimum modified Vebe time is influenced by the water content, NMSA, fine aggregate content, and the amount of aggregate finer than the 75 micrometers (No. 200) sieve. RCC mixtures containing more than approximately five percent aggregate finer than the No. 200 sieve may be difficult to accurately test using the modified Vebe apparatus, because the mortar in these mixtures is difficult to bring to the surface under vibration.

Mixture proportioning methods using consistency tests usually require fixing specific mixture parameters such as water content, cementitious materials content, or aggregate content, and then varying one parameter to obtain the desired level of consistency. In this way, each mixture parameter can be optimized to achieve the desired fresh and hardened RCC properties. One of the primary considerations when using the methods described in ACI 207.5R which, use consistency tests, is the proper selection of the ratio (*pv*) of the air-free volume of paste to the air-free volume of mortar. RCC pave-

ment mixtures should contain sufficient paste volumes to fill all internal voids between the aggregate particles. The *pv* affects both the compatibility of the mixture and the resulting surface texture of the pavement.

#### 4.3—Proportioning by soil compaction methods

Methods that use these tests involve establishing a relationship between dry or wet unit weight and moisture content of the RCC by compacting specimens over a range of moisture contents. It is similar to the method used to determine the relationship between the moisture content and the unit weight of soils and soil-aggregate mixtures. The apparatus and compactive effort used to fabricate the moisture-density specimens corresponds to that described in ASTM D 1557, Method D.

The cementitious material content is determined by the strength and durability requirements of the pavement, and is often expressed as a percentage of the dry total weight of materials (cementitious and aggregate). Cementitious material contents ranging from 10 to 17 percent by dry weight are typical for RCC pavement mixtures. This range corresponds to approximately 350 to 600 lb of cementitious material/ft<sup>3</sup> (208 to 356 kg/m<sup>3</sup>) of RCC.

The fine and coarse aggregates, as previously noted, are combined to create a well-graded blend. The unit volume of fine and coarse aggregate per unit volume of RCC may be calculated after the optimum moisture content of the RCC mixture is determined.

The optimum moisture content of the mixture is defined as the moisture content corresponding to the peak of the moisture content-density curve, and is dependent on the properties of the aggregates used and the cementitious material content. Strength loss will occur in a mixture that has a moisture content significantly below the optimum due to the presence of additional entrapped air voids. Strength loss will also occur in a mixture if the moisture content is significantly above the optimum due to an increase in the water-cementitious material ratio (*w/cm*). Moisture-density curves are normally established over a range of cementitious material contents in order to determine the minimum cementitious material content which will meet the design requirements. Moisture-density tests are conducted and a moisture-density curve is established for each cementitious material content desired. Strength test specimens are then compacted at the optimum moisture content for each particular cementitious material content. From these tests, a curve of strength versus cementitious material content (or water-cementitious material ratio) is established to select the cementitious materials content.

#### 4.4—Fabrication of test specimens

Conventional concrete specimen fabrication procedures, such as those currently standardized by ASTM, cannot be used to fabricate RCC test specimens due to the stiff consistency of the concrete. Although a number of procedures have been used, none have yet been standardized. The procedures frequently used involve vibrating the fresh RCC sample on a vibrating table under a surcharge, or compacting the sample

with some type of compaction hammer following the procedures of ASTM D 1557.

For specimens compacted by vibration, the number of lifts used by various agencies has varied from one to three depending on the type of specimen. The surcharge has varied from 25 to 200 lb (11.3 to 90.7 kgs), or approximately 1 to 7 psi (0.0069 to 0.0483 MPa), again depending on the type of specimen. Complete compaction of RCC specimens may be difficult when using a vibrating table as evidenced by the fact that samples sawed or cored from RCC pavements sometimes have unit weights greater than those of fabricated specimens of similar age and moisture content. This incomplete specimen compaction in the laboratory may be particularly prevalent when a vibrating table is used that has a low amplitude when a surcharge is used. Vibrating tables used to date have included the Vebe table, those meeting the requirements of the relative density test for cohesionless soils (ASTM D 4253 and D 4254), and those meeting the requirements of ASTM C 192. Depending on the mixture proportions and the vibrating table available for use, it may be beneficial to produce trial batches at moisture contents slightly higher than optimum to facilitate compaction of the concrete.

Specimens compacted by means of a compaction hammer may have unit weights approximating those of samples taken from RCC pavements, however a significant number of blows may be required for adequate compaction. The number and height of the blows are normally maintained constant between specimens to achieve uniformity of results. Although compaction of cylinders may be feasible using a compaction hammer, uniform compaction of beam test spec-

imens for flexural strength with this method may be impractical.

ASTM Subcommittee C09.45 on Roller Compacted Concrete is developing procedures for fabricating laboratory test specimens for determination of unit weight and strength of concrete having consistency similar to that of roller compacted concrete.

## CHAPTER 5—ENGINEERING PROPERTIES

### 5.1—General

A review of the reported engineering properties of RCC indicates that they are similar to those of conventional paving concrete. Strength properties of RCC pavements are primarily dependent on the cementitious material content, aggregate quality and degree of compaction. Although RCC has been in use for paving for several years, only a limited number of investigations has been carried out to evaluate its engineering properties. Currently, no standard procedure exists for fabricating and testing RCC specimens in the laboratory. Therefore, it is not possible to directly compare properties of laboratory prepared "RCC" specimens without considering the procedures used to fabricate test specimens. As a result, the data base on engineering properties of RCC is based primarily on tests of specimens (cores and beams) obtained from actual paving projects or from a few full-scale test sections.

### 5.2—Compressive strength

Table 5.2.1 shows compressive strengths of cores obtained from Canadian projects after several years of service. This data is based on only a limited number of cores obtained from each project. Table 5.2.2 shows compressive strength of cores obtained from several U.S. projects. It is seen from Tables 5.2.1 that high compressive strengths can be achieved and that the strength levels are comparable to strength levels obtained for conventional concrete using similar cement contents.

### 5.3—Flexural strength

Because of the difficulty of obtaining sawed beam specimens from actual pavement sites, there is not much information available on flexural strength of RCC. Typical results from tests of sawed beams from selected RCC pavement projects are given in Table 5.3. These data are also based on a limited number of specimens obtained from each project.

Table 5.2.1—RCC core compressive strengths for British Columbia projects<sup>10</sup>

Project	Age of core, years	Cement content, percent	Compressive strength, psi (MPa)
Cayenne log sort yard	4	13, 8 <sup>1</sup>	4210 (29.0)
Cayenne log sort yard	8	13	5880 (40.5)
Lytton container port	3	8	4600 (32.3)
Fraser Mills log sort yard	1	13	4700 (32.4)
Bullmoose coal mine	1	14 <sup>2</sup>	2200 (15.2)
Fraser runway dock	1	12	4570 (31.5)

Notes:  
1. Two lift construction—top 6 in. (152 mm) lift with 13 percent cement content, bottom 6 in. (203 mm) lift with 8 percent cement.  
2. 30 percent cementitious content was natural pozzolan.

Table 5.2.2—RCC core compressive strength results for several U.S. projects

Project	Age, months	Nominal lift thickness, in. (MPa)	Specified compressive strength, psi (MPa) at 28 days	Average compressive strength, psi (MPa)		
				Top half of core	Bottom half of core	Uncut core
A	9	7 (1.78)	4500 (31.0)	8120 (56.0)	6350 (43.8)	6760 (46.6)
B	19	6.5 (1.65)	5000 (34.5)	—	—	4740 (32.7)
C	19	8.5 (2.16)	5000 (34.5)	4310 (29.9)	2450 (16.9)	4560 (31.4)
D	18	8.5 (2.16)	3670 (25.3)	—	—	7030 (48.5)
E	12	10 (2.54)	2000 (13.8)	2250 (15.8)	4650 (31.9)	—
F	28	7 (1.78)	4500 (31.0)	5260 (32.3)	4230 (29.2)	—
G	32	8.5 (2.16)	5000 (34.5)	6850 (47.5)	4910 (33.9)	—

Source: Unpublished data, S. Uyubaj.

The Table also contains corresponding splitting tensile strengths of companion cores.

Based on beams and cores obtained from a test section, it was determined that the relationship between compressive and flexural strengths of RCC was similar to that for conventional concrete, the relationship being of the form<sup>12</sup>

$$f_r = C \sqrt{f_c} \quad (5.1)$$

where

$f_r$  = flexural strength (third-point loading), psi (MPa)

$f_c$  = compressive strength, psi (MPa)

$C$  = a constant between 9 and 11 depending on actual

RCC mix

More actual data may be needed to define the range of  $C$  with sufficient confidence.

#### 5.4—Splitting tensile strength

Splitting tensile strength of cores obtained from actual RCC pavement projects range from about 400 to over 600 psi (2.8 to over 4.1 MPa) at 28 days depending on the cementitious content of the mix. The tensile strength characteristics of RCC are more easily and reliably measured by performing split tensile strength tests on cores than by performing flexural strength tests on sawed beams. Typical splitting tensile strength data from selected projects are listed in Table 5.3.

#### 5.5—Modulus of elasticity

Modulus of elasticity has generally not been measured on specimens from actual RCC projects. Limited tests on cores obtained from a full-scale test section indicate that the RCC modulus of elasticity values may be similar to or slightly higher than those for conventional concrete with similar cement contents.<sup>12</sup>

#### 5.6—Fatigue behavior

Only limited testing has been conducted to evaluate the fatigue behavior of RCC. Like conventional concrete and other construction materials, RCC is subject to the effects of fatigue. Fatigue failure is defined as material rupture after continued repetitions of loads that cause stresses less than the strength of the material. Results of fatigue tests on beams obtained from a full-scale test section incorporating four different RCC mixtures indicate that the fatigue behavior of RCC is similar to that of conventional concrete.<sup>12</sup>

#### 5.7—Bond strength

Bond strength at the interface of RCC lifts is a critical engineering property. Bond strength determines whether RCC pavement constructed in multiple lifts will behave as a monolithic layer or as partially bonded or unbonded lifts. The load carrying capacity of partially bonded or unbonded lifts is significantly lower than that of bonded lifts of equal total thickness.

Bond strength development is low for untreated cold joints. Ideally, interface bond strength should be at least 50 percent of the strength of the parent RCC material based on good engineering practice. Data on interface bond strength is

Table 5.3—Flexural and splitting tensile strength data from U.S. RCC projects<sup>11</sup>

Project	Age, days	Sawed beam and core test results	
		Average flexural strength, psi	Average splitting tensile strength, psi
Pt. Stewart	90	1010	—
Pt. Hood	7	661	—
	28	830	—
Harvey Barracks	7	—	338
	28	780	402
Pt. Campbell	7	647	358
	28	—	—
Aberdeen Proving Ground	7	551	379
	28	627	452

given in Table 5.7.1. This data was developed by testing cores obtained from RCC test pads constructed at Tooele Army Depot in Utah.<sup>12</sup> The data in Table 5.7.1 indicates that sufficient interface bond strength can be achieved for properly constructed RCC pavements. However, data from limited testing at Corley Terminal given in Table 5.7.2 show that bond strength development along edges of longitudinal construction joints may not be as good as in interior locations.

#### 5.8—Durability

Because of the manner in which RCC is mixed and placed, it has not been practical to entrain air in RCC mixtures on field projects. Many of the projects constructed in the past which are performing well are located in coastal areas (northwestern U.S. and western Canada) where numerous freeze-thaw cycles occur. Recently, large scale RCC pavements were constructed in severe freeze-thaw areas such as Denver, Boston, and the State of New York (Pt. Drum). However, these projects have not been in service long enough to enable any conclusion to be drawn regarding freeze-thaw durability of RCC.

RCC samples obtained from pavement field projects have not shown good freeze-thaw durability when tested and evaluated in the laboratory according to the procedures of ASTM C 666. However, this does not necessarily mean that RCC will not be durable in the field. Although ASTM C 666 is a useful test for evaluating durability of conventional concrete, its direct applicability to RCC is not clear. The best indicator of RCC durability is its performance in the field. The recently constructed RCC pavements in Denver, Boston, and at Pt. Drum will help resolve the question of RCC durability.

#### 5.9—Summary

Evaluation of test data from RCC paving projects shows that the structural behavior of RCC is similar to that of conventional normal weight concrete. Thus, RCC can be treated much like conventional concrete when designing thickness of a pavement.

It is clear that only a limited data base exists on engineering properties of RCC mixtures. No definitive studies have been performed to determine influences of various parameters on the engineering properties of RCC.

The properties of RCC discussed above are not applicable to RCC material within 12 to 18 in. (305 to 457 mm) to edges

Table 5.7.1—Direct tensile strength at lift interface at Tooele Army Depot, Utah<sup>1,3</sup>

Sample No.	Pd	Lane	Sta	Direct tensile strength, psi		T <sub>22</sub> , percent	Lift exposure time (min)
				Interface	Parent		
1	1	1	100	260	234	78	50
2	1	1	52	420	295	142	50
4	1	3	200	332	338	98	75
5	1	4	215	290	362	80	85
6	2	1	200	15	305	5	80
7	2	2	45	198	328	60	60
8	2	10	40	365	285	128	35
†	1	1	208	234	272	86	70
†	1	2	230	61	393	16	60
†	1	3	100	249	261	95	75
†	1	4	60	162	287	56	85
†	1	5	200	137	301	46	115
†	2	8	60	246	381	65	30
†	2	14	55	215	284	76	35
†	2	15	60	11	305	4	35
Average				213	315	69	63
Range				11-420	261-393	4-142	30-115
Standard deviation				116	38		
Coefficient of variation, percent				55	12		
Average excluding 3 low values				259	311	84	64

<sup>1</sup>Coefficient of lift bond =  $T_{22}$ .

<sup>2</sup>Direct tensile strength of interface equal to 300.

<sup>3</sup>Direct tensile strength of parent RCC (psi).

† Thickness cores taken at early age. Other cores taken with saw beams. All tested at 5 months of age.

(SI conversion: 1 MPa = 145 psi)

Table 5.7.2—Core test results—Conley Terminal, Boston

Sta	Location	Core No.	Layer	Thickness, in (mm)	Shear strength, psi (MPa)		Splitting tensile strength, psi (MPa)
					Parent	Interface	
A	Interior	1	Top	6.25 (159)	—	295 (2.0)	680 (4.7)
				5.50 (140)	—	—	565 (3.9)
	Edge	2	Middle	6.25 (159)	—	185 (1.3)	320 (2.2)
				6.00 (152)	—	—	320 (2.2)
B	Interior	3	Top	6.00 (152)	—	—	520 (3.6)
				None	—	—	—
	Edge	4	Middle	6.25 (159)	—	—	315 (2.2)
				None	—	—	—
C	Interior	5	Top	6.25 (159)	—	340 (2.3)	565 (3.9)
				6.00 (152)	495 (3.4)	—	—
	Edge	6	Middle	6.00 (152)	235 (1.6)	—	—
				None	—	—	—
D	Interior	7	Top	5.75 (146)	—	—	545 (3.8)
				None	—	—	—
	Edge	8	Middle	6.00 (152)	—	Separated	340 (2.3)
				6.25 (159)	—	—	350 (2.4)
Average	Interior	Edge			495 (3.4)	320 (2.2)	575 (4.0)
					235 (1.6)	185 (1.3)	320 (2.3)

Source: [Ayoub], S. D., 1987, Unpublished data on core testing at Conley Terminal, Boston.

that are unsupported during compaction. Because of inadequate compaction along these areas, strengths of RCC at these locations may be less than at interior locations.

## CHAPTER 6—THICKNESS DESIGN

### 6.1—Basis for design

Because the structural behavior of RCC is similar to that of conventional paving concrete, the design procedures used for RCC pavements follow very closely the procedures used for design of conventional concrete pavements. The thick-

ness design of conventional concrete and RCC pavements is based on keeping the flexural stresses and fatigue damage in the pavement caused by wheel loads within allowable limits. Stresses and fatigue damage are greatly influenced by wheel load placement—there is a greater effect for loads placed along edges and joints and less at the interior location of the pavement.

### 6.2—Design procedures

Thickness design procedures for RCC pavements have been developed by the Portland Cement Association

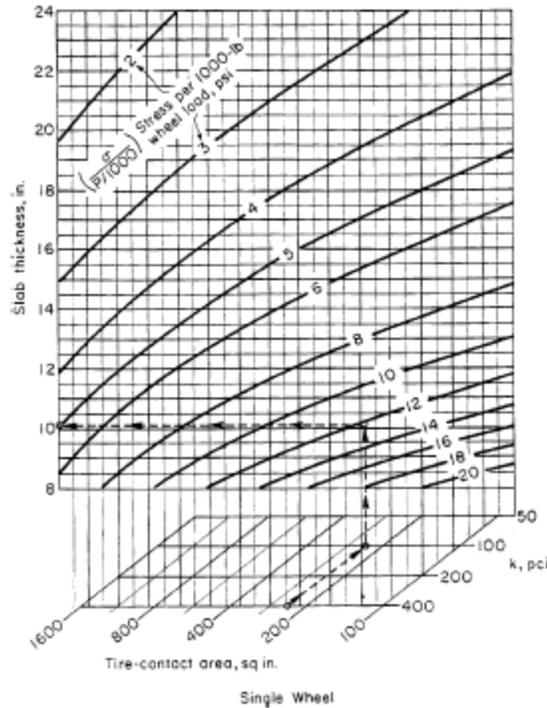


Fig. 6.2.1—PCA design chart for single wheel loads

(PCA)<sup>14</sup> and the U.S. Army Corps of Engineers.<sup>15</sup> The PCA procedure is applicable primarily to industrial pavements but can be used for similar paving applications. The procedure is based on interior load condition and uses a unique design fatigue relationship for RCC paving material. This procedure is very similar to the PCA procedure for the design of concrete industrial pavements. To use the PCA procedure, the following information is needed:

1. Supporting strength of subgrade or subbase/subgrade combination
2. Vehicle characteristics
  - a) Wheel loads
  - b) Wheel spacing
  - c) Tire characteristics
  - d) Number of load repetitions during the design life
  - e) Flexural strength of RCC
  - f) Modulus of elasticity of RCC

A typical design chart for single wheel loading is shown in Fig. 6.2.1.

The Corps of Engineers' thickness design procedure for RCC pavement is also similar to the Corps' procedure for conventional concrete pavements. It assumes no load transfer at joints for airfield applications but uses interior loading condition for other types of pavement applications. A typical thickness design chart for roads, streets, open storage areas and parking areas is given in Fig. 6.2.2. Fig. 6.2.2 requires use of a "Design Index" for traffic. The determination of the design index is given in Table 6.2.

6.3—Multiple-lifts considerations

RCC pavements thicker than about 10 in. (254 mm) are generally constructed in multiple lifts to ensure adequate compaction of each lift. Testing of core samples obtained from RCC paving projects indicates that properly constructed multiple-lift PCC pavements develop sufficient bond at

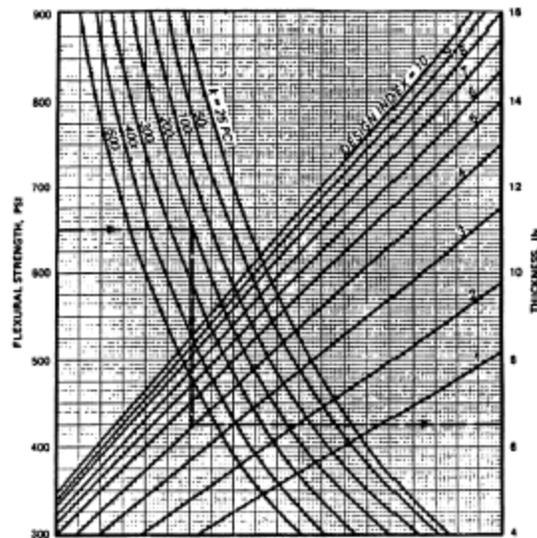


Fig. 6.2.2—Corps of Engineers design chart for RCC pavements

the interface of the multiple lifts to be considered monolithic, except along edges that were unsupported during compaction. As a result, this assumption is used in most RCC pavement thickness design procedures. However, it is emphasized that the proper procedures need to be followed in multi-lift construction to assure that adequate bond between lifts is achieved. The surface of the lower lift is kept moist and clean until the upper lift is placed, which should be done within the time limits (generally 1 hr) stated in the project specifications. When these recommendations cannot be met due to unforeseen delays or other factors, a cement slurry or a sand-cement grout is used to assure bonding of the multiple lifts. When a slurry or grout is used to assure bonding because of delays, sufficient time should be allowed for the lower lift to gain adequate strength prior to placing and compacting the upper lift. If final set of the lower lift has occurred, placement and compaction of the upper lift may result in cracking of the lower lift if an adequate strength has not been achieved.

#### 6.4—Pavement design considerations

Geometric design of RCC pavements follows standard practice for conventional pavements. Irregularly shaped areas of limited size and access may require placement of conventional concrete pavement. Transverse joints, when used, have typically been spaced between 30 ft and 70 ft (9.1 and 21.3 m) apart. Longitudinal contraction joints are not used

with RCC pavements. The direction of paving, and consequently the direction of the longitudinal construction joints, has usually been in the long dimension of the pavement. Occasionally, in order to minimize the number of cold longitudinal construction joints, the direction of paving has been in the short direction of the pavement. This practice has been successful in reducing cracking and providing better durability of the RCC along the longitudinal construction joints.

## CHAPTER 7—CONSTRUCTION

### 7.1—General

RCC pavement construction involves the laydown and compaction of a very stiff concrete mixture using equipment and techniques similar to those for asphalt pavement construction. Consequently, relatively large quantities of concrete pavement may be placed rapidly with minimal labor and equipment. RCC pavements do not use dowels, steel reinforcement, or forms. This typically results in significant savings when compared to the cost of conventionally constructed concrete pavements. Construction of RCC pavement typically involves the preparation of subgrade and base course(s); batching, mixing, and transportation; placing, compaction, and joint construction; and curing and protection.

### 7.2—Subgrade and base course preparation

The subgrade and base course (where used) for RCC pave-

Table 6.2—U.S. Army Corps of Engineers rigid pavement design index values

Traffic category	Rigid pavement design index for road or street					
	Classification					
	A	B	C	D	E	F
I	2	2	2	1	1	1
II	3	2	2	2	2	1
III	4	4	4	3	3	2
IV	5	5	5	4	4	3
V (10-kip spread (kip) truck-lying vehicles, 15-kip forklift trucks):						
500/day	7	7	7	7	7	a
200/day	6	6	6	6	6	a
100/day	6	6	6	6	6	6
40/day	6	6	6	5	5	5
10/day	5	5	5	5	5	5
4/day	5	5	5	5	4	4
1/day	5	5	5	4	4	4
VI (30-kip truck-lying vehicles, 20-kip forklift trucks):						
200/day	9	9	9	9	9	a
100/day	8	8	8	8	8	8
40/day	7	7	7	7	7	7
10/day	6	6	6	6	6	6
4/day	6	6	6	6	6	6
1/day	5	5	5	5	5	5
1/week	5	5	5	4	4	4
VII (120-kip truck-lying vehicles, 35-kip forklift trucks):						
100/day	10	10	10	10	10	10
40/day	9	9	9	9	9	9
10/day	8	8	8	8	8	8
4/day	7	7	7	7	7	7
1/day	6	6	6	6	6	6
1/week	5	5	5	5	5	5

ments must meet the same requirements as those for conventional concrete pavements. The subgrade and base courses are prepared to provide sufficient support to permit full compaction of the RCC throughout the entire thickness of the pavement. The base course is often used to drain water from the underside of the pavement to prevent saturation of the concrete in areas where the bottom of the pavement is subjected to freeze-thaw cycling. Adequate smoothness of the base course is a requirement for pavements which have relatively tight smoothness tolerances. The surface of the base course is typically wetted immediately before the concrete is placed to help prevent moisture being absorbed from the concrete. This is especially important for these very dry mixes. String lines are generally set up on the base course to guide the paver screed to the proper grade and height above the base course, and to properly align the paver in the longitudinal direction.

7.3—Batching, mixing, and transporting

RCC requires a vigorous mixing action to disperse the relatively small amount of mixing water evenly throughout the matrix. Batching of the concrete has been accomplished successfully using either a continuous-mixing pugmill or batch rotary-drum plant. A continuous-mixing pugmill plant is commonly used because it may be easily transported and set up at the site, has a relatively large output capacity, and provides excellent mixing efficiency (Fig. 7.3). Weigh-batch systems generally allow more accurate control of the propor-

tions of material in each batch than a continuous-mixing plant, but the output capacity of the plants may not be sufficient to allow smooth, continuous operation of the paver on larger paving projects [greater than 5000 yd<sup>2</sup> (4180 m<sup>2</sup>)]. For larger projects, plant capacities of 250 tons (254,000 kg) per hour or larger have been used successfully. On smaller projects, where the cost of a large capacity on-site plant may not be justified, a modified local asphalt concrete weigh-batch plant and a truck-mounted, mobile concrete mixing plant [60 yd<sup>3</sup> (46 m<sup>3</sup>) per hour capacity], has been used successfully.

In continuously mixing pugmills, a gobb hopper attached to the end of the final discharge belt has been used to reduce the free-fall height of the concrete (and thereby reduce segregation), and to temporarily hold the concrete discharge between subsequent dump trucks. The use of the gobb hopper allows the plant to operate more or less continuously, thereby improving mix uniformity. The plant is generally located as close as possible to the paving site to minimize the haul time of the concrete to the paver(s). Rear dump trucks are used to transport the concrete to the paver, and are sometimes equipped with covers when necessary to protect the concrete against adverse environmental effects, such as rain, wind, cold or heat. The dump trucks back up to the paver and discharge the concrete directly into the paver hopper, as the paver pushes the dump truck ahead of it.

7.4—Placing

RCC is typically placed with an asphalt paver, modified as

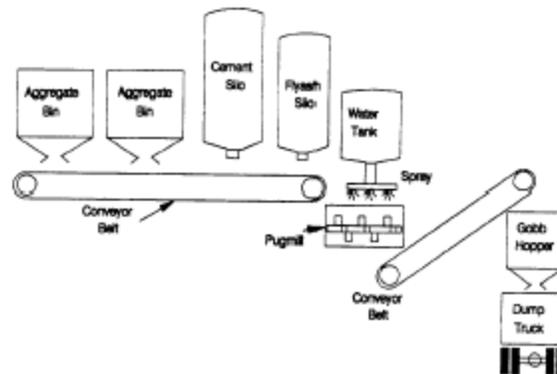


Fig. 7.3—Schematic of continuous mixing pugmill plant

necessary to accommodate the relatively large amount of material (a function of layer thickness) moving through the paver. These modifications may include enlarging the gates between the feed hopper and screed. Adjusting the spreading screws in front of the screed to insure that the concrete is spread uniformly across the width of the paving lane is similar to usual hot mix asphalt paving practices. The paver is usually equipped with automatic grade-control devices, such as a traveling ski or electronic stringline grade control device. For best finished smoothness, a stringline is used on both sides of the screed for the first lane, and on the outside edge of the screed on subsequent lanes using the finished edge as the guide on the other side. Maintaining continuous forward motion with the paver helps prevent the formation of humps or depressions on the final pavement surface. This is achieved by balancing paver speed with maintainable concrete delivery rate. The pavers are typically equipped with vibratory screeds to provide some initial external compaction.

Recent paver models have included one or more tamping bars in addition to the vibration to increase the compactive effort and therefore the initial density behind the screed, with beneficial effects on final smoothness and density. However, the increased compactive effort, especially at the surface of the pavement, has been suggested as the cause of a network of interconnected superficial cracks and fissures sometimes observed in the pavement surface directly behind the heavy-duty screeds. These cracks may be removed partially or totally during the rolling process. The formation of these cracks seems to be related to the moisture content of the RCC mixture and the amount of pressure applied by the screed to the surface.

The timing of the placement and compaction of the paving lanes is critical to obtaining adequate density and smoothness in the finished RCC pavement. The concrete is usually placed and compacted while it is still fresh and workable,

usually within 45 to 90 minutes after the addition of water at the plant, depending on environmental conditions. This time limitation for compaction of the concrete governs the time between placement of adjacent lanes, since the joint area is generally the last portion of the lane to be compacted (see "Joint Construction"). One method of accommodating the time limitation between placement of adjacent lanes is to limit the length of the paving lanes. Two or more pavers moving in echelon will also help reduce the time between adjacent lanes.

Curbs, gutters, and recessed drains have been often installed before and after the RCC placement. When installed before the RCC is placed, they provide confinement to aid compaction of the edge of the pavement. When installed after the RCC is placed, their height may be more easily matched to the surface of the RCC pavement. Manholes are more easily installed after the RCC is placed and compacted, by building the manhole level with the grade of the base course, covering it with a steel plate, and paving over the manhole. The next day, a block of RCC is sawn full depth and removed from over the manhole, the manhole built up to the pavement surface, and conventional concrete used to fill the remaining void.

#### 7.5—Compaction

RCC is usually compacted with a 10-ton dual-drum vibratory roller, immediately after the concrete is placed. A common roller pattern involves making two static passes (one back-and-forth motion equals two passes) on the fresh concrete surface to "set" the surface before the vibratory rolling begins. The static passes are followed by several vibratory passes until the specified density is achieved, usually after four or more passes. The vibratory compaction may then be usually followed by several passes of a 10 to 20 ton rubber-tire roller to tighten any surface voids or fissures. Finally, a static roller may be used to remove any roller marks left by

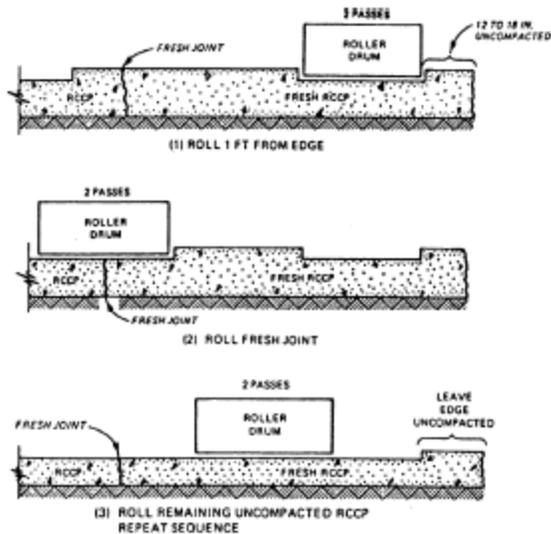


Fig. 7.6.1—Roller pattern for fresh construction joint<sup>16</sup>

the vibratory or rubber-tire rollers. Variations in this roller pattern have included: a) not using the vibratory mode of the roller, and increasing the number of static passes; and b) not using a rubber-tire roller to tighten the surface texture. Vibratory rollers with rubber-covered steel drums have also been used.

Since there is no standardized means of determining the consistency of RCC, a good indication that the RCC is ready for compaction is by observation of the behavior of the fresh RCC under the static roller passes. RCC which is of the proper consistency for compaction will deflect uniformly under the roller passes. If the RCC is too wet for proper compaction, the surface will appear shiny and pasty, and the RCC will exhibit "pumping" behavior under the roller and even under foot traffic. If the RCC is too dry, the surface will appear dusty or grainy and may even shear horizontally; the roller will not make a deep impression in the surface; and the specified density will be difficult to obtain, especially in the lower portion of the lift. Only minor adjustments in the water content, for workability, should be made or a new mix design may be needed.

Provided the RCC is placed on a uniform graded and compacted base, the rolling operation is the most critical element of the construction process in obtaining a desirable density, smoothness, and surface texture. The skill of the roller operator plays a key role in obtaining these desirable qualities. During the course of vibratory compaction, the roller opera-

tor should not stop on the pavement in the vibratory mode, and successive roller passes have been staggered to avoid creating a depression across the pavement surface. At the end of the paving lane, the rollers roll off the unconfined end of the lane, creating a rounded ramp of concrete which is removed before the next lanes are placed.

7.6—Joint construction

The joints in an RCC pavement are the most critical areas for obtaining adequate smoothness and density. Longitudinal joints are formed between adjacent paving lanes in the direction of paving, and transverse joints are formed at the ends of paving lanes perpendicular to the direction of paving. A "fresh" joint is formed between successive paving lanes when the time interval between placing and compacting the lanes is short enough to allow the lanes to be compacted together to form a monolithic juncture of the lanes. This time interval is usually one hour, more or less, depending on wind, temperature, and humidity.

Fresh longitudinal joints are constructed by leaving the outer 12 to 18 in. (305 to 457 mm) of the paving lane uncompactd during the rolling operation. This uncompactd edge is then used to set the height of the paver screed for paving the adjacent lane. After the adjacent lane is placed, the joint is compactd by centering the roller drum over the joint and compacting the adjacent lane edges simultaneously as illustrated in Fig. 7.6.1. More passes may be needed at the joint

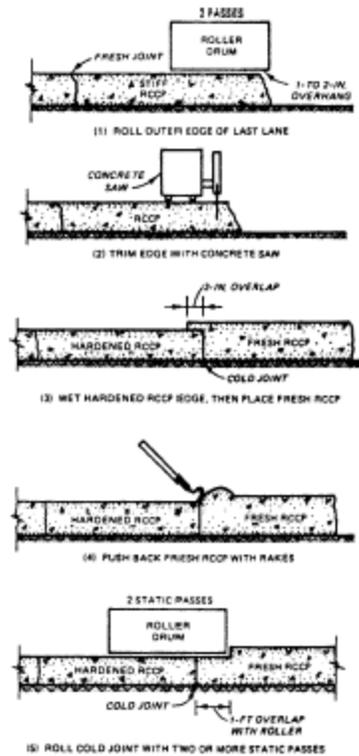


Fig. 7.6.2—Roller pattern for cold construction<sup>15</sup>

than the interior portion of the lane to obtain the specified density and adequate smoothness across the joint. Construction joints (often referred to as "cold" joints in RCC pavements) are formed between adjacent lanes when the concrete in the older lane has hardened to the extent that it cannot be compacted with the fresher lane. This usually occurs after the concrete in the older lane has been in place, without being compacted, for over an hour (more or less depending on environmental conditions). Construction joints are usually constructed by trimming away the outer uncompacted edge of the paving lane with a concrete saw, and paving against the resulting clean vertical edge as illustrated in Fig. 7.6.2.

Transverse construction joints are usually formed by trimming away the rounded end ramps with a concrete saw, and paving the successive lanes against the remaining vertical edge. Fresh overlapping material which is left on top of the

older hardened lane at construction joints very frequently results in undesirable raveling and spalling at the construction joint at later ages. The overlapping material is usually removed before the joint is compacted.

Sawed contraction joints (used to control cracking) were typically not used in earlier RCC pavements, with the pavements being allowed to crack naturally. This practice contributed to the economy of constructing RCC pavements. However, the resultant natural cracks may ravel. In general, it is not clear whether the cracks significantly affect the serviceability of the pavements, but the desire for a more aesthetically pleasing surface has led to the use of sawed contraction joints in few recent RCC pavements. These joints are usually sawed within 48 hours after compaction of the RCC, with the least raveling during the sawing operation occurring at the latter part of this interval.

The transverse joint spacings have typically ranged from 30 to 70 feet (9.1 to 21.3 m), depending on natural crack patterns noticed in RCC pavements of similar geometry or in test sections. The depth of the sawcuts has ranged from  $\frac{1}{4}$  to  $\frac{1}{2}$  the pavement depth. Longitudinal contraction joints are typically not sawed, since the width of the longitudinal pass is limited by paver screed width, and has usually been sufficient to prevent avoid random longitudinal cracking. Naturally occurring cracks are usually not sealed, again in the interest of economy; however, sawed joints usually are sealed. Isolation joints have been used in RCC pavements to isolate fixed structures occurring within or along the pavement boundaries, such as building foundation slabs, gutters, and manholes. The isolation joint material is usually tacked to the cold joint face, gutter, or building before the adjacent lane is placed.

#### 7.7—Curing and protection

Because RCC has a relatively low water content, moist curing has been used for most projects. Moist curing benefits the pavement by allowing the concrete to develop the design strength and to help prevent scaling and raveling of the hardened surface. RCC is typically moist cured for a minimum of seven days. A water truck equipped with a spray bar is commonly used to keep the surface moist on the first day, after which an irrigation sprinkler system, wetted burlap, or continued use of the water truck is used to keep the surface moist for the remainder of the curing period. Depending on environmental conditions, water spray trucks have sometimes been unable to provide water at a fast enough rate to avoid some surface drying.

A membrane-forming compound was used to cure an earlier RCC pavement, but this resulted in wide-spread scaling and raveling of the hardened pavement surface. An asphalt emulsion has been used in Canada and Europe with some success in curing RCC, but is often then covered with an asphalt concrete overlay. All vehicular traffic except for water spray trucks is usually kept from the pavement surface for a minimum of 14 days. A common practice in Europe is to allow the opening of an RCC pavement after 24 hrs, usually after the application of an asphalt concrete or chip seal wearing course to protect the surface from traffic abrasion. This prac-

tice takes advantage of the stability of the new RCC pavement, but the effects of early loading on the long-term durability and fatigue characteristics of the concrete are unknown.

RCC pavements have been placed under misty conditions with very little effect on the final surface texture. However, a steady rain during compaction can result in a high water/cement ratio slurry or paste forming on the surface, or the erosion of surface fines from the fresh surface leaving an exposed-aggregate condition. Protective practices similar to those for conventional concrete have been suggested for placing RCC when the ambient temperature is hot (85 F or greater) or cold (40 F (4.4 C) or less). Particular attention is given to keeping the surface moist at all times in hot, dry, or windy weather.

## CHAPTER 8—INSPECTION AND TESTING

### 8.1—General

Inspection and testing procedure for RCC pavements are similar to those for conventional concrete pavements, with a few exceptions. To ensure that a quality pavement is constructed, inspection and testing are typically the joint responsibility of the contractor and the owner/engineer. The extent of the inspection and testing will depend on the nature and the size of the project and will be specified in the contract documents. Generally, a minimum of two inspectors is required to ensure that a quality RCC pavement is being constructed; one inspector should be stationed at the mixing plant and one at the job site.<sup>17</sup>

### 8.2—Preconstruction inspection and testing

Preconstruction inspection and testing typically include quality testing of materials, inspection of mixing plant, plant calibration, inspection of equipment, and the construction, inspection and testing of a test section.

**8.2.1 Materials testing.**—Sampling and testing of materials for RCC paving are typically the same as for conventional concrete. Prior to construction, materials are sampled and tested in accordance with specified standards and are accepted or rejected in accordance with contract specifications. Materials to be tested include aggregates, cementitious materials, water, and admixtures.

As with conventional concrete materials, materials for RCC paving should be transported, handled and stored in strict compliance with contract specifications. Because of the great importance of aggregate segregation, special attention should be given to handling and storage of aggregates to avoid breakage, segregation and contamination.

**8.2.2 Mixture proportioning.**—Following materials testing, mixture proportioning studies are conducted, as described in Section 4, to assure that design requirements for strength, durability and other properties can be met.

**8.2.3 Mixing plant.**—Prior to beginning paving operations, the mixing plant is thoroughly inspected for compliance with contract specifications. Two items of particular importance to the construction of RCC pavements are plant capacity and mixer type. A mixing plant is selected to provide the mini-

imum capacity needed to feed adequately mixed RCC to the paver without delays and starting and thus minimize cold joints. The mixer type is selected to assure that the stated plant capacity can be attained while ensuring adequate mixing of the RCC materials. The mixing plant is typically a stationary twin-pugmill mixer. Tilt drum mixers and truck mounted mobile mixing plants with a screw auger mixing chamber have produced satisfactory RCC for smaller jobs. Plant capacities of 200 to 500 tons/hr have typically been used on medium to large size projects.

**8.2.4 Equipment.**—It is essential that all the equipment meet the requirements of the contract specifications and be maintained in satisfactory working condition. Equipment typically used for RCC pavement construction include RCC pavers, rear dump trucks, vibratory steel-wheeled rollers, rubber-tired rollers, and finish steel-wheeled rollers.

**8.2.5 Test section.**—A significant deviation from conventional concrete pavement is the requirement for a test section prior to construction. The purpose of the test section is to allow the contractor to develop and demonstrate the proposed techniques of mixing, hauling, placing, compacting, finishing (smoothness and surface texture), curing, and the preparation of the construction joints. Additionally, the test section provides the contractor the opportunity to demonstrate laydown method and rate, rolling pattern, rolling method for both fresh and cold construction joints, start-up and finishing procedures, curing, testing methods and plant operations.

The test section should be constructed on an approved compacted base course using the same equipment, materials and construction techniques to be used on subsequent work. Sampling and testing of the RCC pavement test section are to be completed prior to the start of paving operation. The test section generally includes constructing both longitudinal and transverse cold joints and a fresh joint. This usually requires three 12 to 14 ft (3.7 to 4.3 m) wide lanes, each 150 ft (45.7 m) long with 1/2 lanes placed the first day and the rest placed the next day. Special attention is given to construction of fresh and cold joints, rolling pattern of rollers, correlation between laboratory and nuclear gauge densities, and correlation between density and number of passes of rollers and achieving full density through full depth of each lift. Upon completion of the test section, the surface is checked for smoothness, tears, and surface smoothness.

### 8.3—Inspection and testing during construction

During construction, the mixing plant is routinely checked and calibrated as necessary to ensure that it is producing an RCC mixture within the tolerances specified in the contract specification.

Gradation tests, aggregate moisture tests, moisture-density tests, field density and moisture tests, surface smoothness determinations, fabrication and testing beams or cylinders, and plant calibration are performed at the frequencies specified in the contract specifications. Generally, gradation tests have been run 3 times a day, or every 500 yd<sup>3</sup> (382 m<sup>3</sup>). Aggregate moisture tests have been run daily, or as often as required. Moisture content of RCC has been checked, as required, using a microwave oven. Density tests have been

performed every 100 ft (30 m) by nuclear density gages. Nuclear density gage readings have been checked against a specified density, such as a standardized block of RCC pavement.<sup>15</sup>

Prior to paving operations, the base course is checked for grade and density. The base course is generally moistened prior to paving. During paving operations, the paver is continuously monitored to ensure that it is adjusted and its speed is regulated so that the RCC pavement surface is smooth and continuous without tears, that the RCC pavement is the required depth, and that it conforms to the required grade and smoothness after compaction. Surface smoothness is generally checked using a straightedge or profilometer. Acceptable tolerances have generally ranged from  $\frac{1}{8}$  to  $\frac{3}{8}$  in. (6.4 to 9.5 mm) deviation from a 10 or 12-ft (3 or 3.7 m) straightedge; however, the end use of the pavement is an important factor in setting these requirements. Placement procedures are checked to ensure that all RCC mixture is placed and compacted within the time limit specified, generally 45 to 60 min, and in a pattern whereby cure water from previous placements does not affect the placement and compaction of fresh RCC.

Compaction of the RCC is closely monitored to ensure compaction begins and is completed within the specified time limits, and that compaction is accomplished using the rolling pattern and procedure developed during construction of the test section. After initial vibratory rolling, preliminary inspection and testing for density, smoothness and surface texture are completed and deficiencies are noted and corrected before final rolling is continued. After deficiencies, if any, are corrected, rolling is continued until the required density is obtained. Density testing is performed according to specified standards and at the specified frequencies. Measurement of density using the sand cone method has not been successful due to the difficulty of performing the test around construction operations and to possible damage of the hole by compacting equipment. Nuclear density readings have been performed with backscatter, single-probe and double-probe gages. Experience with backscatter and single-probe gages indicates that they may not accurately indicate the density in the lower portion of RCC pavements. Double-probe gages have been used to measure density changes with depth in the pavement.

Construction of joints is routinely inspected to ensure that all completed joints have the same texture, density and smoothness as the other sections of pavement. Particular attention is given to ensure that all joints, cold or fresh, are prepared and compacted as specified in the contract documents.

After rolling is completed in each area, the surface of the RCC pavement is inspected to verify that it is kept continuously wet for the minimum time specified. After initial curing, the pavement is inspected to assure that it is cured for the duration and by the methods specified.

#### 8.4—Post construction inspection and testing

For projects requiring sawed joints, the initial sawcut operations are monitored to ensure that sawing of joints is being performed to the required alignment and without

chipping, spalling, tearing and cracking of the concrete. After final curing has been completed, the joint widening operation is inspected to ensure that the joint reservoir is sawed to the depth and width required and that the sawed joint faces are free from undercutting and washing caused by early sawing. Joints can be cleaned and sealed.

Following construction, coring of the RCC pavement is often used to check thickness. Some projects have required sawing of beams or coring of the pavement to determine flexural strength and compressive strength, respectively. Coring and sawing are inspected to insure that they are accomplished in the manner and quantity specified and that areas are refilled. The date and location are recorded for each sample taken. Test ages are as specified and generally include one or more of the following ages: 7, 14, 28, and 90 days.

## CHAPTER 9—PERFORMANCE

### 9.1—General

Performance of pavements may be described in qualitative or quantitative terms as the ability to perform its intended function. Qualitative descriptions, being subjective, are easier to apply and may be the truest indicator of performance; that is if the owner or user of a pavement describes it as "performing well," then for all practical purposes, it is. However, qualitative descriptions are by nature not directly translatable from one user to another, or one pavement to another, and therefore their use as an engineering tool is very limited. Quantitative descriptions, based on some type of objective criteria, are perhaps more complex but should allow some translation between users and different pavement types. This chapter will present quantitative descriptions of various aspects of RCC pavements, such as surface condition, skid resistance, surface smoothness, rideability, durability in freezing and thawing conditions, and load transfer.

### 9.2—Surface condition

The surface condition of RCC pavements has been quantitatively expressed in a research study conducted by the U.S. Army Corps of Engineers<sup>8</sup> to evaluate the performance of RCC pavements in freezing and thawing conditions. Eleven RCC pavement sites, located in the United States, West Germany, Norway, and Sweden, were visually surveyed using a procedure similar to the pavement condition index (PCI) rating system developed by the Corps of Engineers.<sup>16</sup> The RCC condition survey procedure identified five distress categories: 1) fresh and cold joints, sawed joints, and cracks; 2) weathering and raveling; 3) joint sealant damage; 4) patching and utility cuts;<sup>9</sup> and 5) shattered area. Three severity levels—low, medium, and high—were identified for each distress category, and a "deduct value" assigned to each combination of category, severity level, and "density," or the extent of the distress and severity within a survey area. The PCI is then calculated by subtracting the deduct values from

<sup>9</sup> It should be noted that utility cuts are not a measure of inherent performance of RCC or any other material— their presence is kept to a minimum, as opposed to patching required due to material distress, load-induced local failures, etc.

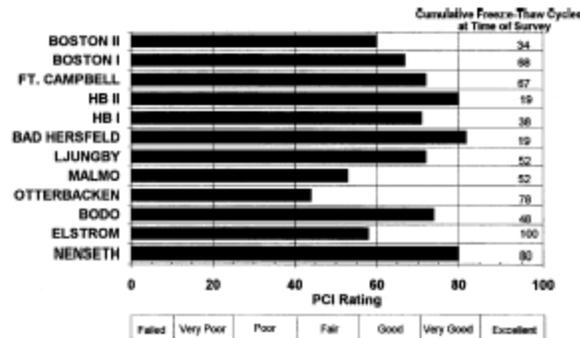


Fig. 9.2.1—PCI rating and estimated cumulative freeze-thaw cycles at time of survey

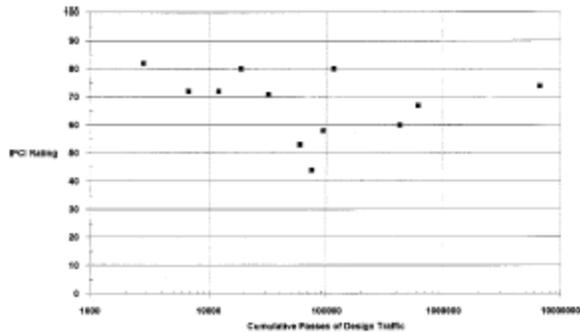


Fig. 9.2.2—Variation in PCI with cumulative passes of traffic

100, yielding a number between 0 and 100, with 0 being failed and 100 being excellent.

The results of the survey are presented in Fig. 9.2.1. The ratings ranged from 44 (fair) to 82 (very good). The causes of the distresses were not specifically identified; however, since the objective of the research was to investigate the effects of freezing and thawing on the surface of repair-enhanced RCC pavements, the number of cumulative ambient freezing and thawing cycles experienced by the pavement at the time of the survey was compared to the PCI. This illustrated a possible trend of deteriorating surface condition with an increasing number of cumulative freezing and thawing cycles. However, the PCI would be expected to decrease with time and with increased repetitions of traffic, as illustrated in Fig. 9.2.2, even without freezing conditions. In this study, the effect of freezing and thawing *by itself* on the surface condition could not be quantified.

### 9.3—Skid resistance

The skid resistance of RCC pavements was not of great concern to the earlier users, chiefly because the primary applications of the pavement were for heavy-duty industrial, low-speed vehicles, such as log loaders and container handlers. However, as the use of RCC pavement for high-speed vehicular or aircraft traffic was contemplated, the necessity of determining the skid properties of an RCC pavement surface became apparent.

Skid resistance tests have been conducted on RCC pavements in several locations in the United States and Australia. Greene<sup>20</sup> reported that skid resistance tests were conducted in accordance with ASTM Standard Test Method E-670-87 on Tuscan Way, a 2,500-ft-long (762 m) RCC access road in Austin, Texas. Due to the curvature of the road, only 40 mph tests were conducted with the "Mu Meter" (a rolling-wheel friction measurement device); however, both wet and dry

skid resistance values were obtained. The test results (MU values) of 0.72 average (0.63 to 0.77 range) in the dry condition, and 0.46 (0.31 to 0.47 range) and 0.34 (0.25 to 0.53 range) in the wet condition, indicated that the friction characteristics of the RCC road were poor to marginal, based on Air Force skid resistance criteria (AFWL-TR-73-165<sup>21</sup> and AFCEC-TR-75-3<sup>22</sup>). Greene attributed the low friction characteristics of the 9-month-old RCC pavement to the macrotexture and microtexture of the surface. The macrotexture is created in conventional concrete pavements by brooming, burlap drag, wire comb, or saw-cut grooving to remove water from under the tire during braking. The RCC pavement did have discontinuous, superficial surface tears created by the paver screed and/or rolling process during construction which were deep enough to remove water from under the tire. However, the discontinuous nature of the tears did not allow the water to escape from under the tire during braking, resulting in some hydroplaning. The microtexture, usually provided by the fine, gritty texture of the surface between the tears did not assist in providing good skid resistance, as it was virtually nonexistent on the RCC pavement surface. The macrotexture and microtexture of any particular RCC pavement are most likely a function of the mixture proportions, exertion of a shearing force by the paver screed on the pavement surface, and the action of the steel-wheel and rubber-tire roller on the pavement surface; they are therefore likely to be different from one RCC pavement to another.

Jameson et al.<sup>23</sup> reported that skid resistance tests were conducted on a test section installed in Wells Road, Seaford, Australia, using the VIC ROADS' SCRIM machine (an Australian friction testing device). The tests were conducted at average speeds of 32 to 50 mph (51 to 80 km/h), resulting in sideways force coefficient values ranging from 45 to 62 for the lower speed, and 38 to 51 for the higher speed, which are substantially lower than those for new asphalt or chip seal surfaces.

Brett<sup>24</sup> reported that skid resistance tests conducted on Tea Tree Road in Tasmania, Australia, using the British Portable Tester (Method T105) indicated results ranging from 42 to 76 percent, with a mean of 58.5 percent. These values were considered by the user to be satisfactory for the road location and usage. All of these results are considered to be poor to marginal base of U.S. Air Force skid criteria.

#### 9.4—Surface smoothness

Surface smoothness refers to the deviation of the RCC pavement surface from a plane; the "smoother" a pavement, the less deviation. The smoothness of RCC pavement surfaces (or lack thereof) has been one of the primary factors limiting the use of RCC to applications where relatively low-speed traffic is the primary user of the pavement, such as log sorting yards, port facilities, intermodal shipping yards, and tank parking areas.<sup>25</sup> The surface smoothness of RCC pavements is greatly influenced by the construction procedure itself, primarily the variation in the degree of compaction and smoothness achieved with the paver screed, and the operation of the vibratory roller during final compaction. The advent, around 1985, of heavy-duty paver screeds equipped

with tamper bars, used to place RCC resulted in better smoothness tolerances being obtained, due to the greater and more uniform densities achieved directly behind the paver.<sup>24</sup> Cortez et al.<sup>27</sup> has suggested that not using the steel-wheel roller to compact the RCC pavement (thereby relying solely upon the paver screed for compaction) might result in a smoothness suitable for high-speed traffic; however, the probable effect of reduced density in the RCC layer could result in an unacceptably low strength or durability. This may or may not be compensated for with an increased cement factor, air-entraining agent, etc. Munz<sup>28</sup> has reported that the RCC pavement at the Saturn automobile plant near Spring Hill, Tennessee, was rolled with a steel-wheel roller in the static (nonvibratory) mode only, presumably to improve the smoothness of the surface.

The degree of smoothness typically achieved for RCC pavements was recognized by the U. S. Army Corps of Engineers in preparation of their guide specifications for construction. The current version<sup>29</sup> allows a  $\frac{1}{8}$  in. (9.5 mm) deviation from a 12-ft.-long (3.7 m) straightedge for tank handstands, open storage areas, and parking areas. By comparison, the Corps' guide specification for conventional concrete pavements<sup>30</sup> allows a  $\frac{1}{8}$  in. (6 mm) deviation [using a 10-ft. (3 m) straightedge] for the same applications, and only a  $\frac{1}{16}$  in. (3 mm) deviation from a 12-ft. (3.7 m) straightedge in the longitudinal direction of runways and taxiways. Pittman<sup>31</sup> reported that the Corps'  $\frac{1}{8}$  in. (9.5 mm) in 12 ft. (3.7 m) specification criteria was met during the construction of an RCC tank handstand at Harvey Barracks in Kitzingen, Germany (formerly West Germany), with an average of  $\frac{3}{16}$ ,  $\frac{1}{8}$ , and  $\frac{1}{16}$  in. (5, 6, and 7 mm) deviation for tests conducted in the longitudinal and transverse directions, and transverse across the longitudinal joints, respectively. Hess<sup>32</sup> reported that a  $\frac{1}{8}$  in. (6 mm) in 12 ft. (3.7 m) specification criteria was met in 82 percent of longitudinal and 76 percent of transverse surface smoothness measurements of an RCC ammunition storage pad at Tooele Army Depot, Utah. Keifer<sup>34</sup> reported that an average  $\frac{3}{16}$  in. (5 mm) deviation was achieved when using a 10-ft. (3 m) straightedge to measure transverse smoothness during construction of an RCC test road at Ft. Lewis, Washington. A tactical equipment shop pavement constructed at Ft. Lewis achieved average smoothness results of  $\frac{1}{8}$  in. (6 mm) in the transverse direction, and  $\frac{1}{16}$  in. (5 mm) in the longitudinal direction, using a 10-ft. (3 m) straightedge.<sup>4</sup>

#### 9.5—Roughness

Pavement roughness may be referred to as the ride sensation experienced by a vehicle passenger as the vehicle passes over a pavement surface. It is a function of road profile, vehicle characteristics, and speed of the vehicle.<sup>25</sup> Studies have shown that roughness is most influenced by the longitudinal profile of the pavement surface in the wheel path, particularly the amplitude and frequency of longitudinal surface profile wavelengths.<sup>34</sup> The surface smoothness measurements

<sup>4</sup> Unpublished data, Quality Control Results of RCC Pavement at Ft. Lewis, Washington.

Table 9.5—Summary of roughness measurements from Australia

Location	Measuring device	Roughness measurements (counts/kilometer)			
		Mean	Range	Standard deviation	Coefficient of variation, percent
Ormeau Road, Tasmania	NAASRA roughness meter	143	77-252	37	26
Tea Tree Road, Tasmania	NAASRA roughness meter	119	86-153	19	16
Wells Road, Victoria	ARRB	81	54-112	20	24
Lane 1	Profilometer	87	61-110	18	21
Lane 2	Profile beam	87	74-97	7	8
Lane 1	Profile beam	87	74-109	10	12
Lane 2	Profile beam	87	74-109	10	12

discussed previously are simply indications of the maximum amplitude within a limited range of wavelengths. Therefore, measurements of this type are of limited use in determinations of roughness. Roughness measurements may be made with several types of devices, including profilometers, road meters, and roughometers. The units depend upon the type of device used.

Roughness measurements have been reported by Brett<sup>24</sup> and Jameson et al.<sup>25</sup> on several RCC roads placed in the states of Tasmania and Victoria, Australia, respectively (Table 9.5). The roughness measurements were made using several different devices, but the results were all correlated to or reported in terms of counts/kilometer (counts/kilometer refers to 15.2 mm relative movements between the rear axle and body of a modified meter, measured over a 1-km distance). The Department of Main Roads of New South Wales recommends that the roughness measurements of the class "Main Roads" not exceed 70 counts/kilometer for new construction, and suggests rehabilitation for readings above 150 counts/kilometer. As can be seen from the results, none of the pavements met the roughness requirements for new construction, but were also less than that recommended for rehabilitations. Brett<sup>24</sup> suggested that the roughness results would improve with further experience, and Jameson et al.<sup>25</sup> report roughness measurements in one short stretch of the Wells Road of 54 to 58 counts/kilometer, suggesting the potential of RCC as a high-speed wearing surface.

#### 9.6—Freeze-thaw durability

The durability of RCC pavements in freezing and thawing conditions has been of some concern to engineers since its first use in Canada in 1976.<sup>23</sup> Although the RCC pavements in British Columbia were reported to have no visual signs of freeze-thaw deterioration, the primary concern was derived from the fact that most RCC pavement placed in North America has been nonair-entrained.<sup>23</sup> This concern led to the development of several research studies at the U. S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station (WES) to determine the frost resistance of cores taken from existing pavements, test sections, and laboratory fabricated specimens.<sup>25,9</sup> The results of these studies are presented in Table 9.6. The references "1" and "2" in Table 9.6 pertain to the WES research studies conducted to evaluate the frost resistance of RCC pavements<sup>25</sup> and the frost resistance of air-en-

trained and nonair-entrained RCC pavement mixtures,<sup>9</sup> respectively.

The results in Table 9.6 indicate that air-entraining admixtures (AEA's) had not been used in most of the samples taken from in-place pavements; most of the samples containing AEA's were laboratory fabricated samples, or samples taken from test sections. For most of the samples, the air-void content was determined from microscopical examination of hardened cores according to ASTM C 457, Modified Point-Count Method.<sup>26</sup> Voids with a chord length (C.L.) less than 0.04 in. (1 mm) were considered entrained air voids (even if AEA's were not used in the RCC); these entrained air voids and the total air void content are expressed in the table. Although most of the voids were irregularly shaped rather than spherical, they were counted in the air void content determinations. Rapid freezing and thawing tests (ASTM C 666, Procedure A<sup>27</sup>) were conducted on most of the samples, and the results reported as the percentage of the dynamic frequency modulus (DFE) remaining at the end of the test (relative DFE). The spacing factor was also determined from the microscopical void examination.

The determination of frost susceptibility presented in Table 9.6 was based upon the average relative DFE value and the spacing factor for each sample. According to Neville,<sup>28</sup> a relative DFE of 60 or greater means that the concrete is probably satisfactory with respect to frost resistance; a relative DFE of 40 or less indicates probable unsatisfactory frost resistance; and a relative DFE between 40 and 60 indicates doubtful performance. A spacing factor of less than 0.008 in. (0.2 mm) is typically associated with concrete having good resistance. These dual criteria were applied to all the samples, and the frost susceptibility question was answered "No" if the relative DFE was 60 or greater and the spacing factor was less than 0.008 in. (0.2 mm), "Yes" if the relative DFE was 40 or less and the spacing factor was 0.008 (0.2 mm) or greater, and "Mixed" for all the other combinations of relative DFE and spacing factor. The answers in parentheses indicate determinations based upon one criterion only.

Generally, the results of these two studies showed that those mixtures not containing AEA's were susceptible to frost damage, and those containing AEA's were not susceptible to frost damage. There were exceptions to both cases. Ragan<sup>23</sup> postulated that the non-AEA mixtures having air-void systems with low spacing factors and resulting good frost resistance might

Table 9.6—Results of WES freeze-thaw studies

Reference	Location	Specimen No.	Compressive strength		AEA used?	Air content, percent		Average DFC <sup>1</sup>	Spacing factor		Frost susceptible?
			psi	kPa		C.L. < 0.04 in.	Total		in.	mm	
1	Stewart, GA	211	5220	35,991	No	1.9	5.3	8	0.020	0.308	Yes
1	Hoos, TX	5	4,800	34,957	No	—	—	10	0.012	0.305	Yes
1	Lawis, WA	5A	5790	39,921	No	2.5	5.1	44	0.012	0.305	Mixed
		9B	5790	39,921	No	1.9	2.1	71	0.005	0.127	No
		10B	5790	39,921	No	9.6	10.4	20	0.011	0.279	Yes
		17A	8920	61,501	No	1.6	4.7	59	0.015	0.381	Mixed
		17B	8920	61,501	No	1.8	4.0	44	0.018	0.457	Mixed
1	USA, RREL	1B	2930	20,202	No	2.3	6.1	89	0.008	0.203	No
		3B	6500	44,816	No	3.6	8.6	75	0.010	0.254	Mixed
		2T	4370	30,130	Yes	2.9	5.2	81	0.010	0.254	Mixed
1	Port of Tacoma	2A-1	5220	35,991	No	5.5	7.1	84	0.010	0.284	Mixed
		1DT			No	3.0	4.5	75	0.013	0.330	Mixed
		2HD			No	6.1	10.6	82	0.010	0.254	No
1	Laycoak	2A			No			5	0.026	0.660	Yes
1	WES fabricated beams	1 (Mix A)	6250	43,992	No	1.1	3.1	10	0.030	0.762	Yes
		1 (Mix B)	5740	39,576	Yes	2.5	4.6	48	0.013	0.330	Mixed
1	NPLI fabricated beams	2	6900	47,574	No	0.6	1.7	10	0.018	0.457	Yes
		8			No	0.9	1.7	—	0.019	0.483	(Yes)
		9			No	1.1	3.9	11	0.022	0.559	Yes
2	WES fabricated beams, FT study	ALNSCS	4485	30,923	Yes	9.9	11.1	90	0.010	0.076	No
		ALLSFS	5145	35,474	Yes	6.4	7.2	94	0.003	0.076	No
		ALLSFS	4915	33,888	Yes	6.1	6.9	98	0.004	0.102	No
		ALNSFS	5420	37,370	Yes	5.3	5.5	98	0.004	0.102	No
		ALNSFS	4840	33,371	Yes	9.6	10.7	98	0.003	0.076	No
		ALNSFS	5450	37,576	Yes	5.6	6.8	87	0.006	0.152	No
		BHLSFS	4745	32,716	Yes	7.1	8.4	93	0.003	0.076	No
		BLNSCS	5880	40,541	Yes	3.2	3.8	95	0.006	0.152	No
		BLNSFS	5335	36,784	Yes	3.5	3.6	92	0.005	0.127	No
		BLNSCS	6020	41,506	Yes	3.3	7.8	54	0.006	0.152	Mixed
		BLNSFS	5395	37,197	Yes	2.9	3.1	77	0.005	0.127	No
		CZLSCS	7410	51,090	No	1.6	3.6	4	0.016	0.406	Yes
		CZLSFS	6545	45,126	No	2.9	4.3	13	0.013	0.330	Yes
		CZNSCS	7135	49,194	No	1.6	2.8	15	0.015	0.381	Yes
		CZNSFS	6645	45,816	No	5.8	7.1	85	0.008	0.203	No
		DHNSCS	5525	38,094	Yes	1.9	2.5	88	0.005	0.127	No
		DHNSFS	4900	33,784	Yes	3.6	4.4	92	0.004	0.102	No
		DLNSCS	5950	41,024	Yes	2.7	4.9	91	0.006	0.152	No
		DLNSFS	5355	36,921	Yes	—	—	92	0.007	0.178	No
		DLNSCS	5750	39,645	Yes	4.5	5.3	92	0.008	0.203	No
		DLNSFS	5310	36,611	Yes	4.9	5.7	90	0.006	0.152	No
2	WES test slab curved beams	1	4995	34,439	No	4.3	5.3	39	0.009	0.229	Mixed
		2	3450	23,787	Yes	5.4	5.8	76	0.005	0.127	No
		3	3482	24,008	Yes	6.6	7.6	52	0.004	0.102	Mixed
		4	2925	20,167	Yes	4.1	5.6	65	0.004	0.102	No
2	Fl. Drum cores	Control	4120	28,406	No	0.9	1.8	—	0.013	0.330	(Yes)
		Mix 1, Lo	4030	27,786	Yes	1.7	8.4	—	0.009	0.229	(Yes)
		Mix 2, Hi	4090	28,200	Yes	3.0	9.0	—	0.006	0.152	(No)
2	Field core samples	Norwalk	6005	42,471	Yes	—	3.1	43	0.011	0.279	Mixed
		Elstrom	9830	67,775	Yes	—	5.9	—	0.008	0.203	(No)
		Bardo	8857	61,067	No	—	5.2	87	0.007	0.178	No
		Otterbacken	6258	43,147	No	—	7.7	7	0.010	0.254	Yes
		Makro	6910	47,643	No	—	5.8	57	0.007	0.178	Mixed
		Ljungby	9260	63,845	No	—	3.8	93	0.008	0.203	No
		Pt. Campbell	3980	27,441	No	—	3.6	10	0.012	0.305	Yes
		Boston	4987	34,384	No	—	3.0	25	0.011	0.279	Yes

Note: 143 psi = 1 MPa; 1 in. = 25.4 mm.

be related to pugmill mixing, the cohesiveness of the mixture, and the method of compaction. An important result of the latter WES study<sup>9</sup> was that RCC mixtures could be successfully air-entrained in the laboratory for a variety of AEA types, dosage rates, and aggregate gradings. Air-entrained RCC mix-

tures were also placed and compacted in small test sections at WES, and a small section of air-entrained RCC was placed and compacted during the construction of a tank bulkhead at Ft. Drum, New York; thus, the feasibility of obtaining air-entrained RCC mixtures in field applications was demonstrated.

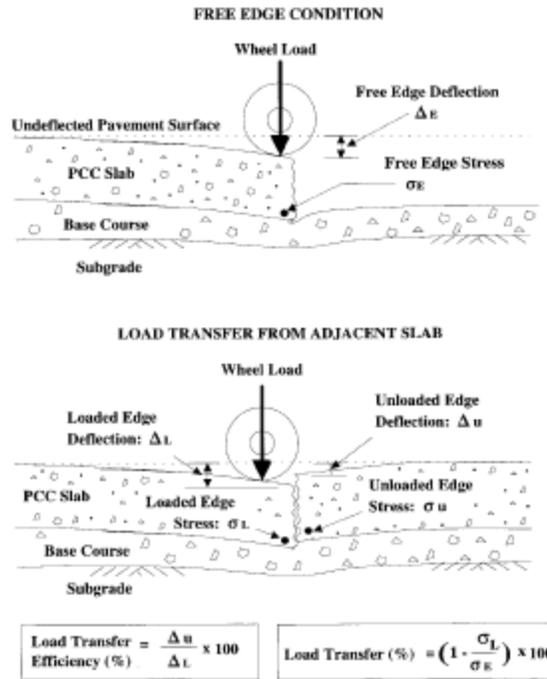


Fig. 9.7.1—Mechanism of load transfer and efficiency due to aggregate interlock

9.7—Load transfer

Load transfer refers to the amount of load (in percent) which is carried by an unloaded concrete slab due to a load applied to an adjacent slab. Stresses due to the applied load are transferred to the unloaded slab through a shearing action at the vertical interface of the joint between the slabs (Fig. 9.7.1). Load transfer is important to the performance of concrete pavements because it reduces the amount of stress experienced in a concrete slab at the joint due to an applied load. Load transfer may even be an inherent part of the thickness design procedure. The U. S. Army Corps of Engineers<sup>39</sup> and the Federal Aviation Administration<sup>40</sup> rigid pavement design procedures assume 25 percent load transfer at most concrete pavement joint types.

Load transfer is typically achieved in conventional concrete pavements through aggregate interlock, dowels, tie-bars, or keyways formed into the sides of the concrete slabs. Since no dowels, tie-bars, or keyways are typically used in RCC pavements, load transfer across joints or cracks de-

pends upon the degree of aggregate interlock obtained at the joint. Load transfer due to aggregate interlock is largely dependent upon the joint opening or crack width;<sup>41</sup> the narrower the crack width, the greater the degree of load transfer achieved. Similarly, the crack width is largely dependent upon the crack spacing; the larger the crack spacing, the larger the average crack width, and subsequently the lower the load transfer typically achieved. For a given crack spacing, the crack width will also vary as the concrete expands and contracts with changes in the average slab temperature; hence, the load transfer obtained at an RCC crack would be expected to vary between summer and winter seasons, and possibly between day and night conditions. Since RCC pavements are typically allowed to crack naturally, the crack spacing over a large area may vary considerably, and therefore, the degree of load transfer obtained at RCC pavement cracks may be expected to vary considerably. Crack spacings ranging between 40 to 70 (12 to 21.3 m) feet for one job are typical values reported.<sup>26,42</sup>

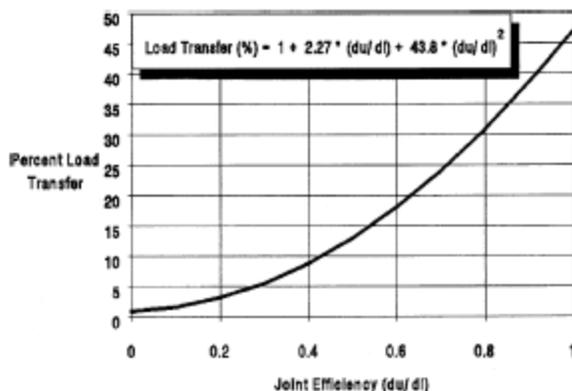


Fig. 9.7.2—Corps of Engineers relationship between joint efficiency and load transfer

Table 9.7—Results of Corps of Engineers load transfer tests on RCC pavements

Location	Type of joint	Number of tests	Load transfer percent			Average crack width		Average crack spacing	
			Mean	Range	Coefficient of variation	in.	mm	ft	m
Ft. Hood, TX	Transverse crack	108	18.6	—	36	—	—	48.9	14.9
	Longitudinal (cold) joints	8	12.3	—	45.5	—	—	13.5	4.1
Austin, TX (Tascany Way)	Transverse crack (Sept. 1991)	25	20.2	6.4 to 33.2	42.1	0.05	1.27	30.5	9.3
	Transverse crack (Jan. 1992)	25	15.9	6.1 to 33.0	48.4	0.06	1.52	30.5	9.3

Load transfer is difficult to measure directly because stresses (or strains) in slabs on grade are difficult to measure. However, load transfer can be estimated from deflection measurements of slabs on either side of a joint as one of the slabs is loaded. The ratio of the deflection of the unloaded slab to the deflection of the loaded slab, or the joint efficiency, has been related to the load transfer obtained for that loading condition by finite-element analysis (Fig. 9.7.2). While the joint efficiency may range from 0 to 100 percent, the load transfer may range from 0 to 50 percent, when one half of the load or stress is carried by the adjacent slab.

The U.S. Army Corps of Engineers has conducted joint efficiency tests at several RCC pavement sites around the United States. These joint efficiencies were used to calculate the load transfer at the joints; some of the results are presented in Table 9.7. The tests at Ft. Hood were conducted with the WES 16-kip vibrator, while the tests in Austin were conducted using a falling-weight deflectometer. The average load transfer values ranged from about 12 to 20 percent, with coefficient of variations ranging from 36 to 48 percent. The effect of summer versus winter conditions are also apparent;

although the average temperature of the RCC pavement in Austin was only 11 F lower in the winter tests than in the summer tests (60 versus 71 F), the average load transfer decreased from 20 percent to 16 percent, for the exact same cracks. The average crack width increased from 0.05 in. to 0.06 in. (1.5 to 1.5 mm) from the summer tests to the winter tests, respectively. Fig. 9.7.3 shows the relationship between joint efficiency and average crack spacing for Ft. Drum, New York, for both the summer and winter conditions for the exact same joints; Fig. 9.7.4 shows the relationship between joint efficiency and crack width for the summer and winter condition.

#### CHAPTER 10—RESEARCH NEEDS

Even though considerable progress has been made in RCC pavements, it is evident that more work is needed in the development of many areas. These include:

- a) Improved surface quality and smoothness of RCC pavements, particularly when high-speed traffic applications are considered

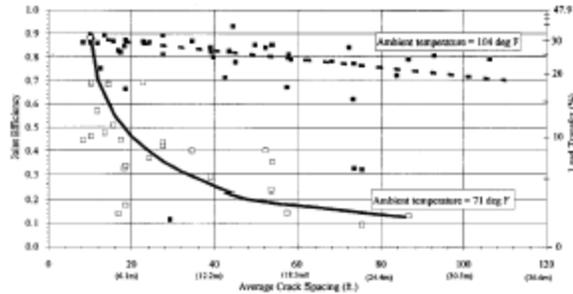


Fig. 9.7.3—Relationship between joint efficiency, load transfer, and average crack spacing, Ft. Drum, New York

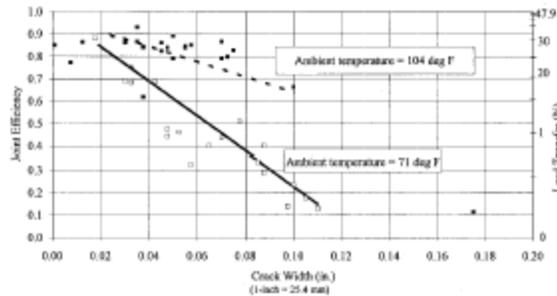


Fig. 9.7.4—Relationship between joint efficiency, load transfer, and crack width, Ft. Drum, New York

- b) Defining the desirable degree of consolidation to be attained by the paver, and optimizing roller sequence and number of passes
- c) Improved methods for construction and performance assessment of vertical joints and horizontal joints in multilayer pavements
- d) Satisfactory field and laboratory methods to determine mix compatibility, optimum water content, density and strength
- e) Standardized test procedures so that quality control can be achieved and independent investigators can reproduce test results and correlate their findings

Standards for mixture proportioning and sample fabrication are particularly needed. Current work in these areas by ASTM Subcommittee 09.45 - Roller Compacted Concrete, is addressing many of the above concerns.

Fundamental research is needed for the purpose of providing more data on physical properties so that design procedures can be established on a more rational basis. RCC paving involves both construction technology and a material,

therefore research must address both material and construction aspects. Investigations should be directed towards the study of the following issues:

- Effect of mix constituents and grain size distribution
- Fatigue
- Strength gain with age
- Volume changes due to water migration and temperature differential
- Abrasion and skid resistance
- Durability. Effect of air-entrainment, fines and deicing salts on freeze-thaw resistance
- Effect of curing time and technique
- Mechanical properties variability as a function of continuous mixing as opposed to batching
- Addition of fibrous reinforcement
- Bond strength of multiple-lift construction
- Load transfer at cracks and joints
- Surface quality
- Smoothness

- Jointing
- Consolidation/compaction
- Quality control procedures and standard test methods for density and strength

#### CHAPTER 11—REFERENCES

##### 11.1—Recommended references

The documents of the various standards producing organizations referred to in this document are listed below with their serial designations.

###### *American Concrete Institute*

- 207.5R Roller Compacted Mass Concrete  
 211.3 Standard Practice for Selecting Proportions for No-Slump Concrete  
 225R Guide to the Selection and Use of Hydraulic Cements

###### *ASTM*

- C 33 Specification for Concrete Aggregate  
 C 192 Test Method of Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory  
 C 457 Practice for Microscopical Determination of Air-Void Content and Parameters of the Air-Void System in Hardened Concrete  
 C 666 Test Method for Resistance of Concrete to Rapid Freezing and Thawing  
 D 425 Maximum Index Density and Unit Weight of Soil Using a Vibratory Table  
 D 1557 Test Method for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort 56,000 (lb-ft<sup>2</sup>) (2700 kN-m<sup>2</sup>)  
 D 4253 Test Method for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table  
 D 4254 Test Method for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density  
 E 670 Test Method for Side Force Friction on Paved Surfaces Using the Mu-Meter

The above publications may be obtained from the following organizations:

American Concrete Institute  
 P.O. Box 9094  
 Farmington Hills, Mich. 48333-9094

American Society for Testing and Materials  
 100 Barr Harbor Dr.  
 West Conshohocken, Pa. 19428

##### 11.2—Cited references

1. Anderson, R., "Roller-Compacted Concrete Pavements—Physical Properties (Belaggingar av valtbetong-fysikaliska egenskaper)," CBI Report No. Ra 3-86, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm, 1986 (in Swedish).

2. McCormick, W. N., Jr., *Engineer Technical Letter* 1110-1-126, Chief, Engineering Division, Directorate of Engineering and Construction, Department of the Army, U. S. Army Corps of Engineers, Washington, D.C., 1985.

3. Holder, R., "Roller Compacted Concrete Pavement Tactical Equipment Hardstand, Line Item 434," Contract No. DACA83-C-0188, Fort Hood, Tex., 1984, Fort Worth District, Corps. of Engineers.

4. Logie, C.V. and J.E. Oliverson, "Burlington Northern Railroad Intermodal Hub Facility," *Concrete International: Design & Construction*, V. 9, No. 2, 1987, pp. 37-41.

5. Larsen, J. L., "Roller Compacted Concrete Pavement Design Practices for Intermodal Freight Terminals at the Port of Tacoma," Svendrup & Parcel and Associates, Inc. Bellevue, Washington, TRB *State-of-the-Art Report* No. 4-Facing The Challenge, 1987.

6. Larsen, J.L., "Roller Compacted Concrete Pavement for Marine Terminals," *Ports '86, Proceedings of a Specialty Conference on Innovations in Port Engineering and Development in the 1990s*, ASCE, Waterway, Port, Coastal and Ocean Division, Committee on Ports & Harbors, New York, NY., 1986, pp. 144-158.

7. Abrams, J.M., et al., "Roller-Compacted Concrete Pavement at Portland International Airport," *Transportation Research Record* 1062, Transportation Research Board, Washington, D.C., 1986, pp. 20-24.

8. Abrams, J.M. and J.L. Jacksha, "An Airport Apron and a County Road," *Concrete International: Design & Construction*, V. 9, No. 2, Feb. 1987, pp. 30-36.

9. Ragan, Steven A.; Pittman, David W.; and Grogan, William P., "An Investigation of the Frost Resistance of Air-Entrained and Nonair-Entrained Roller-Compacted Concrete (RCC) Mixtures for Pavement Applications," US Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station *Technical Report* GL-90-18, Vicksburg, Miss., Sept. 1990.

10. Tayabji, S.D. et al., "Evaluation of Heavily Loaded Stabilized Roadways," *Transportation Research Record* 839, Transportation Research Board, 1982.

11. Rollings, R.S., "Design of Roller Compacted Concrete Pavements," *Proceedings, Roller Compacted Concrete II*, San Diego, Calif., 1988, pp. 454-466.

12. Tayabji, S.D., and P.A. Okamoto, "Engineering Properties of Roller Compacted Concrete," *Transportation Research Record* No. 1136, Transportation Research Board, Washington, D.C., 1987, pp. 33-45.

13. Hess, J.R., "RCC Storage Pads at Tooele Army Depot, Utah," *Proceedings, Roller Compacted Concrete II*, San Diego, Calif., 1988, pp. 394-409.

14. "Structural Design of Roller-Compacted Concrete for Industrial Pavements," IS233.01P, Portland Cement Association, Skokie, Ill., 1987, pp. 8.

15. U. S. Army Corps of Engineers, "Thickness Design of Roller-Compacted Concrete Pavements for Airfields, Roads, Streets and Parking Areas," ETL 1110-1-141, Washington, D.C., 1983, pp. 3.

16. Pittman, D.W., "RCC Pavement Construction and Quality Control," *Proceedings, Roller Compacted Concrete II*, San Diego, Calif., 1988, pp. 438-453.

17. Pittman, D., and S.A. Ragan, "A Guide for Design and Construction of Roller-Compacted Concrete Pavements," GL86, U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss., 1986, 26 pp.
18. U.S. Army Corps of Engineers, "Engineering and Design, Roller-Compacted Concrete," *Engineer Manual* No. 1110-2-2006, 1985, Department of the Army, Washington, D.C.
19. Shahin, M.Y., and Kohn, S.D., "Pavement Maintenance Management for Roads and Parking Lots," US Army Corps of Engineers Construction Engineering Research Laboratory *Technical Report* M-294, Champaign, Ill., 1981.
20. Greene, James L., "Friction Characteristics Evaluation of Roller-Compacted Concrete," letter from Department of the Air Force (DEMP) to U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, June 16, 1988.
21. AFWL-TR-73-165, "Procedures for Conducting the Air Force Weapons Laboratory Standard Skid Resistance Test," Sept. 1973, Air Force Weapons Laboratory, Air Force Systems Command, Kirtland Air Force Base, N. Mex.
22. AFCEC TR-75-3, "Analysis of the USAF Runway Skid Resistance Tests," May 1975, Air Force Civil Engineering Center, (Air Force Systems Command), Tyndall Air Force Base, Fla.
23. Jameson, G.W.; Sharp, K.G.; Bailey, D.P.; and Warwick, R.A., "An investigation of the Suitability of Roller-Compacted Concrete for High-Speed Traffic Pavements," Australian Road Research Board *Research Report* No.181, Victoria, Australia, June 1990.
24. Brett, David M., "RCC Pavements in Tasmania, Australia," *Roller-Compacted Concrete II*, Proceedings of the Conference sponsored by the Construction, Geotechnical Engineering, and Materials Engineering Divisions of the American Society of Civil Engineers, San Diego, California, Feb. 29-Mar. 2, 1988.
25. Pittman, David W., "Construction of Roller-Compacted Concrete Pavements," *Roller-Compacted Concrete Pavements and Concrete Construction*, *Transportation Research Record* 1062, Transportation Research Board, Washington, D.C., 1986.
26. Keifer, Ossin Jr., "Paving with Roller-Compacted Concrete," *Concrete Construction*, Concrete Construction Publications, Inc., Addison, Ill., March 1986.
27. Cortez, E.R.; Korhonen, C.J.; Young, B.L.; and Eaton, R.A., "Laboratory and Field Evaluation of the Freeze-Thaw Resistance of Roller-Compacted Concrete Pavement, Ft. Drum, New York," presented to the American Concrete Institute Committee 32.5 Session, Washington, D.C., March 1992.
28. Munn, W.D. "Roller-Compacted Concrete Paves Factory Roads," *Highway and Heavy Construction*, Cahners Publishing Company, New York, New York, Sept. 1989.
29. Department of the Army, Office of the Chief of Engineers, "Guide Specification for Military Construction: Roller-Compacted Concrete (RCC) Pavements," CEGS 02520, Washington, D.C., June 1991.
30. Department of the Army, Office of the Chief of Engineers, "Corps of Engineers Guide Specification, Military Construction: Concrete Pavement for Roads and Airfields," CEGS 02611, Washington, D.C., Oct. 1983.
31. Pittman, David W., "The Effects of the Construction Process on Selected Fresh and Hardened Properties of Roller-Compacted Concrete Pavements," U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station *Technical Report* GL-89-22, Vicksburg, Miss., Sept. 1989.
32. Hess, John R., "Roller-Compacted Concrete Pavement for Tooele Army Depot, Utah, U.S. Army Corps of Engineers Sacramento District," Master's Thesis, California State University, Sacramento, Calif., Spring 1987.
33. Haas, Ralph and Hudson, Ronald W., "Pavement Management Systems," Robert E. Krieger Publishing Co., Malabar, Fla., 1978.
34. Yoder, E.J. and Witzczak, M.W., "Principles of Pavement Design," Second Edition, John Wiley and Sons, Inc., New York, 1975.
35. Ragan, Steven A., "Evaluation of the Frost Resistance of Roller-Compacted Concrete Pavements," *Roller-Compacted Concrete Pavements and Concrete Construction*, *Transportation Research Record* 1062, Transportation Research Board, Washington, D.C., 1986.
36. "Microscopical Determination of Air-Void Content and Parameters of the Air-Void System in Hardened Concrete," *Designation* C457-82a, 1987 Annual Book of Standards, American Society of Testing and Materials, Philadelphia, 1987.
37. "Resistance of Concrete to Rapid Freezing and Thawing," *Designation* C 666, 1987 Annual Book of Standards, American Society of Testing and Materials, Philadelphia, 1987.
38. Neville, A.M. and Brooks, J.J., "Concrete Technology," John Wiley and Sons, Inc., New York, 1987.
39. "Rigid Pavements for Airfields," TM 5-825-3, AFM 88-6, Chapter 3, Departments of the Air Force and the Army, Washington, D.C., Aug. 1988.
40. Advisory Circular, "Airport Pavement Design and Evaluation," AC 150-5320-6C, Federal Aviation Administration, Department of Transportation, Washington, D.C., Dec. 1978.
41. Colley, B.E. and Humphrey, H.A., "Aggregate Interlock at Joints in Concrete Pavements," *Highway Research Record* No. 189, Highway Research Board, Washington, D.C., 1967.
42. Piggott, Robert W., "Roller-Compacted Concrete for Heavy-Duty Pavements: Past Performance, Recent Projects, and Recommended Construction Methods," *Roller-Compacted Concrete Pavements and Concrete Construction*, *Transportation Research Record* 1062, Transportation Research Board, Washington, D.C., 1986.

#### 11.3—Additional references

- "Roller-Compacted Concrete Pavements," Canadian Portland Cement Association, 1978.
- "International Conference on Rolled Concrete for Dams," *Proceedings*, Construction Industry Research and Information Association, CIRIA, London, England, 1981.

- "Roller Compacted Concrete for Pavements," Canadian Portland Cement Association, Vancouver, B.C., 1983.
- "Rolled Concrete Defies Tanks," *Engineering News-Record*, Nov. 8, 1984, p. 6.
- "Intermodal Terminal Paved with Roller Compacted Concrete," *Rocky Mountain Construction*, May 19, 1986, pp. 19-22.
- "Aircraft Parking Apron Paved with Roller Compacted Concrete," *Concrete in Transportation - Job Report No. 33*, Portland Cement Association (P1206.01P), Skokie, Ill., 1986.
- "Roller Compacted Concrete Pavements at Portland International Airport," *Fact Sheet*, Port of Portland, Ore., Jan. 1987.
- "Brief News: RCC Paves Municipal Street," *Civil Engineering*, V. 57, No. 11, Nov. 1987, p. 14.
- "Roller Compacted Concrete Solution To Rutting," *Project Sheet No. 7-88*, 1988, Canadian Portland Cement Association.
- "Paver Builds Concrete Business with Asphalt-Derived Equipment," *Concrete Products*, Oct. 1988, pp. 50-52.
- Road note No. 29*, Cement and Concrete Association of Australia, June 1989.
- Andersson, F., "Roller Compacted Concrete Interagency Forum," Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Lakewood, Colo., 1985.
- Andersson, R., "Roller Compacted Concrete," *Dynapac Research Bulletin*, No. 8033, Jan. 1986.
- Andersson, R., "Swedish Experience With Roller Compacted Concrete Pavements," Swedish Cement and Concrete Research Institute, XVIII World Road Congress—Brussels, 1987.
- Andersson, R., "Swedish Experience with RCC," *Concrete International: Design & Construction*, V. 9, No. 2, 1987, pp. 18-24.
- Bock, B., "RCC Paving Record Set," *Concrete Construction Magazine*, Portland Cement Association, Apr. 1989.
- Borges, S.K., "Evaluation and Proposal of United States Air Force Uses of Roller Compacted Concrete Pavement," M.Sc. Thesis, Air Force Institute of Technology, Wright-Patterson AFB, Ohio, Sept. 1986, pp. 130.
- Brett, D.M., "RCC Pavements in Tasmania, Australia," *Proceedings, Roller Compacted Concrete II*, San Diego, Calif. 1988, pp. 369-378.
- Brett, D.M., R.B. Bender and W.T. Kowalik, "Roller Compacted Concrete Trial Pavement," T a Tree Road, Tasmania, *Proceedings, Part 8*, 14th Australian Road Research, Canberra, Australia, 1988, p. 100-107.
- Bums, Cecil D., "Compaction Study of Zero-Slump Concrete," *Miscellaneous Paper S-76-16*, USACE Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss., 1978.
- Clark, D.E. and J.E. Oliverson, "Notes About the Roller Compacted Concrete Pavement at Burlington Northern Railroad's Intermodal Hub Facility, Houston, Texas," presented to Arizona Chapter meeting of ACI, Sept. 1985.
- Deba, K.L., "Remick Yard RCC Pavement Design and Construction," *Proceedings, Roller Compacted Concrete II*, San Diego, Calif., 1988, pp. 410-418.
- Grau, Robert W., "Utilization of Marginal Construction Materials for LOC," *Technical Report GL-79-21*, USAE Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss., 1979.
- Hansen, K.D., "A Pavement for Today and Tomorrow," *Concrete International: Design & Construction*, V. 9, No. 2, Feb. 1987, pp. 15-17.
- Haque, M.N. and M.A. Ward, "Marginal Materials in Roller Compacted Concrete for Pavement Construction," *ACIJOURNAL, Proceedings*, V. 83, No. 4, Farmington Hills, Mich., 1986.
- Hess, J.R., "Roller Compacted Concrete Pavement for Tooele Army Depot, Utah," M. Sc. Thesis, California State University, Sacramento, Calif., 1987, p. 96.
- Hutchinson, R.L., S.A. Ragusa, and D.W. Pittman, "Heavy-Duty Pavements," *Concrete International: Design & Construction*, V. 9, No. 2, Feb. 1987, pp. 45-61.
- Jofre, C., A. Josa, R. Fernandez, and C. Kraemer, "RCC Pavements in Spain," 4th International Conference on Concrete Pavement Design and Rehabilitation, Purdue University, West Lafayette, Ind., 1989.
- Jofre, C., R. Fernandez, A. Josa, and F. Molina, "Spanish Experience with RCC Pavements," *Proceedings, Roller Compacted Concrete II*, San Diego, Calif., 1988, pp. 467-484.
- Josa, A., C. Jofre, and F. Molina, "An Experimental Overlay With Rolled Concrete," *Concrete in Transportation, ACI SP-93*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 1986, pp. 213-241.
- Keifer, Jr., Owen, "State of the Art: Paving With Roller Compacted Concrete," *Concrete Construction*, 1986, pp. 287-297.
- Keifer, Jr., O., "Paving with RCC," *Civil Engineering*, V. 57, No. 10, 1987, pp. 65-68.
- Keifer, Jr., O., "Corps of Engineers Experience with RCC Pavements," *Proceedings, Roller Compacted Concrete II*, San Diego, Calif., 1988, pp. 429-437.
- Lawrence, D.J., "Operations Guide and Modification Analysis for Use of the CE (Corps of Engineers) Concrete Quality Monitor on Roller Compacted Concrete and Soil Cement," *Report No. CERL-TR-M-85-06-REV*, Construction Engineering Research Laboratory, Champaign, Ill., 1986, pp. 51.
- Malisch, W.R., "Roller-Compacted Concrete Pavements," *Concrete Construction*, 1988, pp. 13-17.
- Meyer, Kirby, "New Breakthrough in Pavement Technology: Roller Compacted Concrete," *Texas Civil Engineer*, 1987, p. 11.
- Mikrut, M.A., and Tayabji, S.D., "Improving Properties of Roller Compacted Concrete," report prepared by the Construction Technology Laboratories, Inc. for the Portland Cement Association, 1989.
- Mueller, Paul E., "Roller Compacted Concrete Pavement: State-of-the-Art, Final Report," Arizona Dept. of Transportation Report No. FHWA-A-288-832, 1990.
- Murphy, H. W., "Highway Construction in Queensland," *Concrete International: Design & Construction*, V. 9, No. 2, Feb. 1987, pp. 42-48.

- Murphy, H.W., E. Baran, and R. G. Gordon, "Cement Treated Bases for Pavements," *Australian Geomechanics News* (Sydney), No. 1.
- Nanni, A., "Limestone Crusher-Run and Tailings in Compaction Concrete for Pavement Applications," *ACI Materials Journal*, V. 85, No. 3, May-June 1988, pp. 158-163.
- Nanni, A., "Curing of Roller Compacted Concrete: Strength Development," *Journal of Transportation Engineering*, V. 114, No. 6, 1988, pp. 684-694.
- Nanni, A., "Properties and Design of Fiber Reinforced RCC," Transportation Research Board Meeting, Washington, D.C., Jan. 1989.
- Nanni, A., "Abrasion Resistance of Roller Compacted Concrete," *ACI Materials Journal*, V. 86, No. 6, Nov.-Dec. 1989, pp. 559-565.
- Nanni, A., and W. F. Chang, "Phosphogypsum-Based Roller Compacted Concrete," *Concrete International: Design & Construction*, V. 11, No. 11, Nov. 1989, pp. 48-53.
- Nanni, A., and A. Johari, "RCC Pavement Reinforced with Steel Fibers," *Concrete International: Design & Construction*, V. 11, No. 3, Mar. 1989, pp. 64-69.
- Palmier, W. D., "One Tough Pavement," *Concrete International: Design & Construction*, V. 9, No. 2, Feb. 1987, pp. 25-29.
- Parker, L., "Production and Use of Dry Rolled Concrete by the City Engineers Department, Sydney City Council," Pavement Alternative, Seminar, Hobart, Cement and Concrete Association of Australia, 1983.
- Piggott, R.W., and O. Naas, "Roller Compacted Concrete Pavements in British Columbia," *Proceedings, Symposium on Roller Compacted Concrete*, K. D. Hansen, Editor, ASCE Construction Division, Denver, Colo., 1985, pp. 31-47.
- Piggott, R.W., "Roller Compacted Concrete for Heavy Duty Pavements: Past Performance, Recent Projects, Recommended Construction Methods," *Concrete in Transportation*, SP-93, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 1986, pp. 169-185.
- Piggott, R.W., "Ten Years of Heavy-Duty Pavement in Western Canada," *Concrete International: Design & Construction*, V. 9, No. 2, 1987, pp. 49-54.
- Pitman, D.W., "Construction of Roller-Compacted Concrete Pavement," *Proceedings, Specialty Conference on Earthmoving and Heavy Equipment—Tempe, Ariz.*, American Society of Civil Engineers, New York, 1986.
- Pitman, D.W., "Construction of a Roller-Compacted Concrete Pavement Hardstand at Kitzingen, West Germany," *Proceedings, Part 8, 14th Australian Road Research*, Canberra, Australia, Sept. 1988, p. 87-99.
- Pitman, D.W. and T. D. White, "Roller Compacted Concrete Pavements," *Proceedings, Third International Conference on Concrete Pavement Design and Rehabilitation*, Purdue University, West Lafayette, Ind., Apr. 1985, pp. 107-112.
- Ragan, S.A., "Evaluation of the Frost Resistance of Roller Compacted Concrete Pavements," *Transportation Research Record 1062*, Transportation Research Board, Washington, D.C., 1986.
- Ragan, S.A., "Proportioning RCC Pavement Mixtures," *Proceedings, Roller Compacted Concrete II*, San Diego, Calif., 1988, pp. 380-393.
- Rollings, R.S., "Using Marginal Materials in Pavements," VIII Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cartagena, Colombia, 1987.
- Rollings, R.S., "Design and Construction of Roller Compacted Concrete Pavements," *Proceedings, Part 8, 14th Australian Road Research*, Canberra, Australia, 1988, pp. 149-163.
- Schrader, E.K., "Compaction of Roller Compacted Concrete," *Consolidation of Concrete*, SP-96, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 1987, pp. 77-101.
- Schrader, E., J. Paston, and V. Ramakrishnan, "Composite Concrete Pavements with Roller-Compacted Concrete," *Transportation Research Record 1003*, 1985, pp. 50-56.
- Schweizer, E. and G.W. Raba, "Roller Compacted Concrete with Marginal Aggregates," *Proceedings, Roller Compacted Concrete II*, San Diego, Calif., 1988, pp. 419-428.
- Stetzer, S.W. and R. King, "Smoothing Out the Bumps in RCC," *Engineering News Record*, Jan. 23, 1986, pp. 106-107.
- Stewart, F., and Schexnayder, C.J., "Construction Techniques for Roller-Compacted Concrete," *Transportation Research Record 1062*, 1986, pp. 32-37.
- Tait, J.B., "Roller Compacted Concrete Pavements," *New Zealand Portland Cement Association*, 1985.
- Tayabji, S.D., and P.A. Okamoto, "Bonding of Successive Layers in Roller Compacted Concrete," C.P.I. Report to U.S. Department of Interior, Bureau of Reclamation, Skokie, Ill., 1987.
- Tayabji, S.D., and D.J. Halperny, "Thickness Design of Roller Compacted Concrete Pavements," *Transportation Research Record No. 1136*, Transportation Research Board, Washington, D.C., 1987, pp. 23-32.
- U.S. Army Corps of Engineers, "Standard Practice for Concrete Pavements," *Technical Manual 5-822-7*, 1987, Department of the Army, Washington, D.C.
- U.S. Army Corps of Engineers, "Roller Compacted Concrete Paving," Fort Benning, Ga., Sept. 1983.
- U.S. Army Corps of Engineers, "Roller Compacted Concrete (RCC) Pavement," *Corps of Engineers Guide Specification GEGS-0252*, Department of the Army, Washington, D.C., Oct. 1989.
- White, T.D., "Mix Design, Thickness Design, and Construction of Roller-Compacted Concrete Pavement," *Transportation Research Record 1062*, 1986, pp. 1-6.
- Withrow, H., "Compaction Parameters of Roller Compacted Concrete," *Roller Compacted Concrete II*, Kenneth Hansen and Leslie Guice, editors, American Society of Civil Engineers, New York, 1988.

## SI Metric conversions

1 yd <sup>2</sup>	= 0.8361 m <sup>2</sup>
1 in.	= 25.4 mm
1 ft	= 0.3048 m
1 psi	= 0.0069 MPa
1 acre	= 0.4047 hectare

325.10R-32

1 lb = 0.4536 kg  
1 ton = 1016 kg  
1 ft<sup>2</sup> = 0.03832 m<sup>2</sup>  
1 lb/ft = 16.02 kg/m<sup>3</sup>  
1 yd<sup>3</sup> = 0.7646 m<sup>3</sup>

ACI COMMITTEE REPORT

(deg F - 32) \* 5/9 = deg C  
miles per hour x 1.609 = kilometer per hour

---

ACI 325.10R-65 was submitted to later ballot of the committee and processed in accordance with ACI balloting procedures.



## Standard Practice for Molding Roller-Compacted Concrete in Cylinder Molds Using a Vibrating Hammer<sup>1</sup>

This standard is issued under the fixed designation C 1435; the number immediately following the designation indicates the year of original adoption or, in the case of revision, the year of last revision. A number in parentheses indicates the year of last reapproval. A superscript epsilon ( $\epsilon$ ) indicates an editorial change since the last revision or reapproval.

### 1. Scope

1.1 This practice covers molding cylindrical test specimens from concrete when the standard procedures of rodding and internal vibration, as described in Practice C 31/C 31M and Practice C 1176, are not practicable. This practice is applicable to freshly-mixed concrete, prepared in the laboratory and the field.

1.2 Freshly-mixed concrete is molded in cylindrical molds using an electric vibrating hammer equipped with a shaft and circular plate.

1.3 The values stated in either inch-pound units or SI units are to be regarded separately as standard. Within the text, the inch-pound units are shown in brackets. The values stated in each system may not be exact equivalents, therefore, each system must be used independently of each other without combining in any way.

1.4 The text of this practice references notes and footnotes, which provide explanatory material. These notes and footnotes (excluding those in tables and figures) shall not be considered as requirements of this practice.

1.5 *This standard does not purport to address all of the safety concerns, if any, associated with its use. It is the responsibility of the user of this standard to establish appropriate safety and health practices and determine the applicability of regulatory limitations prior to use.*

### 2. Referenced Documents

#### 2.1 ASTM Standards:

- C 31/C 31M Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field<sup>2</sup>
- C 39 Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens<sup>2</sup>
- C 172 Practice for Sampling Freshly-Mixed Concrete<sup>2</sup>
- C 192/C 192M Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory<sup>2</sup>
- C 470 Specification for Molds for Forming Concrete Test Cylinders Vertically<sup>2</sup>
- C 496 Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens<sup>2</sup>

<sup>1</sup> This practice is under the jurisdiction of Committee C-09 on Concrete and Concrete Aggregates and are the direct responsibility of Subcommittee C09.45 on Roller-Compacted Concrete.

Current edition approved June 10, 1999. Published July 1999.

<sup>2</sup> Annual Book of ASTM Standards, Vol 04.02.

C 1170 Test Methods for Determining Consistency and Density of Roller-Compacted Concrete Using Vibrating Table<sup>2</sup>

C 1176 Practice for Making Roller-Compacted Concrete in Cylinder Molds Using a Vibrating Table<sup>2</sup>

#### 2.2 ACI Documents:

207.5R Report on Roller-Compacted Concrete<sup>3</sup>

211.3 Practice for Selecting Proportions for No-Slump Concrete<sup>3</sup>

### 3. Summary of Practice

3.1 This practice describes molding cylindrical concrete test specimens using a vibrating hammer. Test specimens are molded vertically in cylindrical molds by compacting the stiff to very dry concrete mixture in three lifts using a vibrating hammer.

### 4. Significance and Use

4.1 This practice, intended for use in testing roller-compacted concrete, may be applicable to testing other types of cementitious material such as coarse-grained, soil-cement. This practice provides standardized requirements for molding stiff to very dry consistency concrete mixtures commonly used in roller compacted concrete construction. This practice is used instead of rodding or internal vibration, which cannot properly consolidate concrete of this consistency (Note 1).

NOTE 1—Further description of roller compacted concrete consistency is given in ACI 207.5R and 211.3. The consistency of concrete using a vibrating table may be determined in accordance with Test Methods C 1170.

4.2 This practice is used to mold cylindrical test specimens commonly used for testing compressive or tensile strength of concrete. Specimens tested for compressive strength and splitting tensile strength shall be in accordance with Test Methods C 39 and C 496, respectively. Test specimens also may be used to determine density of fresh concrete. Specimens tested for density of fresh concrete shall be in accordance with Test Methods C 1170.

### 5. Apparatus

#### 5.1 Molds:

<sup>3</sup> ACI Manual of Concrete Practice, Part 1, Materials and General Properties of Concrete, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

**C 1435**

5.1.1 *Type A Reusable Mold*—A cylindrical mold conforming to the requirements of Specification C 470 for 150-mm [6-in.] diameter by 300-mm [12-in.] high reusable molds.

5.1.2 *Type B Single-Use Mold*—A single-use plastic, cylindrical mold 150-mm [6-in.] diameter and 300-mm [12-in.] in height. The mold specifications shall conform to Specification C 470 for single-use, plastic molds.

5.1.2.1 *Mold Sleeve*—A Type B cylindrical mold shall be inserted into a rigid cylindrical sleeve. The mold sleeve shall be made of steel or other hard metal resistant to cement paste corrosion. The sleeve shall be capable of firmly and vertically holding the plastic mold in place without deformation and shall be slotted vertically with adjustable clamps for tightening around the mold. The sleeve shall be constructed so that it can be opened to remove the single-use, plastic mold and also shall have permanently affixed metal brackets so the sleeve may be held stationary during compaction. The mold sleeve shall have a minimum wall thickness of 3 mm [ $\frac{1}{8}$  in.], and a minimum base plate thickness of 6 mm [ $\frac{1}{4}$  in.]. The inside diameter of the mold sleeve shall be  $3 \pm 1$  mm [ $\frac{1}{8} \pm \frac{1}{16}$  in.] larger than

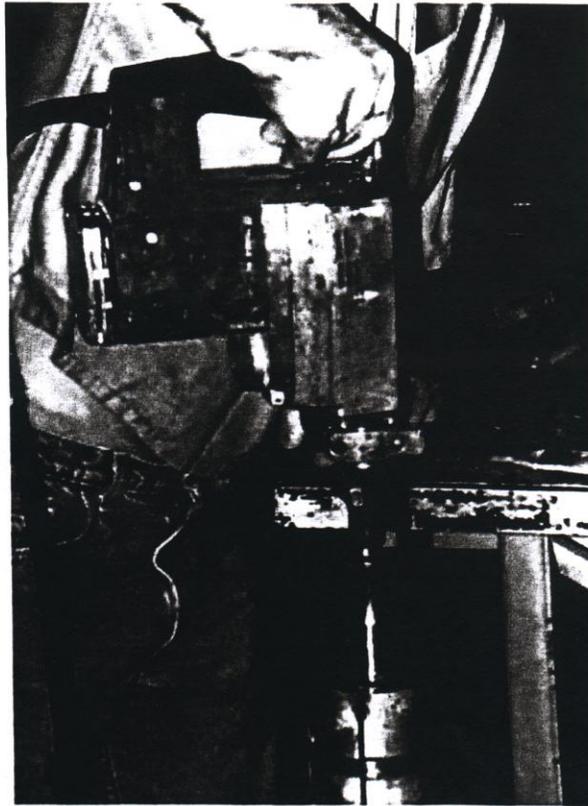
the outside diameter of the Type B mold and have a height  $13 \pm 6$  mm [ $\frac{1}{2} \pm \frac{1}{4}$  in.] less than the height of the Type B mold. A 50-mm [2-in.] high collar shall be attached to the top of the mold to contain concrete and guide the vibrating plate during compaction of the final lift.

5.2 *Vibrating Hammer*—A vibrating compaction hammer having a minimum mass (without tamping plate) of  $10 \pm 0.2$  kg [ $22 \pm 0.4$  lb]. It also shall have a minimum power input of 900 W and be capable of providing at least 2000 impacts/min.

NOTE 2—The vibrating hammer used to compact the specimens, such as shown in Fig. 1, is of the type used typically for breaking up concrete and masonry. It provides oscillatory motion in the axial direction that makes the hammer an effective vibratory compactor. Hammers that have been found suitable for this purpose include the Kango 900 and Hilde TE-804.

5.3 *Tamping Plate*—A circular steel plate attached to a metal shaft, which inserts into the vibrating hammer chuck. The diameter shall be  $140 \pm 3$  mm [ $5 \frac{3}{4} \pm \frac{1}{8}$  in.] and a mass of  $3 \pm 0.1$  kg [ $6.5 \pm 0.2$  lb].

5.4 *Small Tools*—Trowels, square-ended shovel and hand



**FIG. 1 Vibrating Hammer for Molding RCC Samples**

scoops, steel trowel, wood float, steel straight edge wrench, and a tamping rod, as required in Practice C 31/C 31M.

## 6. Sampling

6.1 Samples of freshly-mixed concrete shall be obtained in accordance with Practice C 172.

6.2 Concrete samples shall have a maximum size aggregate of 50 mm [2 in.] or less. If the concrete has aggregate larger than 50 mm [2 in.] samples shall be obtained by wet sieving over a 50-mm [2-in.] sieve in accordance with Practice C 172.

6.3 Concrete test specimens shall be molded within 45 min after the completion of mixing unless otherwise specified.

### 6.4 Technical Precautions:

6.4.1 When obtaining samples, ensure that the samples are representative of the bulk production.

6.4.2 Concrete with stiff to very dry consistency is highly susceptible to segregation during handling. To minimize segregation, use care in obtaining samples and during transporting, remixing, and preparation of the specimens.

## 7. Calibration

7.1 Calibrate the vibrating hammer after any event, including repairs, that might affect its operation, after 300 h of service, or at least one time per year.

## 8. Molding Specimens

### 8.1 Method A, Type A Molds:

8.1.1 Coat Type A molds with a suitable lubricant or bond breaker prior to casting the test specimens to facilitate removal from the mold.

8.1.2 Hold the mold stationary either by clamping to a rigid, flat base or standing on the foot brackets and center the vibrating hammer so that the edges of the tamping plate do not touch the walls of the mold. Lower the vibrating hammer into the mold to check for proper clearance.

8.1.3 Place enough concrete in the mold so that the mold will be filled to one-third of its volume after consolidation, approximately 4.5 kg [10 lb]. Use a tamping rod to distribute the loose concrete as it is added. During filling use square-ended shovels and scoops to obtain representative samples and

handle the concrete in such a manner that larger sized coarse aggregates do not separate from the mortar.

8.1.4 Place the vibrating hammer with tamping plate onto the concrete (Fig. 1).

8.1.5 Start the vibrating hammer and allow the concrete to consolidate under the tamping plate. Observe the concrete in the annular space between the edge of the tamping plate and the inside wall of the mold. As the concrete consolidates, mortar should fill in the annular space between the outer edge of the tamping plate and the inside mold wall. Observe the mortar until it forms a ring around the total perimeter of the tamping plate. When the mortar ring forms completely around the tamping plate, stop the vibrating hammer.

8.1.6 If a rock pocket prevents the mortar ring from forming at one small location, even though it has formed in all other locations, the vibrating hammer can be stopped and the next layer of concrete added.

8.1.7 If a significant portion of the mortar ring does not form after 20 s, the vibrating hammer shall be stopped and the next layer of concrete added. This situation may be a result of insufficient mortar due to either improper sampling, segregation, or improper mixture proportioning. In these instances, the concrete should be inspected visually after stripping from the mold to determine if there is adequate mortar distribution and a decision made whether to accept or reject the specimen.

8.1.8 Repeat the procedure in 8.1.3-8.1.7 for the second lift of concrete, filling the mold to approximately two-thirds of its volume. For the third lift, overfill the mold by mounding the concrete above the top of the mold. Again, place the tamping plate on the loose concrete and consolidate. If the tamping plate consolidates concrete below the top level of the mold, turn off the vibrating hammer. Place additional concrete in the mold so that, when consolidated, the concrete will be about 3 mm [ $\frac{1}{8}$  in.] above the top of the mold.

8.1.9 Strike off the concrete with a steel straight edge or hand-held float so it is level with the top of the mold. Finish the top surface of the specimen with a steel trowel or wood float. Avoid tearing the surface of the concrete.

*The American Society for Testing and Materials takes no position respecting the validity of any patent rights asserted in connection with any item mentioned in this standard. Users of this standard are expressly advised that determination of the validity of any such patent rights, and the risk of infringement of such rights, are entirely their own responsibility.*

*This standard is subject to revision at any time by the responsible technical committee and must be reviewed every five years and if not revised, either reapproved or withdrawn. Your comments are invited either for revision of this standard or for additional standards and should be addressed to ASTM Headquarters. Your comments will receive careful consideration at a meeting of the responsible technical committee, which you may attend. If you feel that your comments have not received a fair hearing you should make your views known to the ASTM Committee on Standards, 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, PA 19428.*



Designation: C 39/C 39M – 01

## Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens<sup>1</sup>

This standard is issued under the fixed designation C 39/C 39M; the number immediately following the designation indicates the year of original adoption or, in the case of revision, the year of last revision. A number in parentheses indicates the year of last reappraisal. A superscript epsilon (ε) indicates an editorial change since the last revision or reappraisal.

*This standard has been approved for use by agencies of the Department of Defense.*

### 1. Scope \*

1.1 This test method covers determination of compressive strength of cylindrical concrete specimens such as molded cylinders and drilled cores. It is limited to concrete having a unit weight in excess of 50 lb/ft<sup>3</sup> [800 kg/m<sup>3</sup>].

1.2 The values stated in either inch-pound or SI units are to be regarded separately as standard. The SI units are shown in brackets. The values stated in each system may not be exact equivalents; therefore, each system shall be used independently of the other. Combining values from the two systems may result in nonconformance with the standard.

1.3 *This standard does not purport to address all of the safety concerns, if any, associated with its use. It is the responsibility of the user of this standard to establish appropriate safety and health practices and determine the applicability of regulatory limitations prior to use.*

1.4 The text of this standard references notes which provide explanatory material. These notes shall not be considered as requirements of the standard.

### 2. Referenced Documents

#### 2.1 ASTM Standards:

- C 31 Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field<sup>2</sup>
- C 42 Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete<sup>2</sup>
- C 192 Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory<sup>2</sup>
- C 617 Practice for Capping Cylindrical Concrete Specimens<sup>2</sup>
- C 670 Practice for Preparing Precision and Bias Statements for Test Methods for Construction Materials<sup>2</sup>
- C 873 Test Method for Compressive Strength of Concrete Cylinders Cast in Place in Cylindrical Molds<sup>2</sup>

<sup>1</sup> This test method is under the jurisdiction of ASTM Committee C09 on Concrete and Concrete Aggregates and is the direct responsibility of Subcommittee C09.61 on Testing Concrete for Strength.

Current edition approved Feb. 10, 2001. Published March 2001. Originally published as C 39 – 21 T. Last previous edition C 39 – 99.

<sup>2</sup> Annual Book of ASTM Standards, Vol 04.02.

C 1077 Practice for Laboratories Testing Concrete and Concrete Aggregates for Use in Construction and Criteria for Laboratory Evaluation<sup>2</sup>

C 1231 Practice for Use of Unbonded Caps in Determination of Compressive Strength of Hardened Concrete Cylinders<sup>2</sup>

E 4 Practices for Force Verification of Testing Machines<sup>3</sup>

E 74 Practice for Calibration of Force-Measuring Instruments for Verifying the Load Indication of Testing Machines<sup>3</sup>

Manual of Aggregate and Concrete Testing<sup>2</sup>

2.2 American Concrete Institute:

CP-16 Concrete Laboratory Testing Technician, Grade I<sup>4</sup>

### 3. Summary of Test Method

3.1 This test method consists of applying a compressive axial load to molded cylinders or cores at a rate which is within a prescribed range until failure occurs. The compressive strength of the specimen is calculated by dividing the maximum load attained during the test by the cross-sectional area of the specimen.

### 4. Significance and Use

4.1 Care must be exercised in the interpretation of the significance of compressive strength determinations by this test method since strength is not a fundamental or intrinsic property of concrete made from given materials. Values obtained will depend on the size and shape of the specimen, batching, mixing procedures, the methods of sampling, molding, and fabrication and the age, temperature, and moisture conditions during curing.

4.2 This test method is used to determine compressive strength of cylindrical specimens prepared and cured in accordance with Practices C 31, C 192, C 617 and C 1231 and Test Methods C 42 and C 873.

4.3 The results of this test method are used as a basis for quality control of concrete proportioning, mixing, and placing

<sup>3</sup> Annual Book of ASTM Standards, Vol 03.01.

<sup>4</sup> Available from American Concrete Institute, P.O. Box 9094, Farmington Hills, MI 48333-9094.

\*A Summary of Changes section appears at the end of this standard.

operations; determination of compliance with specifications; control for evaluating effectiveness of admixtures and similar uses.

4.4 The individual who tests concrete cylinders for acceptance testing shall have demonstrated a knowledge and ability to perform the test procedure equivalent to the minimum guidelines for certification of Concrete Laboratory Technician, Level I, in accordance with ACI CP-16.

NOTE 1—The testing laboratory performing this test method should be evaluated in accordance with Practice C 1077.

## 5. Apparatus

5.1 *Testing Machine*—The testing machine shall be of a type having sufficient capacity and capable of providing the rates of loading prescribed in 7.5.

5.1.1 Verification of calibration of the testing machines in accordance with Practices E 4 is required under the following conditions:

5.1.1.1 After an elapsed interval since the previous verification of 18 months maximum, but preferably after an interval of 12 months,

5.1.1.2 On original installation or relocation of the machine,

5.1.1.3 Immediately after making repairs or adjustments that affect the operation of the force applying system of the machine or the values displayed on the load indicating system, except for zero adjustments that compensate for the mass of bearing blocks, or specimen, or both, or

5.1.1.4 Whenever there is reason to doubt the accuracy of the results, without regard to the time interval since the last verification.

5.1.2 *Design*—The design of the machine must include the following features:

5.1.2.1 The machine must be power operated and must apply the load continuously rather than intermittently, and without shock. If it has only one loading rate (meeting the requirements of 7.5), it must be provided with a supplemental means for loading at a rate suitable for verification. This supplemental means of loading may be power or hand operated.

NOTE 2—High-strength concrete cylinders rupture more intensely than normal strength cylinders. As a safety precaution, it is recommended that the testing machines should be equipped with protective fragment guards.

5.1.2.2 The space provided for test specimens shall be large enough to accommodate, in a readable position, an elastic calibration device which is of sufficient capacity to cover the potential loading range of the testing machine and which complies with the requirements of Practice E 74.

NOTE 3—The types of elastic calibration devices most generally available and most commonly used for this purpose are the circular proving ring or load cell.

5.1.3 *Accuracy*—The accuracy of the testing machine shall be in accordance with the following provisions:

5.1.3.1 The percentage of error for the loads within the proposed range of use of the testing machine shall not exceed  $\pm 1.0\%$  of the indicated load.

5.1.3.2 The accuracy of the testing machine shall be verified by applying five test loads in four approximately equal increments in ascending order. The difference between any two

successive test loads shall not exceed one third of the difference between the maximum and minimum test loads.

5.1.3.3 The test load as indicated by the testing machine and the applied load computed from the readings of the verification device shall be recorded at each test point. Calculate the error,  $E$ , and the percentage of error,  $E_p$ , for each point from these data as follows:

$$E = A - B \quad (1)$$

$$E_p = 100(A - B)/B$$

where:

A = load, lbf [kN] indicated by the machine being verified, and

B = applied load, lbf [kN] as determined by the calibrating device.

5.1.3.4 The report on the verification of a testing machine shall state within what loading range it was found to conform to specification requirements rather than reporting a blanket acceptance or rejection. In no case shall the loading range be stated as including loads below the value which is 100 times the smallest change of load estimable on the load-indicating mechanism of the testing machine or loads within that portion of the range below 10% of the maximum range capacity.

5.1.3.5 In no case shall the loading range be stated as including loads outside the range of loads applied during the verification test.

5.1.3.6 The indicated load of a testing machine shall not be corrected either by calculation or by the use of a calibration diagram to obtain values within the required permissible variation.

5.2 The testing machine shall be equipped with two steel bearing blocks with hardened faces (Note 4), one of which is a spherically seated block that will bear on the upper surface of the specimen, and the other a solid block on which the specimen shall rest. Bearing faces of the blocks shall have a minimum dimension at least 3% greater than the diameter of the specimen to be tested. Except for the concentric circles described below, the bearing faces shall not depart from a plane by more than 0.001 in. [0.02 mm] in any 6 in. [150 mm] of blocks 6 in. [150 mm] in diameter or larger, or by more than 0.001 in. [0.02 mm] in the diameter of any smaller block; and new blocks shall be manufactured within one half of this tolerance. When the diameter of the bearing face of the spherically seated block exceeds the diameter of the specimen by more than 0.5 in. [13 mm], concentric circles not more than 0.03 in. [0.8 mm] deep and not more than 0.04 in. [1 mm] wide shall be inscribed to facilitate proper centering.

NOTE 4—It is desirable that the bearing faces of blocks used for compression testing of concrete have a Rockwell hardness of not less than 55 HRC.

5.2.1 Bottom bearing blocks shall conform to the following requirements:

5.2.1.1 The bottom bearing block is specified for the purpose of providing a readily machinable surface for maintenance of the specified surface conditions (Note 5). The top and bottom surfaces shall be parallel to each other. If the testing machine is so designed that the platen itself is readily maintained in the specified surface condition, a bottom block is not



required. Its least horizontal dimension shall be at least 3 % greater than the diameter of the specimen to be tested. Concentric circles as described in 5.2 are optional on the bottom block.

NOTE 5—The block may be fastened to the platen of the testing machine.

5.2.1.2 Final centering must be made with reference to the upper spherical block. When the lower bearing block is used to assist in centering the specimen, the center of the concentric rings, when provided, or the center of the block itself must be directly below the center of the spherical head. Provision shall be made on the platen of the machine to assure such a position.

5.2.1.3 The bottom bearing block shall be at least 1 in. [25 mm] thick when new, and at least 0.9 in. [22.5 mm] thick after any resurfacing operations.

5.2.2 The spherically seated bearing block shall conform to the following requirements:

5.2.2.1 The maximum diameter of the bearing face of the suspended spherically seated block shall not exceed the values given below:

Diameter of Test Specimens, in. [mm]	Maximum Diameter of Bearing Face, in. [mm]
2 [50]	4 [105]
3 [75]	5 [130]
4 [100]	6.5 [165]
6 [150]	10 [255]
8 [200]	11 [280]

NOTE 6—Square bearing faces are permissible, provided the diameter of the largest possible inscribed circle does not exceed the above diameter.

5.2.2.2 The center of the sphere shall coincide with the surface of the bearing face within a tolerance of  $\pm 5\%$  of the radius of the sphere. The diameter of the sphere shall be at least 75 % of the diameter of the specimen to be tested.

5.2.2.3 The ball and the socket must be so designed by the manufacturer that the steel in the contact area does not permanently deform under repeated use, with loads up to 12 000 psi [85 MPa] on the test specimen.

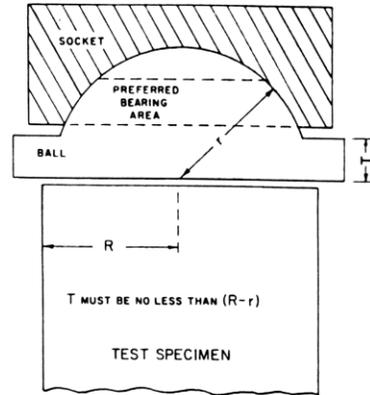
NOTE 7—The preferred contact area is in the form of a ring (described as preferred "bearing" area) as shown on Fig. 1.

5.2.2.4 The curved surfaces of the socket and of the spherical portion shall be kept clean and shall be lubricated with a petroleum-type oil such as conventional motor oil, not with a pressure type grease. After contacting the specimen and application of small initial load, further tilting of the spherically seated block is not intended and is undesirable.

5.2.2.5 If the radius of the sphere is smaller than the radius of the largest specimen to be tested, the portion of the bearing face extending beyond the sphere shall have a thickness not less than the difference between the radius of the sphere and radius of the specimen. The least dimension of the bearing face shall be at least as great as the diameter of the sphere (see Fig. 1).

5.2.2.6 The movable portion of the bearing block shall be held closely in the spherical seat, but the design shall be such that the bearing face can be rotated freely and tilted at least 4° in any direction.

5.3 Load Indication:



NOTE 1—Provision shall be made for holding the ball in the socket and for holding the entire unit in the testing machine.

FIG. 1 Schematic Sketch of a Typical Spherical Bearing Block

5.3.1 If the load of a compression machine used in concrete testing is registered on a dial, the dial shall be provided with a graduated scale that is readable to at least the nearest 0.1 % of the full scale load (Note 8). The dial shall be readable within 1 % of the indicated load at any given load level within the loading range. In no case shall the loading range of a dial be considered to include loads below the value that is 100 times the smallest change of load that can be read on the scale. The scale shall be provided with a graduation line equal to zero and so numbered. The dial pointer shall be of sufficient length to reach the graduation marks; the width of the end of the pointer shall not exceed the clear distance between the smallest graduations. Each dial shall be equipped with a zero adjustment located outside the dialcase and easily accessible from the front of the machine while observing the zero mark and dial pointer. Each dial shall be equipped with a suitable device that at all times until reset, will indicate to within 1 % accuracy the maximum load applied to the specimen.

NOTE 8—Readability is considered to be 0.02 in. [0.5 mm] along the arc described by the end of the pointer. Also, one half of a scale interval is readable with reasonable certainty when the spacing on the load indicating mechanism is between 0.04 in. [1 mm] and 0.06 in. [2 mm]. When the spacing is between 0.06 and 0.12 in. [2 and 3 mm], one third of a scale interval is readable with reasonable certainty. When the spacing is 0.12 in. [3 mm] or more, one fourth of a scale interval is readable with reasonable certainty.

5.3.2 If the testing machine load is indicated in digital form, the numerical display must be large enough to be easily read. The numerical increment must be equal to or less than 0.10 % of the full scale load of a given loading range. In no case shall the verified loading range include loads less than the minimum numerical increment multiplied by 100. The accuracy of the indicated load must be within 1.0 % for any value displayed within the verified loading range. Provision must be made for adjusting to indicate true zero at zero load. There shall be provided a maximum load indicator that at all times until reset will indicate within 1 % system accuracy the maximum load applied to the specimen.



## 6. Specimens

6.1 Specimens shall not be tested if any individual diameter of a cylinder differs from any other diameter of the same cylinder by more than 2 %.

NOTE 9—This may occur when single use molds are damaged or deformed during shipment, when flexible single use molds are deformed during molding or when a core drill deflects or shifts during drilling.

6.2 Neither end of compressive test specimens when tested shall depart from perpendicularity to the axis by more than 0.5° (approximately equivalent to 0.12 in [3 in 300 mm]). The ends of compression test specimens that are not plane within 0.002 in. [0.050 mm] shall be sawed or ground to meet that tolerance, or capped in accordance with either Practice C 617 or Practice C 1231. The diameter used for calculating the cross-sectional area of the test specimen shall be determined to the nearest 0.01 in. [0.25 mm] by averaging two diameters measured at right angles to each other at about midheight of the specimen.

6.3 The number of individual cylinders measured for determination of average diameter is not prohibited from being reduced to one for each ten specimens or three specimens per day, whichever is greater, if all cylinders are known to have been made from a single lot of reusable or single-use molds which consistently produce specimens with average diameters within a range of 0.02 in. [0.5 mm]. When the average diameters do not fall within the range of 0.02 in. [0.5 mm] or when the cylinders are not made from a single lot of molds, each cylinder tested must be measured and the value used in calculation of the unit compressive strength of that specimen. When the diameters are measured at the reduced frequency, the cross-sectional areas of all cylinders tested on that day shall be computed from the average of the diameters of the three or more cylinders representing the group tested that day.

6.4 The length shall be measured to the nearest 0.05 *D* when the length to diameter ratio is less than 1.8, or more than 2.2, or when the volume of the cylinder is determined from measured dimensions.

## 7. Procedure

7.1 Compression tests of moist-cured specimens shall be made as soon as practicable after removal from moist storage.

7.2 Test specimens shall be kept moist by any convenient method during the period between removal from moist storage and testing. They shall be tested in the moist condition.

7.3 All test specimens for a given test age shall be broken within the permissible time tolerances prescribed as follows:

Test Age	Permissible Tolerance
24 h	± 0.5 h or 2.1 %
3 days	2 h or 2.8 %
7 days	6 h or 3.6 %
28 days	20 h or 3.0 %
90 days	2 days 2.2 %

7.4 *Placing the Specimen*—Place the plain (lower) bearing block, with its hardened face up, on the table or platen of the testing machine directly under the spherically seated (upper) bearing block. Wipe clean the bearing faces of the upper and lower bearing blocks and of the test specimen and place the test

specimen on the lower bearing block. Carefully align the axis of the specimen with the center of thrust of the spherically seated block.

7.4.1 *Zero Verification and Block Seating*—Prior to testing the specimen, verify that the load indicator is set to zero. In cases where the indicator is not properly set to zero, adjust the indicator (Note 10). As the spherically seated block is brought to bear on the specimen, rotate its movable portion gently by hand so that uniform seating is obtained.

NOTE 10—The technique used to verify and adjust load indicator to zero will vary depending on the machine manufacturer. Consult your owner's manual or compression machine calibrator for the proper technique.

7.5 *Rate of Loading*—Apply the load continuously and without shock.

7.5.1 For testing machines of the screw type, the moving head shall travel at a rate of approximately 0.05 in. [1 mm]/min when the machine is running idle. For hydraulically operated machines, the load shall be applied at a rate of movement (platen to crosshead measurement) corresponding to a loading rate on the specimen within the range of 20 to 50 psi/s [0.15 to 0.35 MPa/s]. The designated rate of movement shall be maintained at least during the latter half of the anticipated loading phase of the testing cycle.

7.5.2 During the application of the first half of the anticipated loading phase a higher rate of loading shall be allowed.

7.5.3 Make no adjustment in the rate of movement of the platen at any time while a specimen is yielding rapidly immediately before failure.

7.6 Apply the load until the specimen fails, and record the maximum load carried by the specimen during the test. Note the type of failure and the appearance of the concrete.

## 8. Calculation

8.1 Calculate the compressive strength of the specimen by dividing the maximum load carried by the specimen during the test by the average cross-sectional area determined as described in Section 6 and express the result to the nearest 10 psi [0.1 MPa].

8.2 If the specimen length to diameter ratio is less than 1.8, correct the result obtained in 8.1 by multiplying by the appropriate correction factor shown in the following table:

L/D:	1.75	1.50	1.25	1.00
Factor:	0.98	0.96	0.93	0.87 (Note 11)

NOTE 11—These correction factors apply to lightweight concrete weighing between 100 and 120 lb/ft<sup>3</sup> [1600 and 1920 kg/m<sup>3</sup>] and to normal weight concrete. They are applicable to concrete dry or soaked at the time of loading. Values not given in the table shall be determined by interpolation. The correction factors are applicable for nominal concrete strengths from 2000 to 6000 psi [15 to 45 MPa].

## 9. Report

9.1 Report the following information:

9.1.1 Identification number,

9.1.2 Diameter (and length, if outside the range of 1.8*D* to 2.2*D*), in inches [millimetres],

9.1.3 Cross-sectional area, in square inches [square millimetres],

9.1.4 Maximum load, in pounds-force [kilonewtons],

- 9.1.5 Compressive strength calculated to the nearest 10 psi [0.1 MPa],
- 9.1.6 Type of fracture, if other than the usual cone (see Fig. 2),

<sup>A</sup>These numbers represent respectively the (1s) and (d2s) limits as described in Practice C 670.

10.1.1 The values given are applicable to 6 by 12 in. [150 by 300 mm] cylinders with compressive strength between 2000

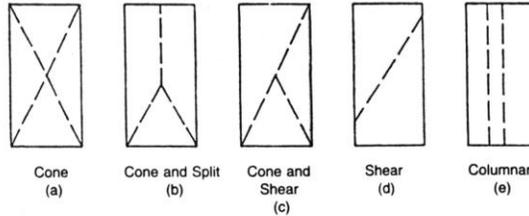


FIG. 2 Sketches of Types of Fracture

- 9.1.7 Defects in either specimen or caps, and,
- 9.1.8 Age of specimen.

10. Precision and Bias

10.1 Precision—The single operator precision of tests of individual 6 by 12 in. [150 by 300 mm] cylinders made from a well-mixed sample of concrete is given for cylinders made in a laboratory environment and under normal field conditions (see 10.1.1).

	Coefficient of Variation <sup>A</sup>	Acceptable Range of <sup>A</sup>	
		2 results	3 results
Single operator			
Laboratory conditions	2.37 %	6.6 %	7.8 %
Field conditions	2.87 %	8.0 %	9.5 %

and 8000 psi [15 to 55 MPa]. They are derived from CCRL concrete reference sample data for laboratory conditions and a collection of 1265 test reports from 225 commercial testing laboratories in 1978.<sup>5</sup>

NOTE 12—Subcommittee C09.03 will re-examine recent CCRL Concrete Reference Sample Program data and field test data to see if these values are representative of current practice and if they can be extended to cover a wider range of strengths and specimen sizes.

10.2 Bias—Since there is no accepted reference material, no statement on bias is being made.

<sup>5</sup> Research report RR.C09-1006 is on file at ASTM Headquarters.

SUMMARY OF CHANGES

This section identifies the location of changes to this test method that have been incorporated since the last issue.

(1) 6.3 was revised.

(2) 7.5.2 was revised.

ASTM International takes no position respecting the validity of any patent rights asserted in connection with any item mentioned in this standard. Users of this standard are expressly advised that determination of the validity of any such patent rights, and the risk of infringement of such rights, are entirely their own responsibility.

This standard is subject to revision at any time by the responsible technical committee and must be reviewed every five years and if not revised, either reapproved or withdrawn. Your comments are invited either for revision of this standard or for additional standards and should be addressed to ASTM International Headquarters. Your comments will receive careful consideration at a meeting of the responsible technical committee, which you may attend. If you feel that your comments have not received a fair hearing you should make your views known to the ASTM Committee on Standards, at the address shown below.

This standard is copyrighted by ASTM International, 100 Barr Harbor Drive, PO Box C700, West Conshohocken, PA 19428-2959, United States. Individual reprints (single or multiple copies) of this standard may be obtained by contacting ASTM at the above address or at 610-832-9585 (phone), 610-832-9555 (fax), or service@astm.org (e-mail); or through the ASTM website (www.astm.org).



Designation: C 78 – 02

## Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third-Point Loading)<sup>1</sup>

This standard is issued under the fixed designation C 78; the number immediately following the designation indicates the year of original adoption or, in the case of revision, the year of last revision. A number in parentheses indicates the year of last reapproval. A superscript epsilon ( $\epsilon$ ) indicates an editorial change since the last revision or reapproval.

*This standard has been approved for use by agencies of the Department of Defense.*

### 1. Scope

1.1 This test method covers the determination of the flexural strength of concrete by the use of a simple beam with third-point loading.

1.2 The values stated in inch-pound units are to be regarded as the standard. The SI equivalent of inch-pound units has been rounded where necessary for practical application.

1.3 *This standard does not purport to address all of the safety concerns, if any, associated with its use. It is the responsibility of the user of this standard to establish appropriate safety and health practices and determine the applicability of regulatory limitations prior to use.*

### 2. Referenced Documents

#### 2.1 ASTM Standards:

- C 31 Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field<sup>2</sup>
- C 42 Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete<sup>2</sup>
- C 192 Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory<sup>2</sup>
- C 617 Practice for Capping Cylindrical Concrete Specimens<sup>2</sup>
- C 1077 Practice for Laboratories Testing Concrete and Concrete Aggregates for Use in Construction and Criteria for Laboratory Evaluation<sup>2</sup>
- E 4 Practices for Force Verification of Testing Machines<sup>3</sup>

### 3. Significance and Use

3.1 This test method is used to determine the flexural strength of specimens prepared and cured in accordance with Test Methods C 42 or Practices C 31 or C 192. Results are calculated and reported as the modulus of rupture. The strength determined will vary where there are differences in specimen

size, preparation, moisture condition, curing, or where the beam has been molded or sawed to size.

3.2 The results of this test method may be used to determine compliance with specifications or as a basis for proportioning, mixing and placement operations. It is used in testing concrete for the construction of slabs and pavements (Note 1).

### 4. Apparatus

4.1 The testing machine shall conform to the requirements of the sections on Basis of Verification, Corrections, and Time Interval Between Verifications of Practices E 4. Hand operated testing machines having pumps that do not provide a continuous loading in one stroke are not permitted. Motorized pumps or hand operated positive displacement pumps having sufficient volume in one continuous stroke to complete a test without requiring replenishment are permitted and shall be capable of applying loads at a uniform rate without shock or interruption.

4.2 *Loading Apparatus*—The third point loading method shall be used in making flexure tests of concrete employing bearing blocks which will ensure that forces applied to the beam will be perpendicular to the face of the specimen and applied without eccentricity. A diagram of an apparatus that accomplishes this purpose is shown in Fig. 1.

4.2.1 All apparatus for making flexure tests of concrete shall be capable of maintaining the specified span length and distances between load-applying blocks and support blocks constant within  $\pm 0.05$  in. ( $\pm 1.3$  mm).

4.2.2 The ratio of the horizontal distance between the point of application of the load and the point of application of the nearest reaction to the depth of the beam shall be  $1.0 \pm 0.03$ .

4.2.3 If an apparatus similar to that illustrated in Fig. 1 is used: the load-applying and support blocks should not be more than  $2\frac{1}{2}$  in. (64 mm) high, measured from the center or the axis of pivot, and should extend entirely across or beyond the full width of the specimen. Each case-hardened bearing surface in contact with the specimen shall not depart from a plane by more than 0.002 in. (0.05 mm) and shall be a portion of a cylinder, the axis of which is coincidental with either the axis of the rod or center of the ball, whichever the block is pivoted upon. The angle subtended by the curved surface of each block

<sup>1</sup> This test method is under the jurisdiction of ASTM Committee C09 on Concrete and Concrete Aggregates and is the direct responsibility of Subcommittee C09.61 on Testing for Strength.

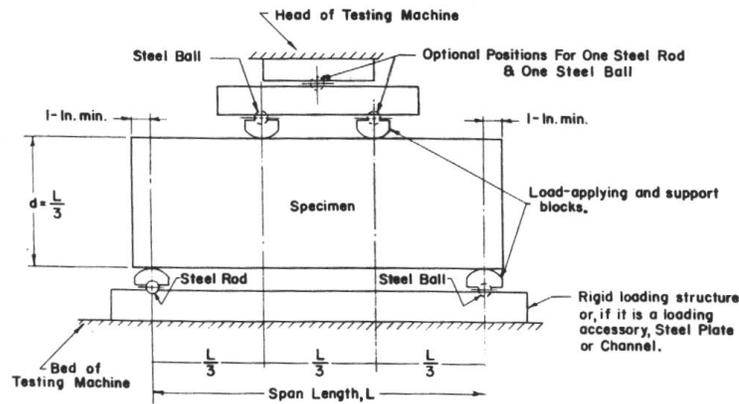
Current edition approved Jan. 10, 2002. Published March 2002. Originally published as C 78 – 30T. Last previous edition C 78 – 00.

<sup>2</sup> *Annual Book of ASTM Standards*, Vol 04.02.

<sup>3</sup> *Annual Book of ASTM Standards*, Vol 03.01.



**C 78**



NOTE 1—This apparatus may be used inverted. If the testing machine applies force through a spherically seated head, the center pivot may be omitted, provided one load-applying block pivots on a rod and the other on a ball.  
NOTE 2—1 in. = 25.4 mm.

**FIG. 1 Diagrammatic View of a Suitable Apparatus for Flexure Test of Concrete by Third-Point Loading Method**

should be at least 45° (0.79 rad). The load-applying and support blocks shall be maintained in a vertical position and in contact with the rod or ball by means of spring-loaded screws that hold them in contact with the pivot rod or ball. The uppermost bearing plate and center point ball in Fig. 1 may be omitted when a spherically seated bearing block is used, provided one rod and one ball are used as pivots for the upper load-applying blocks.

### 5. Testing

5.1 The test specimen shall conform to all requirements of Test Method C 42 or Practices C 31 or C 192 applicable to beam and prism specimens and shall have a test span within 2% of being three times its depth as tested. The sides of the specimen shall be at right angles with the top and bottom. All surfaces shall be smooth and free of scars, indentations, holes, or inscribed identification marks.

5.2 The technician performing the flexural strength test should be certified as an ACI Technician—Grade II, or by an equivalent written and performance test program.

NOTE 1—The testing laboratory performing this test method may be evaluated in accordance with Practice C 1077.

### 6. Procedure

6.1 Flexural tests of moist-cured specimens shall be made as soon as practical after removal from moist storage. Surface drying of the specimen results in a reduction in the measured flexural strength.

6.2 When using molded specimens, turn the test specimen on its side with respect to its position as molded and center it on the support blocks. When using sawed specimens, position the specimen so that the tension face corresponds to the top or bottom of the specimen as cut from the parent material. Center the loading system in relation to the applied force. Bring the load-applying blocks in contact with the surface of the specimen at the third points and apply a load of between 3 and 6%

of the estimated ultimate load. Using 0.004 in. (0.10 mm) and 0.015 in. (0.38 mm) leaf-type feeler gages, determine whether any gap between the specimen and the load-applying or support blocks is greater or less than each of the gages over a length of 1 in. (25 mm) or more. Grind, cap, or use leather shims on the specimen contact surface to eliminate any gap in excess of 0.004 in. (0.10 mm) in width. Leather shims shall be of uniform 1/4 in. (6.4 mm) thickness, 1 to 2 in. (25 to 50 mm) width, and shall extend across the full width of the specimen. Gaps in excess of 0.015 in. (0.38 mm) shall be eliminated only by capping or grinding. Grinding of lateral surfaces should be minimized inasmuch as grinding may change the physical characteristics of the specimens. Capping shall be in accordance with the applicable sections of Practice C 617.

6.3 Load the specimen continuously and without shock. The load shall be applied at a constant rate to the breaking point. Apply the load at a rate that constantly increases the extreme fiber stress between 125 and 175 psi/min (0.86 and 1.21 MPa/min) until rupture occurs. The loading rate is calculated using the following equation:

$$r = Sbd^2/L \quad (1)$$

where:

$r$  = loading rate, lb/min (MN/min),

$S$  = rate of increase in extreme fiber stress, psi/min (MPa/min),

$b$  = average width of the specimen, in. (mm),

$d$  = average depth of the specimen, in. (mm), and

$L$  = span length, in. (mm).

### 7. Measurement of Specimens After Test

7.1 To determine the dimensions of the specimen cross section for use in calculating modulus of rupture, take measurements across one of the fractured faces after testing. For each dimension, take one measurement at each edge and one at the center of the cross section. Use the three measurements for

each direction to determine the average width and the average depth. Take all measurements to the nearest 0.05 in. (1 mm). If the fracture occurs at a capped section, include the cap thickness in the measurement.

## 8. Calculation

8.1 If the fracture initiates in the tension surface within the middle third of the span length, calculate the modulus of rupture as follows:

$$R = PL/bd^2 \quad (2)$$

where:

- $R$  = modulus of rupture, psi, or MPa,
- $P$  = maximum applied load indicated by the testing machine, lbf, or N,
- $L$  = span length, in., or mm,
- $b$  = average width of specimen, in., or mm, at the fracture, and
- $d$  = average depth of specimen, in., or mm, at the fracture.

NOTE 2—The weight of the beam is not included in the above calculation.

8.2 If the fracture occurs in the tension surface outside of the middle third of the span length by not more than 5 % of the span length, calculate the modulus of rupture as follows:

$$R = 3Pa/bd^2 \quad (3)$$

where:

- $a$  = average distance between line of fracture and the nearest support measured on the tension surface of the beam, in., (or mm).

NOTE 3—The weight of the beam is not included in the above calculation.

8.3 If the fracture occurs in the tension surface outside of the middle third of the span length by more than 5 % of the span length, discard the results of the test.

## 9. Report

9.1 Report the following information:

- 9.1.1 Identification number,
- 9.1.2 Average width to the nearest 0.05 in. (1 mm),
- 9.1.3 Average depth to the nearest 0.05 in. (1 mm),
- 9.1.4 Span length in inches (or millimeters),
- 9.1.5 Maximum applied load in pound-force (or newtons),
- 9.1.6 Modulus of rupture calculated to the nearest 5 psi (0.05 MPa),
- 9.1.7 Curing history and apparent moisture condition of the specimens at the time of test,
- 9.1.8 If specimens were capped, ground, or if leather shims were used,
- 9.1.9 Whether sawed or molded and defects in specimens, and
- 9.1.10 Age of specimens.

## 10. Precision and Bias

10.1 *Precision*—The coefficient of variation of test results has been observed to be dependent on the strength level of the beams.<sup>4</sup> The single operator coefficient of variation has been found to be 5.7 %. Therefore, results of two properly conducted tests by the same operator on beams made from the same batch sample should not differ from each other by more than 16 %. The multilaboratory coefficient of variation has been found to be 7.0 %. Therefore, results of two different laboratories on beams made from the same batch sample should not differ from each other by more than 19 %.

10.2 *Bias*—Since there is no accepted standard for determining bias in this test method, no statement on bias is made.

## 11. Keywords

11.1 beams; concrete; flexural strength testing; modulus of rupture

<sup>4</sup> See "Improved Concrete Quality Control Procedures Using Third Point Loading" by P. M. Carrasquillo and R. L. Carrasquillo, Research Report 119-11, Project 3-9-87-1119, Center For Transportation Research, The University of Texas at Austin, November 1987, for possible guidance as to the relationship of strength and variability.

*ASTM International takes no position respecting the validity of any patent rights asserted in connection with any item mentioned in this standard. Users of this standard are expressly advised that determination of the validity of any such patent rights, and the risk of infringement of such rights, are entirely their own responsibility.*

*This standard is subject to revision at any time by the responsible technical committee and must be reviewed every five years and if not revised, either reapproved or withdrawn. Your comments are invited either for revision of this standard or for additional standards and should be addressed to ASTM International Headquarters. Your comments will receive careful consideration at a meeting of the responsible technical committee, which you may attend. If you feel that your comments have not received a fair hearing you should make your views known to the ASTM Committee on Standards, at the address shown below.*

*This standard is copyrighted by ASTM International, 100 Barr Harbor Drive, PO Box C700, West Conshohocken, PA 19428-2959, United States. Individual reprints (single or multiple copies) of this standard may be obtained by contacting ASTM at the above address or at 610-832-9585 (phone), 610-832-9555 (fax), or service@astm.org (e-mail); or through the ASTM website (www.astm.org).*



Designation: C 469 – 02

## Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression<sup>1</sup>

This standard is issued under the fixed designation C 469; the number immediately following the designation indicates the year of original adoption or, in the case of revision, the year of last revision. A number in parentheses indicates the year of last reapproval. A superscript epsilon ( $\epsilon$ ) indicates an editorial change since the last revision or reapproval.

### 1. Scope

1.1 This test method covers determination of (1) chord modulus of elasticity (Young's) and (2) Poisson's ratio of molded concrete cylinders and diamond-drilled concrete cores when under longitudinal compressive stress. Chord modulus of elasticity and Poisson's ratio are defined in Terminology E 6.

1.2 The values stated in inch-pound units are to be regarded as the standard.

1.3 *This standard does not purport to address all of the safety concerns, if any, associated with its use. It is the responsibility of the user of this standard to establish appropriate safety and health practices and determine the applicability of regulatory limitations prior to use.*

### 2. Referenced Documents

#### 2.1 ASTM Standards:

C 31/C 31M Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field<sup>2</sup>

C 39/C 39M Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens<sup>2</sup>

C 42/C 42M Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete<sup>2</sup>

C 174/C 174M Test Method for Measuring Thickness of Concrete Elements Using Drilled Concrete Cores<sup>2</sup>

C 192/C 192M Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory<sup>2</sup>

C 617 Practice for Capping Cylindrical Concrete Specimens<sup>2</sup>

E 4 Practices for Force Verification of Testing Machines<sup>3</sup>

E 6 Terminology Relating to Methods of Mechanical Testing<sup>3</sup>

E 83 Practice for Verification and Classification of Extensometer<sup>3</sup>

E 177 Practice for Use of the Terms Precision and Bias in ASTM Test Methods<sup>4</sup>

<sup>1</sup> This test method is under the jurisdiction of ASTM Committee C09 on Concrete and Concrete Aggregates and is the direct responsibility of Subcommittee C09.61 on Testing for Strength.

Current edition approved Aug. 10, 2002. Published October 2002. Originally published as C 469 – 61. Last previous edition C 469 – 94<sup>1</sup>.

<sup>2</sup> Annual Book of ASTM Standards, Vol 04.02.

<sup>3</sup> Annual Book of ASTM Standards, Vol 03.01.

<sup>4</sup> Annual Book of ASTM Standards, Vol 14.02.

### 3. Significance and Use

3.1 This test method provides a stress to strain ratio value and a ratio of lateral to longitudinal strain for hardened concrete at whatever age and curing conditions may be designated.

3.2 The modulus of elasticity and Poisson's ratio values, applicable within the customary working stress range (0 to 40 % of ultimate concrete strength), are used in sizing of reinforced and nonreinforced structural members, establishing the quantity of reinforcement, and computing stress for observed strains.

3.3 The modulus of elasticity values obtained will usually be less than moduli derived under rapid load application (dynamic or seismic rates, for example), and will usually be greater than values under slow load application or extended load duration, given other test conditions being the same.

### 4. Apparatus

4.1 *Testing Machine*—Use a testing machine capable of imposing a load at the rate and of the magnitude prescribed in 6.4. The machine shall conform to the requirements of Practices E 4 (Constant-Rate-of-Travel CRT-Type Testing Machines section). The spherical head and bearing blocks shall conform to the Apparatus Section of Test Method C 39/C 39M.

4.2 *Compressometer*<sup>5</sup>—For determining the modulus of elasticity use a bonded (Note 1) or unbonded sensing device that measures to the nearest 5 millionths the average deformation of two diametrically opposite gage lines, each parallel to the axis, and each centered about midheight of the specimen. The effective length of each gage line shall be not less than three times the maximum size of the aggregate in the concrete nor more than two thirds the height of the specimen; the preferred length of the gage line is one half the height of the specimen. Either use gage points embedded in or cemented to the specimen, and read deformation of the two lines independently; or use a compressometer (such as is shown in Fig. 1) consisting of two yokes, one of which (see B, Fig. 1) is rigidly attached to the specimen and the other (see C, Fig. 1) attached at two diametrically opposite points so that it is free to rotate.

<sup>5</sup> Copies of working drawings of strain measuring apparatus are available from ASTM International Headquarters, 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, PA 19428. Request adjunct No. ADJC0469.

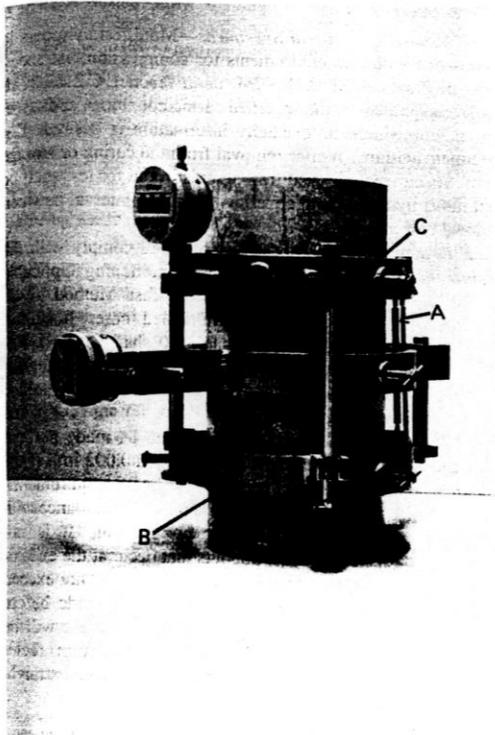
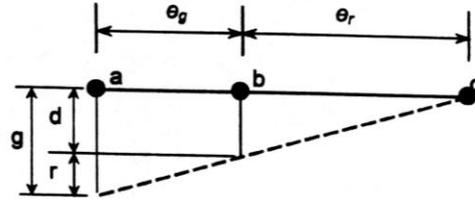


FIG. 1 Suitable Compressometer

At one point on the circumference of the rotating yoke, midway between the two support points, use a pivot rod (see A, Fig. 1) to maintain a constant distance between the two yokes. At the opposite point on the circumference of the rotating yoke, the change in distance between the yokes (that is, the gage reading) is equal to the sum of the displacement due to specimen deformation and the displacement due to rotation of the yoke about the pivot rod (see Fig. 2).

4.2.1 Measure deformation by a dial gage used directly or with a lever multiplying system, by a wire strain gage, or by a linear variable differential transformer. If the distances of the pivot rod and the gage from the vertical plane passing through the support points of the rotating yoke are equal, the deformation of the specimen is equal to one-half the gage reading. If these distances are not equal, calculate the deformation as follows:

$$d = g e_r / (e_r + e_g) \quad (1)$$



$d$  = displacement due to specimen deformation  
 $r$  = displacement due to rotation of the yoke about the pivot rod  
 $a$  = location of gage  
 $b$  = support point of the rotating yoke  
 $c$  = location of pivot rod  
 $g$  = gage reading

FIG. 2 Diagram of Displacements

where:

- $d$  = total deformation of the specimen throughout the effective gage length,  $\mu\text{in.}$  ( $\mu\text{m}$ ),
- $g$  = gage reading,  $\mu\text{in.}$  ( $\mu\text{m}$ ),
- $e_r$  = the perpendicular distance, measured in inches (millimetres) to the nearest 0.01 in. (0.254 mm) from the pivot rod to the vertical plane passing through the two support points of the rotating yoke, and
- $e_g$  = the perpendicular distance, measured in inches (millimetres) to the nearest 0.01 in. (0.254 mm) from the gage to the vertical plane passing through the two support points of the rotating yoke.

Procedures for calibrating strain-measuring devices are given in Practice E 83.

NOTE 1—Although bonded strain gages are satisfactory on dry specimens, they may be difficult, if not impossible, to mount on specimens continually moist-cured until tested.

4.3 *Extensometer*<sup>5</sup>—If Poisson's ratio is desired, the transverse strain shall be determined (1) by an unbonded extensometer capable of measuring to the nearest 25  $\mu\text{in.}$  (0.635  $\mu\text{m}$ ) the change in diameter at the midheight of the specimen, or (2) by two bonded strain gages (Note 1) mounted circumferentially at diametrically opposite points at the midheight of the specimen and capable of measuring circumferential strain to the nearest 5 millionths. A combined compressometer and extensometer (Fig. 3) is a convenient unbonded device. This apparatus shall contain a third yoke (consisting of two equal segments) located halfway between the two compressometer yokes and attached to the specimen at two diametrically opposite points. Midway between these points use a short pivot rod (A', see Fig. 3), adjacent to the long pivot rod, to maintain a constant distance between the bottom and middle yokes. Hinge the middle yoke at the pivot point to permit rotation of the two segments of the

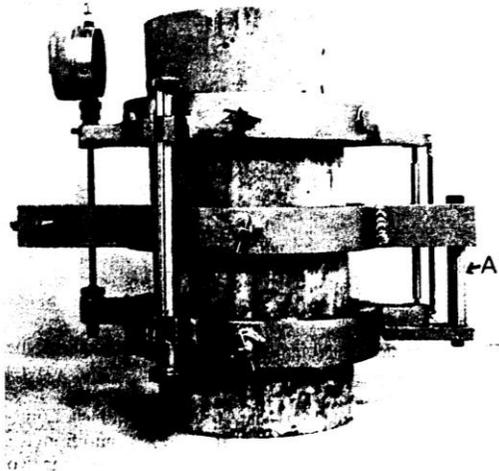


FIG. 3 Suitable Combined Compressometer-Extensometer

yoke in the horizontal plane. At the opposite point on the circumference, connect the two segments through a dial gage or other sensing device capable of measuring transverse deformation to the nearest 50  $\mu\text{in.}$  (1.27  $\mu\text{m}$ ). If the distances of the hinge and the gage from the vertical plane passing through the support points of the middle yoke are equal, the transverse deformation of the specimen diameter is equal to one-half the gage reading. If these distances are not equal, calculate the transverse deformation of the specimen diameter in accordance with Eq 2.

$$d' = g'e'_h / (e'_h + e'_g) \quad (2)$$

where:

$d'$  = transverse deformation of the specimen diameter,  $\mu\text{in.}$  ( $\mu\text{m}$ ),

$g'$  = transverse gage reading,  $\mu\text{in.}$  ( $\mu\text{m}$ ),

$e'_h$  = the perpendicular distance, measured in inches (millimeters) to the nearest 0.01 in. (0.254 mm) from the hinge to the vertical plane passing through the support points of the middle yoke, and

$e'_g$  = the perpendicular distance, measured in inches (millimeters) to the nearest 0.01 in. (0.254 mm) from the gage to the vertical plane passing through the support points of the middle yoke.

4.4 *Balance or Scale*, accurate to 0.1 lb (0.045 kg) shall be used if necessary.

## 5. Test Specimens

5.1 *Molded Cylindrical Specimens*—Mold test cylinders in accordance with the requirements for compression test specimens in Practice C 192/C 192M, or in Practice C 31/C 31M. Subject specimens to the specified curing conditions and test at the age for which the elasticity information is desired. Test specimens within 1 h after removal from the curing or storage room. Specimens removed from a moist room for test shall be kept moist by a wet cloth covering during the interval between removal and test.

5.2 *Drilled Core Specimens*—Cores shall comply with the requirements for drilling, and moisture conditioning applicable to compressive strength specimens in Test Method C 42/C 42M, except that only diamond-drilled cores having a length-to-diameter ratio greater than 1.50 shall be used. Requirements relative to storage and to ambient conditions immediately prior to test shall be the same as for molded cylindrical specimens.

5.3 The ends of the test specimens shall be made perpendicular to the axis ( $\pm 0.5^\circ$ ) and plane (within 0.002 in.). If the specimen as cast does not meet the planeness requirements, planeness shall be accomplished by capping in accordance with Practice C 617, or by lapping, or by grinding. It is not prohibited to repair aggregate popouts that occur at the ends of specimens, provided the total area of popouts does not exceed 10 % of the specimen area and the repairs are made before capping or grinding is completed (Note 2). Planeness will be considered within tolerance when a 0.002 in. (0.05 mm) feeler gage will not pass between the specimen surface and a straight edge held against the surface.

NOTE 2—Repairs may be made by epoxying the dislodged aggregate back in place or by filling the void with capping material and allowing adequate time for it to harden.

5.4 Measure the diameter of the test specimen by caliper to the nearest 0.01 in. (0.25 mm) by averaging two diameters measured at right angles to each other near the center of the length of the specimen. Use this average diameter to calculate the cross-sectional area. Measure and report the length of a molded specimen, including caps, to the nearest 0.1 in. (2.54 mm). Measure the length of a drilled specimen in accordance with Test Method C 174/C 174M; report the length, including caps, to the nearest 0.1 in. (2.54 mm).

## 6. Procedure

6.1 Maintain the ambient temperature and humidity as constant as possible throughout the test. Record any unusual fluctuation in temperature or humidity in the report.

6.2 Use companion specimens to determine the compressive strength in accordance with Test Method C 39/C 39M prior to the test for modulus of elasticity.

6.3 Place the specimen, with the strain-measuring equipment attached, on the lower platen or bearing block of the testing machine. Carefully align the axis of the specimen with the center of thrust of the spherically-seated upper bearing block. Note the reading on the strain indicators. As the

spherically-seated block is brought slowly to bear upon the specimen, rotate the movable portion of the block gently by hand so that uniform seating is obtained.

6.4 Load the specimen at least twice. Do not record any data during the first loading. Base calculations on the average of the results of the subsequent loadings (Note 3).

NOTE 3—At least two subsequent loadings are recommended so that the repeatability of the test may be noted.

During the first loading, which is primarily for the seating of the gages, observe the performance of the gages (Note 4) and correct any unusual behavior prior to the second loading. Obtain each set of readings as follows: Apply the load continuously and without shock. Set testing machines of the screw type so that the moving head travels at a rate of about 0.05 in. (1.25 mm)/min when the machine is running idle. In hydraulically operated machines, apply the load at a constant rate within the range  $35 \pm 5$  psi ( $241 \pm 34$  kPa)/s. Record, without interruption of loading, the applied load and longitudinal strain at the point (1) when the longitudinal strain is 50 millionths and (2) when the applied load is equal to 40 % of the ultimate load (see 6.5). Longitudinal strain is defined as the total longitudinal deformation divided by the effective gage length. If Poisson's ratio is to be determined, record the transverse strain at the same points. If a stress-strain curve is to be determined, take readings at two or more intermediate points without interruption of loading; or use an instrument that makes a continuous record. Immediately upon reaching the maximum load, except on the final loading, reduce the load to zero at the same rate at which it was applied. If the observer fails to obtain a reading, complete the loading cycle and then repeat it. Record the extra cycle in the report.

NOTE 4—Where a dial gage is used to measure longitudinal deformation, it is convenient to set the gage before each loading so that the indicator will pass the zero point at a longitudinal strain of 50 millionths.

6.5 It is not prohibited to obtain the modulus of elasticity and strength on the same loading provided that the gages are expendable, removable, or adequately protected so that it is possible to comply with the requirement for continuous loading given in Test Method C 39/C 39M. In this case record several readings and determine the strain value at 40 % of the ultimate by interpolation.

6.6 If intermediate readings are taken, plot the results of each of the three tests with the longitudinal strain as the abscissa and the compressive stress as the ordinate. Calculate the compressive stress by dividing the quotient of the testing

machine load by the cross-sectional area of the specimen determined in accordance with 5.4.

## 7. Calculation

7.1 Calculate the modulus of elasticity, to the nearest 50 000 psi (344.74 MPa) as follows:

$$E = (S_2 - S_1)/(\epsilon_2 - 0.000050) \quad (3)$$

where:

- $E$  = chord modulus of elasticity, psi,
- $S_2$  = stress corresponding to 40 % of ultimate load,
- $S_1$  = stress corresponding to a longitudinal strain,  $\epsilon_1$ , of 50 millionths, psi, and
- $\epsilon_2$  = longitudinal strain produced by stress  $S_2$ .

7.2 Calculate Poisson's ratio, to the nearest 0.01, as follows:

$$\mu = (\epsilon_{12} - \epsilon_{11})/(\epsilon_2 - 0.000050) \quad (4)$$

where:

- $\mu$  = Poisson's ratio,
- $\epsilon_{12}$  = transverse strain at midheight of the specimen produced by stress  $S_2$ , and
- $\epsilon_{11}$  = transverse strain at midheight of the specimen produced by stress  $S_1$ .

## 8. Report

8.1 Report the following information:

- 8.1.1 Specimen identification number,
- 8.1.2 Dimensions of specimen, in inches (or millimetres),
- 8.1.3 Curing and environmental histories of the specimen,
- 8.1.4 Age of the specimen,
- 8.1.5 Strength of the concrete, if determined,
- 8.1.6 Unit weight of the concrete, if determined,
- 8.1.7 Stress-strain curves, if plotted,
- 8.1.8 Chord modulus of elasticity, and
- 8.1.9 Poisson's ratio, if determined.

## 9. Precision and Bias

9.1 *Precision*—The single-operator-machine multibatch precision is  $\pm 4.25$  % (RIS %) max, as defined in Practice E 177, over the range from 2.5 to  $4 \times 10^6$  psi ( $17.3$  to  $27.6 \times 10^6$  Pa); therefore, the results of tests of duplicate cylinders from different batches should not depart more than 5 % from the average of the two.

9.2 *Bias*—This test method has no bias because the values determined can only be defined in terms of the test method.

## 10. Keywords

10.1 compression testing; concrete; modulus of elasticity; Poisson's ratio



Designation: C 597 – 02

## Standard Test Method for Pulse Velocity Through Concrete<sup>1</sup>

This standard is issued under the fixed designation C 597; the number immediately following the designation indicates the year of original adoption or, in the case of revision, the year of last revision. A number in parentheses indicates the year of last reappraisal. A superscript epsilon (ε) indicates an editorial change since the last revision or reappraisal.

### 1. Scope \*

1.1 This test method covers the determination of the propagation velocity of longitudinal stress wave pulses through concrete. This test method does not apply to the propagation of other types of stress waves through concrete.

1.2 The values stated in SI units are to be regarded as the standard.

1.3 *This standard does not purport to address all of the safety concerns, if any, associated with its use. It is the responsibility of the user of this standard to establish appropriate safety and health practices and determine the applicability of regulatory limitations prior to use.*

### 2. Referenced Documents

2.1 *ASTM Standards:*

C 125 Terminology Relating to Concrete and Concrete Aggregates<sup>2</sup>

C 215 Test Method for Fundamental Transverse, Longitudinal, and Torsional Frequencies of Concrete Specimens<sup>2</sup>

C 823 Practice for Examination and Sampling of Hardened Concrete in Constructions<sup>2</sup>

E 1316 Terminology for Nondestructive Examinations<sup>3</sup>

### 3. Terminology

3.1 *Definitions*—Refer to Terminology C 125 and the section related to ultrasonic examination in Terminology E 1316 for definitions of terms used in this test method.

### 4. Summary of Test Method

4.1 Pulses of longitudinal stress waves are generated by an electro-acoustical transducer that is held in contact with one surface of the concrete under test. After traversing through the concrete, the pulses are received and converted into electrical energy by a second transducer located a distance  $L$  from the transmitting transducer. The transit time  $T$  is measured electronically. The pulse velocity  $V$  is calculated by dividing  $L$  by  $T$ .

<sup>1</sup> This test method is under the jurisdiction of ASTM Committee C09 on Concrete and Concrete Aggregates and is the direct responsibility of Subcommittee C09.64 on Nondestructive and In-Place Testing.

Current edition approved Dec. 10, 2002. Published February 2003. Originally approved in 1967. Last previous edition approved in 1997 as C 597 – 97.

<sup>2</sup> *Annual Book of ASTM Standards*, Vol 04.02.

<sup>3</sup> *Annual Book of ASTM Standards*, Vol 03.03.

### 5. Significance and Use

5.1 The pulse velocity,  $V$ , of longitudinal stress waves in a concrete mass is related to its elastic properties and density according to the following relationship:

$$V = \sqrt{\frac{E(1-\mu)}{\rho(1+\mu)(1-2\mu)}} \quad (1)$$

where:

$E$  = dynamic modulus of elasticity,

$\mu$  = dynamic Poisson's ratio, and

$\rho$  = density.

5.2 This test method is applicable to assess the uniformity and relative quality of concrete, to indicate the presence of voids and cracks, and to evaluate the effectiveness of crack repairs. It is also applicable to indicate changes in the properties of concrete, and in the survey of structures, to estimate the severity of deterioration or cracking. When used to monitor changes in condition over time, test locations are to be marked on the structure to ensure that tests are repeated at the same positions.

5.3 The degree of saturation of the concrete affects the pulse velocity, and this factor must be considered when evaluating test results (Note 1). In addition, the pulse velocity in saturated concrete is less sensitive to changes in its relative quality.

NOTE 1—The pulse velocity in saturated concrete may be up to 5% higher than in dry concrete.<sup>4</sup>

5.4 The pulse velocity is independent of the dimensions of the test object provided reflected waves from boundaries do not complicate the determination of the arrival time of the directly transmitted pulse. The least dimension of the test object must exceed the wavelength of the ultrasonic vibrations (Note 2).

NOTE 2—The wavelength of the vibrations equals the pulse velocity divided by the frequency of vibrations. For example, for a frequency of 54 kHz and a pulse velocity of 3500 m/s, the wavelength is 3500/54000 = 0.065 m.

5.5 The accuracy of the measurement depends upon the ability of the operator to determine precisely the distance between the transducers and of the equipment to measure precisely the pulse transit time. The received signal strength and measured transit time are affected by the coupling of the

<sup>4</sup> Bungey, J. H., *Testing of Concrete in Structures*, 2nd ed., Chapman and Hall, 1989, p. 52.

\*A Summary of Changes section appears at the end of this standard.

transducers to the concrete surfaces. Sufficient coupling agent and pressure must be applied to the transducers to ensure stable transit times. The strength of the received signal is also affected by the travel path length and by the presence and degree of cracking or deterioration in the concrete tested.

NOTE 3—Proper coupling can be verified by viewing the shape and magnitude of the received waveform. The waveform should have a decaying sinusoidal shape. The shape can be viewed by means of outputs to an oscilloscope or digitized display inherent in the device.

5.6 The results obtained by the use of this test method are not to be considered as a means of measuring strength nor as an adequate test for establishing compliance of the modulus of elasticity of field concrete with that assumed in the design. The longitudinal resonance method in Test Method C 215 is recommended for determining the dynamic modulus of elasticity of test specimens obtained from field concrete because Poisson's ratio does not have to be known.

NOTE 4—When circumstances permit, a velocity-strength (or velocity-modulus) relationship may be established by the determination of pulse velocity and compressive strength (or modulus of elasticity) on a number of samples of a concrete. This relationship may serve as a basis for the estimation of strength (or modulus of elasticity) by further pulse-velocity tests on that concrete. Refer to ACI 228.1R<sup>5</sup> for guidance on the procedures for developing and using such a relationship.

5.7 The procedure is applicable in both field and laboratory testing regardless of size or shape of the specimen within the limitations of available pulse-generating sources.

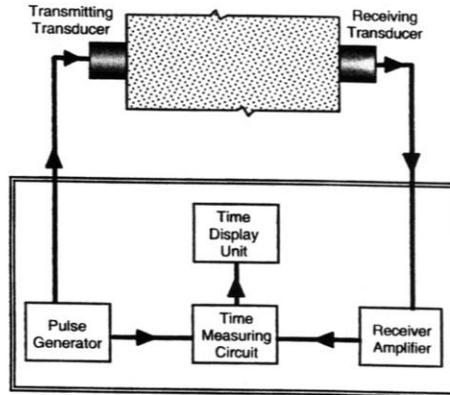
NOTE 5—Presently available test equipment limits path lengths to approximately 50-mm minimum and 15-m maximum, depending, in part, upon the frequency and intensity of the generated signal. The upper limit of the path length depends partly on surface conditions and partly on the characteristics of the interior concrete under investigation. A preamplifier at the receiving transducer may be used to increase the maximum path length that can be tested. The maximum path length is obtained by using transducers of relatively low resonant frequencies (20 to 30 kHz) to minimize the attenuation of the signal in the concrete. (The resonant frequency of the transducer assembly determines the frequency of vibration in the concrete.) For the shorter path lengths where loss of signal is not the governing factor, it is preferable to use resonant frequencies of 50 kHz or higher to achieve more accurate transit-time measurements and hence greater sensitivity.

5.8 Since the pulse velocity in steel is up to double that in concrete, the pulse-velocity measured in the vicinity of the reinforcing steel will be higher than in plain concrete of the same composition. Where possible, avoid measurements close to steel parallel to the direction of pulse propagation.

6. Apparatus

6.1 The testing apparatus, shown schematically in Fig. 1, consists of a pulse generator, a pair of transducers (transmitter and receiver), an amplifier, a time measuring circuit, a time display unit, and connecting cables.

6.1.1 Pulse Generator and Transmitting Transducer—The pulse generator shall consist of circuitry for generating pulses of voltage (Note 6). The transducer for transforming these electronic pulses into wave bursts of mechanical energy shall



NOTE 1—It is advantageous to incorporate the pulse generator, time measuring circuit, receiver amplifier, and time display into one unit.

FIG. 1 Schematic of Pulse Velocity Apparatus

have a resonant frequency in the range from 20 to 100 kHz (Note 7). The pulse generator shall produce repetitive pulses at a rate of not less than 3 pulses per second. The transducer shall be constructed of piezoelectric, magnetostrictive, or other voltage-sensitive material (Rochelle salt, quartz, barium titanate, lead zirconate-titanate (PZT), and so forth), housed for protection. A triggering pulse shall be produced to start the time measuring circuit.

NOTE 6—The pulse voltage affects the transducer power output and the maximum penetration of the longitudinal stress waves. Voltage pulses of 500 to 1000 V have been used successfully.

NOTE 7—Transducers with higher resonant frequencies have been used successfully in relatively small laboratory specimens.

6.1.2 Receiving Transducer and Amplifier—The receiving transducer shall be similar to the transmitting transducer. The voltage generated by the receiver shall be amplified as necessary to produce triggering pulses to the time-measuring circuit. The amplifier shall have a flat response between one half and three times the resonant frequency of the receiving transducer.

6.1.3 Time-Measuring Circuit—The time-measuring circuit and the associated triggering pulses shall be capable of providing an overall time-measurement resolution of at least 1 μs. Time measurement is initiated by a triggering voltage from the pulse generator, and the time measuring circuit shall operate at the repetition frequency of the pulse generator. The time-measuring circuit shall provide an output when the received pulse is detected, and this output shall be used to determine the transit time displayed on the time-display unit. The time-measuring circuit shall be insensitive to operating temperature in the range from 0 to 40°C and voltage changes in the power source of ±15 %.

6.1.4 Display Unit—Two types of display units are available. Modern units use an interval timer and a direct-reading digital display of the transit time. Older units use a cathode ray tube (CRT) on which the pulses transmitted and received are displayed as deflections of the traces in relation to an established time scale.

<sup>5</sup> "In-Place Methods to Estimate Concrete Strength," ACI 228.1R, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

6.1.5 *Reference Bar*—A bar of metal or other durable material for which the transit time of longitudinal waves is known. The transit time shall be marked permanently on the reference bar.

6.1.6 *Connecting Cables*—Where pulse-velocity measurements on large structures require the use of long interconnecting cables, use low-capacitance, shielded, coaxial cables.

6.1.7 *Coupling Agent*—A viscous material (such as oil, petroleum jelly, water soluble jelly, moldable rubber, or grease) to ensure efficient transfer of energy between the concrete and the transducers. The function of the coupling agent is to eliminate air between the contact surfaces of the transducers and the concrete. Water is an acceptable coupling agent when ponded on the surface, or for underwater testing.

## 7. Procedure

7.1 *Functional Check of Equipment and Zero-time Adjustment*—Verify that the equipment is operating properly and perform a zero-time adjustment. Apply coupling agent to the ends of the reference bar, and press the transducers firmly against the ends of the bar until a stable transit time is displayed. Adjust the zero reference until the displayed transit time agrees with the value marked on the bar. For some instruments, the zero adjustment is made by applying coupling agent and pressing the faces of the transducers together. These instruments use a microprocessor to record this delay time, which is automatically subtracted from subsequent transit time measurements. For such instruments, measure the transit time through the reference bar to verify that the proper zero-time correction has been made. Check the zero adjustment on an hourly basis during continuous operation of the instrument, and every time a transducer or connecting cable is changed. If the displayed time cannot be adjusted to agree with transit time of the reference bar, do not use the instrument, and return the bar and instrument to the manufacturer for repair.

### 7.2 *Determination of Transit Time:*

7.2.1 For testing existing construction, select test locations in accordance with Practice C 823, or follow the requirements of the party requesting the testing, whichever is applicable.

7.2.2 For best results, locate the transducers directly opposite each other. Because the beam width of the vibrational pulses emitted by the transducers is large, it is permissible to measure transit times across corners of a structure but with some loss of sensitivity and accuracy. Measurements along the same surface shall not be used unless only one face of the structure is accessible since such measurements may be indicative only of surface layers, and calculated pulse velocities will not agree with those obtained by through transmission (Note 8).

NOTE 8—One of the sources of uncertainty in surface tests is the lengths of the actual travel paths of the pulses. Hence, individual readings are of little value. Surface tests, however, have been used to estimate the depth of a lower quality surface layer by making multiple measurements of transit time with varying distances between the transducers. From the plot of travel time versus spacing, it may be possible to estimate the depth

of the lower quality concrete.<sup>6</sup>

7.2.3 Apply an appropriate coupling agent (such as water, oil, petroleum jelly, grease, moldable rubber, or other viscous materials) to the transducer faces or the test surface, or both. Press the faces of the transducers firmly against the surfaces of the concrete until a stable transit time is displayed, and measure the transit time (Note 9). Determine the straight-line distance between centers of transducer faces.

NOTE 9—The quality of the coupling is critically important to the accuracy and maximum range of the method. Inadequate coupling will result in unstable and inaccurate time measurements, and will significantly shorten the effective range of the instrument. Repeat measurements should be made at the same location to minimize erroneous readings due to poor coupling.

## 8. Calculation

8.1 Calculate the pulse velocity as follows:

$$V = L/T \quad (2)$$

where:

$V$  = pulse velocity, m/s,

$L$  = distance between centers of transducer faces, m, and

$T$  = transit time, s.

## 9. Report

9.1 Report at least the following information:

9.1.1 Location of test or identification of specimen.

9.1.2 Location of transducers.

9.1.3 Distance between centers of transducer faces, reported to a precision of at least 0.5 % of the distance.

9.1.4 Transit time, reported to a precision of at least 0.5 % of the transit time.

9.1.5 Pulse velocity reported to the nearest 10 m/s.

## 10. Precision and Bias

### 10.1 *Precision:*

10.1.1 Repeatability of results have been investigated using devices with CRT displays. It is expected that the repeatability with digital display devices will be better than stated as follows.

10.1.2 Tests involving three test instruments and five operators have indicated that for path lengths from 0.3 to 6 m through sound concrete, different operators using the same instrument or one operator using different instruments will achieve repeatability of test results within 2 %. For longer path lengths through sound concrete, attenuation of the signal will decrease the absolute repeatability of the transit-time measurement, but the longer transit time involved will result in a calculation of velocity having the same order of accuracy.

10.1.3 In the case of tests through badly cracked or deteriorated concrete, the variation of the results are substantially

<sup>6</sup> Chung, H. W., and Law, K. S., "Assessing Fire Damage of Concrete by the Ultrasonic Pulse Technique," *Cement, Concrete, and Aggregates*, CACAGDR, Vol. 2, No. 2, Winter, 1985, pp. 84-88.

increased. Attenuation is affected by the nature of the deterioration and the resonant frequency of the transducers. Differences between operators or instruments may result in differences in test results as large as 20 %. In such cases, however, calculated velocities will be sufficiently low as to indicate clearly the presence of distress in the concrete tested.

10.2 *Bias*—Bias of this test method has not been determined.

#### 11. Keywords

11.1 concrete; longitudinal stress wave; nondestructive testing; pulse velocity; ultrasonic testing

### SUMMARY OF CHANGES

The following changes to this test method have been incorporated since the last issue:

- (1) The words “longitudinal stress waves” replaced “compressional waves” to describe the type of waves involved in this type of testing.
- (2) A section on terminology was added.
- (3) Nonmandatory language was removed or moved into notes.
- (4) In the Significance and Use section, reference to estimating crack depths was deleted.
- (5) Note 3 was added on the use of a visual display to verify that proper coupling is achieved.
- (6) Requirements were added to 7.1 to perform a zero-time adjustment when a different transducer or cable is connected and to return the instrument and reference bar to the manufacturer when a zero-time adjustment cannot be done.
- (7) Moldable rubber was added as another type of suitable coupling agent.
- (8) Note 9 was expanded to emphasize the importance of proper coupling.
- (9) In measuring the distance between transducers, it has been clarified that the measurement is between the centers of the transducer faces.

*ASTM International takes no position respecting the validity of any patent rights asserted in connection with any item mentioned in this standard. Users of this standard are expressly advised that determination of the validity of any such patent rights, and the risk of infringement of such rights, are entirely their own responsibility.*

*This standard is subject to revision at any time by the responsible technical committee and must be reviewed every five years and if not revised, either reapproved or withdrawn. Your comments are invited either for revision of this standard or for additional standards and should be addressed to ASTM International Headquarters. Your comments will receive careful consideration at a meeting of the responsible technical committee, which you may attend. If you feel that your comments have not received a fair hearing you should make your views known to the ASTM Committee on Standards, at the address shown below.*

*This standard is copyrighted by ASTM International, 100 Barr Harbor Drive, PO Box C700, West Conshohocken, PA 19428-2959, United States. Individual reprints (single or multiple copies) of this standard may be obtained by contacting ASTM at the above address or at 610-832-9585 (phone), 610-832-9555 (fax), or service@astm.org (e-mail); or through the ASTM website (www.astm.org).*