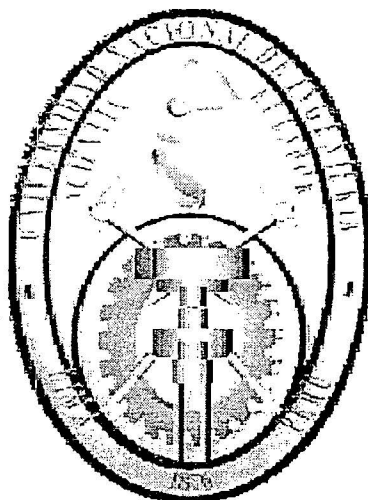


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**ESTUDIO DE LA INFLUENCIA DE ADITIVOS
ACELERANTES SOBRE LAS PROPIEDADES
DEL CONCRETO**

TESIS

**PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL**

JUAN CARLOS TORRES ALAYO

**LIMA – PERU
2004**

Digitalizado por:

**Consortio Digital del
Conocimiento MebLatam,
Hemisferio y Dalse**

*A María y Juan, mis padres,
por su paciencia y ejemplo.*

*Para Aída, por toda
su ayuda y empeño.*

AGRADECIMIENTOS

A todas las personas que colaboraron en la elaboración del presente estudio: al Dr. Javier Arrieta, por su asesoría; a mis padres, por su apoyo; al personal del LEM; a todos los amigos que colaboraron de alguna manera; a Aída, mi enamorada, por su ayuda. A las empresas Firth Industries Perú S.A. y Sika Perú S.A., por la donación de materiales.

RESUMEN

El presente estudio es una evaluación de los efectos del aditivo acelerante Plastocrete 161 FL, a base de Nitrato de Calcio, sobre las propiedades del concreto fresco y endurecido. Esta evaluación se realizó teniendo como referencia la NTP 334.088, en la cual se especifican los requisitos más importantes para aditivos acelerantes. Los factores de estudio en esta tesis fueron el porcentaje de aditivo acelerante, el tipo de cemento y la relación agua/cemento.

Adicionalmente se realizó una evaluación de los resultados de los estudios de tesis en la FIC desde 1966, en las cuales se emplearon diversos aditivos acelerantes, con la finalidad de precisar claramente el comportamiento de estos productos desde el punto de vista del cumplimiento de las especificaciones técnicas.

Para cada una de las relaciones a/c de 0.40 y 0.60 se usaron dos tipos de cemento, tipo I y tipo II Andino. El aditivo se empleó en 3, 4 y 5% en peso de cemento, lo cual produce un total de 16 diseños de mezcla distintos. El concreto se diseñó con una trabajabilidad media (slump de 3 a 4"), y para cada diseño se evaluó la consistencia, peso unitario, contenido de aire, exudación, tiempo de fragua, resistencia a la compresión y resistencia a la flexión.

El estudio muestra que el efecto de los aditivos debe evaluarse desde el total cumplimiento de las especificaciones técnicas referidas a los incrementos porcentuales en la resistencia desarrollada y a los tiempos de fragua especificados; estos aspectos no han sido considerados en las tesis evaluadas.

Los resultados muestran que a nivel de resistencias mecánicas se cumple con los requerimientos para las edades de 7 días o mayores, pero no para edades de 1 y 3 días.

Así mismo, se cumplen totalmente los requisitos de tiempo de fragua, mostrando diferencias significativas en los resultados dependiendo del uso de cemento Portland tipo I o tipo II, explicándose esto por la diferente composición química de estos cementos y la capacidad de generación de calor de hidratación.

El contenido óptimo de aditivo hallado para los diseños de mezcla estudiados es 5%, valor bastante diferente al recomendado por los fabricantes (0.5 – 4%), con lo cual se demuestra la necesidad de evaluar los aditivos a utilizar inclusive en proporciones distintas a las recomendadas.

INDICE

LISTA DE CUADROS	xi
LISTA DE GRAFICOS.....	xxiii
INTRODUCCION	1
CAPITULO I. EL CEMENTO PORTLAND.....	3
1.1. Generalidades	3
1.2. Fabricación del Cemento Portland.....	4
1.3. Composición del Cemento Portland	7
1.4. Mecanismo de Hidratación del cemento.....	11
1.5. Calor de Hidratación y Resistencia.....	13
1.6. Pruebas al cemento.....	17
1.6.1. Fineza del cemento	17
1.6.2. Consistencia Normal de la pasta de cemento	19
1.6.3. Tiempo de fraguado	22
1.6.4. Estabilidad de volumen	26
1.6.5. Resistencia Mecánica.....	27
1.7. Tipos de cemento y sus aplicaciones principales	29
1.7.1. Cemento Portland Tipo I (común)	31
1.7.2. Cemento Portland Tipo II (resistencia moderada al ataque de sulfatos).....	32
1.7.3. Cemento Portland Tipo III (de endurecimiento rápido).....	32
1.7.4. Cemento Portland Tipo IV (bajo calor de hidratación).....	32
1.7.5. Cemento Portland Tipo V (alta resistencia al ataque de sulfatos).....	33
1.7.6. Cemento Portland especiales de endurecimiento rápido	34
1.7.7. Cemento Portland tipo IS (de alto horno).....	34
1.7.8. Cemento de escoria (supersulfatado)	35
1.7.9. Cemento Portland Blanco y de colores	36
1.7.10. Cemento Portland Puzolánicos tipo IP, P e I (PM)	36
1.7.11. Cementos expansivos.....	37

1.7.12. Cemento con alto contenido de Alúmina (CCAA).....	39
1.8. Cementos fabricados en el Perú.....	39
1.9. Cementos a utilizar en la tesis.....	41
CAPITULO II. AGREGADOS	43
2.1. Generalidades	43
2.2. Clasificación de los Agregados.....	44
2.2.1. Clasificación por Tamaño.....	44
2.2.2. Clasificación Petrográfica.....	45
2.2.3. Clasificación de formas y texturas.....	46
2.3. Características Físicas de los Agregados.....	48
2.3.1. Adherencia	48
2.3.2. Resistencia.....	48
2.3.3. Resistencia al Desgaste.....	49
2.3.4. Peso Específico.....	50
2.3.5. Peso Unitario.....	52
2.3.6. Porosidad y Absorción.....	54
2.3.7. Contenido de Humedad.....	56
2.3.8. Abultamiento de la Arena	57
2.3.9. Defectos debidos a los cambios volumétricos.....	57
2.3.10. Sustancias Nocivas	58
2.3.11. Impurezas Orgánicas	59
2.3.12. Arcilla y otros materiales finos.....	60
2.3.13. Contaminación por sal.....	60
2.3.14. Defectos debidos a impurezas.....	61
2.3.15. Análisis Granulométrico.....	62
2.3.15.1. Curvas de gradación.....	66
2.3.15.2. Módulo de Finura.....	67
2.3.15.3. Requerimientos de la granulometría	67
2.3.15.4. Tamaño máximo del agregado	69
2.3.15.5. Gradaciones prácticas	70
2.3.15.6. Agregados con Espacios Gradados.....	73
2.4. Propiedades Térmicas.....	73
2.5. Propiedades Físicas del Agregado Fino Utilizado	75
2.6. Propiedades Físicas del Agregado Grueso Utilizado.....	76

CAPITULO III. AGUA	77
3.1. Generalidades	77
3.2. Usos del agua.....	77
3.3. Agua en la pasta de cemento hidratada	79
3.4. Requisitos.....	79
3.4.1. Características físico-químicas.....	79
3.4.2. Efectos en el concreto.....	81
3.5. Verificación de Calidad.....	82
3.6. Otros tipos de Agua.....	83
3.6.1. Agua de Mar.....	84
3.7. Agua a utilizar en la elaboración del concreto	84
CAPITULO IV. ADITIVOS	85
4.1. Generalidades	85
4.2. Razones para el empleo de aditivos.....	86
4.3. Aspectos económicos en el empleo de aditivos	87
4.4. Precauciones en el empleo de aditivos	88
4.5. Clasificación	89
4.5.1. Especificaciones para los aditivos.....	93
4.6. Preparación y Dosificación.....	94
4.6.1. Preparación y almacenamiento.....	94
4.6.2. Dosificación.....	95
4.6.3. Equipo de dosificación.....	96
4.6.3.1. Sistemas de dosificación líquida.....	97
4.6.3.2. Sistemas de dosificación seca.....	98
4.6.4. Mantenimiento y Protección	99
4.7. Uso de aditivos.....	100
4.7.1. Generalidades.....	100
4.7.2. Muestreo	100
4.7.3. Pruebas.....	100
CAPITULO V. ADITIVOS ACELERANTES	102
5.1. Generalidades	102
5.2. Mecanismo de Acción.....	103
5.3. Sales Inorgánicas solubles.....	107
5.4. Compuestos Orgánicos Solubles.....	111

5.5.	Diversos aditivos sólidos	111
5.6.	Empleo con cementos especiales	112
5.7.	Efectos sobre el concreto fresco y endurecido	113
5.8.	Evaluación y selección	116
5.9.	Control de compras	116
5.10.	Dosificación y empleo	116
5.11.	Proporciones para concreto	117
5.12.	Control del concreto	117
5.13.	Evaluación de los resultados de tesis anteriores	118
5.13.1.	Aditivos Comerciales con presencia de cloruros	119
5.13.1.1.	Aditivo Acelerante Plastocrete 161 HE	119
5.13.1.2.	Aditivo Acelerante Adikret WRA	124
5.13.1.3.	Aditivo Acelerante Murox 3	125
5.13.1.4.	Aditivo Acelerante Accelguard HE	126
5.13.2.	Aditivos Comerciales libres de Cloruros	127
5.13.2.1.	Aditivos Acelerante Murox 2	127
5.13.2.2.	Aditivo Acelerante Chema Estruct	128
5.13.2.3.	Aditivo Acelerante Chema Puzolana	130
5.13.2.4.	Aditivo Acelerante Adikret Rápido	132
5.13.2.5.	Aditivo Acelerante Chema 3	133
5.13.2.6.	Aditivo Acelerante Muroxcrete 161 HE	134
5.13.2.7.	Aditivo Acelerante Sika Rapid 1	135
5.13.3.	Uso de Cloruros	136
5.13.3.1.	Cloruro de Calcio	137
5.13.3.2.	Cloruro de Sodio	139
5.14.	Conformidad de los aditivos con la norma NTP 334.088	140
5.15.	Aditivo acelerante Plastocrete 161 FL	141
CAPITULO VI. SELECCION DE PROPORCIONES DE MEZCLAS		143
6.1.	Generalidades	143
6.2.	Proporciones óptimas de agregado en función al máximo peso unitario compactado del Agregado Global	143
6.3.	Procedimiento General para el diseño de mezclas	147
6.4.	Procedimiento General de mezclado	148
6.5.	Diseños Preliminares	149

6.6.	Proporciones óptimas de agregado en función a la máxima Resistencia a la Compresión.....	155
6.7.	Diseño de Mezcla Final del Concreto Patrón.....	158
6.7.1.	Diseño de Mezcla para la relación a/c 0.40 y Cemento Andino tipo I.....	158
6.7.2.	Diseño de Mezcla para la relación a/c 0.40 y Cemento Andino tipo II.....	158
6.7.3.	Diseño de Mezcla para la relación a/c 0.60 y Cemento Andino tipo I.....	159
6.7.4.	Diseño de Mezcla para la relación a/c 0.60 y Cemento Andino tipo II.....	161
6.8.	Diseño de Mezcla Final del Concreto con Aditivo.....	161
6.8.1.	Diseño de Mezcla para la relación a/c 0.40, cemento Andino tipo I y 3% de aditivo.....	162
6.8.2.	Diseño de Mezcla para la relación a/c 0.40, cemento Andino tipo I y 4% de aditivo.....	163
6.8.3.	Diseño de Mezcla para la relación a/c 0.40, cemento Andino tipo I y 5% de aditivo.....	164
6.8.4.	Diseño de Mezcla para la relación a/c 0.40, cemento Andino tipo II y 3% de aditivo.....	165
6.8.5.	Diseño de Mezcla para la relación a/c 0.40, cemento Andino tipo II y 4% de aditivo.....	165
6.8.6.	Diseño de Mezcla para la relación a/c 0.40, cemento Andino tipo II y 5% de aditivo.....	166
6.8.7.	Diseño de Mezcla para la relación a/c 0.60, cemento Andino tipo I y 3% de aditivo.....	167
6.8.8.	Diseño de Mezcla para la relación a/c 0.60, cemento Andino tipo I y 4% de aditivo.....	168
6.8.9.	Diseño de Mezcla para la relación a/c 0.60, cemento Andino tipo I y 5% de aditivo.....	169
6.8.10.	Diseño de Mezcla para la relación a/c 0.60, cemento Andino tipo II y 3% de aditivo.....	170
6.8.11.	Diseño de Mezcla para la relación a/c 0.60, cemento Andino tipo II y 4% de aditivo.....	170

6.8.12. Diseño de Mezcla para la relación a/c 0.60, cemento Andino tipo II y 5% de aditivo	171
6.9. Diseños de mezclas obtenidos	172
6.10. Pruebas a efectuar y cantidad de materiales requeridos.....	176
6.11. Cronograma de elaboración y ensayo de muestras	179
CAPITULO VII. CONCRETO	182
7.1. Generalidades	182
7.2. La Estructura del Concreto.....	182
7.2.1. Estructura de la fase agregado	184
7.2.2. Estructura de la pasta de cemento hidratado.....	185
7.2.2.1. Sólidos en la pasta de cemento hidratado.....	188
7.2.2.2. Huecos en la pasta de cemento hidratado.....	192
7.2.2.3. Agua en la pasta de cemento hidratado	194
7.2.3. Estructura de la zona de transición	196
7.2.3.1. Resistencia de la zona de transición.....	198
7.2.3.2. Influencia de la zona de transición en las propiedades del concreto	199
7.3. Propiedades del Concreto al estado fresco.....	202
7.3.1. Trabajabilidad.....	202
7.3.1.1. Factores que afectan la manejabilidad	203
7.3.1.2. Pruebas de manejabilidad.....	204
7.3.1.2.1. Prueba de Revenimiento	205
7.3.1.2.2. Prueba de la Mesa de Sacudidas.....	208
7.3.2. Cohesión y Segregación	210
7.3.3. Exudación.....	212
7.3.4. Peso Unitario.....	213
7.3.5. Proceso de Fraguado y Endurecido	214
7.4. Propiedades del Concreto endurecido.....	217
7.4.1. Resistencia a la compresión.....	217
7.4.1.1. Características de los especímenes	218
a) Especímenes elaborados del concreto fresco.....	219
b) Especímenes extraídos de la estructura	222
7.4.1.2. Condiciones Normales de Prueba	223
a) Fabricación y curado de los especímenes	223

	Indice
b) Preparación y ensayo de los especímenes.....	224
7.4.2. Resistencia a la flexión.....	227
7.4.3. Elasticidad.....	232
7.5. Resultados Experimentales.....	233
7.5.1. Efectos sobre el Concreto Fresco.....	233
7.5.1.1. Trabajabilidad.....	234
7.5.1.2. Consistencia.....	235
7.5.1.3. Exudación.....	236
7.5.1.4. Contenido de Aire.....	236
7.5.1.5. Tiempo de Fragua.....	238
7.5.1.6. Peso Unitario.....	244
7.5.2. Efectos sobre el Concreto Endurecido.....	245
7.5.2.1. Resistencia a la Compresión.....	245
7.5.2.2. Resistencia a la Flexión.....	272
CAPITULO VIII. ESTUDIO COMPARATIVO DE RESULTADOS.....	285
8.1. Generalidades.....	285
8.2. Análisis de Resultados – Serie experimental.....	285
8.2.1. Análisis de Propiedades del Concreto Fresco.....	285
8.2.1.1. Trabajabilidad.....	285
8.2.1.2. Consistencia.....	286
8.2.1.3. Exudación.....	286
8.2.1.4. Contenido de Aire.....	286
8.2.1.5. Tiempo de Fragua.....	286
8.2.1.6. Peso Unitario.....	296
8.2.2. Análisis de Propiedades del Concreto Endurecido.....	296
8.2.2.1. Resistencia a la compresión.....	296
8.2.2.2. Ensayos exploratorios con 6% de aditivo.....	301
8.2.2.3. Resistencia a la flexión.....	303
8.2.3. Dosificación óptima de aditivo acelerante.....	305
8.2.4. Análisis de Costos Unitarios.....	308
8.2.5. Análisis de Costos y Beneficios.....	313
8.3. Análisis de Resultados Bibliográficos.....	317
8.3.1. Tiempo de Fragua – Resultados Bibliográficos.....	317
8.3.2. Resistencia a la Compresión - Resultados Bibliográficos.....	333

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	341
A. Del aditivo acelerante Plastocrete 161 FL.....	341
B. De los aditivos acelerantes estudiados en la UNI.....	344
BIBLIOGRAFIA	346
ANEXO A: CEMENTO ANDINO TIPO I Y II.....	349
ANEXO B: AGREGADOS	351
ANEXO C: ADITIVO ACELERANTE PLASTOCRETE 161 FL.....	359
ANEXO D: PLANILLAS DE RESULTADOS DE ENSAYOS.....	367
ANEXO E: PANEL DE FOTOGRAFIAS	405

LISTA DE CUADROS

CUADRO 1.3.1 - Compuestos Principales del Cemento.....	8
CUADRO 1.3.2 - Límites de composición de un Cemento Portland Típico	10
CUADRO 1.3.3 – Ejemplo de Composición de óxidos y compuestos de un Cemento Portland Típico	10
CUADRO 1.5.1 – Calor de hidratación de Compuestos del Cemento	16
CUADRO 1.6.1.1 - Valores de superficie específica del cemento, medida por de diferentes métodos.....	19
CUADRO 1.6.5.1 - Requerimientos BS 12 y ASTM C 150 para la resistencia del cemento.	29
CUADRO 1.7.1 – Valores promedio típicos de la composición de cementos Portland de diferentes tipos.....	30
CUADRO 1.9.1 – Características Químicas de los cementos a utilizar.....	42
CUADRO 2.3.14.1 - Cantidades permisibles de partículas dañinas prescritas por la norma NTP 400.037	62
CUADRO 2.3.15.1 – Mallas estándar para el Agregado Grueso	63
CUADRO 2.3.15.2 – Mallas estándar para el Agregado Fino	63
CUADRO 2.3.15.1.1 – Ejemplo de Análisis Granulométrico Agregado Fino	66
CUADRO 2.3.15.5.1 - Requerimientos de clasificación del agregado fino según la norma NTP 400.037	71
CUADRO 2.3.15.5.2 - Requerimientos de clasificación del Agregado Grueso según la norma NTP 400.037	72
CUADRO 2.4.1 - Coeficiente lineal de expansión térmica de diferentes tipos de roca.....	74
CUADRO 2.5.1 – Propiedades Físicas del Agregado Fino utilizado	75
CUADRO 2.6.1 – Propiedades Físicas del Agregado Grueso	76

CUADRO 3.4.1.1 – Límites permisibles para agua de mezcla y de curado según NTP 339.088	80
CUADRO 4.5.1 – Clasificación de aditivos del comite ACI 212	90
CUADRO 4.5.2 – Clasificación según las Normas NTP 334.088 y ASTM C 494	91
CUADRO 4.5.3 – Especificaciones de acuerdo a la norma NTP 334.088 y ASTM C 494.....	92
CUADRO 5.3.1 – Contenido máximo de ión cloruro	109
CUADRO 5.14.1 – Cumplimiento de los Aditivos Acelerantes estudiados con la norma NTP 334.088.....	141
CUADRO 6.2.1 - Porcentajes y Pesos de los Agregados	145
CUADRO 6.2.2 - Pesos Unitario Compactado del Agregado Global	145
CUADRO 6.3.1 – Propiedades Físicas de los Materiales	147
CUADRO 6.5.1 – Diseño de prueba con 47% de Agregado Fino	151
CUADRO 6.5.2 – Diseño de prueba con 47% de Agregado Fino	152
CUADRO 6.5.3 – Diseño Final con 47% de Agregado Fino.....	152
CUADRO 6.5.4 – Diseño Final con 49% de Agregado Fino.....	153
CUADRO 6.5.5 – Diseño Final con 51% de Agregado Fino.....	153
CUADRO 6.5.6 – Diseño de prueba con 53% de Agregado Fino	154
CUADRO 6.5.7 – Diseño Final con 53% de Agregado Fino.....	154
CUADRO 6.5.8 – Diseño Final con 55% de Agregado Fino.....	155
CUADRO 6.6.1 – Resistencia a la compresión para los distintos diseños con contenido de agregado fino variable.....	155
CUADRO 6.7.1.1 - DISEÑO FINAL A1	158
CUADRO 6.7.2.1 - DISEÑO FINAL C1	159
CUADRO 6.7.3.1 – Primer Diseño B1 de prueba.....	159
CUADRO 6.7.3.2 – Segundo Diseño B1 de prueba.....	159
CUADRO 6.7.3.3 – Tercer Diseño B1 de prueba.....	160
CUADRO 6.7.3.4 – Cuarto Diseño B1 de prueba	160
CUADRO 6.7.3.5 - DISEÑO FINAL B1	160
CUADRO 6.7.4.1 - DISEÑO FINAL D1	161
CUADRO 6.8.1.1 - DISEÑO FINAL A2	162
CUADRO 6.8.2.1 - DISEÑO FINAL A3	163

CUADRO 6.8.3.1 - DISEÑO FINAL A4	164
CUADRO 6.8.4.1 - DISEÑO FINAL C2	165
CUADRO 6.8.5.1 - DISEÑO FINAL C3	166
CUADRO 6.8.6.1 - DISEÑO FINAL C4	166
CUADRO 6.8.7.1 - DISEÑO FINAL B2	167
CUADRO 6.8.8.1 - DISEÑO FINAL B3	168
CUADRO 6.8.9.1 - DISEÑO FINAL B4	169
CUADRO 6.8.10.1 - DISEÑO FINAL D2	170
CUADRO 6.8.11.1 - DISEÑO FINAL D3	171
CUADRO 6.8.12.1 - DISEÑO FINAL D4	171
CUADRO RESUMEN 6.9.1 – Diseños de mezcla tipo A.....	172
CUADRO RESUMEN 6.9.2 – Diseños de mezcla tipo B.....	173
CUADRO RESUMEN 6.9.3 – Diseños de mezcla tipo C	174
CUADRO RESUMEN 6.9.4 – Diseños de mezcla tipo D	175
CUADRO 6.10.1 – Ensayos a realizar	177
CUADRO 6.10.2 – Tandas requeridas por tipo de diseño.....	178
CUADRO 6.10.3 – Materiales Requeridos por tipo de diseño.....	179
CUADRO 6.10.4 – Total de Materiales Requeridos	179
CUADRO 6.11.1 – Cronograma de elaboración y ensayo de probetas cilíndricas*.....	180
CUADRO 6.11.2 – Cronograma de elaboración y ensayo de viguetas*	181
CUADRO 7.3.1.2.2.1 - Trabajabilidad y revenimiento de concretos con tamaño máximo de agregado entre $\frac{3}{4}$ " a 1 $\frac{1}{2}$ "	209
CUADRO 7.5.1.1.1 – Asentamiento del Diseño tipo A.....	234
CUADRO 7.5.1.1.2 – Asentamiento del Diseño tipo B.....	234
CUADRO 7.5.1.1.3 – Asentamiento del Diseño tipo C.....	234
CUADRO 7.5.1.1.4 – Asentamiento del Diseño tipo D.....	234
CUADRO 7.5.1.2.1 – Fluidez del Diseño tipo A	235
CUADRO 7.5.1.2.2 – Fluidez del Diseño tipo B	235
CUADRO 7.5.1.2.3 – Fluidez del Diseño tipo C	235
CUADRO 7.5.1.2.4 – Fluidez del Diseño tipo D	235
CUADRO 7.5.1.3.1 – Exudación del Diseño tipo A.....	236

CUADRO 7.5.1.3.2 – Exudación del Diseño tipo B	236
CUADRO 7.5.1.3.3 – Exudación del Diseño tipo C	236
CUADRO 7.5.1.3.4 – Exudación del Diseño tipo D	236
CUADRO 7.5.1.4.1 – Contenido de Aire del Diseño tipo A	237
CUADRO 7.5.1.4.2 – Contenido de Aire del Diseño tipo B	237
CUADRO 7.5.1.4.3 – Contenido de Aire del Diseño tipo C	237
CUADRO 7.5.1.4.4 – Contenido de Aire del Diseño tipo D	237
CUADRO 7.5.1.5.1 – Tiempo de Fragua del Diseño tipo A	238
CUADRO 7.5.1.5.2 – Tiempo de Fragua del Diseño tipo B	238
CUADRO 7.5.1.5.3 – Tiempo de Fragua del diseño tipo C	239
CUADRO 7.5.1.5.4 – Tiempo de Fragua del diseño tipo D	239
CUADRO 7.5.1.6.1 – Peso Unitario del Diseño tipo A	244
CUADRO 7.5.1.6.2 – Peso Unitario del Diseño tipo B	244
CUADRO 7.5.1.6.3 – Peso Unitario del Diseño tipo C	244
CUADRO 7.5.1.6.4 – Peso Unitario del Diseño tipo D	244
CUADRO 7.5.2.1.1 – Resistencia a la Compresión a 1 día del Diseño tipo A	246
CUADRO 7.5.2.1.2 – Resistencia a la compresión a 1 día del Diseño tipo B	246
CUADRO 7.5.2.1.3 – Resistencia a la compresión a 1 día del Diseño tipo C	246
CUADRO 7.5.2.1.4 – Resistencia a la compresión a 1 día del Diseño tipo D	246
CUADRO 7.5.2.1.5 – Resistencia a la compresión a 3 días del Diseño tipo A	247
CUADRO 7.5.2.1.6 – Resistencia a la compresión a 3 días del Diseño tipo B	247
CUADRO 7.5.2.1.7 – Resistencia a la compresión a 3 días del Diseño tipo C	247
CUADRO 7.5.2.1.8 – Resistencia a la compresión a 3 días del Diseño tipo D	247
CUADRO 7.5.2.1.9 – Resistencia a la compresión a 7 días del Diseño tipo A	248

CUADRO 7.5.2.1.10 – Resistencia a la compresión a 7 días del Diseño tipo B.....	248
CUADRO 7.5.2.1.11 – Resistencia a la compresión a 7 días del Diseño tipo C	248
CUADRO 7.5.2.1.12 – Resistencia a la compresión a 7 días del Diseño tipo D	248
CUADRO 7.5.2.1.13 – Resistencia a la compresión a 28 días del Diseño tipo A.....	249
CUADRO 7.5.2.1.14 – Resistencia a la compresión a 28 días del Diseño tipo B.....	249
CUADRO 7.5.2.1.15 – Resistencia a la compresión a 28 días del Diseño tipo C	249
CUADRO 7.5.2.1.16 – Resistencia a la compresión a 28 días del Diseño tipo D	249
CUADRO 7.5.2.1.17 - Evolución de la resistencia a la compresión del Diseño tipo A.....	250
CUADRO 7.5.2.1.18 - Evolución de la resistencia a la compresión del Diseño tipo B.....	250
CUADRO 7.5.2.1.19 - Evolución de la resistencia a la compresión del Diseño tipo C.....	250
CUADRO 7.5.2.1.20 - Evolución de la resistencia a la compresión del Diseño tipo D.....	250
CUADRO 7.5.2.2.1 - Evolución del Momento resistente.....	272
CUADRO 7.5.2.2.2 - Evolución del Momento resistente.....	272
CUADRO 8.2.1.5.1 – Variación del Tiempo de Fragua Inicial del Diseño tipo A.....	287
CUADRO 8.2.1.5.2 – Variación del Tiempo de Fragua Inicial del Diseño tipo B.....	287
CUADRO 8.2.1.5.3 – Variación del Tiempo de Fragua Inicial del Diseño tipo C	287
CUADRO 8.2.1.5.4 – Variación del Tiempo de Fragua Inicial del Diseño tipo D	287
CUADRO 8.2.1.5.5 – Variación del Tiempo de Fragua Final del Diseño tipo A.....	288

CUADRO 8.2.1.5.6 – Variación del Tiempo de Fragua Final del Diseño tipo B.....	289
CUADRO 8.2.1.5.7 – Variación del Tiempo de Fragua Final del Diseño tipo C	289
CUADRO 8.2.1.5.8 – Variación del Tiempo de Fragua Final del Diseño tipo D	289
CUADRO 8.2.2.1.1 – Variación Porcentual de la resistencia a la compresión con respecto a la resistencia patrón del Diseño tipo A.....	297
CUADRO 8.2.2.1.2 – Variación Porcentual de la resistencia a la compresión con respecto a la resistencia patrón del Diseño tipo B.....	297
CUADRO 8.2.2.1.3 – Variación Porcentual de la resistencia a la compresión con respecto a la resistencia patrón del Diseño tipo C.....	298
CUADRO 8.2.2.1.4 – Variación Porcentual de la resistencia a la compresión con respecto a la resistencia patrón del Diseño tipo D.....	299
CUADRO 8.2.2.2.1 – Resistencia a la compresión a los 3 días : diseños A, B y C	302
CUADRO 8.2.2.2.2 – Resistencia a la compresión a los 3 días expresada porcentualmente: diseños A, B y C	302
CUADRO 8.2.2.3.1 - Variación Porcentual del momento resistente con respecto a la resistencia patrón	303
CUADRO 8.2.2.3.2 - Variación Porcentual del momento resistente con respecto a la resistencia patrón.....	304
CUADRO 8.2.3.1.A - Variación Porcentual de la resistencia a la compresión con respecto a la resistencia patrón a los 28 días del Diseño tipo A.....	306
CUADRO 8.2.3.1.B – Tiempo mínimo requerido para llegar al 70% de la resistencia patrón a los 28 días.....	306
CUADRO 8.2.3.2.A - Variación Porcentual de la resistencia a la compresión con respecto a la resistencia patrón a los 28 días del Diseño tipo B.....	306

CUADRO 8.2.3.2.B – Tiempo mínimo requerido para llegar al 70% de la resistencia patrón a los 28 días.....	306
CUADRO 8.2.3.3.A - Variación Porcentual de la resistencia a la compresión con respecto a la resistencia patrón a los 28 días del diseño tipo C.....	307
CUADRO 8.2.3.3.B – Tiempo mínimo requerido para llegar al 70% de la resistencia patrón a los 28 días.....	307
CUADRO 8.2.3.4.A - Variación Porcentual de la resistencia a la..... compresión con respecto a la resistencia patrón a los 28 días del diseño tipo D.....	307
CUADRO 8.2.3.4.B – Tiempo mínimo requerido para llegar al 70% de la resistencia patrón a los 28 días.....	307
CUADRO 8.2.3.5 – Cantidad óptima de aditivo acelerante.....	308
CUADRO 8.2.4.1 – Costos Unitarios del Diseño A1	309
CUADRO 8.2.4.2 – Costos Unitarios del Diseño A2	309
CUADRO 8.2.4.3 – Costos Unitarios del Diseño A3	309
CUADRO 8.2.4.4 – Costos Unitarios del Diseño A4	309
CUADRO 8.2.4.5 – Costos Unitarios del Diseño tipo A.....	309
CUADRO 8.2.4.6 – Costos Unitarios del Diseño B1	310
CUADRO 8.2.4.7 – Costos Unitarios del Diseño B2	310
CUADRO 8.2.4.8 – Costos Unitarios del Diseño B3	310
CUADRO 8.2.4.9 – Costos Unitarios del Diseño B4	310
CUADRO 8.2.4.10 – Costos Unitarios del Diseño tipo B.....	310
CUADRO 8.2.4.11 – Costos Unitarios del Diseño C1	311
CUADRO 8.2.4.12 – Costos Unitarios del Diseño C2	311
CUADRO 8.2.4.13 – Costos Unitarios del Diseño C3	311
CUADRO 8.2.4.14 – Costos Unitarios del Diseño C4.....	311
CUADRO 8.2.4.15 – Costos Unitarios del Diseño tipo C	311
CUADRO 8.2.4.16 – Costos Unitarios del Diseño D1	312
CUADRO 8.2.4.17 – Costos Unitarios del Diseño D2	312
CUADRO 8.2.4.18 – Costos Unitarios del Diseño D3	312
CUADRO 8.2.4.19 – Costos Unitarios del Diseño D4	312
CUADRO 8.2.4.20 – Costos Unitarios del Diseño tipo D	312
CUADRO 8.2.5.1 – Tiempo de Fragua y Costos de A2 y B4	314

CUADRO 8.2.5.2 – Tiempo de Fragua y Costos de C2 y D4.....	314
CUADRO 8.2.5.3 – Determinación del costo requerido para lograr 1 kg./cm ² de resistencia a la compresión	315
CUADRO 8.2.5.4 – Costos Unitarios y Costo/Resistencia expresados porcentualmente.....	316
CUADRO 8.3.1.1 – Efectos del aditivo acelerante Plastocrete 161 FL sobre el tiempo de fragua de diferentes mezclas de concreto	318
CUADRO 8.3.1.2 – Efectos del aditivo acelerante Adikret WRA sobre el tiempo de fragua en mezclas con distintas relaciones a/c.....	321
CUADRO 8.3.1.3 – Efectos del aditivo Murox 3 sobre el tiempo de fragua en mezclas con distintas relaciones a/c.....	321
CUADRO 8.3.1.4 – Efectos del aditivo Accelguard HE sobre el tiempo de fragua en mezclas con distintas relaciones a/c.....	322
CUADRO 8.3.1.5 – Efectos del aditivo Chema Struct sobre el tiempo de fragua de diferentes mezclas de concreto	322
CUADRO 8.3.1.6 – Efectos del aditivo Chema Puzolana sobre el tiempo de fragua en mezclas de concreto con diferente relación a/c.....	325
CUADRO 8.3.1.7 – Efectos del aditivo Adikret Rápido sobre el tiempo de fragua en mezclas de concreto con diferente relación a/c.....	325
CUADRO 8.3.1.8 – Efectos del aditivo Chema 3 sobre el tiempo de fragua en mezclas de concreto con diferente relación a/c.....	326
CUADRO 8.3.1.9 – Efectos del aditivo Muroxcrete 161 HE sobre el tiempo de fragua en mezclas de concreto con diferente relación a/c.....	326

CUADRO 8.3.1.10 – Efectos del aditivo Sika Rapid 1 sobre el tiempo de fragua en mezclas de concreto con diferente relación a/c.....	327
CUADRO 8.3.1.11 – Efectos del Cloruro de Sodio sobre el tiempo de fragua de distintas mezclas de concreto.....	327
CUADRO 8.3.1.12 – Efectos del Cloruro de Calcio sobre el tiempo de fragua de distintas mezclas de concreto.....	330
CUADRO 8.3.2.1 – Efectos del aditivo acelerante Plastocrete 161 HE sobre la resistencia a la compresión de distintos diseños de mezcla.....	334
CUADRO 8.3.2.2 – Efectos del aditivo acelerante Adikret WRA sobre la resistencia a la compresión en diseños de mezcla con diferente relación a/c.....	335
CUADRO 8.3.2.3 – Efectos del aditivo acelerante Murox 3 sobre la resistencia a la compresión de distintos diseños de mezcla.....	335
CUADRO 8.3.2.4 – Efectos del aditivo acelerante Accelguard HE sobre la resistencia a la compresión en diseños de mezcla con distinta relación a/c.....	336
CUADRO 8.3.2.5 – Efectos del aditivo acelerante Chema Struct sobre la resistencia a la compresión de distintos diseños de mezcla.....	336
CUADRO 8.3.2.6 – Efectos del aditivo acelerante Chema Puzolana sobre la resistencia a la compresión en diseños de mezcla con distinta relación a/c.....	337
CUADRO 8.3.2.7 – Efectos del aditivo acelerante Adikret Rápido sobre la resistencia a la compresión en diseños de mezcla con distinta relación a/c.....	337
CUADRO 8.3.2.8 – Efectos del aditivo acelerante Chema 3 sobre la resistencia a la compresión en diseños de mezcla con distinta relación a/c.....	338
CUADRO 8.3.2.9 – Efectos del aditivo acelerante Muroxcrete 161 HE sobre la resistencia a la compresión en diseños de mezcla con distinta relación a/c.....	338

CUADRO 8.3.2.10 – Efectos del aditivo acelerante Sika Rapid 1 sobre la resistencia a la compresión en diseños de mezcla con distinta relación a/c.....	339
CUADRO 8.3.2.11 – Efectos del Cloruro de Sodio sobre la resistencia a la compresión en diseños de mezcla con distinta relación a/c.....	339
CUADRO 8.3.2.12 – Efectos del Cloruro de Calcio sobre la resistencia a la compresión en diseños de mezcla con distinta relación a/c.....	340
CUADRO D.1 – Tiempo vs. Resistencia a la penetración – Diseño A1	368
CUADRO D.2 – Tiempo vs. Resistencia a la Penetración – Diseño A2	370
CUADRO D.3 – Tiempo vs. Resistencia a la Penetración – Diseño A3	370
CUADRO D.4 – Tiempo vs. Resistencia a la Penetración – Diseño A4	373
CUADRO D.5 – Tiempo vs. Resistencia a la Penetración – Diseño B1	373
CUADRO D.6 – Tiempo vs. Resistencia a la Penetración – Diseño B2	376
CUADRO D.7 – Tiempo vs. Resistencia a la Penetración – Diseño B3	376
CUADRO D8 – Tiempo vs. Resistencia a la Penetración – Diseño B4	379
CUADRO D9 – Tiempo vs. Resistencia a la Penetración – Diseño C1	379
CUADRO D.10 – Tiempo vs. Resistencia a la Penetración – Diseño C2	382
CUADRO D.11 – Tiempo vs. Resistencia a la Penetración – Diseño C3	382
CUADRO D.12 – Tiempo vs. Resistencia a la Penetración – Diseño C4	385

CUADRO D.13 – Tiempo vs. Resistencia a la Penetración- Diseño	
D1	385
CUADRO D.14 – Tiempo vs. Resistencia a la Penetración –	
Diseño D2	388
CUADRO D.15 – Tiempo vs. Resistencia a la Penetración –	
Diseño D3	388
CUADRO D.16 – Tiempo vs. Resistencia a la Penetración –	
Diseño D4	391
CUADRO D.17 – Resistencia a la compresión a la edad de 1 día	
– Diseños A y B	393
CUADRO D.18 – Resistencia a la compresión a la edad de 1 día	
– Diseños C y D	394
CUADRO D.19 – Resistencia a la compresión a la edad de 3 días	
– Diseños A y B	395
CUADRO D.20 – Resistencia a la compresión a la edad de 3 días	
– Diseños C y D	396
CUADRO D.21 – Resistencia a la compresión a la edad de 7 días	
– Diseños A y B	397
CUADRO D.22 – Resistencia a la compresión a la edad de 7 días	
– Diseños C y D	398
CUADRO D.23 – Resistencia a la compresión a la edad de 28	
días – Diseños A y B	399
CUADRO D.24 – Resistencia a la compresión a la edad de 28	
días – Diseños C y D	400
CUADRO D.25 – Resistencia a la compresión a la edad de 3 días	
– Diseños A, B y C con 6% de aditivo	401
CUADRO C.26 – Momento resistente a la edad de 3 días –	
Diseños A y B	402
CUADRO C.27 – Momento resistente a la edad de 3 días –	
Diseños C y D	402
CUADRO C.28 – Momento resistente a la edad de 7 días –	
Diseños A y B	403
CUADRO C.29 – Momento resistente a la edad de 7 días –	
Diseños C y D	403

CUADRO C.30 – Momento resistente a la edad de 28 días –	
Diseños A y B	404
CUADRO C.31 – Momento resistente a la edad de 28 días –	
Diseños C y D	404

LISTA DE GRAFICOS

GRAFICO 1.2.1 – Transformación de materiales constituyentes del cemento Portland6

GRAFICO 1.4.1 – Diagrama de Hidratación del Cemento Portland..... 13

GRAFICO 1.5.1 – Velocidad de liberación de calor de una pasta de cemento Portland..... 15

GRAFICO 1.6.1.1 - Aparato de Blaine20

GRAFICO 1.6.2.1 - Matraz Le Chatelier.....21

GRAFICO 1.6.3.1 - Aparato de Vicat24

GRAFICO 1.6.3.2 - Aparato Gillmore.....25

GRAFICO 2.3.15.1 – Tamizador de agregado fino64

GRAFICO 2.3.15.2 – Tamizador de agregado grueso65

GRAFICO 6.2.1 – Peso unitario compactado del Agregado Global vs. % de Agregado fino..... 146

GRAFICO 6.6.1 – Resistencia a la compresión vs. % de Agregado Fino..... 157

GRAFICO 7.2.2.1 – Modelo de una pasta de cemento Portland bien hidratada. 187

GRAFICO 7.2.2.1.1 – Exploración micrográfica electrónica de cristales típicos hexagonales de hidrato de monosulfato y cristales en forma de aguja de etringita, formados al mezclar soluciones de aluminato de calcio y sulfato de calcio..... 191

GRAFICO 7.2.2.2.1 – Rango dimensiónela de sólidos y de poros en una pasta de cemento hidratada..... 194

GRAFICO 7.2.3.1 – a) Micrografía electrónica de barrido de cristales de hidróxido de calcio en la zona de transición. b) Representación gráfica de la zona de transición y la pasta de cemento masiva en el concreto 197

GRAFICO 7.3.1.2.1.1 – Cono de Abrams para ensayos de asentamiento	207
GRAFICO 7.3.5.1 - Penetrómetro Acme de Laboratorio	216
GRAFICO 7.4.1.1.1 - Molde Cilíndrico Estándar	221
GRAFICO 7.4.2.1 - Molde para viguetas.....	231
GRAFICO 7.5.1.5.1 - Tiempo de Fragua vs. % aditivo del diseño tipo A.....	240
GRAFICO 7.5.1.5.2 - Tiempo de Fragua vs. % aditivo del diseño tipo B.....	241
GRAFICO 7.5.1.5.3 - Tiempo de Fragua vs. % aditivo del diseño tipo C	242
GRAFICO 7.5.1.5.4 - Tiempo de Fragua vs. % aditivo del diseño tipo D	243
GRAFICO 7.5.2.1.1 – Resistencia a la compresión vs. tiempo – diseño A1	252
GRAFICO 7.5.2.1.2 – Resistencia a la compresión vs. tiempo – diseño A2.....	253
GRAFICO 7.5.2.1.3 – Resistencia a la compresión vs. tiempo – diseño A3.....	254
GRAFICO 7.5.2.1.4 – Resistencia a la compresión vs. tiempo – diseño A4.....	255
GRAFICO 7.5.2.1.5 – Resistencia a la compresión vs. tiempo – diseño tipo A	256
GRAFICO 7.5.2.1.6 – Resistencia a la compresión vs. tiempo – diseño B1	257
GRAFICO 7.5.2.1.7 – Resistencia a la compresión vs. tiempo – diseño B2.....	258
GRAFICO 7.5.2.1.8 – Resistencia a la compresión vs. tiempo – diseño B3.....	259
GRAFICO 7.5.2.1.9 – Resistencia a la compresión vs. tiempo – diseño B4.....	260
GRAFICO 7.5.2.1.10 – Resistencia a la compresión vs. tiempo – diseño tipo B	261

GRAFICO 7.5.2.1.11 – Resistencia a la compresión vs. tiempo – diseño C1.....	262
GRAFICO 7.5.2.1.12 – Resistencia a la compresión vs. tiempo – diseño C2.....	263
GRAFICO 7.5.2.1.13 – Resistencia a la compresión vs. tiempo – diseño C3.....	264
GRAFICO 7.5.2.1.14 – Resistencia a la compresión vs. tiempo – diseño C4.....	265
GRAFICO 7.5.2.1.15 – Resistencia a la compresión vs. tiempo – diseño tipo C.....	266
GRAFICO 7.5.2.1.16 – Resistencia a la compresión vs. tiempo – diseño D1.....	267
GRAFICO 7.5.2.1.17 – Resistencia a la compresión vs. tiempo – diseño D2.....	268
GRAFICO 7.5.2.1.18 – Resistencia a la compresión vs. tiempo – diseño D3.....	269
GRAFICO 7.5.2.1.19 – Resistencia a la compresión vs. tiempo – diseño D4.....	270
GRAFICO 7.5.2.1.20 – Resistencia a la compresión vs. tiempo – diseño tipo D.....	271
GRAFICO 7.5.2.2.1 – Momento resistente vs. tiempo – diseño A1.....	273
GRAFICO 7.5.2.2.2 – Momento resistente vs. tiempo – diseño A4.....	274
GRAFICO 7.5.2.2.3 – Momento resistente vs. tiempo – diseño tipo A.....	275
GRAFICO 7.5.2.2.4 – Momento resistente vs. tiempo – diseño B1.....	276
GRAFICO 7.5.2.2.5 – Momento resistente vs. tiempo – diseño B4.....	277
GRAFICO 7.5.2.2.6 – Momento resistente vs. tiempo – diseño tipo B.....	278
GRAFICO 7.5.2.2.7 – Momento resistente vs. tiempo – diseño C1.....	279
GRAFICO 7.5.2.2.8 – Momento resistente vs. tiempo – diseño C4.....	280
GRAFICO 7.5.2.2.9 – Momento resistente vs. tiempo – diseño tipo C.....	281
GRAFICO 7.5.2.2.10 – Momento resistente vs. tiempo – diseño D1.....	282

GRAFICO 7.5.2.2.11 – Momento resistente vs. tiempo – diseño D4	283
GRAFICO 7.5.2.2.12 – Momento resistente vs. tiempo – diseño tipo D	284
GRAFICO 8.2.1.5.1 – Tiempo de Fragua vs. % de aditivo – Diseños A y B	292
GRAFICO 8.2.1.5.2 – Tiempo de Fragua vs. % de aditivo – Diseños C y D	293
GRAFICO 8.2.1.5.3 – Tiempo de Fragua vs. % de aditivo – Diseños A y C	294
GRAFICO 8.2.1.5.4 – Tiempo de Fragua vs. % de aditivo – Diseños B y D	295
GRAFICO 8.3.1.1 – Efectos del aditivo Plastocrete 161 HE sobre el Tiempo de Fragua Inicial de diferentes mezclas de concreto	319
GRAFICO 8.3.1.2 – Efectos del aditivo Plastocrete 161 HE sobre el Tiempo de Fragua Final de diferentes mezclas de concreto	320
GRAFICO 8.3.1.3 – Efectos del aditivo Chema Struct sobre el Tiempo de Fragua Inicial de diferentes mezclas de concreto	323
GRAFICO 8.3.1.4 – Efectos del aditivo Chema Struct sobre el Tiempo de Fragua Final de diferentes mezclas de concreto	324
GRAFICO 8.3.1.5 – Efectos del Cloruro de Sodio sobre el Tiempo de Fragua Inicial de diferentes mezclas de concreto	328
GRAFICO 8.3.1.6 – Efectos del Cloruro de Sodio sobre el Tiempo de Fragua Final de diferentes mezclas de concreto	329
GRAFICO 8.3.1.7 – Efectos del Cloruro de Calcio sobre el Tiempo de Fragua Inicial de diferentes mezclas de concreto	331

GRAFICO 8.3.1.8 – Efectos del Cloruro de Calcio sobre el Tiempo de Fragua Final de diferentes mezclas de concreto	332
GRAFICO B2 – Curva Granulométrica del Agregado Grueso.....	356
GRAFICO D1 – Tiempo vs. Resistencia a la penetración – Diseño A1	369
GRAFICO D2 – Tiempo vs. Resistencia a la penetración – Diseño A2	371
GRAFICO D3 – Tiempo vs. Resistencia a la penetración – Diseño A3	372
GRAFICO D4 – Tiempo vs. Resistencia a la penetración – Diseño A4	374
GRAFICO D5 – Tiempo vs. Resistencia a la penetración – Diseño B1	375
GRAFICO D6 – Tiempo vs. Resistencia a la penetración – Diseño B2	377
GRAFICO D7 – Tiempo vs. Resistencia a la penetración – Diseño B3	378
GRAFICO D8 – Tiempo vs. Resistencia a la penetración – Diseño B4	380
GRAFICO D9 – Tiempo vs. Resistencia a la penetración – Diseño C1	381
GRAFICO D10 – Tiempo vs. Resistencia a la penetración – Diseño C2	383
GRAFICO D11 – Tiempo vs. Resistencia a la penetración – Diseño C3	384
GRAFICO D12 – Tiempo vs. Resistencia a la penetración – Diseño C4	386
GRAFICO D13 – Tiempo vs. Resistencia a la penetración – Diseño D1	387
GRAFICO D14 – Tiempo vs. Resistencia a la penetración – Diseño D2	389
GRAFICO D15 – Tiempo vs. Resistencia a la penetración – Diseño D3	390

GRAFICO D16 – Tiempo vs. Resistencia a la penetración –

Diseño D4392

INTRODUCCION

El uso de aditivos en el concreto es cada vez más frecuente, debido a que el concreto con aditivo muestra características que no pueden ser logradas por otros métodos, y en forma tan económica. El uso de aditivos acelerantes en la elaboración de concreto origina un menor tiempo de fragua y mayores resistencias a la compresión a edades tempranas, lo cual se traduce en diversos beneficios, sobre todo en la etapa constructiva. Estos beneficios consisten en reducir los tiempos de esperas técnicas, menores tiempos en la utilización de encofrados, y en general, menores plazos en la ejecución de partidas que implican la utilización de concreto, y por ende menores tiempos en los plazos de ejecución de obra.

Un compuesto debe cumplir ciertos requerimientos para ser considerado como un aditivo acelerante, estos requerimientos están especificados en las normas NTP 334.088 en las cuales se especifican los incrementos en las resistencias y reducciones en los tiempos de fragua que debe presentar una mezcla con aditivo acelerante para que el aditivo sea considerado como tal.

El estudio de aditivos acelerantes es frecuente, debido a que existen en el mercado gran cantidad de estos productos que son ofertados por diversas empresas, sin embargo, de la revisión de resultados de estudios anteriores se puede observar que estos productos no cumplen estrictamente con todos los requisitos técnicos especificados en las normas y/o en las fichas del fabricante, ésta no conformidad sería debido a que muchas veces se proporcionan resultados de ensayos efectuados en otros países con materiales diferentes a los empleados en el mercado nacional, los cuales no son especificados. Así mismo, las empresas comercializadoras no indican los compuestos de sus aditivos, con lo cual su estudio sólo se efectúa a nivel de resultados prácticos.

De acuerdo a lo anteriormente señalado, se hace necesario efectuar un estudio global del comportamiento de aditivos acelerantes con la finalidad de brindar y/o contar con la confianza suficiente para su aplicación.

La presente investigación abarca dos grandes partes; la primera se refiere a la evaluación de los resultados obtenidos en las tesis elaboradas en la FIC-UNI desde 1966; la segunda está referida al aditivo Plastocrete 161 FL, estudiándolo en concreto con diferentes tipos de cemento y distintas relaciones agua cemento, para así determinar claramente su comportamiento, los beneficios obtenidos por su utilización y su conformidad con las normas NTP 334.088.

Este estudio consta de 8 capítulos, los cuales están estrechamente correlacionados. En el capítulo I se trata del cementante y de los aspectos de su hidratación relacionados con la inclusión de acelerantes; los capítulos II y III tratan respectivamente de los agregados y del agua utilizados. En el estudio de aditivos del capítulo IV se expone sobre la clasificación, los requisitos de empleo, procedimientos de dosificación y mezclado. En el capítulo V se presentan los tipos de aditivos acelerantes y sus propiedades, así como el mecanismo de acción de éstos; se incluyen las propiedades del aditivo acelerante Plastocrete 161 FL. El capítulo VI trata de los procedimientos seguidos para la el diseño de mezclas de concreto sin aditivo y el concreto con aditivo. En el capítulo VII se abordan las principales propiedades principales del concreto fresco y endurecido, así como los procedimientos para determinar estas propiedades; también se presentan los resultados obtenidos del programa de ensayos efectuado. En el capítulo VIII se realizó el estudio analítico de los resultados obtenidos, efectuándose un estudio de costos de los distintos diseños de mezcla, para determinar criterios de costo - beneficio en el empleo del aditivo en las mezclas.

CAPITULO I. EL CEMENTO PORTLAND

1.1. Generalidades

En este capítulo se tratará sobre la fabricación, composición, mecanismo de hidratación y principales propiedades del cemento Portland. También se verán los diferentes tipos de cemento, así como los cementos a utilizar en el presente estudio. Con estos fundamentos, posteriormente se tratará sobre el mecanismo de acción de los aditivos acelerantes sobre las propiedades del concreto.

Probablemente, los antiguos romanos fueron los primeros que utilizaron el concreto basados en cemento hidráulico, un material que endurece con y en presencia de agua. Esta propiedad y otra relacionada con el hecho de no sufrir cambio químico por la acción del agua corriente en su vida posterior, son las más importantes y las que contribuyeron a la difusión del empleo del concreto como material de construcción. La utilización de cemento cayó un tanto en desuso con la desaparición del imperio romano y no fue sino hasta 1824 cuando el cemento moderno, conocido actualmente como cemento Portland, fue patentado por Joseph Aspdin, un constructor de Leeds.

Se da el nombre de Portland a un cemento obtenido por la mezcla de materiales calcáreos y arcillosos conteniendo materiales asociados con sílice, alúmina y óxido de hierro, que son calentados a temperaturas de fusión incipiente que provocan que se formen escorias, para posteriormente ser molidos. Las definiciones de la norma NTP 334.039, de manera similar a la norma estadounidense ASTM C 150, coinciden en que ningún otro material aparte del yeso, agua y agentes pulverizados pueden añadirse después del quemado para la obtención de los llamados cementos Portland.

1.2. Fabricación del Cemento Portland

El cemento Portland proviene básicamente de la combinación de un material calcáreo –como piedra caliza- y una base de sílice y alúmina, como arcilla o esquistos. El proceso de manufactura consiste esencialmente en moler las materias primas hasta lograr un polvo muy fino, mezclarlas perfectamente en proporciones preestablecidas y quemarlas en un gran horno rotatorio a una temperatura de aproximadamente 1400°C (2550°F); el material se transforma y funde parcialmente lográndose la formación de silicatos y aluminatos cálcicos. Cuando la escoria se enfría se obtiene el clinker, el cual se muele conjuntamente con un porcentaje determinado de yeso hasta convertirla en un polvo fino. Este producto resultante es el cemento Portland que comercialmente se vende a granel o envasado.

La dosificación de crudos y el molido de la materias primas puede hacerse por vía húmeda o en seco, de ahí provienen los nombres de proceso húmedo y proceso seco. La mezcla se coloca en un horno rotatorio, que puede ser (en el proceso húmedo) hasta de 7 m de diámetro y 230 m de fondo. El horno, ligeramente inclinado, recibe la mezcla por el extremo superior, mientras se introduce carbón pulverizado (u otra fuente de calor) mediante una inyección de aire, por el extremo inferior del horno, donde la temperatura puede alcanzar 1500°C (2750°F). El carbón necesario para elaborar una tonelada de cemento es de 100 a 350 Kg., lo cual depende del proceso empleado.

Mientras la mezcla de materiales se mueve dentro del horno, ésta encontrará temperaturas progresivamente más altas, originándose diversos cambios químicos. En primer lugar, se elimina toda el agua y se libera CO₂ del carbonato de calcio. Después, el material seco sufre una serie de reacciones químicas hasta que, finalmente, en la parte más caliente del horno, entre el 20 y el 30% del material se licua y se combina con cal, sílice y alúmina. La masa se funde en bolas de 3 a 25 μm de diámetro, conocidas como escorias.

Posteriormente, las escorias se depositan en enfriadores, que proveen el medio para un intercambio de calor con el aire que más adelante se usará para la combustión del carbón pulverizado. El clinker enfriado que se presenta como partículas muy duras se muelen con yeso, el cual actuará para controlar la reacción del aluminato durante la hidratación. El material molido (el cemento) tiene hasta 1.1×10^{12} partículas por kilogramo.

En el gráfico 1.2.1 se puede apreciar el proceso de transformación de los materiales constituyentes del cemento en las temperaturas del horno a través del tiempo.

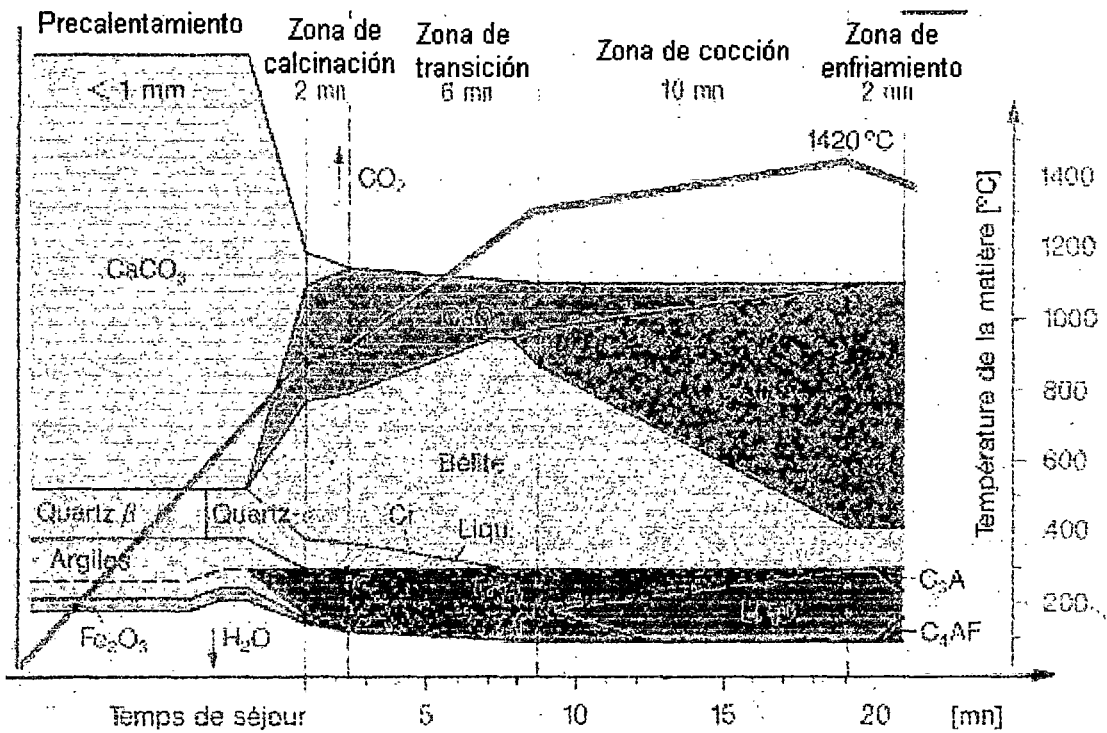


GRAFICO 1.2.1 – Transformación de materiales constituyentes del cemento Portland

Fuente: KHD Humboldt Wedag A.G., Folleto Informativo del fabricante.

1.3. Composición del Cemento Portland

Las materias primas empleadas en la elaboración del cemento Portland son principalmente cal, sílice, alúmina y óxido de hierro. Esos componentes actúan entre sí en el horno para formar una serie de productos más complejos. Sin embargo, el equilibrio no se mantiene durante el enfriamiento, y el índice de enfriamiento afectará el grado de cristalización y la cantidad de material amorfo presente en las escorias frías. Las propiedades de este material amorfo, conocido como cristales, difieren considerablemente de la de otros componentes cristalinos de una composición química nominalmente similar. Otra complicación surge de la integración de la parte líquida de las escorias con los componentes cristalinos ya presentes.

El cemento puede considerarse en equilibrio cuando se encuentra frío, es decir, se supone que los productos enfriados deben reproducir el equilibrio existente a la temperatura de las escorias. Este supuesto se basa de hecho en el cálculo de la composición de los cementos comerciales, la composición "potencial" se calcula a partir de las cantidades medidas de óxidos presentes en las escorias, como si hubiera tenido lugar una cristalización total de los productos en equilibrio.

Los compuestos principales del cemento son cuatro y se presentan en el cuadro 1.3.1, junto con sus fórmulas abreviadas. Estas abreviaturas, empleadas por los químicos del cemento describen cada óxido con una letra; por ejemplo $CAO = C$, $SiO_2 = S$, $Al_2O_3 = A$ y $Fe_2O_3 = F$. De igual forma, H_2O en el cemento hidratado se denomina como H.

CUADRO 1.3.1 - Compuestos Principales del Cemento

Nombre del compuesto	Fórmula	Abreviatura
Silicato tricálcico	3CaO.SiO ₂	C ₃ S
Silicato bicálcico	2CaO.SiO ₂	C ₂ S
Aluminato tricálcico	3CaO.Al ₂ O ₃	C ₃ A
Aluminoferrato tetracálcico	4CaO.Al ₂ O ₃ .Fe ₂ O ₃	C ₄ AF

El cálculo de la composición potencial del cemento Portland está basado en el trabajo de R. H. Bogue y otros, y se conoce como "composición de Bogue". Las ecuaciones para la determinación de los porcentajes de los principales compuestos en el cemento aparecen a continuación, los términos entre paréntesis presentan el porcentaje del óxido específico en el total de la masa de cemento:

$$C_3S = 4.07(CaO) - 7.60(SiO_2) - 6.72(Al_2O_3) - 1.43(Fe_2O_3) - 2.85(SO_3)$$

$$C_2S = 2.87(SiO_2) - 0.754(3CaO.SiO_2)$$

$$C_3A = 2.65(Al_2O_3) - 1.69(Fe_2O_3)$$

$$C_4AF = 3.04(Fe_2O_3)$$

Los silicatos, C₃S y C₂S, son los compuestos más importantes y los que proporcionan la resistencia de la pasta hidratada de cemento. En realidad, los silicatos en el cemento no son componentes puros, sino que contienen óxidos menores en soluciones sólidas. Estos óxidos tienen efectos significativos en los ordenamientos atómicos, en la forma de los cristales y en las propiedades hidráulicas de los silicatos.

La presencia de C₃A en el cemento no es deseable, ya que contribuye poco o nada a la resistencia de la mezcla hidratada, excepto en las primeras etapas; y cuando la pasta de cemento endurecida es atacada por sulfatos, la formación de sulfoaluminato de calcio (etringita) puede causar fisuramientos. Sin embargo el C₃A es benéfico durante la elaboración del cemento, porque favorece la combinación de la cal y sílice.

El C_4AF también está presente, en pequeñas cantidades, y en comparación con los otros tres componentes, no influye significativamente en el comportamiento del cemento; sin embargo, reacciona con el yeso para formar sulfoferrito de calcio y su presencia puede acelerar la hidratación de los silicatos.

La cantidad de yeso añadida al clinker es esencial y dependerá del contenido de C_3A y del álcali del cemento. El incremento en la finura del cemento aumenta la capacidad reactiva del C_3A disponible en las primeras etapas, así como los requerimientos de yeso; no obstante, el exceso de yeso puede producir expansiones en el cemento endurecido, y en consecuencia la ruptura de la pasta de cemento. El contenido óptimo de yeso se determina en función a la generación de calor de hidratación adecuada, que asegure pocas cantidades de C_3A disponible para reaccionar después de que todo el yeso se haya combinado. La normas NTP 334.039, al igual que la ASTM C 150 especifican la cantidad de yeso como la masa presente de trióxido de sulfuro (SO_3).

Además de los cuatro componentes ya enumerados, hay óxidos menores como MgO , TiO_2 , Mn_2O_3 , K_2O y Na_2O ; que por lo general no representan más que un pequeño porcentaje de la masa de cemento. De estos componentes menores, dos son de interés: los óxidos de sodio y potasio, Na_2O y K_2O , conocidos como los álcalis (aunque también hay otros álcalis en el cemento). Se sabe que pueden reaccionar con algún tipo de agregado, lo cual causa desintegración del concreto. También se ha observado que afecta el índice de desarrollo de la resistencia del cemento hidratado. Por tanto cabe destacar que el término "componentes menores" se refiere a su cantidad y no necesariamente a sus efectos posibles.

En el cuadro 1.3.2 se muestran los límites de composición de óxidos de los cementos Portland según la norma NTP 334.039. En el cuadro 1.3.3 se presenta la composición de óxidos de un cemento típico.

CUADRO 1.3.2 - Límites de composición de un Cemento Portland Típico

Oxido	Contenido (%)
CaO	60-67
SiO ₂	17-25
Al ₂ O ₃	3-8
Fe ₂ O ₃	0.5-6.0
MgO	0.1-4.0
Alcalinos	0.2-1.3
SO ₃	1-3

Fuente: Neville, Adam, "Tecnología del Concreto", Trillas, México, 1998, pág. 16.

CUADRO 1.3.3 – Ejemplo de Composición de óxidos y compuestos de un Cemento Portland Típico

Composición óxida Típica	Contenido (%)
CaO	63
SiO ₂	20
Al ₂ O ₂	6
Fe ₂ O ₃	3
MgO	1.5
SO ₃	2
K ₂ O	1
Na ₂ O	
Otros	1
Pérdidas por calcinación	2
Residuos insolubles	0.5

Fuente: Neville, Adam, "Tecnología del Concreto", Trillas, México, 1998, pág. 17.

El residuo insoluble, determinado por tratamiento con ácido hidrociorhídrico, es una medida de adulteración del cemento que se eleva considerablemente por las impurezas del yeso. El límite correspondiente a la norma ASTM C 150 para el residuo insoluble es de 0.75%. La pérdida por calcinación muestra la amplitud de la hidratación y carbonatación de la cal y el magnesio libres debido a la exposición del cemento a la atmósfera. El límite especificado en la norma ASTM C 150 es de 3%. Puesto que la cal libre hidratada es inocua, en un cemento con contenido libre de cal, una pérdida mayor por calcinación es realmente ventajosa.

1.4. Mecanismo de Hidratación del cemento

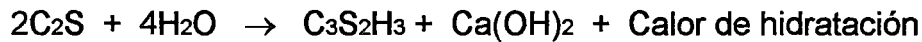
En presencia de agua, los silicatos del cemento Portland forman productos de hidratación o hidratos, que resultan en una masa firme y dura: la pasta endurecida de cemento. Como ya se estableció anteriormente los dos silicatos de calcio (C_3S y C_2S) son los principales compuestos aglutinantes en el cemento, de los cuales el primero se hidrata más rápidamente que el segundo. En cementos comerciales, los silicatos de calcio contienen pequeñas impurezas de algunos de los óxidos presentes en las escorias. Estas impurezas tienen un poderoso efecto en las propiedades de los silicatos hidratados. El C_3S "impuro" se conoce como alita, y el C_2S "impuro", como belita.

El producto de hidratación del C_3S es el hidrato microcristalino $C_3S_2H_3$, con un poco de cal separada como $Ca(OH)_2$ cristalino. El C_2S se comporta de manera similar, pero contiene menos cal. Actualmente, los hidratos de silicato de calcio se describen como C-S-H (los que se denominaban originalmente como gel tobermorita). Las reacciones de hidratación aproximadas se describen como sigue:

Para C₃S:

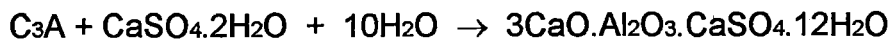


Para C₂S:

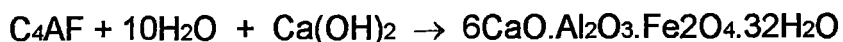


Ambos silicatos requieren aproximadamente la misma cantidad de agua para hidratarse, pero C₃S produce más del doble de Ca(OH)₂ del que se forma por la hidratación del C₂S.

La cantidad de C₃A en la mayoría de los cementos es comparativamente pequeña; su estructura hidratada tiene una forma cristalina cúbica rodeada por hidratos de silicato de calcio. La reacción de C₃A puro con agua es muy rápida y podría conducir a un fraguado instantáneo que se evita al añadir yeso al clinker de cemento. Aún así, el promedio de la reacción de C₃A es más rápido que el de los silicatos de calcio, siendo la reacción aproximada:

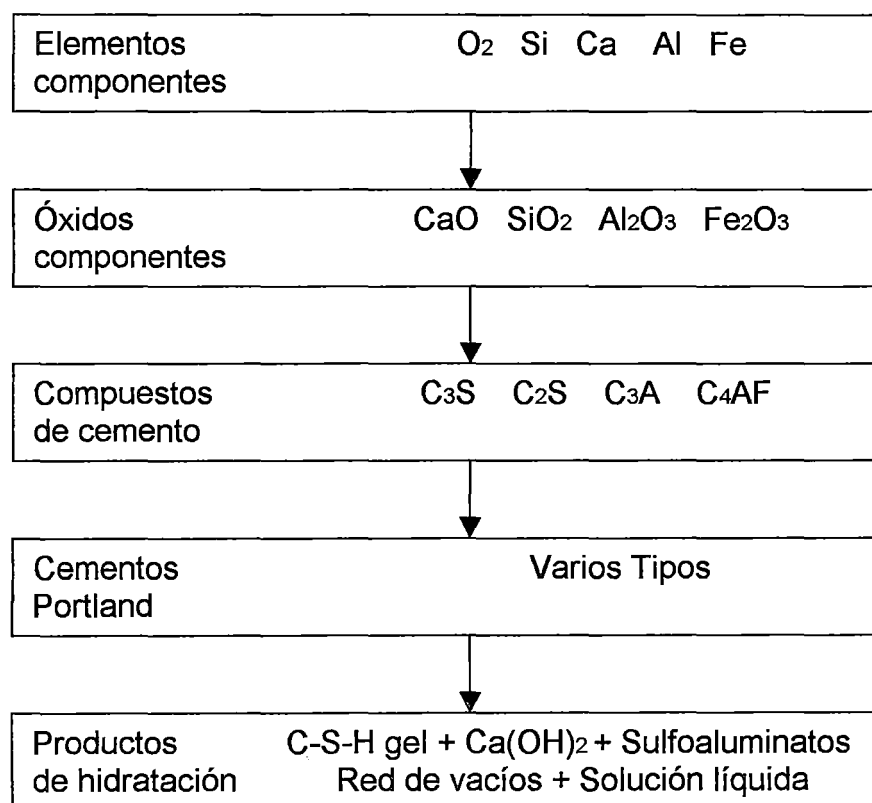


Así mismo, la reacción del C₄AF es la siguiente:



A continuación se muestra el patrón de formación e hidratación del cemento:

GRAFICO 1.4.1 – Diagrama de Hidratación del Cemento Portland



1.5. Calor de Hidratación y Resistencia

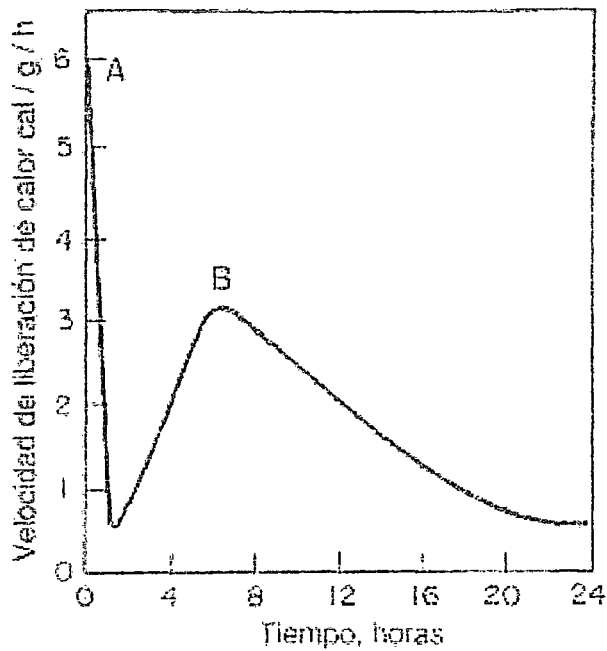
Como muchas reacciones químicas, la hidratación de los compuestos del cemento es exotérmica, y la cantidad de calor (en joules) por gramo de cemento no hidratado, desarrollada hasta una hidratación total a una temperatura dada, se define como calor de hidratación. Los métodos para determinar su valor se describen en la norma NTP 334.047, y en la norma ASTM C 186.

La importancia del calor de hidratación del cemento en la tecnología del concreto tiene muchas facetas. El calor de hidratación puede algunas veces ser un obstáculo (por ejemplo, para las estructuras de concreto masivo) y en otras ocasiones, una ventaja (como en la elaboración de concreto en invierno cuando las temperaturas ambientes pueden ser demasiado bajas para proporcionar la energía de activación de las reacciones de hidratación). La cantidad total de calor liberado y las velocidades de liberación de calor de la

hidratación de los compuestos individuales pueden utilizarse como índices de su reactividad. Los datos del calor de hidratación pueden utilizarse para caracterizar el fraguado y el comportamiento del endurecimiento de los cementos, y para predecir la elevación de la temperatura.

Al utilizar un calorímetro de conducción, Lerch registró la velocidad de la evolución del calor de las pastas de cemento durante el fraguado y el período inicial de endurecimiento. Un gráfico típico de los datos se muestra en el gráfico 1.5.1. En general, al mezclar el cemento con el agua, ocurre una evolución rápida de calor (ascendiendo al pico A) que dura unos pocos minutos. Esto representa probablemente el calor de la solución de los aluminatos y de los sulfatos. Esta evolución inicial de calor cesa rápidamente (descendiendo del pico A), cuando la solubilidad de los aluminatos es deprimida en la presencia del sulfato en la solución. El siguiente ciclo de evolución del calor, que culmina en el segundo pico después de aproximadamente 4 a 8 horas de la hidratación para la mayoría de los cementos Portland, representa el calor de la formación de etringita (pico ascendente B). Muchos investigadores creen que el período de evolución del calor incluye algún calor de la solución debido al C_3S y al calor de la formación de C-S-H.

GRAFICO 1.5.1 – Velocidad de liberación de calor de una pasta de cemento Portland



Fuente: Mehta, Monteiro, "CONCRETO: Estructura, propiedades y materiales",
IMCYC, México, 1998, pág. 144.

Para el promedio usual de cementos Portland, aproximadamente la mitad del calor total se libera entre uno y tres días; alrededor de tres cuartas partes en siete días y casi el 90% en seis meses. El calor de hidratación depende de la composición química del cemento, y es aproximadamente igual a la suma de los calores de hidratación de los componentes individuales puros, cuando sus proporciones respectivas en la masa se hidratan por separado. Los valores típicos aparecen en el cuadro 1.5.1.

CUADRO 1.5.1 – Calor de hidratación de Compuestos del Cemento

Compuesto	Calor de hidratación	
	J/g	Cal/g
C ₃ S	502	120
C ₂ S	260	62
C ₃ A	867	207
C ₄ AF	419	100

Fuente: Neville, Adam, "Tecnología del Concreto", Trillas, México, 1998, pág. 19

Así, al disminuir las proporciones de C₃A y C₃S, el calor de hidratación del cemento (y su índice de incremento) se reducirá. La finura del cemento afecta el índice de incremento de calor, pero no la cantidad total de calor liberada, que puede ser controlada por la cantidad de cemento (riqueza) en la mezcla de concreto.

Los investigadores han observado que no hay relación entre el calor de hidratación y las propiedades aglutinadoras de los componentes individuales. Los dos principales componentes encargados de la resistencia del cemento hidratado son el C₃S y C₂S, y hay una regla que establece que el C₃S contribuye más al desarrollo de la resistencia durante las primeras cuatro semanas, mientras que el C₂S influye en el incremento posterior de la resistencia. Al cabo de aproximadamente un año, los dos componentes, masa por masa, contribuyen en forma aproximadamente igual a la resistencia del cemento hidratado. Sin embargo, en contraste con la posibilidad de predecir el

calor de hidratación del cemento a partir de sus componentes constitutivos, no ha sido posible predecir la resistencia del cemento hidratado con base en su composición.

1.6. Pruebas al cemento

Debido a que la calidad del cemento es esencial para la elaboración de un buen concreto, la fabricación del cemento requiere de un estricto control.

Se ha establecido un conjunto de pruebas para laboratorios de plantas de cemento, para asegurar que éste tenga la calidad deseada y que se ajuste a las especificaciones de las normas nacionales pertinentes. Estas pruebas están descritas en las normas NTP 334.009 y ASTM C 114B. También es deseable que el comprador, o un laboratorio independiente, efectúe pruebas de aprobación periódicas, o bien que se examinen las propiedades de un cemento que se va a emplear para un propósito específico. A continuación describiremos brevemente las pruebas relativas a la fineza, consistencia, tiempo de fraguado, estabilidad volumétrica y resistencia mecánica, de acuerdo a los procedimientos estipulados en las normas NTP y ASTM.

1.6.1. Fineza del cemento

Puesto que la hidratación se inicia en las partículas de la superficie del cemento, el área de la superficie total de cemento representará el material disponible para la hidratación. Así, el índice de hidratación dependerá de la finura de las partículas del cemento y para el rápido desarrollo de la resistencia será necesaria una gran finura. Sin embargo, debe tenerse en cuenta el costo del molido, y el efecto de la finura en otras propiedades como, por ejemplo, los requerimientos del yeso, la manejabilidad del concreto fresco y su desempeño en el largo plazo.

La fineza una propiedad esencial del cemento y la ASTM requiere la determinación de la superficie específica (en m^2/kg). Se puede lograr una aproximación directa al medir la distribución del tamaño de las partículas por

sedimentación. Estos métodos se basan en la ley de Stoke, y proporcionan la velocidad final de caída por los efectos de la gravedad de una partícula esférica en un medio fluido. Un gran adelanto es el turbidímetro Wagner, como se especifica en la ASTM C 115b, con el cual la concentración de partículas en suspensión en un nivel dado, en keroseno, se determina usando un rayo de luz; el porcentaje de luz transmitido (y, por tanto, el área de partículas) se mide mediante una fotocelda.

La superficie específica del cemento puede determinarse por el método de permeabilidad (Lea y Nuse) al aire, que mide la caída de presión cuando fluye aire seco a velocidad constante a través de un lecho de cemento de porosidad y espesor conocidos. A partir de aquí, el área de la superficie por unidad de masa del lecho de cemento puede relacionarse con su permeabilidad. Una modificación de este método es el de Blaine (ASTM C 204), en la que el aire no pasa a través del lecho a una velocidad constante, sino que un volumen determinado de aire pasa a una presión promedio prescrita, lo cual disminuye el flujo de modo estable y constante. Se mide el tiempo empleado para que el flujo tenga lugar y pueda calcularse la superficie específica, por un equipo dado y una porosidad normal.

Ambos métodos de permeabilidad del aire proporcionan valores similares de superficie específica, pero mucho más altos que el método del turbidímetro de Wagner (véase cuadro 1.6.1.1) . Esto se debe a la suposición de Wagner sobre la distribución de tamaños, que subestima el área de superficie de partículas por debajo de los $7.5 \mu\text{m}$; sin embargo, en la práctica, todos estos métodos son válidos para evaluar la variación relativa de la fineza del cemento.

En el cuadro 1.6.1.1 se muestra la superficie específica medida por el método de absorción de nitrógeno, que proporciona valores mucho más altos porque una mayor área de cemento es accesible a las moléculas de nitrógeno.

CUADRO 1.6.1.1 - Valores de superficie específica del cemento, medida por de diferentes métodos.

Cemento	Superficie específica (m ² /Kg) medida por:		
	Método de Wagner	Método de Lea y Nurse	Método de absorción de nitrógeno
A	180	260	790
B	230	415	1000

Fuente: Neville, Adam, "Tecnología del Concreto", Trillas, México, 1998, pág. 21.

1.6.2. Consistencia Normal de la pasta de cemento

Para establecer los tiempos inicial y final de fraguado y para las pruebas de estabilidad de Le Chatelier, debe usarse una pasta simple de cemento de consistencia normal. Por tanto, para cualquier cemento es necesario determinar el contenido de agua que producirá una pasta de consistencia normal. La consistencia se determina con el aparato de Vicat, que mide la profundidad de la penetración de un pistón de 10 mm de diámetro, con la fuerza de su propio peso. Cuando la profundidad de penetración llega a 10 mm \pm 1 mm, el contenido de agua dará la consistencia estándar entre 26 y 33 (expresada como porcentaje por masa de cemento seco).

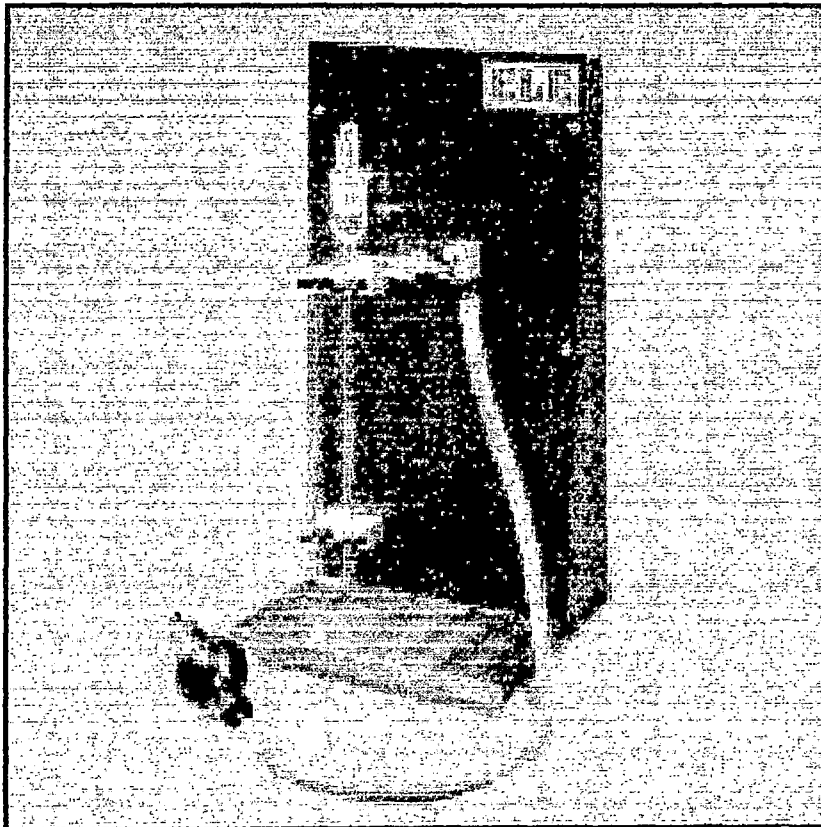


GRAFICO 1.6.1.1 - Aparato de Blaine

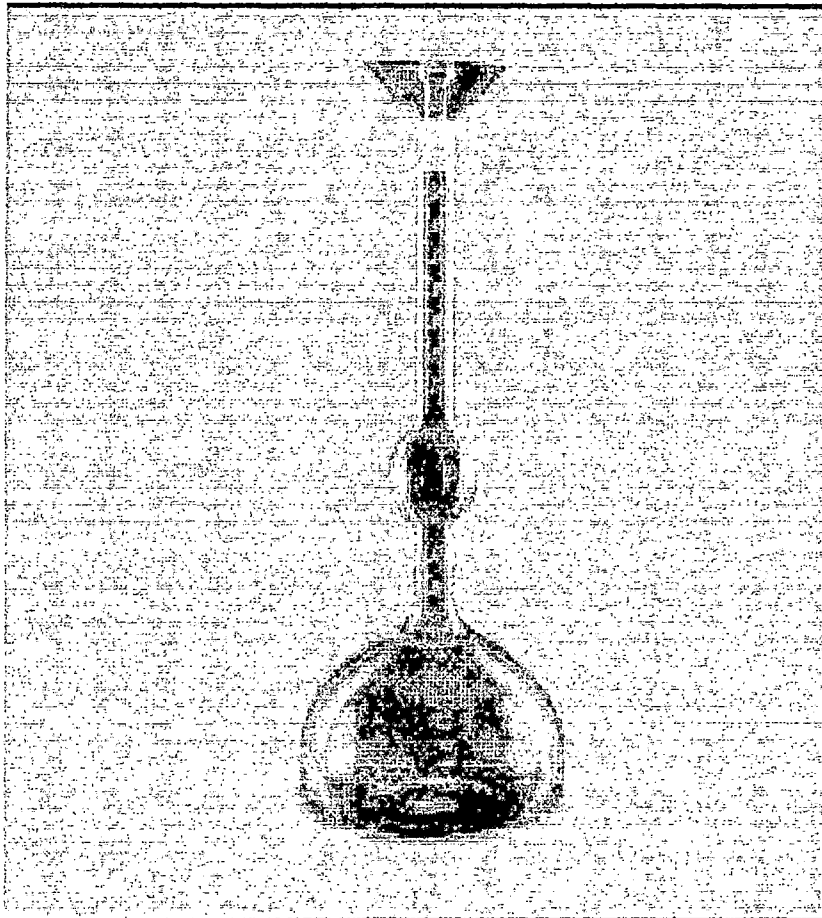


GRAFICO 1.6.2.1 - Matraz Le Chatelier

1.6.3. Tiempo de fraguado

Este término se emplea para describir el endurecimiento de la pasta de cemento. En sentido amplio, se refiere al cambio del estado fluido al estado rígido. El fraguado se debe principalmente a la hidratación selectiva del C_3A y del C_3S , acompañada de una elevación de la temperatura de la pasta de cemento. El inicio de la solidificación, llamado fraguado inicial, marca el punto en el tiempo en que la pasta se ha vuelto no trabajable. De acuerdo con ello, la colocación, la compactación y el terminado del concreto más allá de esta etapa serán muy difíciles. La pasta no se solidifica repentinamente; requiere considerable tiempo para volverse totalmente rígida. El tiempo necesario para la completa solidificación marca el fraguado final, que no deberá ser muy largo con el fin de continuar la actividad en la construcción dentro de un tiempo razonable, después de la colocación del concreto. Los fraguados inicial y final deben diferenciarse del falso fraguado, que ocurre a veces a los pocos minutos de mezclarse con agua (ASTM C 451). Durante un fraguado falso no se desprende calor alguno y el concreto puede remezclarse sin añadir agua.

Para determinar el fraguado inicial se utiliza generalmente el aparato de Vicat, que mide la resistencia de una pasta de cemento de consistencia estándar, a la penetración de una aguja de 1 mm de diámetro, bajo un peso total de 300 gr. El fraguado inicial es un tiempo arbitrario en el proceso de fraguado, que se dice haber alcanzado cuando la aguja no es ya capaz de continuar penetrando el espesor de 40 mm de la pasta de cemento dentro de los 5 a 7 mm aproximadamente del fondo (el tiempo se mide a partir de agregar al cemento, el agua para la mezcla).

El fraguado final se determina mediante una aguja con una aplicación de metal hueca hasta formar un filo circular de 5 mm de diámetro y colocado 0.5 mm detrás de la punta de la aguja. Se considera que ha ocurrido el fraguado final cuando la aguja deja una huella en la superficie de la pasta, pero sin cortarla.

La norma NTP 334.039, de manera similar a la norma ASTM C 150, requiere que el tiempo de fraguado inicial no sea menor de 45 minutos y que el tiempo de fraguado final no sea mayor de 375 minutos cuando se determina con la Aguja Vicat (ASTM C 191).

Un método alternativo es la prueba de Gillmore, prescrita en la norma ASTM C 266. Las normas británicas prescriben un tiempo máximo de 10 horas para el fraguado final de cementos Portland, igual al que prescriben las normas estadounidenses.

La relación aproximada entre los periodos inicial y final de fraguado (excepto para cementos con alto contenido de alúmina) es la siguiente:

$$\text{Tiempo final (min.)} = 90 + 1.2 [\text{Tiempo inicial (min.)}]$$

Las condiciones ambientales, temperatura y humedad del aire, afectan el ensayo¹. La temperatura afecta los tiempos de fraguado, la norma BS 4550: Parte 3: Sección 3.6 especifica que la mezcla debe elaborarse a una temperatura de $20 \pm 2^\circ\text{C}$ y a 65% de humedad relativa, y que la pasta debe almacenarse a $20 \pm 1^\circ\text{C}$ y humedad relativa máxima de 90%.

¹ Neville, Adam, "Tecnología del Concreto", Trillas, México, 1998, pág. 22

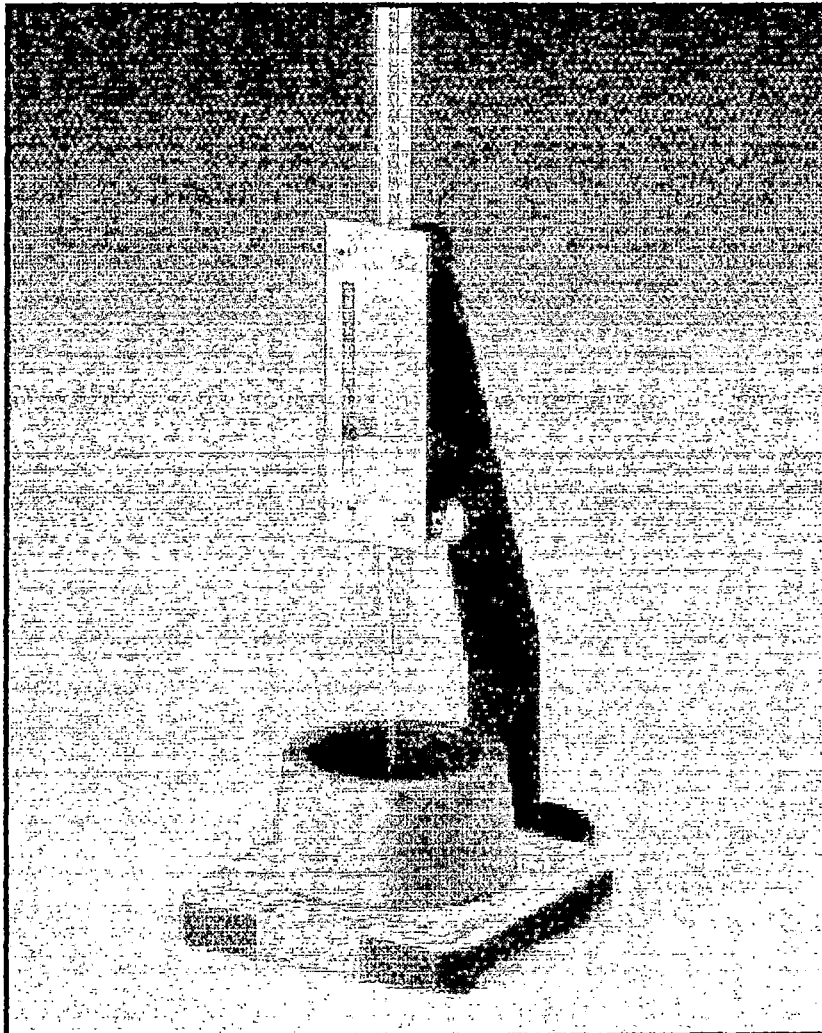


GRAFICO 1.6.3.1 - Aparato de Vicat

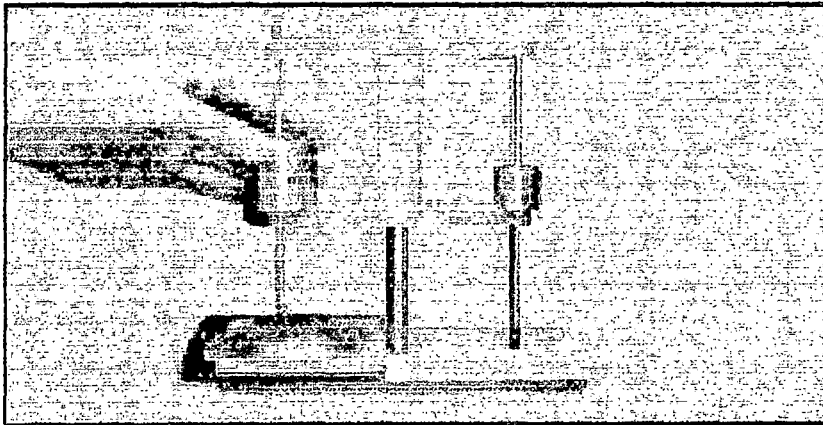


GRAFICO 1.6.3.2 - Aparato Gillmore

1.6.4. Estabilidad de volumen

Es esencial que la pasta de cemento fraguado no sufra un cambio notable de volumen, que en condiciones limitantes origine expansión apreciable que ocasione ruptura de la pasta endurecida. Esta expansión puede ocurrir debido a reacciones de cal activa, magnesio y sulfato de calcio. Los cementos que presentan este tipo de expansión son clasificados como cementos volumétricamente sensibles.

La cal libre está presente en el clinker y se intercrystaliza con otros componentes; por tanto, se hidrata con gran lentitud, ocupando un volumen mayor que el óxido de calcio libre original. La cal libre o activa no puede determinarse mediante análisis químicos del cemento, porque no es posible distinguir entre el CaO que no ha reaccionado y el Ca(OH)_2 producido por la hidratación parcial de los silicatos cuando el cemento es expuesto a la atmósfera.

El magnesio reacciona con el agua de modo similar al CaO, pero sólo la forma cristalina reacciona perjudicialmente y provoca falta de estabilidad. El sulfato de calcio es el tercer componente capaz de causar expansión por la formación de sulfoaluminato de calcio (etringita) a partir del exceso de yeso (no consumido por el C_3A durante el fraguado).

La prueba acelerada de Le Chatelier está prescrita por la norma BS 4550: Parte 3: Sección 3.7, para detectar la falta de estabilidad volumétrica debida a la cal libre o activa. Esta prueba consiste básicamente en almacenar en agua una pasta de cemento de consistencia normal, durante 24 horas. La expansión se determina después de incrementar la temperatura y hervir durante una hora, seguida del enfriamiento hasta alcanzar la temperatura original. Si la expansión excede un valor específico, se efectúa una segunda prueba después de extender y airear el cemento durante siete días. Después de este lapso, la cal puede haberse hidratado o carbonatado, de modo que una segunda prueba de expansión debe caer en un 50%

aproximadamente del valor especificado originalmente. Un cemento que no pase al menos una de estas pruebas, no deberá usarse. En la práctica, es muy rara la falta de estabilidad volumétrica debida a la cal libre.

El magnesio rara vez está presente en grandes cantidades en las materias primas empleadas para la elaboración de cemento en el Reino Unido; pero no ocurre lo mismo en Estados Unidos. Por esta razón, la norma ASTM C 151-84 especifica la prueba de autoclave, que es sensible tanto al magnesio como a la cal libres. Así, una muestra de tamaño conocido, de pasta simple de cemento se cura en aire húmedo durante 24 horas y después se calienta con vapor a alta presión (2 MPa) durante una hora aproximadamente, hasta alcanzar una temperatura de 216°C. Después de conservar esa temperatura y presión durante tres horas más, el autoclave se enfría hasta que la presión baje a 1.5 y la autoclave se enfría en agua hasta llegar a 23°C en 15 min. Cuando transcurren otros 15 min. se mide el tamaño de la muestra; la expansión resultante no debe exceder 0.8% del tamaño original. Esta prueba acelerada sólo proporciona, en la práctica, una indicación general del riesgo de la expansión en el largo plazo.

No hay pruebas disponibles para detectar la falta de estabilidad debido a un exceso de sulfato de calcio, pero su contenido puede determinarse fácilmente mediante un análisis químico.

1.6.5. Resistencia Mecánica

Las pruebas de resistencia no se hacen en la pasta simple de cemento debido a las dificultades para obtener buenas muestras y para probarlas con la consiguiente variabilidad de resultados. Para determinar la resistencia del cemento se emplea un mortero de cemento - arena y, en algunos casos, concreto de proporciones prescritas, hecho con materiales específicos y en condiciones estrictamente controladas.

Hay varias formas de pruebas de resistencia: a la tensión directa, a la compresión y a la flexión. En los últimos años, la prueba de compresión ha

reemplazado gradualmente a la prueba de tensión, por lo que no hablaremos de ella. Sin embargo, la norma ASTM C 190 aún describe el método de prueba de briquetas a tensión.

Hay dos métodos ingleses para probar la resistencia de compresión del cemento: uno emplea mortero, el otro, concreto (BS 4550: Parte 3: Sección 3.4). En la prueba de mortero, se requiere una mezcla de 1:3 de cemento - arena, con una masa de agua que corresponde al 10% de la masa de los materiales secos. La arena es un material regular que casi siempre conserva un solo tamaño. Si se emplean muestras comunes y procedimientos de colado 24 horas después se obtendrán cubos de 51 mm, que se curarán en agua hasta que, posteriormente, sean probados en condiciones de superficie húmeda.

La ASTM C 108 prescribe una mezcla de cemento - arena con proporciones de 1:2.75 y relación de 0.485 de agua/cemento, empleando arena de Ottawa (Illinois) para hacer cubos de 51 mm. El procedimiento de mezclado y colado es similar al de la norma BS 4550: 1978, pero los cubos se curan en agua saturada de cal a 23°C hasta que se sometan a pruebas.

Una prueba alternativa de compresión es el método del cubo modificado (ASTM C 349), que emplea secciones defectuosas de prismas.

La norma NTP 334.042, de manera similar a la norma ASTM C 150 (cuadro 1.6.5.1) prescribe los valores de resistencia mínimos requeridos para pastas de cemento. La norma BS 4550: Parte 3: Sección 3.4: 1978 prescribe una prueba de cubo de concreto con una de las tres relaciones agua/cemento: 0.60, 0.55 y 0.45. La cantidad de agregado, que debe provenir de canteras conocidas, se especifica en la norma BS 4550: Parte 4 y 5: 1978. Según la forma prescrita, se hacen a mano porciones cúbicas de 100 mm, de acuerdo con las condiciones de mezclado y curado prescritas, la BS 12 requiere determinados valores mínimos de resistencia en cada etapa (cuadro 1.6.5.1).

CUADRO 1.6.5.1 - Requerimientos BS 12 y ASTM C 150 para la resistencia del cemento.

Resistencia en compresión mínima												
Edad (días)	BS 12 (mortero)				BS 12 (concreto)				ASTM C 150 (mortero)			
	Portland común		Endurecimiento rápido		Portland común		Endurecimiento rápido		Tipo I		Tipo III	
	Mpa	lb/in ²	MPa	lb/in ²	Mpa	lb/in ²	MPa	lb/in ²	MPa	lb/in ²	Mpa	lb/in ²
1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	12	1740
3	23	3300	29	4200	13	1900	18	2600	12	1740	24	3500
7	-	-	-	-	-	-	-	-	16	2800	-	-
28	41	5900	46	6700	29	4200	33	4800	28*	4060*	-	-

*No especificados normalmente

Fuente: Neville, Adam, "Tecnología del Concreto", Trillas, México, 1998, pág. 24.

La prueba de flexión, prescrita en la norma ASTM C 348, emplea prismas de mortero libremente apoyados de 40x40x160 mm cargados a la mitad del claro; las proporciones de la mezcla y los procedimientos de almacenamiento y curado son los mismos de la prueba de compresión.

1.7. Tipos de cemento y sus aplicaciones principales

Los cementos Portland, con diferentes composiciones químicas, al ser hidratados desarrollan propiedades particulares. Es posible, por tanto, seleccionar mezclas de materias primas para la producción de varios tipos de cementos, según las propiedades requeridas. De hecho, diversos tipos de cementos Portland están disponibles comercialmente y pueden producirse cementos especiales para usos específicos. En la cuadro 1.7.1 se muestran los valores promedio de la composición de los diversos tipos de cemento.

Para asegurar la durabilidad del concreto en diversas condiciones se han desarrollado muchos cementos. Sin embargo, no ha sido posible encontrar en la composición del cemento una respuesta completa al problema de la

durabilidad del concreto. Las propiedades físicas y mecánicas más importantes del concreto endurecido como resistencia, contracción, permeabilidad, resistencia al intemperismo y flujo plástico, también son afectadas por factores distintos de la composición del cemento, aunque ésta determine, en alto grado, el índice de incremento de la resistencia. La tendencia general para cementos con una tasa lenta de endurecimiento es alcanzar una mayor resistencia última. Por ejemplo, el cemento Portland de bajo calor (tipo IV) tiene la resistencia más baja a los 28 días, pero desarrolla una resistencia mayor al cabo de cinco años. Sin embargo, cabe destacar que estas tendencias son, hasta cierto punto, influidas por cambios en las proporciones de la mezcla. Sólo en las primeras etapas de hidratación se encuentran diferencias significativas en las propiedades físicas importantes de los cementos de diversos tipos; en las pastas bien hidratadas las diferencias son mínimas.

CUADRO 1.7.1 – Valores promedio típicos de la composición de cementos Portland de diferentes tipos

Cemento	C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₃ AF	CaSO ₄	CaO libre	MgO	Pérdida por calcinación
Tipo I	59	15	12	8	2.9	0.8	2.4	1.2
Tipo II	46	29	6 (8 máx.)	12	2.8	0.6	3.0	1.0
Tipo III	60	12	12 (15 máx.)	8	3.9	1.3	2.6	1.9
Tipo IV	30 (35 máx.)	46 (40 mín.)	5 (7 máx.)	13	2.9	0.3	2.7	1.0
Tipo V	43	36	4 (5 máx.)	12	2.7	0.4	1.6	1.0

Fuente: Neville, Adam, "Tecnología del Concreto", Trillas, México, 1998,

pág. 25.

La clasificación de cementos en tipos diferentes no es más que una división burda y pueden existir notorias diferencias entre cementos nominalmente del mismo tipo. Por otro lado, a menudo no existen diferencias radicales entre las propiedades de diversos tipos de cementos mientras que algunos pueden ser clasificados en más de un tipo².

Obtener alguna propiedad deseada en un concreto puede tener consecuencias no deseadas en otros aspectos. Por ello, es necesario hacer un balance de requerimientos, así como tener en cuenta el aspecto económico de la elaboración.

Los métodos de manufactura han mejorado con los años y se ha dado un desarrollo continuo de cementos para diferentes propósitos, con el correspondiente cambio en las especificaciones.

A continuación veremos algunos de los tipos de cemento que se utilizan en la industria mundial de la construcción en la actualidad.

1.7.1. Cemento Portland Tipo I (común)

Este cemento es el más empleado en construcciones de concreto donde no hay exposición de este a sulfatos presentes en el suelo o en el agua del subsuelo.

A través de los años han habido cambios en las características del cemento Portland tipo I; los cementos modernos tienen mayor contenido de C_3S y mayor finura que los de hace 40 años. En consecuencia, los cementos modernos tienen mayor resistencia a los 28 días, aunque la última ganancia de resistencia es menor. Una consecuencia práctica de esto es que no se puede esperar una mejora de la resistencia con el tiempo .

² Neville, Adam, "Tecnología del Concreto", Trillas, México, 1998, pág. 25.

El cemento Portland tipo I es un excelente cemento de aplicación general y el más ampliamente utilizado.

1.7.2. Cemento Portland Tipo II (resistencia moderada al ataque de sulfatos)

En algunos casos, una resistencia temprana muy lenta constituye una desventaja. Por esta razón, en Estados Unidos de América se desarrolló un cemento modificado, con un índice mayor de calor desarrollado que la del tipo IV y un índice de aumento de desarrollo de resistencia similar a la del tipo I. El cemento tipo II se recomienda para estructuras en las que es deseable una baja generación de calor o en las que puede darse un ataque moderado de sulfato.

1.7.3. Cemento Portland Tipo III (de endurecimiento rápido)

Es un cemento similar al tipo I y se rige por las mismas normas. Desarrolla su resistencia rápidamente debido a su mayor contenido de C_3S (hasta 70%) y a su mayor fineza ($325 \text{ m}^2/\text{kg}$. mínimo). Es precisamente la fineza el factor distintivo entre el Portland tipo I y el de rápido endurecimiento; por lo general hay poca diferencia en la composición química.

1.7.4. Cemento Portland Tipo IV (bajo calor de hidratación)

Se desarrolló en Estados Unidos de América para usarse en grandes e importantes represas de gravedad, tiene un bajo calor de hidratación. La norma ASTM C 150 limita el calor de hidratación a 250 J/g en un período de 7 días y de 290 J/g a los 28 días.

Debido al contenido más bajo de C_3S y C_3A , hay un desarrollo de resistencia más lento que en el cemento Portland tipo I, aunque la resistencia final no es afectada. La fineza no debe ser mayor de $320 \text{ m}^2/\text{kg}$. para asegurar un índice suficiente de aumento de resistencia.

El cemento Portland puzolánico (tipo P) puede catalogarse dentro de la variedad de los de bajo calor, mientras que el tipo IP puede catalogarse dentro de los de calor de hidratación moderado. La ASTM C 595A trata de estos cementos.

1.7.5. Cemento Portland Tipo V (alta resistencia al ataque de sulfatos)

Este cemento tiene un bajo contenido de C_3A para evitar el ataque de los sulfatos desde el exterior del concreto; de otra manera, la formación de sulfoaluminato de calcio y el yeso pueden ocasionar rotura del concreto debida al incremento de volumen de los componentes resultantes. Las sales más activas son el sulfato de magnesio y de sodio. El sulfato ataca con mayor rapidez si la estructura se humedece y se seca en forma alternativa, como en el caso de estructuras marinas expuestas a la marea o a chapoteo.

Para obtener la resistencia a los sulfatos, el contenido de C_3A en este cemento deberá estar limitado a 5% (ASTM C 150-84) y el contenido total de C_4AF más el doble de contenido de C_3A se limita al 20%, también el contenido de yeso está limitado a 2.3% cuando el contenido máximo de C_3A es de 8% o menos.

Existen también cementos con propiedades moderadas de resistencia al sulfato; los cuales se producen mezclando cemento Portland con escoria [tipo IS (MS)] o con puzolana [tipo IP (MS)]. Su contenido de C_3A está limitado a 8% y está reglamentado por la norma ASTM C 595A.

El calor desarrollado por el cemento resistente a los sulfatos no es mucho mayor que el del cemento de bajo calor, lo cual es una ventaja; pero el costo del primero es más alto, debido a la composición especial de las materias primas. Por ello, en la práctica, el cemento resistente al sulfato sólo debe requerirse cuando sea necesario; no es un cemento de uso general.

1.7.6. Cemento Portland especiales de endurecimiento rápido

Estos son cementos especialmente fabricados para un endurecimiento super rápido. La alta resistencia temprana se logra por una mayor fineza (de 700 a 900 m²/kg) y un mayor contenido de yeso, pero esto no afecta la estabilidad a largo plazo. Sus usos típicos son el pretensado temprano y en reparaciones urgentes.

En algunos países, un cemento de fraguado regulado (o cemento jet) se hace con una mezcla de cemento Portland y fluoroaluminato de calcio, con un retardador apropiado (generalmente ácido cítrico). El período de fraguado (1 a 30 min.) puede controlarse en la manufactura del cemento al mezclar y quemar juntas las materias primas, mientras que el desarrollo de resistencia temprana se controla por el contenido de fluoroaluminato de calcio. Este cemento es caro, pero insustituible cuando se requiere una alta resistencia extremadamente temprana.

1.7.7. Cemento Portland tipo IS (de alto horno)

Este cemento se elabora moliendo o mezclando juntos escoria de cemento Portland con escoria de alto horno granulados, que es un subproducto en la fabricación de lingotes de hierro. Así, hay menor consumo de energía en la elaboración del cemento. La escoria contiene cal, sílice y alúmina, pero no en la misma proporción que en el cemento Portland y su composición puede variar considerablemente. En ocasiones se hace referencia al Portland de alto horno como cemento de escorias.

La hidratación de la escoria se inicia cuando la cal liberada por la hidratación del cemento Portland produce la alcalinidad correcta; la hidratación subsiguiente ya no depende de la cal.

La cantidad de escoria, de acuerdo con la ASTM C 595a, debe ser de entre 25 y 70% de la masa de la mezcla. El cemento Portland de alto horno

es semejante al cemento Portland tipo I, si consideramos finura, tiempos de fraguado y solidez. Sin embargo, su resistencia temprana generalmente es menor que la del cemento tipo I; las resistencias posteriores son semejantes.

Sus usos típicos son en masa de concreto, debido al bajo calor de hidratación, y en construcciones marinas, por su mayor resistencia a los sulfatos (debida al menor contenido de C3A), con respecto al cemento Portland común. Las escorias con bajo contenido de álcali pueden usarse también con agregado del que se sospeche que reacciona al álcali.

Una variante empleada en el Reino Unido es la que en la mezcladora reemplaza parcialmente cemento por escoria granulada de sedimento seco, de la misma finura.

El cemento Portland de alto horno es de uso común en países donde se dispone de grandes cantidades de escoria y pueden considerarse como un cemento de uso general.

1.7.8. Cemento de escoria (supersulfatado)

Este cemento no es del tipo Portland, pero está hecho de escoria granulada de alto horno. El cemento supersulfatado se elabora moliendo una mezcla de 80 a 85% de escoria granulada con 10 a 15% de sulfato de calcio (en forma de yeso calcinado o anhidrita) y aproximadamente 5% de clinker de cemento Portland. Es común una finura de 400 a 500 m²/kg. El cemento supersulfatado tiene bajo calor de hidratación, aproximadamente 200 J/g a 28 días.

Las ventajas del cemento supersulfatado residen en su alta resistencia al agua de mar y al ataque de sulfatos, grasas y ácidos. Su empleo requiere atención especial, pues el índice de desarrollo de resistencia se ve afectado debido a temperaturas bajas y altas, y no debe mezclarse con cementos Portland; además, el rango de las proporciones de la mezcla está limitado

para no afectar el desarrollo de la resistencia. Debe almacenarse en condicione muy secas ya que se deteriora con rapidez.

1.7.9. Cemento Portland Blanco y de colores

Para fines arquitectónicos, en ocasiones se requiere concreto blanco o, en países tropicales, un acabado de color pastel. Para estos propósitos se usa cemento blanco. Se emplea además por su bajo contenido de álcalis solubles, que permite evitar la oxidación. El cemento blanco está hecho con arcilla china – que contiene pocos óxidos de hierro y magnesio -, junto con el yeso y la cal libre de impurezas. Mientras se muelen los componentes, se requieren precauciones especiales para evitar que se contamine. Por eso, el costo del cemento blanco es alto (el doble que el del cemento Portland tipo I). Debido a esto el concreto blanco se usa con más frecuencia para fachadas bien adheridas, sobre el concreto común como base.

Los colores pastel se obtienen al añadir pigmentos a la mezcla, asegurando previamente que no tengan efectos adversos en la resistencia. La uniformidad del color se mejora con el empleo de un superplastificante.

1.7.10. Cemento Portland Puzolánicos tipo IP, P e I (PM)

Estos cementos se hacen mezclando o moliendo puzolanas y cemento Portland. La norma ASTM C 618 describe la puzolana como material silicoso o, silicoso y aluminoso que en sí mismo no posee valor cementante, pero que lo tendrá cuando se presentan finamente molido y en presencia de humedad. Reacciona a temperaturas normales y tiene reacciones químicas con la cal (liberada por la hidratación del cemento Portland), por lo cual se forman compuestos con propiedades aglutinantes. Por regla general, los cementos Portland Puzolánicos generan una resistencia lenta y, por tanto, requieren curado durante un periodo comparativamente largo, pero su resistencia en el largo plazo es alta.

La norma NTP 334.044, de manera similar a la ASTM C 595a, describe el tipo IP para construcción en general y el tipo P, para usarse cuando no se requiera una gran resistencia en las etapas tempranas; el tipo I (PM) es un cemento Portland Puzolánico modificado que se usa en construcciones en general. El contenido de puzolana está limitado de 15 a 40% de la masa total de material aglutinante para los tipos IP y P, mientras que en el tipo I (PM) se permite menos de 15% de puzolana.

Los cementos puzolánicos suelen ser más baratos que el cemento Portland, al cual sustituyen, pero su ventaja principal radica en su hidratación lenta y, por tanto, en su bajo índice de desarrollo de calor. De aquí que el cemento Portland puzolánico o una sustitución parcial de cemento Portland por puzolana, se use en construcciones de concreto masivas.

La sustitución parcial de cemento Portland por puzolana debe ser cuidadosamente definida, ya que su peso específico (1.9 a 2.4) es mucho más baja que la del cemento (3.15). Debido a ello, la sustitución por masa da por resultado un volumen considerablemente mayor de material aglutinador. Si se requiere la misma resistencia temprana y va a usarse puzolana, por ejemplo, debido a la reactividad de un agregado alcalino es necesario añadir puzolana más que hacer una sustitución parcial.

1.7.11. Cementos expansivos

Por muchas razones puede ser ventajoso usar un cemento que no cambie de volumen por contracción al secarse (y que no se fracture) o, en casos especiales, incluso se expanda durante el fraguado. El concreto que contiene este tipo de cemento se expande en los primeros días de vida, y al restringir esa expansión con un esfuerzo de acero se logra una forma de pretensado: el acero es puesto en tensión y el concreto en compresión. La restricción también puede lograrse con medios externos. Debe mencionarse que el uso de cemento expansivo puede producir concreto sin contracción, puesto que la contracción ocurre después de concluida la cura

de humedad; pero la magnitud de la expansión puede ajustarse para que ésta y la contracción subsiguiente sean iguales y opuestas.

Todos los tipos de cementos expansivos producen hidrato de sulfoaluminato de calcio (etringita), que provoca la expansión de la pasta.

El cemento tipo M, descrito en la norma ASTM C 845, se elabora moliendo clinker de cemento Portland, escoria de cemento con alto contenido de alúmina y yeso; esta mezcla se expande a los dos o tres días después de colado. También se le conoce como cemento expansivo de alta energía. Es de fraguado rápido y muy resistente al ataque de sulfatos.

La misma clasificación de ASTM incluye al cemento expansivo tipo K. Los ingredientes (yeso, bauxita y tiza) se queman para formar el agente expansivo de sulfato de calcio y aluminato de calcio (principalmente C_5A_3). Cuando el agente expansivo se mezcla con agua, con cemento Portland y con un estabilizador (escorias de alto horno), el exceso de sulfato de calcio es absorbido por las escorias y la expansión queda controlada. Si se controlan cuidadosamente las proporciones de los materiales y las condiciones de las escorias, se forma sulfoaluminato de calcio anhidro ($C_4A_3SO_3$). Con este cemento, el índice y la magnitud de expansión son más confiables que en las primeras versiones de cementos expansivos.

El cemento tipo S también queda especificado en la ASTM C 845; tiene un alto contenido de C_3A y posee, ligeramente, más sulfato de calcio que lo usual que el cemento Portland.

1.7.12. Cemento con alto contenido de Alúmina (CCAA)

Este cemento se desarrolló a principios de siglo para resistir el ataque de sulfatos, pero pronto se empezó a usar como un cemento de endurecimiento ultra rápido.

El CCAA se produce a partir de la cal o tiza y bauxita, esta última formada por alúmina hidratada, óxidos de hierro y titanio, y pequeñas cantidades de sílice. Las materias primas, una vez molidas, se calientan hasta el punto de fusión, de aproximadamente 1600°C, el producto del proceso se enfría y fragmenta antes de molerse, hasta lograr una finura de 250 a 320 m²/kg. La gran dureza de las escorias, junto con el alto costo inicial de la bauxita y la alta temperatura de fusión, hacen que el CCAA resulte más caro que, por ejemplo, el cemento Portland tipo III (de endurecimiento rápido).

1.8. Cementos fabricados en el Perú

La industria de cemento en el Perú produce los tipos y clases de cemento que son requeridos en el mercado nacional, según las características de los diferentes procesos que comprende la construcción de la infraestructura necesaria para el desarrollo, la edificación y las obras de urbanización requeridas.

En el Perú se fabrican cementos de Tipo I, Tipo II, Tipo V, Tipo IP, Tipo I (PM) y cemento Portland MS; como vemos, no se producen algunos tipos de cemento, como el cemento Portland tipo III, de fraguado rápido, el cual en otros países es una alternativa al uso de aditivos acelerantes, por lo que para obtener un concreto de fraguado rápido y altas resistencias iniciales no se puede considerar el uso de este cemento.

A continuación se enumeran las empresas productoras de cemento, así como los tipos de cementos que fabrican³:

Cemento Andino S.A. :

Cemento Portland Tipo I

Cemento Portland Tipo II

Cemento Portland Tipo V

Cemento Portland Puzolánico Tipo I (PM)

Cementos Lima S.A.:

Cemento Portland Tipo I - Marca "Sol"

Cemento Portland Tipo V - Marca "Lima"

Cemento Portland Tipo IP - Marca "Super Cemento Atlas"

Cementos Pacasmayo S.A.A.

Cemento Portland Tipo I

Cemento Portland Tipo II

Cemento Portland Tipo V

Cemento Portland Puzolánico Tipo IP

Cemento Portland MS

Cemento Portland Compuesto Tipo 1Co

Cementos Selva S.A.

Cemento Portland Tipo I

Cemento Portland Tipo II

Cemento Portland Tipo V

Cemento Portland Puzolánico Tipo IP

Cemento Portland Compuesto Tipo 1Co

³ Fuente: ASOCEM.

Cemento Sur S.A.:

Cemento Portland Tipo I - Marca "Rumi"

Cemento Portland Puzolánico Tipo I (PM) - Marca "Inti"

Cemento Portland Tipo II

Cemento Portland Tipo V

Cemento Yura S.A.:

Cemento Portland Tipo I

Cemento Portland Tipo IP

Cemento Portland Tipo IPM

Cemento de Albañilería - Marca "Estuco Flex"

1.9. Cementos a utilizar en la tesis

Para la elaboración del concreto a usar en el presente estudio se utilizó el cemento Andino tipo I y tipo II, cuyas características químicas se adjuntan. La razón de la elección de dos tipos de cemento es motivado por el interés en comparar las diferencias existentes entre la acción del aditivo cuando actúa sobre concretos fabricados con cementos con diferentes composiciones químicas, en este caso las diferencias se dan a nivel del C3A y del C3S, que son los compuestos más sensibles a la acción del aditivo acelerante en estudio.

En el cuadro 1.9.1 se pueden observar las variaciones entre los componentes químicos principales de cada cemento, mientras que la composición química y las características físicas completa de los cementos a utilizar se adjuntan en el Anexo A..

CUADRO 1.9.1 – Características Químicas de los cementos a utilizar

Elemento	Cemento Andino Tipo I	Cemento Andino Tipo II
C ₃ S	52.96	50.82
C ₂ S	21.62	24.33
C ₃ A	7.58	6.62
C ₄ AF	9.95	10.06

Fuente: Cemento Andino S.A.

Como se puede observar en éste cuadro, las diferencias entre los componentes de ambos cementos son mínimas, siendo la diferencia entre el contenido de Silicato Tricálcico de 2.14%, la diferencia entre los contenidos de Aluminato Tricálcico es de 0.96%, y la diferencia entre el Ferroaluminato Tetracálcico 0.11%.

CAPITULO II. AGREGADOS

2.1. Generalidades

En este capítulo se verán las diferentes características de los agregados, así como la clasificación de estos. Así mismo se presentan los resultados de los ensayos efectuados a los agregados utilizados en la elaboración de mezclas de concreto del presente estudio.

Se definen como agregados a los elementos inertes del concreto que son aglomerados por la pasta de cemento para formar una estructura resistente. Ocupan alrededor de las tres cuartas partes del volumen total, por lo que de la calidad de estos depende la del concreto. El agregado no sólo puede limitar la resistencia del concreto, sino que sus propiedades pueden afectar enormemente su durabilidad y desempeño.

En un principio, al agregado se le consideró un material químicamente inerte, no costoso, disperso en la pasta de cemento para producir un gran volumen de concreto. En realidad, el agregado no es químicamente inerte, pues sus propiedades físicas, térmicas y, en ocasiones, químicas (reacción álcali-agregado), pueden influir en el desempeño del concreto, por ejemplo, afectando su durabilidad y estabilidad de volumen sobre los de la pasta de cemento. Desde el punto de vista económico, es más ventajoso emplear una mezcla con el mayor contenido posible de agregado y el menor posible de cemento, aunque el costo debe balancearse con las propiedades deseadas del concreto en estado fresco y endurecido.

Los agregados naturales se forman por procesos climáticos y abrasivos, o por fracturamiento artificial de una gran masa de material de origen. Muchas características del agregado dependerán de las propiedades de la roca original, como lo es la composición química y mineral, la clasificación petrográfica, el

peso específico, la dureza, la resistencia, la estabilidad física y química, la estructura del poro, el color, etc.

Así mismo, el agregado tiene otras propiedades a considerar diferentes de la roca original: forma y tamaño de la partícula, textura de superficie y absorción; las cuales pueden influir considerablemente en la calidad del concreto fresco o fraguado.

Aún cuando se conocen todas estas propiedades, es muy difícil definir lo que es un buen agregado para concreto. Un agregado cuyas propiedades resulten satisfactorias hará siempre un buen concreto, pero un agregado cuyas propiedades se consideran inferiores también podría lograr la calidad deseada. Para ello es necesario emplear un criterio para el desempeño del concreto. Por ejemplo, una muestra de roca puede resquebrajarse debido al congelamiento, pero no necesariamente sucederá así si está inmersa en concreto. Sin embargo, por lo general, un agregado considerado pobre en más de un aspecto no es deseable para hacer un concreto satisfactorio, por lo que conviene someterlo a una prueba para establecer su valor.

2.2. Clasificación de los Agregados

2.2.1. Clasificación por Tamaño

El concreto se hace con partículas de agregado de una variedad de tamaños hasta un máximo de entre 3/8" y 2", dependiendo de las características que se requieran. La distribución del tamaño de la partícula se denomina *gradación*. Un concreto de baja resistencia puede estar hecho con agregado de depósitos que contengan diferentes tamaños de partícula, de las más grandes hasta las más pequeñas, conocido como *hormigón*. La alternativa de uso más común en la fabricación de concreto de buena calidad consiste en obtener el agregado en, por lo menos, dos lotes separados con la división principal en el tamaño de partícula de 5 mm

(3/16") o malla No 4 de la ASTM. Así, se divide el agregado *fino* (arena) del *grueso* (piedra).

En la arena, el límite inferior considerado para tamaño de partículas es, por lo general, de 0.075 mm (0.003") o un poco menos. El material de entre 0.06 mm (0.002") y 0.02 mm (0.0008") se clasifica como sedimento; las partículas menores se denominan *arcilla*. La *marga* es un depósito suave que consiste en partes iguales de arena, sedimento y arcilla.

2.2.2. Clasificación Petrográfica

Desde el punto de vista petrográfico, los agregados pueden dividirse en varios grupos de rocas con características comunes. La clasificación en grupo no significa que unos sean más convenientes que otros para la elaboración del concreto. En cualquier grupo puede haber material no conveniente, aunque algunos grupos, en general, son mejores que otros. También debe recordarse que se emplean muchos nombres comerciales y comunes de agregados que, con frecuencia, no corresponden a la clasificación petrográfica.

La norma ASTM C 294 proporciona una descripción de los minerales más comunes o importantes que se encuentran en los agregados, tales como:

- Minerales de sílice (cuarzo, ópalo, calcedonia, tridimita, cristobalita)
- Feldespatos
- Minerales de carbonato
- Minerales de sulfato
- Minerales de sulfuro de hierro
- Minerales de ferromagnesio
- Zeolitas
- Minerales de óxido de hierro
- Minerales de arcilla

2.2.3. Clasificación de formas y texturas

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

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

La ASTM no da una clasificación por formas de partículas, pero la siguiente clasificación es usada usualmente en los Estados Unidos de América:

Totalmente redonda:	ninguna cara original
Redondeada:	caras casi desaparecidas
Semirredondeada:	desgaste considerable, área reducida de caras
Semiangular:	con algún desgaste, conserva las caras intactas
Angular:	con poca evidencia de desgaste

Puesto que el grado en que se compactan las partículas de un tamaño determinado depende de su forma, la angulosidad del agregado puede estimarse a partir de la proporción de vacíos entre partículas compactadas según una forma prescrita.

Otro aspecto de la forma del agregado grueso es su *esfericidad*, que se define como la función de la relación del área de superficie de la partícula a

su volumen (superficie específica). La esfericidad se relaciona con la estratificación y la división de la roca original; se relaciona también con el tipo de equipo de trituración, cuando el tamaño de las partículas se ha reducido artificialmente. Las partículas con una alta proporción de área de superficie con respecto al volumen son de particular interés, ya que disminuye la manejabilidad de la mezcla. Las partículas alargadas y escamosas son de este tipo. Las últimas pueden afectar negativamente la durabilidad del concreto, pues tienden a orientarse en un plano, en cuya parte inferior se forman huecos de aire y agua. Un exceso de más de 15 a 20% de partículas alargadas o escamosas en la masa del agregado es, por lo general, indeseable, aunque no se han establecido límites conocidos.

La masa de partículas escamosas, expresada como porcentaje en la masa de la muestra, se denomina *índice de escamosidad*. A su vez, el *índice de alargamiento* se define en forma similar. Algunas partículas son tanto escamosas como alargadas y se consideran en ambas categorías.

La clasificación por *textura de la superficie* se basa en el grado en que la superficie de la partícula es pulida u opaca, tensa o rugosa; y el tipo de rugosidad también debe especificarse. La textura de la superficie depende de la dureza, del tamaño del grano y de las características del poro del material de origen (las rocas duras, densas y de grano fino, generalmente presentan superficies tersas con fracturas), así como del grado en que las fuerzas que actúan sobre la partícula la hayan suavizado o vuelto áspera.

La forma y la textura de la superficie de los agregados, especialmente en el agregado fino, tienen gran influencia en los requerimientos de agua de la mezcla. En términos prácticos, a mayor cantidad de espacios o huecos en un agregado poco compactado, se requerirá más agua. La escamosidad y la forma del agregado grueso tienen, por lo general, un efecto significativo en la manejabilidad del concreto, la cual decrece con el incremento del número de angularidad.

2.3. Características Físicas de los Agregados

2.3.1. Adherencia

Tanto la forma de la partícula como la textura de la superficie del agregado influyen considerablemente en la resistencia de los concretos, especialmente en los de alta resistencia y afectan más a la resistencia a la flexión que a la resistencia a la compresión. Una textura más áspera dará por resultado una mayor adhesión o adherencia entre las partículas y la matriz de cemento. Igualmente, la mayor área de superficie de un agregado más angular propiciará una mejor adherencia. Generalmente, las características de textura que no permiten la penetración de la pasta en la superficie de las partículas no favorece una buena adherencia; por el contrario, las partículas más suaves, porosas y mineralógicamente heterogéneas contribuirán a una mejor adherencia.

Es difícil determinar la calidad de la adherencia y no existe para ello pruebas aceptadas. Por lo general, cuando la adherencia es buena, una muestra de concreto triturado deberá contener en forma dispersa algunas partículas rotas del agregado, además de otras más numerosas separadas de la matriz de la pasta. Sin embargo, un exceso de partículas fracturadas sugiere que el agregado es demasiado débil.

2.3.2. Resistencia

Es claro que la resistencia a la compresión del concreto no puede exceder significativamente a la de la mayor parte del agregado que contiene, aunque no es fácil determinar la resistencia a la trituración del agregado mismo. Es posible tolerar unas pocas partículas débiles, ya que los vacíos de aire pueden considerarse como partículas de agregado con una resistencia cero.

La información necesaria sobre las partículas del agregado se debe obtener a través de pruebas indirectas, como la resistencia a la trituración

de muestras preparadas de roca, el valor de trituración del volumen de agregado y el desempeño del agregado en el concreto. Este último se refiere simplemente a la experiencia previa con el agregado específico o una prueba de uso del agregado en una mezcla de concreto de la que se sabe que tiene una resistencia específica con otros agregados ya probados.

Las pruebas en muestras de rocas preparadas se emplean poco, pero puede decirse que un buen valor promedio de resistencia a la trituración en dichas muestras es de aproximadamente 200 MPa, aunque el rango de resistencia de muchos agregados excelentes baja a 80 MPa. Debe observarse que la resistencia requerida del agregado es considerablemente mayor que el rango normal de resistencia del concreto, ya que los esfuerzos reales en los puntos de contacto de las partículas individuales puede exceder, por mucho, al esfuerzo de compresión nominal aplicado.

Por otra parte, un agregado de resistencia y módulo de elasticidad moderado o bajo puede ser valioso en la preservación de la integridad del concreto ya que, los cambios de volumen debidos a razones térmicas o de humedad conducen a un esfuerzo menor de la pasta de cemento cuando el agregado es deformable; mientras que un agregado rígido podría conducir a la ruptura de la pasta de cemento circundante.

2.3.3. Resistencia al Desgaste

Ésta es una propiedad importante del concreto empleado en caminos y superficies de pisos sometidas a tránsito pesado. La prueba de Los Ángeles combina los procesos de desgaste y abrasión, y sus resultados muestran una buena correlación no sólo con el desgaste real del agregado en el concreto, sino con las resistencias a la flexión y compresión de concretos hechos con el mismo agregado. En esta prueba, un agregado de gradación específica se coloca en un tambor cilíndrico, montado horizontalmente, con una repisa horizontal. Se añade una carga de bolas de acero y se rota el tambor un número determinado de revoluciones. Los tumbos y caídas del agregado y de las bolas dan por resultado la abrasión y

el rozamiento del primero. La proporción del material roto se mide como porcentaje.

La prueba de Los Ángeles puede aplicarse a agregados de diversos tamaños y se logra el mismo desgaste con volúmenes adecuados de muestra y de bolas de acero, con un número adecuado de revoluciones. Las diferentes cantidades están señaladas en las normas NTP 400.019 y 400.020, al igual que en la norma ASTM C131.

Para estimar cualquier posibilidad de degradación de un agregado fino no conocido, debida a una mezcla prolongada del concreto fresco, es recomendable una prueba de abrasión húmeda, para determinar cuanto material es menor a de $75 \mu\text{m}$ (malla No 200) se produce. Sin embargo, la prueba de Los Ángeles no es muy adecuada para este último requerimiento y, de hecho, no existe un aparato estándar disponible.

2.3.4. Peso Específico

El agregado, por lo general, contiene poros permeables e impermeables, y debe definirse con cuidado el concepto de gravedad específica, conocido también como densidad relativa. De acuerdo con la norma NTP 400.021, de manera similar a la ASTM C 127, el peso específico se define como la relación de la masa (o peso en aire) de una unidad de volumen de material respecto a una masa de agua del mismo volumen a una temperatura determinada.

El peso específico absoluto y la densidad de partícula se refieren al volumen del material sólido, excluidos todos los poros, mientras que el peso específico aparente y la densidad aparente de la partícula se refieren al volumen del material sólido, incluidos los poros impermeables, aunque no los capilares. El peso específico aparente o densidad aparente de las partículas es la que normalmente se requiere en la tecnología del concreto. La definición real es la relación de la masa del agregado secado al horno de 100 a 110°C durante 24 horas, respecto a la masa de agua, y ocupa un

volumen igual al del material del sólido, incluidos los poros impermeables. Esta última masa se indica usando un recipiente que puede ser llenado adecuadamente hasta un volumen determinado. Este método está señalado en la norma NTP 400.022, de manera similar a la ASTM C 128, para agregado fino. Así, si la masa de la muestra secada en horno es D, la masa del recipiente lleno de agua es C y la masa del recipiente con la muestra y agua es B, entonces la masa de agua que ocupa el mismo volumen que el sólido será $D - (B - C)$. El peso específico aparente será:

$$\frac{D}{D - (B - C)}$$

Para medir el peso específico del agregado grueso, la norma NTP 400.021, de manera similar a la ASTM C 127, prescribe el método de la cesta de alambre. La cesta de alambre, que tiene aberturas de 1 a 3 mm, pende de una balanza por medio de ganchos de alambre, dentro de un tanque estanco. El mechero es un recipiente de boca ancha de 1 a 1.5 litros de capacidad, con un pico plano para asegurar que puede hacerse estanco mediante un disco de espejo.

La densidad aparente de la partícula estará dada (en kg./m^3) por:

$$\frac{1000 D}{D - (B - C)}$$

donde los símbolos tienen el mismo significado, excepto que B es la masa aparente de la cesta en agua (o masa del recipiente del mechero) que contienen la muestra de agregado saturado, y C es la masa aparente de la cesta vacía en agua (o la masa del recipiente del mechero lleno con agua): todos los valores de masa están en gramos.

Los cálculos efectuados con referencia al concreto se basan generalmente en la condición saturada y de superficie seca (SSS) del agregado, debido a que el agua contenida en todos los poros no participa en las reacciones químicas del cemento y puede considerarse como parte del agregado. Así, si la masa de una muestra de agregado saturado y de superficie seca es A, se empleará el término peso específico en masa (SSS), por ejemplo:

$$\frac{A}{A - (B - C)}$$

De modo alternativo, la densidad de la partícula de masa (en kg./m³) es dada por:

$$\frac{1000 A}{A - (B - C)}$$

El peso específico de masa (SSS) y la densidad de la partícula en masa (SSS) son las que se determinan con más frecuencia y más fácilmente; se requieren para determinar la sedencia del concreto o la cantidad de agregado necesaria para un volumen determinado de concreto. La norma NTP 400.021, de manera similar a la ASTM C 127, prescribe el procedimiento para la medición del peso específico de masa (SSS).

La mayoría de los agregados naturales tienen un peso específico aparente entre 2.6 y 2.7, mientras que los valores para agregados ligeros y artificiales varían considerablemente muy por debajo y muy por encima de este rango. Puesto que el valor real del peso específico o densidad de la partícula no es una medida de la calidad del agregado, no debe especificarse a menos que estemos tratando con un material de carácter petrológico, tal, que una variación en el peso específico o la densidad de la partícula se refleje en un cambio en la porosidad de las partículas. Una excepción es el caso de construcciones como una presa de gravedad, donde es esencial un concreto de densidad mínima para la estabilidad de la estructura.

2.3.5. Peso Unitario

Es bien sabido que en el sistema métrico el peso unitario (densidad) de un material (o unidad de peso en aire o unidad de masa) es numéricamente igual al peso específico aunque, por supuesto, esta última es una relación, mientras que el peso unitario se expresa en kilogramos por litro; por ejemplo, para el agua, 1 kg. por litro. Sin embargo, en el manejo práctico del concreto es más común emplear kilogramos por metro cúbico. En el sistema estadounidense, el peso específico absoluto debe multiplicarse por

la unidad de masa de agua (62.4 lb/ft³) para convertirse en densidad absoluta expresada en libras por pie cúbico.

Debe recordarse que esta densidad absoluta se refiere sólo al volumen de partículas individuales y que físicamente no es posible compactarlas de un modo que no queden espacios entre ellas. Así, cuando el agregado sea almacenado por volumen, es necesario conocer el peso unitario (densidad de masa), que es la masa real que llenaría un contenedor de volumen unitario, éste se usa para convertir cantidades por masa a cantidades por volumen.

El peso unitario depende de cuán compactado esté el agregado y de la distribución de formas y tamaños de las partículas. Por ello, para propósitos de prueba, debe especificarse el grado de compactación. La norma NTP 400.017, de manera similar a la ASTM C 29, prescribe el procedimiento para la determinación del peso unitario suelto y compactado. El peso unitario suelto es el que resulta de dividir el peso de una muestra de agregado colocada en un recipiente hasta que desborde, nivelando posteriormente haciendo rodar una varilla por encima, entre el volumen de este recipiente. El peso unitario compactado es el que resulta de dividir el peso del material que ha sido llenado en tres capas, compactando después del llenado de cada capa con 25 golpes con una varilla de 16 mm, y finalmente enrasando el exceso de la última capa compactada, entre el volumen del recipiente.

Conocido el peso específico de masa (SSS) en condiciones de saturación y superficie seca ρ , la relación de vacíos puede calcularse mediante la fórmula:

$$\text{Relación de vacíos} = 1 - \frac{\text{Densidad de masa}}{\rho \times \text{unidad de tiempo}}$$

La relación de vacíos indica el volumen de mortero que se requiere para llenar los espacios entre las partículas de agregado grueso. Sin embargo si

el agregado contiene agua en la superficie se compactará menos densamente, debido al efecto de abultamiento. Aún más, el peso unitario determinado en el laboratorio puede no corresponder al del sitio de trabajo y, por tanto, tal vez no sea adecuado para fines de convertir masa en volumen durante el almacenamiento del concreto.

Como ya se mencionó, el peso unitario depende de la distribución de tamaños de las partículas del agregado; las de un solo tamaño pueden compactarse hasta cierto límite, pero las más pequeñas pueden incrustarse en los espacios que hay entre las más grandes, incrementando así la densidad de masa. De hecho, el máximo peso unitario de una mezcla de agregados finos y gruesos se alcanza cuando la masa del agregado fino es de aproximadamente 35 a 40% de la masa total del agregado. En consecuencia, el mínimo volumen de vacíos restante determinará el contenido mínimo de pasta de cemento y, por tanto, el contenido mínimo de cemento; este último dato es de clara importancia económica.

2.3.6. Porosidad y Absorción

La porosidad, la permeabilidad al agua y la capacidad de absorción del agregado influyen en la adherencia con la pasta de cemento, en la resistencia del concreto al congelamiento y deshielo, en la estabilidad química, en la resistencia a la abrasión y en el peso específico.

Los tamaños de los poros en el agregado varían en un amplio rango pero hasta los más pequeños son mayores que los poros de gel en la pasta de cemento. Algunos poros del agregado están totalmente dentro de la partícula, pero otros se abren en la superficie, de modo que el agua puede penetrar en ellos; la cantidad y la proporción de la penetración dependerán del tamaño, de la continuidad y del volumen total de los poros. El grado de porosidad de las rocas comunes varía de 0 a 50%, puesto que el agregado representa aproximadamente tres cuartas partes del volumen del concreto,

es claro que la porosidad del mismo contribuye a la porosidad general del concreto.

Cuando todos los poros del agregado están llenos, y su superficie está húmeda, se dice que está saturado superficialmente húmedo. Cuando todos los poros del agregado están llenos, y su superficie está seca, se dice que está saturado superficialmente seco (SSS). Si se permite que el agregado quede libre en aire seco, parte del agua se evaporará, por lo que quedará como agregado húmedo. Un resecamiento prolongado en horno elimina eventualmente toda la humedad y, en esta etapa, el agregado queda en un estado completamente seco.

La absorción de agua se determina midiendo la disminución de masa de una muestra saturada y de superficie seca después de secarla al horno durante 24 horas. La relación de la disminución de masa respecto a la masa de la muestra seca, expresada como porcentaje, se denomina absorción.

La suposición de que el agregado seco al horno en una mezcla real, absorberá suficiente agua como para quedar en estado saturado y de superficie seca, puede no ser válida. La cantidad de agua absorbida depende del orden en que se alimenten los ingredientes en la mezcladora, así como el recubrimiento del agregado grueso por la pasta de cemento. Por tanto, el mejor momento para determinar el grado de absorción de agua es de 10 a 30 min. más que de 24 horas. Aún más, si el agregado está en estado húmedo, la absorción de agua será correspondientemente menor. La absorción real de agua del agregado debe deducirse del requerimiento total de agua de la mezcla, para obtener la relación *efectiva de agua/cemento*, que controla tanto la manejabilidad como la resistencia del concreto.

2.3.7. Contenido de Humedad

El contenido de humedad representa la cantidad de agua presente en una muestra de agregado, expresada como un porcentaje del peso completamente seco de la muestra de agregado. Usualmente se determina midiendo la variación entre los pesos de una muestra al estado natural en que se encuentra o emplea el agregado, y el peso al estado completamente seco de la misma muestra; esta variación equivale al peso del agua presente en la muestra original, la cual expresada como un porcentaje de la muestra de agregado totalmente seco representa el contenido de humedad. El conocimiento del contenido de humedad de los agregados es esencial en el control del agua de mezclado.

El agregado expuesto a la lluvia acumula una considerable humedad en la superficie de las partículas y, excepto en la parte de la superficie de la pila, conserva esa humedad durante largo tiempo. Esto es particularmente cierto para el agregado fino; el contenido de humedad debe considerarse en el cálculo de series de cantidades y del requerimiento total de agua de la mezcla. En efecto, la masa de agua añadida a la mezcla debe disminuirse y la masa de agregado incrementarse en cantidad igual a la masa del contenido de humedad, puesto que cambia con el clima y de una pila a otra, el contenido de humedad debe medirse con frecuencia.

Hay otros métodos disponibles para la determinación del contenido de humedad, pero la exactitud dependerá de contar con una muestra representativa. El método ASTM C 70 se basa en la medición del contenido de humedad del agregado de peso específico conocido, a partir de la pérdida aparente de la masa al sumergida en agua (prueba del metro flotante). En la balanza se puede leer directamente el contenido de humedad si el tamaño de la muestra se ajusta según el peso específico del agregado, a un valor tal que una muestra saturada y de superficie seca tenga una masa determinada cuando se sumerge. La prueba es rápida y da a conocer el contenido de humedad con una precisión de 0.5%.

Se han desarrollado dispositivos electrónicos que proporcionan lecturas instantáneas o continuas del contenido de humedad del agregado en un arcón de almacenamiento; estos equipos operan sobre la base de las variaciones de la resistencia eléctrica o capacitancia con un contenido de humedad variable. En algunas plantas de bacheo en serie, los medidores de contenido de humedad se usan en conexión con los dispositivos automáticos que regulan la cantidad de agua que se agregará a la mezcladora. Sin embargo, no se puede lograr una precisión mayor de 1%.

2.3.8. Abultamiento de la Arena

En el caso de la arena, hay otro efecto debido a la presencia de humedad: el aumento de volumen ocasionado por las películas de agua que separan a las partículas de arena. Este incremento, no afecta las proporciones de los materiales por masa, pero en el caso de volumen de almacenamiento sí dará por resultado una masa de arena más pequeña que ocupa el volumen fijo de la caja de medición. El volumen de almacenamiento es una mala práctica y la explicación anterior debe ser tomada muy en cuenta.

2.3.9. Defectos debidos a los cambios volumétricos

Las causas físicas de los cambios de volumen grandes o permanentes en agregado son el congelamiento y el descongelamiento, los cambios térmicos a temperaturas por encima del congelamiento, y el mojado y secado alternativos. Si el agregado está defectuoso, estos cambios en las condiciones físicas conducen al deterioro del concreto en forma de escamación local, los llamados brotes e incluso el agrietamiento extensivo de la superficie. La falta de estabilidad se manifiesta con la presencia de pedernales porosos y sílices, especialmente de los ligeros con una estructura de poros de textura fina; algunos esquistos y otras partículas que contienen materiales arcillosos. La norma ASTM C 88 prescribe una prueba para determinar la falta de estabilidad, en la cual el agregado se somete, alternativamente, a la inmersión en una solución de sulfato y luego a secado,

lo que causa el rompimiento de las partículas debido a la presión generada por la formación de cristales de sal. El grado de falta de estabilidad se expresa por la reducción del tamaño de la partícula después de un número determinado de ciclos. Otras pruebas consisten en someter al agregado a ciclos de congelamiento y descongelamiento. Sin embargo, las condiciones en que se realizan todas estas pruebas no representan realmente cuándo el agregado es parte del concreto, cuando su comportamiento se modifica por la presencia de pasta de cemento circundante. Por esto, sólo un registro de servicio puede probar satisfactoriamente la durabilidad de cualquier agregado.

Para que ocurra un daño por congelamiento deben darse condiciones críticas de contenido de agua y falta de drenado. Éstas dependen de la distribución de tamaños, formas y continuidad de los poros en el agregado, ya que tales características controlan el índice y la cantidad de absorción y la proporción en que el agua escapa de las partículas. Así, estos aspectos son más importantes que el solo volumen total de poros, que se reflejan en la magnitud de la absorción.

2.3.10. Sustancias Nocivas

Existen tres categorías generales de sustancias nocivas que pueden encontrarse en el agregado: 1. Impurezas que interfieren los procesos de hidratación del cemento; 2. Coberturas que impiden el desarrollo de una buena adherencia entre el agregado y la pasta de cemento; 3. Algunas partículas individuales que son débiles y defectuosas por sí mismas. Sus efectos perjudiciales son distintos de aquellos debidos al desarrollo de reacciones químicas entre el agregado y la pasta de cemento. El agregado puede contener también sulfato o sales de cloruro.

2.3.11. Impurezas Orgánicas

Los agregados naturales pueden ser suficientemente fuertes y resistentes al desgaste y aún así no resultar adecuados para la elaboración de concreto si contienen impurezas orgánicas que interfieran el proceso de hidratación. La materia orgánica consiste en productos de descomposición de material vegetal, en forma de humus o marga orgánica (que interfieren el proceso de hidratación), que suele estar presente en la arena más que en el agregado grueso y que es removible fácilmente con un lavado.

Los efectos de la materia orgánica pueden comprobarse mediante la prueba colorimétrica de la norma NTP 400.013, de manera similar a la ASTM C 40. Los ácidos de la muestra se neutralizan con una solución de NaOH al 3%. Las cantidades prescritas del agregado y de la solución se colocan en una botella. La mezcla se agita vigorosamente hasta lograr el contacto íntimo necesario para la reacción química y después se deja reposar 24 horas; el contenido orgánico puede observarse por el color de la solución: a mayor contenido orgánico, el color será más oscuro. Si el color del líquido de la muestra no es más oscuro que el amarillo especificado como regular, se supondrá que la muestra no contiene sino una pequeña cantidad inofensiva de impurezas orgánicas. Si, por el contrario, el color es más oscuro que el que marca la norma, el agregado tendrá un alto contenido orgánico que podría no ser dañino. Por tanto, se requerirán más pruebas: deben hacerse muestras de concreto empleando el agregado que se desea probar y comparar su resistencia con la del concreto en iguales proporciones de mezcla, hecho con agregado de calidad conocida.

En los agregados marinos debe controlarse el contenido de conchas, ya que estas son quebradizas y, por tanto, reducen la manejabilidad de la mezcla. El contenido de conchas se debe determinar pesando conchas y fragmentos recolectados a mano, de una muestra de agregado de más de 5 mm (3/16").

2.3.12. Arcilla y otros materiales finos

La arcilla puede estar presente en el agregado en forma de capas que interfieran la adherencia entre el agregado y la pasta de cemento. Además, puede haber sedimentos y polvo fino, sea como capas sobre la superficie o como material suelto. Incluso en la segunda forma, el sedimento y el polvo fino no deben estar presentes en cantidades mayores, pues debido a su finura y a su mayor área superficial, incrementan la cantidad de agua necesaria para humedecer todas las partículas en la mezcla.

Las normas NTP 400.015 y 400.018, de manera similar a la ASTM C 33, señalan los límites de estos tres materiales en conjunto, estableciendo distinciones entre el concreto sujeto a abrasión y otros concretos.

En el primer caso, la cantidad de material que pase por la malla de prueba No 200 queda limitada a 3% de la masa de arena, en lugar del valor de 5% permitido para otros concretos. El valor correspondiente para agregado grueso se establece como 1% para todo tipo de concreto. En la misma norma, el contenido de terrones de arcilla y partículas desmenuzables se especifica por separado, con límites de 3% para agregado fino, y de 3 y 5% para agregado grueso, en concretos sometidos a abrasión y en otros concretos, respectivamente.

Debe aclararse que se prescriben diferentes métodos de prueba en diferentes especificaciones, por lo que los resultados no son directamente comparables.

2.3.13. Contaminación por sal

La arena obtenida en playas y de estuarios de ríos contiene sal que puede eliminarse si se lava con agua fresca. Se requiere precaución especial con depósitos de arena justo sobre la marca alta de agua, porque contienen grandes cantidades de sal (en ocasiones más de 6% de la masa de arena).

Esto es sumamente peligroso en concretos reforzados, donde puede ocurrir corrosión del acero. Sin embargo, por lo general, la arena de lecho marino que ha sido lavada, incluso con agua de mar, no contiene cantidades dañinas de sales.

Hay otra consecuencia originada por la presencia de sal en los agregados: ésta absorberá la humedad del aire y causará desagradables depósitos blancos *efflorescentes* en la superficie del concreto.

2.3.14. Defectos debidos a impurezas

Hay dos tipos de partículas defectuosas en el agregado: las que no logran mantener su integridad debido a impurezas no duraderas y las que inducen una acción destructiva con el congelamiento e incluso con la exposición al agua; es decir, originadas por variaciones del volumen como resultado de cambios en las condiciones físicas.

Se consideran defectuosos los esquistos u otras partículas de baja densidad, así como elementos suaves, por ejemplo, los terrones de arcilla, madera y carbón, pues provocan escamaciones y oquedades. Si se encuentran en grandes cantidades (más de 2 a 5% de la masa del agregado), pueden afectar negativamente la resistencia del concreto, por lo que no debe permitirse en concretos expuestos a abrasión. La presencia de carbón y otros materiales de baja densidad se determina por el método señalado en la norma NTP 400.023, de manera similar a la ASTM C 123.

Deben evitarse la mica, el yeso y otros sulfatos, así como los sulfuros (piritas de hierro y marcasita). Las cantidades permitidas de partículas dañinas señaladas en la norma NTP 400.037, se resumen en el siguiente cuadro:

**CUADRO 2.3.14.1 - Cantidades permisibles de partículas dañinas
prescritas por la norma NTP 400.037**

Tipo de partículas	Contenido máximo, porcentaje de masa	
	Agregado fino	Agregado grueso
Partículas deleznable	3.0	5.0
Material más fino que la malla No 200	5.0	1.0
Carbón y lignito	0.5	0.5
Materia orgánica	-	-

Fuente: ACI, "Supervisión de Obras de Concreto", ACI-UNI, Lima, Perú, cap VII pág. 10.

2.3.15. Análisis Granulométrico

El proceso para dividir una muestra de agregado en partes de igual tamaño de partícula, se conoce como análisis con malla, o análisis granulométrico. Su propósito es determinar la gradación o distribución por tamaños del agregado. Una muestra de agregado secado al aire se gradúa sacudiendo una serie de mallas apiladas, con la mayor arriba, durante un tiempo preciso, de manera que el material retenido en cada malla representa una fracción más gruesa que la del cedazo en cuestión, pero más fina que la del cedazo de arriba.

En los cuadros 2.3.15.1 y 2.3.15.2 se enumeran los tamaños de malla que se emplean normalmente para fines de gradación, de acuerdo con la norma NTP 400.011, de manera similar a la ASTM C 136. También se presentan las denominaciones previas del tamaño más cercano. Debe recordarse que la línea divisoria entre agregado fino y grueso es de 5 mm. (o de 3/16 in, malla No 4 de ASTM). En las figuras 2.3.15.1 y 2.3.15.2 se muestran las máquinas tamizadoras de agregado fino y grueso, respectivamente.

CUADRO 2.3.15.1 – Mallas estándar para el Agregado Grueso

Agregado Grueso		
Abertura		Designación Previa (in)
(mm)	(in)	
75	3	3
63	2.5	2 ½
50	2	2
37.5	1.5	1 ½
25	1	1
19	0.75	¾
12.5	0.5	½
9.5	0.374	3/8

Fuente:UNAM, "Manual de tecnología del concreto", Limusa, México, 1994,
pág. 103

CUADRO 2.3.15.2 – Mallas estándar para el Agregado Fino

Agregado Fino		
Abertura		Designación Previa
(mm)	(in)	
4.75	0.187	No 4
2.36	0.0937	No 8
1.18	0.0469	No 16
0.6 (600 µm)	0.234	No 30
0.3 (300 µm)	0.117	No 50
0.15 (150 µm)	0.0059	No 100

Fuente:UNAM, "Manual de tecnología del concreto", Limusa, México, 1994,
pág. 107

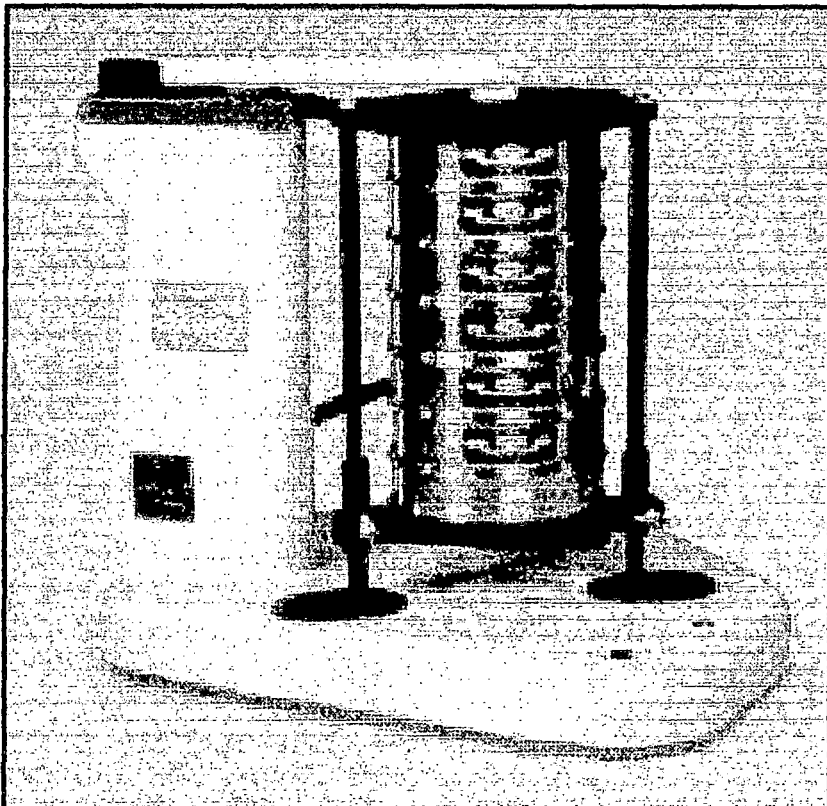


GRAFICO 2.3.15.1 – Tamizador de agregado fino

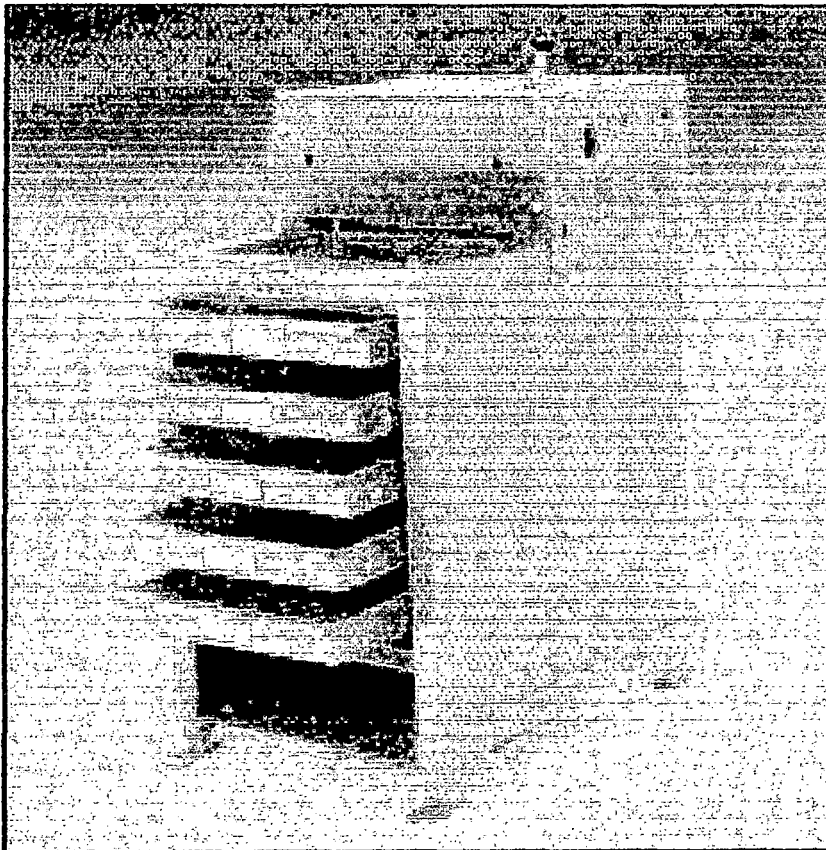


GRAFICO 2.3.15.2 – Tamizador de agregado grueso

2.3.15.1. Curvas de gradación

Los resultados de un análisis granulométrico pueden registrarse en forma tabulada, como se muestra en el cuadro 2.3.15.1.1. La columna 2 muestra la masa retenida en cada malla, mientras que la columna 3 es la misma cantidad expresada como porcentaje de la masa total de la muestra. Así, trabajando desde la malla más fina hacia arriba, puede calcularse el porcentaje acumulado (a 1% más cercano) que pasa por cada malla (columna 4). Éste es el porcentaje que se usa para trazar la curva granulométrica. La curva resultante se traza en una gráfica graduada en la que las ordenadas representan el porcentaje acumulado y las abscisas son las aberturas de la malla trazadas en escala logarítmica, lo que da un espaciamiento constante para las series estandarizadas de mallas.

CUADRO 2.3.15.1.1 – Ejemplo de Análisis Granulométrico Agregado Fino

Muestra No 3. Peso = 534.0 gr. MF = 2.74

Malla (1)	Masa retenida (2)	% retenido (3)	% acumulado que pasa (4)	% retenido acumulado (5)
No 4	1	0	100	0
8	75.5	14	86	14
16	94	18	68	32
30	89.5	17	51	49
50	109	21	30	70
100	93.5	18	12	88
Fondo	70.5	12	0	100
Total =	534		Total =	274
Modulo de finura = 2.74				

2.3.15.2. Módulo de Finura

En ocasiones se emplea un factor simple computarizado del análisis granulométrico. Este es el denominado Módulo de Finura (MF), que se define como la suma de los porcentajes retenidos acumulados en las mallas de las series estandarizadas, dividido entre 100. Las series estandarizadas consisten en mallas, cada una con aberturas del doble del tamaño de la anterior: 150, 300, 600 μm , 1.18, 2.36, 5.00 mm (ASTM No 100, 50, 30, 16, 8, 4), hasta la malla de tamaño más grande. Debe recordarse que, cuando todas las partículas en una muestra son más gruesas, digamos, que para la malla de 600 μm (No 30) el porcentaje retenido acumulado es de 100%, en la malla de 300 μm (No 50) el porcentaje retenido acumulado debe ser también de 100%; desde luego, el mismo valor será el porcentaje retenido acumulado para la malla de 150 μm (No 100).

Lo usual es que el Módulo de Finura se calcule para un agregado fino más que para un agregado grueso. Los valores típicos tienen un rango entre 2.3 y 3.0 donde un valor más alto indica partículas más pequeños. La utilidad del Módulo de Finura radica en la detección de variaciones ligeras en un agregado de la misma fuente, que podrían afectar la manejabilidad del concreto fresco.

2.3.15.3. Requerimientos de la granulometría

La importancia de la granulometría de un agregado radica en que afecta la manejabilidad del concreto, mas no la resistencia, ya que esta última es independiente de la distribución granulométrica. Sin embargo, una alta resistencia requiere una compactación máxima con una cantidad de trabajo razonable, la cual sólo puede lograrse con una mezcla suficientemente manejable. De hecho, no existe una granulometría ideal debido a la interacción de los factores principales que influyen en la

manejabilidad: el área de la superficie del agregado, que determina la cantidad necesaria de agua para humedecer todos los sólidos; el volumen relativo ocupado por el agregado; la tendencia a la segregación y la cantidad de material fino en la mezcla.

Consideremos primero el área de la superficie de las partículas del agregado. La relación agua/cemento de la mezcla se fija generalmente a partir de la resistencia o de la durabilidad. Al mismo tiempo, la cantidad de pasta de cemento debe ser suficiente para cubrir todas las partículas, así que a menor área de la superficie del agregado se requerirá menos pasta y, por tanto, menos agua⁴. El área de la superficie se mide en términos de superficie específica, es decir, la relación de la superficie de todas las partículas respecto a su volumen. En el caso de un agregado graduado, la gradación y la superficie específica general están relacionadas entre sí: a mayor tamaño de la partícula, tendrá una menor superficie específica. De ahí que si la gradación se extiende a un agregado más grande, la superficie específica general se reducirá y disminuirá el requerimiento de agua. Sin embargo, hay un error en el uso de la superficie específica para estimar el requerimiento de agua y, a partir de éste, la manejabilidad: las partículas más pequeñas (<150 μm No 100) parecen actuar como lubricantes y no requieren humedecerse del mismo modo que las partículas más gruesas. En consecuencia, la superficie específica proporciona un panorama engañoso de la manejabilidad esperada.

El volumen relativo del agregado afecta también la manejabilidad. Un requerimiento de tipo económico es que el agregado ocupe un volumen relativo tan grande como sea posible, puesto que es más barato que la pasta de cemento. Sin embargo, si el volumen máximo del agregado se determina sobre la base de la densidad máxima, es decir, sobre la base de la distribución de tamaños del agregado, para dar un mínimo de vacíos entre partículas, entonces el concreto fresco será probablemente áspero y no manejable. La manejabilidad mejora cuando hay un exceso de pasta

⁴ Neville, Adam, "Tecnología del Concreto", Trillas, México, 1998, pág 56

por encima de lo requerido para llenar los vacíos en la arena y también un exceso de mortero (arena más cemento) arriba del requerido para llenar los espacios en el agregado grueso, porque el material fino lubrica las partículas grandes.

El tercer factor es la tendencia del concreto a segregarse. Desafortunadamente, los requerimientos de manejabilidad y segregación son parcialmente incompatibles, debido a la facilidad con que las partículas de diferentes tamaños se compactan con las más pequeñas, llenando los vacíos entre las más grandes; y también es más fácil que las partículas pequeñas sean desplazadas de los huecos, es decir, la separación en el estado seco. En realidad, para que el concreto resulte satisfactorio debe impedirse que el mortero salga de los espacios en el agregado grueso.

2.3.15.4. Tamaño máximo del agregado

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

El efecto adverso del incremento del tamaño de las partículas más grandes en la mezcla se da a través de los rangos de tamaño; pero por debajo de los 40 mm (1 ½ in) la ventaja de la disminución del requerimiento de agua es dominante. Para tamaños mayores, el

equilibrio de los dos efectos dependerá de la riqueza de la mezcla. Por ejemplo, en concreto pobre que contenga 170 kg./m³ de cemento, el empleo de agregado de 150 mm (6") es ventajoso. Sin embargo, en concreto estructural, el tamaño máximo se limita, por lo general, a 25 o 40 mm (1 o 1 ½"), debido al tamaño de la sección de concreto y al espaciamiento del refuerzo; en Inglaterra, en la práctica, el tamaño máximo del agregado debe ser de 5 mm menor que el espaciamiento horizontal de las barras y menor de 2/3 del espaciamiento vertical. Aún más, al decidir el tamaño máximo, el costo de apilar un rango de tamaños de fracciones debe ser considerado al igual que los problemas de manejo, que podrían incrementar el riesgo de segregación.

2.3.15.5. Gradaciones prácticas

De acuerdo a lo dicho en las anteriores secciones, vemos la importancia de la utilización de agregados con gradaciones que permitan una manejabilidad razonable y una segregación mínima para producir un concreto fuerte y económico.

La norma NTP 400.037, de manera similar a la ASTM C 33, especifica los límites de gradación para agregado fino, los que se muestran en el cuadro 2.3.15.5.1. En el cuadro 2.3.15.5.2 se muestran los límites de la norma NTP 400.037 para el agregado grueso. Los requerimientos reales de gradación dependerán hasta cierto punto de la forma y de las características de la superficie de las partículas. Por ejemplo, las partículas afiladas, angulosas y con superficies rugosas deberán tener una gradación ligeramente más fina, para reducir la posibilidad de entrelazamiento y para compensar la alta fricción entre ellas mismas.

CUADRO 2.3.15.5.1 - Requerimientos de clasificación del agregado fino según la norma NTP 400.037

Tamiz	Porcentaje de masa que pasa			
	Límites Totales	C	M	F
3/8 in	100	100	100	100
No 4	89-100	95-100	85-100	89-100
No 8	65-100	80-100	65-100	80-100
No 16	45-100	50-85	45-100	70-100
No 30	25-100	25-60	25-80	55-100
No 50	5-70	10-30	5-48	5-70
No 100	0-12	2-10	0-12*	0-12*

*Incrementar a 15% para agregado fino triturado, excepto cuando se use para pavimentos

CUADRO 2.3.15.5.2 - Requerimientos de clasificación del Agregado Grueso según la norma NTP 400.037

Tamaño Nominal	Porcentaje que pasa por los tamices normalizados													
	100 mm (4)	90 mm (3 1/2)	75 mm (3)	63 mm (2 1/2)	50 mm (2)	37,5 mm (1 1/2)	25,0 mm (1)	19,0 mm (3/4)	12,5 mm (1/2)	9,5 mm (3/8)	4,75 mm (N°4)	2,36 mm (N°8)	1,18 mm (N°16)	
90 mm a 37,5 mm (3 1/2 a 1 1/2)	100	90 a 100	...	25 a 60	...	0 a 15	...	0 a 5	
63 mm a 37,5 mm (2 1/2 a 1 1/2)	100	90 a 100	35 a 70	0 a 15	...	0 a 5	
50 mm a 25,0 mm (2 a 1)	100	90 a 100	35 a 70	0 a 15	...	0 a 5	
50 mm a 4,75 mm (2 a N°4)	100	95 a 100	...	35 a 70	...	0 a 30	...	0 a 5	
37,5 mm a 19,0 mm (1 1/2 a 3/4)	100	90 a 100	20 a 55	0 a 15	...	0 a 5	
37,5 mm a 4,75 mm (1 1/2 a N°4)	100	95 a 100	...	35 a 70	...	10 a 30	0 a 5	
25,0 mm a 12,5 mm (1 a 1/2)	100	90 a 100	20 a 55	0 a 10	0 a 5	
25,0 mm a 9,5 mm (1 a 3/8)	100	90 a 100	40 a 85	10 a 40	0 a 15	0 a 5	
25,0 mm a 4,75 mm (1 a N°4)	100	95 a 100	...	25 a 60	...	0 a 10	0 a 5	...	
19,0 mm a 9,5 mm (3/4 a 3/8)	100	90 a 100	20 a 55	0 a 15	0 a 5	
19,0 mm a 4 mm (3/4 a N°4)	100	90 a 100	...	20 a 55	0 a 10	0 a 5	...	
12,5 mm a 4,75 mm (1/2 a N°4)	100	90 a 100	40 a 70	0 a 15	0 a 5	...	
9,5 mm a 2,36 mm (3/8 a N°8)	100	85 a 100	10 a 30	0 a 10	0 a 5	

2.3.15.6. Agregados con Espacios Gradados

Como se ha visto, las partículas de agregado de un tamaño determinado se compactan formando vacíos que pueden rellenarse sólo si el tamaño menor siguiente de las partículas es suficientemente pequeño. Esto significa que debe haber una diferencia suficiente entre los tamaños de cualquiera de las dos fracciones de partículas adyacentes. En otras palabras, los tamaños que difieran muy ligeramente no podrán emplearse juntos. Esto muestra la conveniencia de un agregado de espacios gradados, diferente del agregado convencional, de gradación continua.

El agregado con espacios gradados puede emplearse en cualquier concreto, pero tiene usos particulares: en concreto de agregado precolocado y concreto de agregado expuesto, en el que se obtiene un acabado estético, ya que una gran cantidad de agregado grueso de un sólo tamaño queda expuesta después del tratamiento. Sin embargo, para evitar la segregación, el espacio gradado se recomienda para mezclas de manejabilidad relativamente baja, que serán compactadas por vibración; es esencial un buen control y cuidado en el manejo.

2.4. Propiedades Térmicas

Hay tres propiedades térmicas que pueden influir en el desempeño del concreto: el coeficiente de expansión térmica, el calor específico y la conductividad. Los dos últimos son importantes en la masa del concreto que se aísla, pero no se puede generalizar para trabajos estructurales ordinarios. El coeficiente de expansión térmica del agregado determina el valor correspondiente para el concreto, y su influencia depende del contenido de agregado en la mezcla y en las proporciones de la mezcla en general. Si el coeficiente de expansión térmica del agregado difiere en más de 5.5×10^{-6} por °C del de la pasta de cemento, entonces la durabilidad del concreto sujeto a

congelamiento y deshielo puede resultar severamente afectada⁵. Las diferencias menores entre la expansión térmica de la masa de cemento y la del agregado probablemente no sean nocivas dentro del rango de temperatura de 4 a 60°C, debido a los efectos modificadores de la contracción de fraguado y del flujo plástico.

En el cuadro 2.4.1 se muestra que el coeficiente de expansión térmica de las rocas productoras de agregado más comunes se ubica entre 5 y 13x10⁻⁶ por °C. Para pasta de cemento Portland hidratado, el coeficiente por lo general se ubica entre 11 y 16x10⁻⁶ por °C, dependiendo del grado de saturación.

CUADRO 2.4.1 - Coeficiente lineal de expansión térmica de diferentes tipos de roca

Tipo de roca	Coeficiente térmico de expansión lineal 10 ⁻⁶ por °C
Granito	1.8 a 11.9
Diorita, andesita	4.1 a 10.3
Gabro, basalto, diabasa	3.6 a 9.7
Arenisca	4.3 a 13.9
Dolomita	6.7 a 8.6
Caliza	0.9 a 12.2
Esquisto	7.4 a 13.1
Mármol	1.1 a 16.0

Fuente: Neville, Adam, "Tecnología del Concreto", Trillas, México, 1998, pág. 51.

⁵Neville, Adam, "Tecnología del Concreto", Trillas, México, 1998, pág. 51.

2.5. Propiedades Físicas del Agregado Fino Utilizado

El agregado fino que se utilizó en la elaboración del concreto del presente estudio proviene de la cantera "La Gloria", las propiedades fueron determinadas de acuerdo a las Normas Técnicas Peruanas que se han mencionado, y cuyos resultados promedio se presentan en el cuadro 2.5.1. Para la determinación de cada valor, se efectuaron tres ensayos por cada prueba, promediándose los valores obtenidos para hallar el resultado final, el detalle de estos resultados se presenta en los anexos, al igual que el análisis granulométrico.

CUADRO 2.5.1 – Propiedades Físicas del Agregado Fino utilizado

	Valores Promedio
Peso Unitario Suelto	1612 Kg/m ³
Peso Unitario Compactado	1840 Kg/m ³
Peso específico de masa	2.51 g/cm ³
Peso específico de masa SSS	2.55 g/cm ³
Peso específico Aparente	2.63 g/cm ³
Tamaño Máximo	-
Tamaño Máximo Nominal	-
Módulo de fineza	2.64
Contenido de Humedad	1.9 %
Absorción	1.73 %
Material más fino que la malla No 200	4.8 %

2.6. Propiedades Físicas del Agregado Grueso Utilizado

El agregado grueso que se utilizó en la elaboración del concreto del presente estudio proviene de la cantera "La Gloria", las propiedades fueron determinadas de acuerdo a las Normas Técnicas Peruanas que se han mencionado, y cuyos resultados promedio se presentan en el cuadro 2.6.1. Estos resultados promedio se hallaron, al igual que en el agregado fino, tomando el promedio de tres muestras distintas ensayadas por cada prueba, el detalle de los resultados de cada una de estas pruebas se adjunta en los anexos, al igual que el análisis granulométrico que se efectuó.

CUADRO 2.6.1 – Propiedades Físicas del Agregado Grueso

	Valores Promedio
Peso Unitario Suelto	1376 Kg/m ³
Peso Unitario Compactado	1584 Kg/m ³
Peso específico de masa	2.78 g/cm ³
Peso específico de masa SSS	2.80 g/cm ³
Peso específico Aparente	2.83 g/cm ³
Tamaño Máximo	1 ½ "
Tamaño Máximo Nominal	1 "
Modulo de fineza	-
Contenido de Humedad	0.25 %
Absorción	0.54 %
Material más fino que la malla No 200	-

CAPITULO III. AGUA

3.1. Generalidades

En esta sección se tratará sobre los usos del agua en las diferentes etapas de la elaboración de mezclas de concreto. Además se verán los requisitos que debe cumplir para poder utilizarse en mezclas de concreto.

Dentro de los procesos de mezclado y curado, el agua reviste vital importancia para obtener las mejores propiedades en el concreto. De aquí la necesidad de verificar las propiedades del agua, ya que las impurezas que contenga ésta pueden afectar el fraguado del cemento, afectar negativamente la resistencia del concreto y ocasionalmente el manchado de su superficie, así como llevar la corrosión al acero de refuerzo.

3.2. Usos del agua

El agua tiene dos aplicaciones principales en la elaboración del concreto: como ingrediente en la elaboración de 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. También se usa agua en el caso de que se tengan que lavar los agregados.

Aunque en estas aplicaciones las características del agua tienen efectos de diferente importancia sobre el concreto, es usual que se recomiende emplear agua de una sola calidad en ambos casos. Así, normalmente, en las especificaciones para concreto se hace referencia en primer término a los requisitos que debe cumplir el agua para elaborar el concreto, porque sus efectos son más 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 emplee agua de curado con características inadecuadas.

En determinados casos se requiere, con el objeto de disminuir la temperatura del concreto al ser 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, el agua suele representar aproximadamente entre 10 y 25% del volumen del concreto recién mezclado, dependiendo del tamaño máximo del agregado que se utilice y del revenimiento que se requiera. Esto le concede una influencia importante 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 efectos adversos significativos en el concreto.

Una práctica bastante común consiste en utilizar el agua potable para fabricar concreto sin ninguna verificación previa, suponiendo que toda agua que es potable también es apropiada para elaborar concreto; sin embargo, hay ocasiones en que esta presunción no se cumple, porque hay aguas potables aderezadas con citratos o con pequeñas cantidades de azúcares, que no afectan su potabilidad pero pueden hacerlas inadecuadas para la fabricación de concreto. En todo caso, la consideración contraria pudiera ser más conveniente, es decir, que el agua para la elaboración del concreto no necesariamente requiere ser potable, aunque sí debe satisfacer determinados requisitos mínimos de calidad.

3.3. Agua en la pasta de cemento hidratada

A continuación se enumeran los diferentes estados en los que se encuentra el agua en la pasta de cemento hidratada:

- Agua capilar
- Agua absorbida
- Agua entre capas
- Agua químicamente combinada

En el capítulo VII se realiza un análisis detallado sobre cada uno de estos estados.

3.4. Requisitos

Los requisitos de calidad del agua de mezclado para concreto no tiene ninguna relación obligada con el aspecto bacteriológico (como es el caso de las aguas potables), sino que básicamente se refieren a sus características físico-químicas y a sus efectos sobre el comportamiento y las propiedades del concreto.

3.4.1. Características físico-químicas

Con respecto a las características físico-químicas del agua para concreto, no existe consenso con respecto a las limitaciones que deben imponerse a las sustancias e impurezas cuya presencia es relativamente frecuente, como puede ser el caso de algunas sales inorgánicas (cloruros, sulfatos), sólidos en suspensión, materia orgánica, dióxido de carbono disuelto, etc. Sin embargo, en lo que si parece haber acuerdo es que no debe tolerarse la presencia de sustancias que son probadamente dañinas, como grasas, aceites, azúcares y ácidos, por ejemplo. La presencia de alguna de estas sustancias, que por lo demás no es común, debe tomarse como un síntoma de contaminación que requiere eliminarse antes de considerar la posibilidad de emplear el agua.

Cuando el agua de uso previsto es potable, cabe suponer en principio que sus características físico-químicas son adecuadas para hacer concreto, excepto por la posibilidad de que contenga alguna sustancia saborizante, lo cual puede detectarse fácilmente al probarla. Así, por ejemplo, el USBR considera que si el agua es clara, y no tiene sabor dulce, amargo o salobre, puede ser usada como agua de mezclado de curado para concreto, sin necesidad de mayores pruebas.

Si el agua no procede de una fuente de suministro de agua potable, se puede juzgar su aptitud como agua para concreto mediante los requisitos físico-químicos contenidos en la norma NTP 339.088 (cuadro 3.4.1.1),. Para el caso específico de la fabricación de elementos de concreto presforzado, hay algunos requisitos que son más estrictos en cuanto al límite tolerable de ciertas sales que pueden afectar al concreto y al acero de preesfuerzo.

CUADRO 3.4.1.1 – Límites permisibles para agua de mezcla y de curado según NTP 339.088

Descripción	Límites permisibles
Sólidos en suspensión	5000 p.p.m. máximo
Materia orgánica	3 p.p.m. máximo
Alcalinidad (NaHCO ₃)	1000 p.p.m. máximo
Sulfato (ión SO ₄)	600 p.p.m. máximo
Cloruros (ión Cl)	1000 p.p.m. máximo
pH	5 a 8

3.4.2. Efectos en el concreto

En las diversas especificaciones y prácticas recomendadas, al establecer la calidad necesaria en el agua de mezclado, se pone más énfasis en la valuación de los efectos que produce en el concreto, que en la cuantificación de las substancias indeseables e impurezas que contiene. Esto se justifica porque tales reglamentaciones están dirigidas principalmente a construcciones urbanas, industriales o similares, cuyo concreto se produce en localidades donde normalmente se dispone de suministro de agua para uso industrial o doméstico.

No siempre ocurre así durante la construcción de centrales eléctricas, particularmente de hidroeléctricas, en donde es necesario acudir a fuentes de suministro de agua cuya calidad es desconocida y con frecuencia muestra señales de contaminación. En tal caso, es prudente determinar en primer término las características fisico-químicas del agua y, si estas son adecuadas, proceder a verificar sus efectos en el concreto.

Los efectos indeseables que el agua de mezclado de calidad inadecuada puede producir en el concreto, se producen a corto, mediano y largo plazo. Los efectos a corto plazo normalmente se relacionan con el tiempo de fraguado y las resistencias iniciales, los de mediano plazo con las resistencias posteriores (a 28 días o más), y los de largo plazo pueden consistir en el ataque de sulfatos, la reacción álcali-agregado y la corrosión del acero de refuerzo.

La prevención de los efectos a largo plazo se consigue por medio del análisis químico del agua antes de emplearla, verificando que no contenga cantidades excesivas de sulfatos, álcalis, cloruros y dióxido de carbono disuelto, principalmente. Para prevenir los efectos a corto y mediano plazo, se acostumbra precalificar el agua mediante pruebas comparativas de fraguado y de resistencia a compresión a 7 y 28 días. En estas pruebas se comparan especímenes elaborados con mezclas idénticas, en las que solo

cambia la procedencia del agua de mezclado: agua destilada en la mezcla testigo y el agua en estudio en la mezcla de prueba.

De acuerdo a la NTP 339.088 y el comité ACI 318 se considera que el agua en estudio es aceptable para la fabricación de concreto, si en estas pruebas comparativas en las que se suele utilizar cubos de mortero, fabricados con el agua a estudiar y agua destilada, la resistencia a la compresión a los 7 y 28 días de los cubos con agua de prueba no es menor que el 90% de la de los cubos de control.

3.5. Verificación de Calidad

La verificación de la calidad del agua de uso previsto para elaborar el concreto, debe ser una práctica obligatoria antes de iniciar la construcción de obra importantes, como es el caso de las centrales para generar energía eléctrica. Sin embargo, puede permitirse que esta verificación se omita en las siguientes condiciones:

- El agua procede de la red global de suministro para uso doméstico y no se le aprecia olor, color y sabor; no obstante que no posea antecedentes de uso en la fabricación de concreto.
- El agua procede de cualquier otra fuente de suministro que cuenta con antecedentes de uso en la fabricación de concreto con buenos resultados, y no se le aprecia olor, color y sabor.

De otra parte, la verificación de la calidad del agua, previa a su empleo en la fabricación de concreto, debe ser un requisito ineludible en los siguientes casos:

- El agua procede de la red local de suministro para uso doméstico y, aunque posee antecedentes de uso en la fabricación de concreto, se le aprecia cierto olor, color o sabor.

- El agua procede de cualquier fuente de suministro sin antecedentes de uso en la fabricación de concreto, aunque no manifieste olor, color ni sabor.

Cuando la obra se localiza en las inmediaciones de un centro de población, es muy probable que exista abastecimiento de agua en la localidad, del cual pueda disponerse para fabricar el concreto. Al referirse a esta red de suministro público, es pertinente distinguir entre el agua para uso doméstico y para uso industrial. La primera por lo general reúne condiciones fisico-químicas de potabilidad, salvo eventuales fallas en el aspecto bacteriológico que pueden hacerla impropia para el consumo humano, pero no afectan al concreto. El agua para uso industrial por lo común no es potable, no sólo en el aspecto bacteriológico sino también en el aspecto fisico-químico, pues frecuentemente proviene del tratamiento de aguas negras o es el agua reciclada de procesos industriales, por lo cual puede contener sustancias dañinas al concreto. Por tal motivo, siempre es necesario verificar la calidad del agua de uso industrial, a menos que tenga antecedentes de uso con buen éxito en la fabricación de concreto.

Hay otras fuentes de suministro de agua para elaborar el concreto en sitios alejados de los centros de población, como son los pozos, manantiales, corrientes superficiales (arroyos y ríos), almacenamientos naturales (lagos y lagunas) y almacenamientos creados artificialmente (vasos de presas). Salvo que existan antecedentes de uso del agua en la elaboración de concreto con buenos resultados, debe verificarse invariablemente su calidad antes de emplearla.

3.6. Otros tipos de Agua

En la construcción de centrales eléctricas, y en especial hidroeléctricas, es bastante común disponer del agua procedente de corrientes fluviales que pueden contener sustancias contaminantes de diversa índole. La manera recomendable de proceder en estos casos, consiste en obtener muestras del agua con suficiente anticipación al inicio de las obras, con objeto de verificar

sus características físico-químicas y sus efectos en el concreto, a fin de confrontarlos con los requerimientos antes mencionados. Estas muestras deben colectarse en diversas época del año, para abarcar todas las posibles condiciones de suministro, y del resultado de su verificación debe poder concluirse si el agua es aceptable en su estado original, o si requiere ser sometida a algún tratamiento previo de sedimentación, filtración, etc. Posteriormente, en el curso del suministro, debe implantarse un plan de verificación rutinaria, mediante muestreo y ensayo periódico, de acuerdo con los programas de construcción.

3.6.1. Agua de Mar

El principal inconveniente del uso de agua de mar para la elaboración del concreto consiste en su elevado contenido de cloruros (más de 20000 p.p.m.) que la convierten en un medio altamente corrosivo para el acero de refuerzo, y esto la hace inaceptable para su empleo en el concreto reforzado. No obstante en determinados casos se ha llegado a emplear agua de mar para la elaboración de concreto destinado a elementos no reforzados. En algunos casos las escolleras de algunas centrales termoeléctricas situadas a a la orilla del mar, construidas mediante el apilamiento de grandes bolsas de plástico rellenas in situ con un mortero fluido bombeable, hecho a base de arena, cemento Portland tipo II o tipo V y, eventualmente, agua de mar en vez de agua dulce. En casos así, es necesario verificar si el tiempo de fraguado del mortero o del concreto, con el cemento de uso previsto, es adecuado para las condiciones de obra ya que el exceso de cloruros en el agua de mar tiende a acelerar el fraguado.

3.7. Agua a utilizar en la elaboración del concreto

Para la elaboración y curado de las distintas mezclas de concreto a estudiar en el laboratorio se utilizo agua potable proveniente de la red pública de agua potable de la Gran Lima, la cual no presento olor ni sabor perceptible que pueda indicar la presencia de sustancias perjudiciales para el concreto.

CAPITULO IV. ADITIVOS

4.1. Generalidades

En esta sección se trata sobre los diferentes aditivos utilizados para modificar las propiedades de las mezcla de concreto. Así mismo se verán las razones que justifican su empleo, clasificación, normas, aspectos económicos en su empleo, preparación, dosificación y utilización.

La Norma ASTM C-125: *Definiciones estándar* y la Cement and Concrete Terminology; ACI SP-19 definen un aditivo como: " Un material diferente 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." Esta definición incluye todos los aditivos comúnmente reconocidos , excepto aquellos cuyo empleo da como resultado un tipo especial de concreto, asignado a otro Comité ACI. En la actualidad estas exclusiones son: concreto de cemento expansivo, concretos aislante y celular, concreto reforzado con fibras y polímeros en concreto.

Los aditivos son empleados para modificar las propiedades del concreto haciéndolo más adecuado para determinado trabajo, o por economía, o con otros propósitos tales como el ahorro de energía en las diferentes etapas de construcción.

En algunos casos (por ejemplo referente a la resistencia a la congelación-deshielo), un aditivo puede ser el único medio de alcanzar el resultado deseado. En otros casos, los objetivos deseados pueden lograrse mediante cambios en la composición o dosificación de la mezcla de concreto y no mediante el empleo de un aditivo.

4.2. Razones para el empleo de aditivos

Algunos de los fines para los que se utilizan los aditivos son:

Modificación del concreto fresco, del mortero y la lechada:

- Para aumentar la trabajabilidad sin incrementar el contenido de agua, o para reducir el contenido de agua con la misma trabajabilidad.
- Para retardar o acelerar el tiempo de fraguado inicial.
- Para reducir o evitar el fraguado y crear ligera expansión.
- Para modificar la tasa o capacidad de sangrado, o ambas.
- Para reducir la segregación.
- Para mejorar la bombeabilidad.
- Para reducir la tasa de pérdida de revenimiento.

Modificación del concreto, del mortero y la lechada endurecidos:

- Para retardar o reducir la evolución de calor de hidratación durante el endurecimiento temprano.
- Para acelerar la tasa de desarrollo de resistencia a edades tempranas.
- Para incrementar la resistencia (a la compresión, a la tensión o a la flexión).
- Para incrementar la durabilidad o resistencia a condiciones severas de exposición, incluyendo la aplicación de sales descongelantes.
- Para reducir el flujo capilar de agua.
- Para reducir la permeabilidad a los líquidos.
- Para controlar la expansión causada por la reacción álcalis con ciertos constituyentes de los agregados.
- Para incrementar la adherencia del concreto con el refuerzo.
- Para incrementar la adherencia entre concreto viejo y nuevo
- Para mejorar la resistencia al impacto y a la abrasión.
- Para impedir la corrosión del metal ahogado.
- Para producir concreto o mortero coloreado.

La economía correspondiente al empleo del aditivo dependerá de la efectividad del mismo, es decir, de la capacidad del aditivo para mejorar las características del concreto. Aunque las especificaciones tratan principalmente de la influencia de los aditivos sobre las propiedades estándar del concreto fresco y del endurecido, el operario de la planta, el contratista y el propietario del proyecto de construcción se interesan más en otras características de la construcción de concreto. De principal interés puede ser la trabajabilidad, las cualidades de bombeabilidad, las cualidades de vaciado y de acabado, el desarrollo temprano de resistencia, el usar nuevamente los encofrados y moldes, el aspecto de las superficies desencofradas, etc. Estas características adicionales pueden ser de principal importancia cuando se está considerando la selección de un aditivo, así como su dosificación.

Quienes son los responsables de la construcción de estructuras de concreto deben tener presente que los costos crecientes del material y el desarrollo continuo de nuevos y mejores aditivos requieren nuevas valoraciones frecuentes respecto a lo económico del empleo de aditivos.

4.3. Aspectos económicos en el empleo de aditivos

Para la evaluación de un aditivo deben observarse los efectos sobre el volumen de determinada mezcla. Si al añadir el aditivo cambia la fluidez, como frecuentemente sucede, el cambio en las propiedades del concreto no sólo se deberá a efectos directos del aditivo, sino también a cambios en las cantidades por volumen unitario de los componentes originales. Si el empleo del aditivo incrementa el volumen de la mezcla, debe considerarse que el aditivo está efectuando el desplazamiento, ya sea de parte de la mezcla original o de uno u otro de los componentes básicos: cemento, agregado o agua.

Todos estos cambios en la composición del volumen unitario del concreto deben tomarse en cuenta al examinar el efecto directo del mismo aditivo y al estimar el costo del empleo de un aditivo.

También debe tomarse en cuenta el costo cuando se utilice un componente adicional, así como el efecto que pueda tener el empleo de un aditivo sobre el costo de transporte, colado y acabado del concreto. Frecuentemente, un aditivo permite la aplicación de métodos de construcción o de diseño menos costosos, para compensar cualquier incremento en el costo debido al uso de un aditivo. Por ejemplo, del empleo de aditivos retardantes han resultado diseños novedosos y económicos de unidades estructurales. Dichos aditivos permiten el colado de grandes volúmenes de concreto durante períodos mayores minimizando, de esta manera, la necesidad de cimbrar, colar y unir unidades separadas. Las propiedades físicas que se requieren en concretos ligeros se logran comúnmente con pesos unitarios menores, mediante el uso de aditivos reductores de agua y de aditivos reductores de agua.

La evaluación del costo de cualquier aditivo debe basarse en resultados obtenidos con el concreto de que se trate, en condiciones similares a las de la obra, puesto que las características del cemento y del agregado, así como sus proporciones relativas, su temperatura, su humedad y sus condiciones de curado influyen en gran medida los resultados obtenidos.

4.4. Precauciones en el empleo de aditivos

Los aditivos deben usarse de acuerdo a las especificaciones aplicables de las normas NTP, ASTM o con otras especificaciones. Debe prestarse especial atención a las instrucciones proporcionadas por el fabricante del aditivo. Un aditivo debe utilizarse sólo después de haber evaluado apropiadamente sus efectos; mediante ensayos de preferencia con los materiales particulares y en las condiciones de utilización. Esta evaluación es particularmente importante cuando:

1. Se especifican tipos especiales de cemento
2. Se va a emplear más de un aditivo.
3. El mezclado y el colado se llevan a cabo a temperaturas por arriba o por abajo de las temperaturas de colado generalmente recomendadas.

Además debe señalarse que:

1. Muchos aditivos afectan propiedades del concreto que no se desean modificar, alterando adversamente éstas.
2. Algunos factores, tales como el contenido de agua y el contenido de cemento de la mezcla, modifican de manera importante los efectos de algunos aditivos debido al tipo de composición granulométrica del ágregado y por el tipo y duración del mezclado. Este aspecto se desarrolla en la sección 5.8.

Los aditivos que modifican las propiedades del concreto fresco pueden causar problemas por endurecimiento temprano o por la prolongación de tiempos de fraguado. La causa de un comportamiento de fraguado anormal debe determinarse mediante estudios de cómo dichos aditivos afectan la hidratación del cemento. El endurecimiento temprano a veces es causado por cambios en la velocidad de la reacción entre las fases de aluminato tricálcico y la de sulfato. Una sobredosis de aditivo puede causar un efecto retardante indebido que afecte adversamente la hidratación del silicato tricálcico.

4.5. Clasificación

Existen diversas maneras de clasificar los aditivos, en esta sección veremos usadas con mayor frecuencia. El amplio campo de aplicación de los aditivos, la introducción continua de materiales nuevos o modificados, así como las variaciones de efectos con diferentes materiales y condiciones de colado, impiden presentar una lista detallada de los aditivos comerciales y de sus efectos sobre el concreto.

Los aditivos comerciales pueden contener materiales que, separadamente, podrían pertenecer a dos o más grupos. Por ejemplo, un aditivo reductor de agua puede combinarse con un aditivo incorporador de aire. Los aditivos que poseen propiedades identificables con más de un grupo, están considerados como pertenecientes al grupo que describe su efecto más importante sobre el concreto.

Un tipo de clasificación que va de acuerdo con los tipos de materiales que constituyen a los aditivos, o según los efectos característicos que éste produce, es la clasificación hecha por el comité ACI 212. Esta clasificación se presenta en el cuadro 4.5.1.

CUADRO 4.5.1 – Clasificación de aditivos del comite ACI 212

Aditivos acelerantes
Aditivos reductores de agua y que controlan el fraguado
Aditivos para inyecciones
Aditivos incorporadores de aire
Aditivos extractores de aire
Aditivos formadores de gas
Aditivos productores de expansión o expansivos
Aditivos minerales finamente molidos
Aditivos impermeables y reductores de permeabilidad
Aditivos ligantes
Aditivos químicos para reducir la expansión debido a la reacción entre agregados y los álcalis del cemento
Aditivos inhibidores de corrosión
Aditivos fungicidas, germicidas o insecticidas
Aditivos floculadores
Aditivos colorantes

La clasificación de los aditivos de acuerdo a las especificaciones de la norma NTP 334.088, de manera similar a la norma ASTM C 494 se presenta a continuación en el cuadro 4.5.2, y en el cuadro 4.5.3 se muestran los requisitos que deben cumplir los acelerantes para cada grupo.

**CUADRO 4.5.2 – Clasificación según las Normas NTP 334.088 y
ASTM C 494**

TIPO A : Reductor de agua
TIPO B : Retardador de fraguado
TIPO C : Acelerador de fraguado
TIPO D : Reductor de agua y retardador
TIPO E : Reductor de agua y acelerador
TIPO F : Reductor de agua de alto efecto
TIPO G : Reductor de agua de alto efecto y retardador

CUADRO 4.5.3 – Especificaciones de acuerdo a la norma NTP 334.088 y ASTM C 494

Propiedad	TIPO A Reductor de agua	TIPO B Retardante	TIPO C Acelerante	TIPO D Reductor de agua y retardante	TIPO E Reductor de agua y acelerante	TIPO F Reductor de agua de alto rango	TIPO G Reductor de agua de alto rango y retardante
Contenido de agua, máximo porcentaje de control	95	ne	ne	95	95	88	88
Tiempo de Fraguado, desviación permisible de control (h:min)							
Inicial							
al menos :	ne	1:00	1:00	1:00	1:00	ne	1:00
no más de :	1:00 antes ni 1:30 después	Después 3:30	antes 3:30	Después 3:30	antes 3:30	1:00 antes ni 1:30 después	Después 3:30
Final							
al menos :	ne	ne	1:00 antes	ne	1:00 antes	ne	Ne
no más de :	1:00 antes ni 1:30 después	3:30 después	ne	3:30 después	ne	1:00 antes ni 1:30 después	3:30 después
Resistencia a la compresión porcentaje mínimo del control:							
1 días	ne	ne	ne	ne	ne	140	125
3 días	110	90	125	110	125	125	125
7 días	110	90	100	110	110	115	115
28 días	110	90	100	110	110	110	110
6 meses	100	90	90	100	100	100	100
1 año	100	90	90	100	100	100	100
Resistencia a la flexión, porcentaje mínimo de control							
3 días	100	90	110	100	100	110	110
7 días	100	90	100	100	100	100	100
28 días	100	90	90	100	100	100	100
Cambio de longitud, Contracción de Fraguado máxima (requisitos alternativos)							
Porcentaje De control	135	135	135	135	135	135	135
Incremento sobre el control	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010
Factor de durabilidad 80 relativa, mín.	80	80	80	80	80	80	80

4.5.1. Especificaciones para los aditivos

Las especificaciones que se mencionan a continuación son los que más se utilizan. Cubren los tipos y clases que forman el grueso de la producción actual.

Aditivos inclusores de aire	ASTM C 260 AASHTO M 154 CRD C 13
Aditivos químicos (aditivos reductores de agua y reguladores de fraguado)	ASTM C 494 CRD C 87 ASTM D 98 AASHTO M 194 CRD C 505
Aditivos minerales finamente divididos	ASTM C 618 CRD C 255 U.S. General Services Administration SS-C-1960/5

Cuando los mismos materiales se usan como adiciones al cemento Portland y no como aditivos, están regidos por especificaciones diferentes.

4.6. Preparación y Dosificación

4.6.1. Preparación y almacenamiento

La preparación de aditivos puede comprender la preparación de soluciones estándar o su disolución para facilitar su dosificación o suministro adecuados. La preparación puede variar no sólo de acuerdo con el tipo de aditivo, sino también según la proveniencia. Como resultado de lo anterior, deben observarse las recomendaciones del fabricante si existe alguna duda respecto a los procedimientos que vayan a emplearse.

Algunos aditivos químicos se presentan como sólidos acuosolubles que se deben mezclar en el sitio en que van a emplearse. Este mezclado en la obra puede requerir la preparación de soluciones de baja concentración, debido a la dificultad de mezclado. En algunos casos es conveniente preparar soluciones estándar de concentración uniforme para facilitar su empleo. Puesto que muchas soluciones de baja concentración contienen cantidades significativas de materiales insolubles finamente divididos, que pueden ser fácilmente solubles o no serlo, es importante tomar precauciones para asegurarse de que estos materiales se conserven en estado uniforme de suspensión antes de la dosificación.

Los aditivos que se suministran como líquidos “listos para usarse”, pueden tener concentraciones mucho más elevadas que las soluciones hechas en obra. Por esto, cualquier material insoluble finamente dividido, si lo hay, tiende a conservarse en suspensión, eliminando por lo general la necesidad de agitarlos continuamente.

La congelación de los aditivos durante su almacenamiento puede crear problemas, por lo que debe evitarse siempre.

Es importante que se observe las recomendaciones del fabricante o los procedimientos alternativos establecidos y aceptados, al almacenar y

preparar los aditivos para la dosificación. El equipo de dosificación debe ser rápido, preciso, confiable y debe conservarse en buenas condiciones.

4.6.2. Dosificación

La adición de aditivos en una mezcla de concreto comprende no sólo la velocidad de descarga, sino también hacerlo a tiempo durante la secuencia de mezclado. Alterar el tiempo en el que se agrega el aditivo durante el ciclo de mezclado puede, en algunas ocasiones, variar el grado de efectividad del mismo. Por ejemplo, se ha observado que el efecto retardante de los retardantes reductores de agua depende, en algunos casos, del momento en el que el retardante se agrega a la mezcla. También puede verse afectado significativamente el requisito de agua de la mezcla. En cualquier condición o proyecto determinados, debe establecerse y observarse estrechamente un procedimiento para controlar el momento y la velocidad de adición del aditivo a la mezcla de concreto. Para asegurar una distribución uniforme del aditivo en toda la mezcla de concreto, durante el ciclo de carga, debe ajustarse la velocidad de descarga del aditivo.

Es posible que dos o más aditivos no sean compatibles en la misma solución. Es importante, por lo tanto, evitar que se mezclen los aditivos antes de agregarlos a la mezcla, a menos que las pruebas indiquen lo contrario o lo permitan las instrucciones del fabricante. También puede ser necesario introducir dichos aditivos a la mezcladora, en momentos o sitios diferentes durante la carga o el mezclado.

Es importante que el equipo de dosificación cumpla con ciertas normas de tolerancia para asegurar un control de calidad apropiado y, consecuentemente, un comportamiento adecuado del concreto. Las tolerancias del equipo de dosificación de aditivos deben seleccionarse de manera que minimicen las variaciones en las propiedades del concreto. Por lo general, la mayoría de las especificaciones recomiendan que las plantas tengan capacidad para dosificaciones volumétricas dentro de una precisión

de +3% del volumen requerido o de media onza fluida (15 ml), cualquiera que sea mayor. La precisión de la dosificación por peso debe estar dentro de $\pm 3\%$ de la masa requerida. Normalmente, las especificaciones también estipulan que el 3% del peso requerido debe ser mayor que el 30% de la capacidad total de la escala de la dosificadora. Esto significa que la capacidad del surtidor debe seleccionarse con cuidado, en términos de los pesos de la mezcla.

4.6.3. Equipo de dosificación

En términos de sistemas de dosificación, los aditivos pueden agruparse en dos categorías:

- a) Aquellos materiales agregados a la mezcla en forma líquida que pueden ser dosificados por peso o por volumen.
- b) Aditivos en polvo que normalmente se dosifican por peso.

En este último caso se pueden incluir materiales finamente divididos como las puzolanas naturales, las cenizas volantes, el polvo de sílice, así como aditivos que se ligan con materiales que actúan como extendedores para facilitar distribución y pesado precisos en el concreto. Existen sistemas de dosificación de aditivos manuales, semiautomáticos y para plantas automáticas. Las plantas automáticas tienen diversos dispositivos de seguridad que evitan su operación defectuosa. Los dispositivos de seguridad consisten principalmente en interruptores de límite, montados en válvulas de llenado y de descarga. Es común asegurar la válvula de descarga para que no se abra durante la operación de llenado, o cuando la válvula de llenado no está totalmente cerrada. De manera similar, la válvula de llenado por lo general está entrelazada con la válvula o reja de descarga, para que no se abra, a no ser que la válvula de descarga esté totalmente cerrada. También puede utilizarse un dispositivo de seguridad para evitar que la reja de descargase cierre antes de que haya pasado todo el material.

4.6.3.1. Sistemas de dosificación líquida

Se emplean diversos métodos para la dosificación de aditivos líquidos. Estos incluyen desplazamiento volumétrico positivo, recipientes volumétricos visuales, sistemas de control de tiempo y dosificación por peso. Algunos se pueden aplicar fácilmente con sistemas manuales y semiautomáticos.

Los dispositivos de desplazamiento volumétrico positivo son adecuados para utilizarse con dosificadores automáticos y semiautomáticos, porque se operan fácilmente a control remoto, con entrelazado apropiado en la secuencia de dosificación. Comprenden medidores de flujo y recipientes de medición equipados con flotadores y sondas. La mayoría de los medidores están calibrados para determinada viscosidad del líquido. Los errores causados por cambios en la viscosidad, debidos a variaciones en la temperatura, pueden evitarse mediante calibración.

Estos dispositivos también pueden equiparse con emisor de pulsaciones que operan un contador eléctrico prefijado. El principio del recipiente medidor es que el movimiento lineal de un flotador en un recipiente medidor de sección transversal conocida, representa un volumen de dosificación de solución. Los flotadores usualmente están engranados con interruptores de pulsación, potenciómetros o sincrotransmisores que operan contadores eléctricos prefijados o dispositivos cero.

En todos los sistemas líquidos se requieren recipientes volumétricos visuales. En los sistemas manuales, el operario controla el llenado y la descarga del recipiente con válvulas de operación manual. Existen recipientes de diversos tamaños para diferentes aditivos y tamaños de planta. Los sistemas de alimentación por gravedad son los menos costosos y requieren un mínimo de mantenimiento. Existen, sin embargo, diversas opciones disponibles, como son válvulas de entrada y

salida de energía, bombas para tanques, controles automáticos de flotadores y mecanismos de carga que operan por presión de aire.

Los sistemas controladores de tiempo comprenden la fijación del tiempo de flujo a través de un orificio. Existen diversas variables asociadas con este sistema que pueden introducir error considerable. Entre éstos se encuentran los cambios en el suministro de energía, restricción parcial del orificio de medición, así como cambios en la viscosidad de la solución debidos a la temperatura. Los sistemas controladores de tiempo se han utilizado con éxito con disoluciones de aditivos de alto volumen, pero su empleo, en general, no es recomendable debido a los inconvenientes inherentes mencionados anteriormente.

La dosificación por peso es otro método para medir la adición de aditivos. Pueden emplearse balanzas de brazo o de disco para dosificar con precisión. Es conveniente incorporar un indicador en el sistema de pesado para que el operario pueda estar seguro de que se ha descargado todo el aditivo pesado. Se han empleado con éxito vidrios de nivel y mecanismos eléctricos para señalar cuando la tolva está vacía o cuando no se ha descargado totalmente. Los dosificadores por peso deben tener un indicador de retorno a cero. Se recomienda un entrelazador automático asegurando el retorno a cero antes de pesar la siguiente dosificación.

Una desventaja de dosificar por peso aditivos líquidos es que la dosis tiene que convertirse de volumen a peso. En algunos casos es necesario diluir soluciones de aditivo para obtener suficiente cantidad para un pesado preciso.

4.6.3.2. Sistemas de dosificación seca

La dosificación de aditivos minerales puede hacerse fácilmente por peso. Cuando se emplean cantidades relativamente pequeñas de aditivos en polvo, es conveniente mezclarlos con material finamente

dividido, como cemento Portland, puzolanas o piedra pulverizada. Este procedimiento facilita hacer una pesada precisa. Los aditivos minerales por lo general se introducen satisfactoriamente con el cemento o con otros componentes de la mezcla. Cuando se cargan en una mezcladora mojada, antes que los demás materiales, tienden a pegarse en los costados de la mezcladora. Si se carga junto con el agua de mezcla se forman bolas que evitan una distribución uniforme del aditivo durante todo el ciclo de carga.

4.6.4. Mantenimiento y Protección

Los sistemas de dosificación requieren mantenimiento periódico rutinario para evitar imprecisiones debidas, por ejemplo, a válvulas pegadas, a acumulación de material extraño en los medidores, en tanques de mezclado y de almacenamiento, a bombas desgastadas, etc. Es importante que los componentes se protejan del polvo y de temperaturas extremas, y que sean accesibles para la observación visual y para el mantenimiento. La solución debe protegerse del frío para permitir la dosificación a temperaturas de congelación. La protección es necesaria no sólo en el sistema de suministro, para proteger las tuberías y dispositivos de medición contra daño, sino también en los tanques de almacenamiento y de mezclado para asegurarse de que la solución no se separe y de que haya cambios en su concentración. Esto puede hacer necesario el empleo de calentadores de inmersión, aislamiento y cintas calentadoras. Todos los sistemas líquidos deben comprender una válvula de entrada de agua que permita el enjuagado del sistema.

4.7. Uso de aditivos

4.7.1. Generalidades

A continuación se darán ciertas pautas que deberán ser tomadas en cuenta en la utilización de aditivos, estas pautas no siempre serán válidas para el uso de aditivos, y deberán tenerse en cuenta la recomendaciones del fabricante, o experiencias previas con dichos aditivos.

4.7.2. Muestreo

Las muestras para pruebas y supervisión deben obtenerse mediante procedimientos prescrito por los tipos respectivos de materiales en especificaciones aplicables, como las que se enumeraron anteriormente. Las muestras que se utilizan en pruebas de calificación deben obtenerse de producción en plantas y de paquetes no abiertos previamente, o de embarques frescos a granel. Para facilitar la obtención de muestras, el productor o proveedor pueden localizar la ubicación de lotes que estén disponibles para muestreo, de manera que el comprador o su representante puedan obtener muestras adecuadas.

4.7.3. Pruebas

Los aditivos se prueban para su aceptación por una o más de estas cuatro razones:

- a) Para determinar el cumplimiento de especificaciones de compra.
- b) Para evaluar el efecto del aditivo sobre las propiedades del concreto que va a fabricarse con materiales de la obra, en condiciones ambientales y procedimientos de construcción previstos.
- c) Para determinar la uniformidad del producto dentro del lote.
- d) Para proporcionar datos que demuestren que cualquier lote es igual al suministrado anteriormente.

Cuando así lo requiera el contrato de compra o las especificaciones, el aditivo debe probarse en el laboratorio para comprobar que cumple con las especificaciones vigentes de las NTP, ASTM o con cualquier otra especificación aplicable antes de permitirse su empleo. El fabricante del aditivo puede verse obligado a certificar que los lotes individuales cumplen con los requisitos de las normas aplicables.

Los fabricantes de aditivos utilizan los métodos de prueba de control de calidad para mostrar que el producto concuerda con las especificaciones del producto terminado. Estos métodos de prueba con frecuencia se han elaborado para un producto en particular y, por lo tanto, no pueden encontrarse en las recopilaciones de métodos estándar de pruebas. Los métodos estándar de pruebas, así como los recomendados por productores individuales, deberán estar disponibles para evaluar los aditivos desde el punto de vista del consumidor.

Aunque las pruebas calificadas, como las de las NTP y ASTM, proporcionan procedimientos valiosos de tamizado para la selección de productos aditivos, cualquier empleo sustancial en la producción continua de concreto debe estar precedido por pruebas que permitan la observación y medición del comportamiento del producto en condiciones de operación de la planta de concreto, en combinación con los materiales empleados para la fabricación del concreto. La uniformidad de resultados usualmente es tan importante, o más, que el resultado promedio respecto a cada propiedad importante del aditivo o del concreto.

CAPITULO V. ADITIVOS ACELERANTES

5.1. Generalidades

Esta sección trata sobre los aditivos acelerantes, el mecanismo de acción de éstos sobre el proceso de fraguado y endurecimiento del concreto, los tipos de aditivos, dosificación y proporciones recomendadas. Además se efectúa una evaluación de los aditivos acelerantes estudiados en tesis anteriores, así como se verifica la conformidad de éstos con las normas. Finalmente se trata sobre el aditivo acelerante Plastocrete 161 FL, el cual será evaluado en éste estudio.

Los aditivos acelerantes permiten incrementar la resistencia temprana del concreto y acortar el tiempo de fraguado de éste. Al incrementar la resistencia temprana del concreto se obtienen las siguientes ventajas:

- Remoción más temprana de los encofrados de los elementos de concreto.
- Períodos más cortos de protección necesaria para evitar daños al concreto por congelación u otros factores.
- Terminación más temprana de una estructura o de una reparación.
- Compensación parcial o completa de los efectos de bajas temperaturas sobre la velocidad del desarrollo de resistencias.

Las ventajas de un menor tiempo de fraguado son:

- Iniciación más temprana del acabado de la superficie.
- Reducción de presión sobre el encofrado o reducción del tiempo durante el cual el encofrado está sujeto a presiones hidráulicas.
- Taponamiento más efectivo de filtraciones por presión hidráulica.

La decisión del empleo de aditivos acelerantes por lo general se basa en que resulta el medio más económico para lograr las ventajas antes mencionadas. Tales ventajas pueden también obtenerse de otras maneras, tales como:

- El uso de cemento de fraguado rápido tipo III (este tipo de cemento no es producido en el mercado nacional).
- El empleo de cemento adicional.
- El empleo de sistemas de curado y protección especiales o más prolongados, tales como el curado a vapor, etc.
- El calentamiento del agua y de los agregados de la mezcla.
- Una combinación de éstos.

Los aditivos que aceleran el endurecimiento de la mezclas pueden dividirse en tres grupos:

1. Sales inorgánicas solubles: cloruros, bromuros, nitratos, etc.
2. Compuestos orgánicos solubles: azúcares, urea, ácido láctico, etc.
3. Diversos materiales sólidos: carbonato de calcio, sembrado⁶, etc.

Los aditivos acelerantes a utilizarse en el concreto deben cumplir con los requisitos Tipo C o E de la ASTM C494: *Specifications for chemical admixtures for concrete*. El cloruro de calcio debe cumplir también con los requisitos de la ASTM D 98: *Specifications for Calcium Chloride* y con las normas NTP.

5.2. Mecanismo de Acción

El modo de actuar de los aditivos acelerantes es difícil de precisar; algunos autores dan explicaciones técnicas, a veces, simplificadas; sin embargo, muchas de las teorías tendrían que precisarse mediante las correlaciones de resultados de ensayos suficientemente numerosos.

⁶ El sembrado consiste en añadir pasta de cemento hidratada finamente molida a la mezcla de concreto

Los acelerantes de fraguado (al igual que los retardantes) son aditivos solubles en el agua que actúan químicamente modificando las solubilidades de los diversos constituyentes de los cementos que pasan a la solución; estos principalmente influyen en las velocidades de disolución de tales constituyentes. Su acción es muy compleja y, con frecuencia resulta difícil de explicar, ya que incluso las reacciones de hidratación de los diferentes cementantes hidráulicos no siempre son exactamente conocidas.

En efecto, a partir del momento en que el cemento Portland se mezcla con el agua, ésta se satura, principalmente de cal (procedente de un principio de hidratación del C_3S , y, en parte, de la cal libre eventual); se satura también de sulfatos (yeso crudo parcialmente deshidratado), así como de álcalis. El aluminato tricálcico se hidrata rápidamente dando, como el hidróxido cálcico y los sulfatos, un aluminato cálcico hidratado y un sulfoaluminato. Pero la composición química de los cementos puede variar mucho e influir considerablemente sobre las reacciones iniciales por los contenidos diferentes de C_3A , de C_3S , de sulfatos, de álcalis solubles, de impurezas diversas, desempeñando el grado de finura, además, un papel no despreciable. Los aditivos químicos no hacen más que modificar y complicar estas reacciones.

Los acelerantes de fraguado impiden la acumulación de materiales reaccionantes en torno a los granos de cemento y aceleran principalmente la disolución de los silicatos y rebajan, además, el pH de la disolución, propiciando una mayor velocidad en las transformaciones químicas.

Joisel⁷ hace algunas hipótesis acerca de la actividad de los aditivos acelerantes. Considerando sucesivamente la acción de los acelerantes sobre los silicatos y los aluminatos cálcicos, enuncia los principios generales siguientes:

- **Silicato Cálcico:** los acelerantes favorecen la disolución de la cal (como los ácidos) o aceleran la hidratación del silicato (como los álcalis).

⁷ Venuat, M., "Aditivos y Tratamientos de Morteros y Hormigones", Barcelona, 1972, Pág. 145.

- **Aluminato cálcico:** los acelerantes actúan favoreciendo la disolución de la alúmina. Principalmente, son la sosa⁸ y sus sales, pero, con los inconvenientes inherentes a la permanencia de la capacidad disolvente de los álcalis, y la disminución de las resistencias finales y la posibilidad de modificaciones en la cristalización .

Las investigaciones realizadas durante los últimos años han demostrado que los acelerantes inorgánicos actúan principalmente acelerando la hidratación del silicato tricálcico. Kantro⁹ dio a conocer amplios datos calóricos que ilustran esto, añadiendo también el efecto acelerador sobre la hidratación del aluminato tricálcico. En estudios recientes se indica que en el caso de la trietanolamina se acelera la hidratación del aluminato tricálcico, pero hay un efecto retardante sobre la hidratación del silicato tricálcico. Otros acelerantes orgánicos pueden comportarse de manera similar. Los aditivos de fraguado rápido estimulan el fraguado instantáneo del aluminato tricálcico.

Las reacciones entre el cloruro de calcio y los constituyentes y productos de la reacción del cemento Portland han sido investigadas ampliamente y son de importancia en la práctica puesto que el riesgo de corrosión de las armaduras depende, al menos en parte, de la cantidad de cloruro que está en estado libre en solución de hormigón.

A continuación se describen las reacciones más importantes que ocurren en las pastas de cemento Portland que contienen proporciones normales de C₃A, C₃S, C₂S, C₄AF y yeso en presencia del cloruro de calcio.

- a) El cloruro de calcio incrementa la velocidad de reacción del C₃S.
- b) El cloruro de calcio no reacciona significativamente con las pastas de cemento durante un periodo de 2 a 6 horas después de la mezcla, aunque un rápido fraguado puede ocurrir en este período.

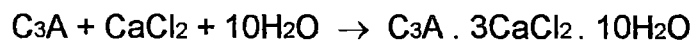
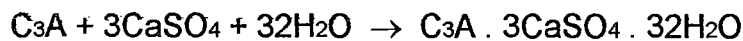
⁸ La sosa cáustica es el nombre comercial del hidróxido de sodio, el cual es empleado en la elaboración de jabones.

⁹ ACI 212, "Aditivos para Concreto", Limusa, México, 1983, pág. 36.

c) La concentración libre de cloruro de calcio, después del período inicial descrito en (b), cae progresivamente a casi cero.

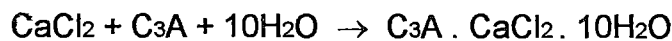
d) La formación de nuevos productos de reacción entre el C₃A, yeso y el cloruro de calcio y la desaparición de los productos iniciales, ha sido estudiada y los resultados se resumen como sigue:

i) En el primer contacto entre la solución de cloruro de calcio y las partículas de cemento, ambos, el yeso y el cloruro de calcio reaccionan para formar muy pequeñas cantidades de trisulfoaluminato cálcico (etringita) y cloroaluminato cálcico, respectivamente.



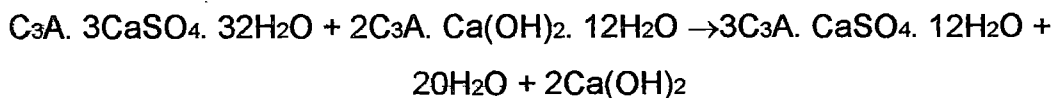
ii) El yeso continúa reaccionando para formar etringita mientras el cloruro de calcio no reacciona, pero puede continuar promoviendo la hidratación de los silicatos.

iii) Cuando todo el yeso ha sido consumido, el cloruro de calcio empieza a reaccionar otra vez con el C₃A hasta que el cloruro en la solución es reducido a casi cero.



Hay alguna incertidumbre sobre la exacta naturaleza del cloroaluminato formado y, aunque es probable que se forme predominantemente el monocloroaluminato, es posible que también esté presente algo de tricloroaluminato como un producto de la reacción.

iv) Cuando el ion cloruro se ha gastado, el C₃A restante se hidrata para dar C₃A · Ca(OH)₂ · 12H₂O que entonces convierte el trisulfoaluminato en monosulfoaluminato.



La composición final, por tanto, consiste de:

C₃A · Ca(OH)₂ · 12H₂O, C₃A · CaCl₂ · 10H₂O y C₃A · CaSO₄ · 12H₂O en solución sólida

v) Hay también alguna indicación de que puede ocurrir una reacción entre la cal y el cloruro de calcio para formar 3CaO · CaCl₂ · 16H₂O, particularmente a bajas temperaturas.

Las reacciones que ocurren con el formiato cálcico, nitrato y tiosulfato no han sido ampliamente estudiadas, aunque parece que el formiato cálcico y el tiosulfato reaccionan con el C_3A , $Ca(OH)_2$ y C_3A , $Ca(S_2O_3)_2$, respectivamente. En el caso del nitrato de calcio hay una diferencia en el comportamiento y la hidratación del C_3A es promovida a la forma cúbica C_3AH_6 .

5.3. Sales Inorgánicas solubles

Diversos estudios han demostrado que una amplia gama de sales inorgánicas solubles, como los cloruros, bromuros, fluoruros, carbonatos, nitratos, tiosulfatos, aluminatos e hidróxidos alcalinos, aceleran el fraguado y endurecimiento temprano del cemento Portland.

El cloruro de calcio es el acelerante que más se utiliza, ya que es la sal más efectiva cuando se le compara con otras sales, siendo además relativamente más económica. No obstante, cuando se le compara con una base equimolar, otras sales tienen propiedades acelerantes similares. Además se ha demostrado la influencia de la concentración de un aditivo en su comportamiento; por ejemplo, a tasas elevadas de adición (6% en peso) el nitrito de calcio comienza a mostrar propiedades retardantes. El cloruro férrico es un retardante en adiciones de 2 a 3% en peso, pero es acelerante al 5%. La temperatura también puede ser un parámetro importante, puesto que se cree que tiene mayor efecto acelerante a temperaturas comprendidas entre 0° a $5^\circ C$ que a $25^\circ C$.

Algunos de los aditivos de esta categoría se emplean para producir morteros o concretos de fraguado rápido, adecuados para operaciones de concreto lanzado, para el sellado de filtraciones o para otros fines especiales. Entre estos aditivos empleados o propuestos para producir fraguado rápido se encuentran las sales férricas, el fluoruro de sodio, el cloruro de aluminio, el aluminato de sodio y el carbonato de potasio. Sin embargo muchas formulas patentadas son mezclas de acelerantes. Estos compuestos patentados se encuentran disponibles en forma líquida o en polvo para mezclarse con cemento. Pueden obtenerse tiempos de fraguado tan cortos como 15-30

segundos. También existen mezclas "listas para usarse" de cemento, arena y acelerante que tienen fraguado inicial de 1 a 4 minutos y fraguado final de 3 a 10 minutos. Los morteros preparados de esta manera se utilizan para sellar filtraciones en estructuras a nivel inferior al del piso, para trabajos de parchado y para reparaciones de emergencia. La bibliografía revisada da cuenta que la resistencia final de estos morteros será menor que si no se le hubiera agregado el acelerante.

El efecto del cloruro de calcio sobre las propiedades de la pasta, el mortero y concreto endurecido ha sido ampliamente estudiado. El cloruro de calcio sólido o líquido debe cumplir con la norma ASTM D 98. La presentación en forma de escamas debe contener un contenido mínimo de 77% de CaCl_2 . La forma concentrada de escama grano o granulado tiene un mínimo de 94% de CaCl_2 . A una tasa de adición de 2% en peso, que es el nivel que más se utiliza, se incrementa la resistencia diariamente en el rango de 100 a 200%, dependiendo del cemento utilizado. El incremento de la resistencia alcanzado a edades más tardías es menor y pueden esperarse resistencias inferiores a edades posteriores a los 28 días. El efecto de otros aditivos sobre el desarrollo de resistencia aún no puede sistematizarse, aunque diversas sales que aceleran el fraguado reducen las resistencias del concreto, incluso a la edad de un día. Los carbonatos, silicatos y aluminatos, se encuentran en esta categoría.

También se sabe que el cloruro de calcio reduce la resistencia al ataque de sulfatos en el concreto, e incrementa la acción entre el cemento altamente alcalino y los agregados reactivos. Una de las mayores desventajas del cloruro de calcio es su tendencia a propiciar la corrosión de metales en contacto con el concreto, debido a la presencia de iones de cloruro. El uso de cloruro de calcio no está permitido en concreto presforzado cuando se utilizan plataformas metálicas galvanizadas, o cuando se ahogan metales disímbolos. La decoloración en trabajos planos ha estado asociada con el empleo de cloruro de calcio.

El Comité ACI 318 sugiere los siguientes límites para iones de cloruro en el concreto, previos a exposición de servicio, expresados como porcentaje por peso de cemento. En el cuadro 5.3.1 se presentan estos límites, además se presentan los límites de iones cloruro del Reglamento Nacional de Construcciones, el cual es más conservador en cuanto a los límites.

CUADRO 5.3.1 – Contenido máximo de ión cloruro

ACI 318		RNC	
Tipo de elemento	Contenido máximo de iones cloruro (Cl) solubles en agua en el concreto, porcentaje en peso de cemento		Tipo de elemento
Concreto pre-esforzado	0.06	0.06	Concreto pretensado
Concreto armado que en servicio estará expuesto a cloruros	0.15	0.10	Concreto armado expuesto a la acción de cloruros
Concreto armado que en servicio estará seco o protegido contra la humedad	1.00	0.80	Concreto armado que deberá estar seco o protegido de la humedad durante su vida por medio de recubrimientos impermeables
Otras construcciones de concreto armado	0.30	0.15	Concreto armado no protegido que puede estar sometido a un ambiente húmedo pero no expuesto a cloruros (incluye ubicaciones donde el concreto puede estar ocasionalmente húmedo tales como cocinas, garajes, estructuras ribereñas y áreas con humedad potencial por condensación)

Fuente: ASOCCEM, www.asocem.org.pe

Para la aplicación de estos límites deberán tenerse en cuenta la humedad y oxígeno, factores que influyen en la corrosión electroquímica.

Se recomienda la medición rutinaria de cloruros totales para la comparación directa con los límites sugeridos. Esta puede hacerse sobre los constituyentes del concreto, en las mezclas de prueba, o en el concreto producido poco después del mezclado. No obstante, como se menciono anteriormente, si el contenido de cloruros totales se excede del límite, puede seguirse estudiando el porcentaje de corrosión empleando la prueba de cloruros solubles. Si estos resultados son inferiores al límite, las probabilidades de corrosión, causada por la presencia de cloruros en el concreto, serán muy pocas.

No debe agregarse de manera intencional cloruro de calcio a las mezclas de concreto presforzado o de concreto reforzado tradicionalmente, que vaya a estar expuesto a humedad o a cloruros cuando se encuentre en servicio, aun cuando los cloruros que se presentan de manera natural en los materiales sean menores que los expresados en los límites.

Por esta razón, es que se han buscado aditivos que imiten las propiedades acelerantes del cloruro de calcio, sin tener su potencial corrosivo. Se han patentado algunas fórmulas con formiato de calcio con un inhibidor de corrosión. El empleo de cloruro estanoso, de cloruro férrico y de tiosulfato de sodio, de tiosulfato de calcio, de nitrito férrico y de nitrito de calcio inhibe la corrosión del acero al mismo tiempo que acelera el fraguado y el endurecimiento.

No deben utilizarse acelerantes en reemplazo de agentes anticongelantes en el concreto. En las cantidades utilizadas normalmente, el punto de congelación del concreto se reduce sólo en grado insignificante, menos de 2°C. No se conoce ningún material que reduzca sustancialmente el punto de congelación del agua en el concreto y que no sea perjudicial para el concreto en otros aspectos.

5.4. Compuestos Orgánicos Solubles

Los acelerantes más comunes en esta clase son la trietanolamina y el formiato de calcio, que se usan comúnmente para compensar los efectos retardantes de los aditivos reductores de agua o para proporcionar acelerantes no corrosivos. Se han dado a conocer las propiedades acelerantes para el acetato de calcio, el propionato de calcio y el butirato de calcio, pero las sales de homólogos más elevados de ácido carbónico son retardantes.

Cuando se emplean relaciones bajas de agua/cemento, se han encontrado varios compuestos orgánicos para acelerar el fraguado del cemento Portland. Los ejemplos más notables son los azúcares que están reconocidos generalmente como fuertes retardantes, pero que exhiben propiedades de fraguado rápido con adiciones mayores de 0.25% por peso de cemento y relaciones de agua/cemento 0.22 a 0.24. No obstante, el efecto de fraguado rápido de la sacarosa no puede acelerar el desarrollo de resistencia. Se han mencionado como acelerantes otros compuestos orgánicos como la urea, el ácido oxálico, el ácido láctico, diversos compuestos de cadena cerrada y compuestos de condensación de aminas de formaldehído.

Las resistencias del concreto se pueden reducir o incrementar de diversas maneras, según el empleo de acelerantes orgánicos. Se encontró que tanto la trietanolamina como el formiato de calcio afectan la contracción por secado del concreto, de manera muy similar a como la afecta el cloruro de calcio.

5.5. Diversos aditivos sólidos

El tiempo de fraguado del cemento Portland puede acortarse, en varios grados, mediante el empleo de cemento con aluminato de calcio. La resistencia a la compresión a un día o más de cemento puro, de mortero o de concreto preparado con mezclas de cementos Portland y cemento con

aluminato de calcio, por lo general será sustancialmente menor que la obtenida con cualquiera de los dos cementos solos.

El "sembrado" de concreto con cemento Portland con 2% por peso de cemento (con cemento totalmente hidratado y finamente molido) es equivalente al empleo de 2% de cloruro de calcio, con la ventaja adicional de incrementar la resistencia a la compresión a 90 días, del 20 al 25%, sin incrementar la contracción por secado.

Se ha comprobado que diversos silicatos minerales actúan como acelerantes. Los geles de sílice y los silicatos solubles de amonio cuaternario, finamente divididos, aceleran el desarrollo de resistencia supuestamente a través de la aceleración de la hidratación del silicato tricálcico. Se ha propuesto el empleo de carbonato de magnesio finamente dividido para acelerar los tiempos de fraguado de cementantes hidráulicos.

5.6. Empleo con cementos especiales

La efectividad del cloruro de calcio para producir resistencia acelerada de concretos que contienen puzolanas, es proporcional a la cantidad de cemento en la mezcla. Pueden producirse varios efectos cuando se usa cloruro de calcio como aditivo en concretos que contienen cemento compensador de contracción. Si bien es cierto que el empleo de 1 a 2% de cloruro de calcio por peso del cemento es una práctica común, también es cierto que su uso reducirá la expansión e incrementará la contracción por secado. Cuando se utiliza con cemento compensador de contracción, Tipo M, por lo general actuará como retardante debido a su efectividad en retardar la hidratación de aluminatos. Se sabe que con los tres tipos de cementos compensadores de contracción, acelera el desarrollo de resistencia temprana debido, probablemente, a la formación acelerada de etringita. Los datos disponibles, limitados y contrarios acerca del efecto de la aceleración sobre el comportamiento de concretos con cementos compensadores de contracción, o cementos autoesforzantes, sugieren que el concreto que se propone emplear se deben evaluar con el aditivo acelerante para determinar su efecto.

El cloruro de calcio no debe utilizarse con cementos de alto contenido de alúmina, puesto que causa un efecto retardante en la hidratación de los aluminatos. Del mismo modo, el cloruro de calcio y el carbonato de potasio retardan el tiempo de fraguado de cementos de fraguado regulado, y reducen el desarrollo de resistencia temprana por la acción del componente de fluoroaluminato de calcio. No obstante, las resistencias después de un día se mejoran con estas adiciones. No existen datos suficientes sobre el empleo de acelerantes con cemento Portland con escoria de alto horno, o de otros cementos mezclados, que justifiquen conclusiones sobre el efecto de su combinación en el concreto. Un programa de pruebas exploratorias debe preceder al empleo de aditivos con estos cementos.

Para el control del concreto deben practicarse las pruebas usuales, tales como las de revenimiento, peso unitario y contenido de aire. Si hay dificultades en la compactación y en el acabado apropiados del concreto, debe revisarse la cantidad de acelerante empleado.

5.7. Efectos sobre el concreto fresco y endurecido

Los efectos de los acelerantes sobre algunas de las propiedades del concreto son los siguientes:

Tiempo de fraguado:

Se reduce el tiempo de fraguado, tanto el inicial como el final. El grado de reducción varía según la cantidad de acelerante empleada, la temperatura del concreto y la temperatura ambiente. Las cantidades excesivas de algunos acelerantes pueden causar un fraguado muy rápido, o por el contrario, el aditivo actúa como retardante. Sin embargo, de acuerdo a los estudios realizados en diversas tesis, en muchos casos las reducciones o incrementos en el tiempo de fragua inicial y final dependerán de la relación a/c de la mezcla de concreto, así como del tipo de cemento utilizado, lo cual se verá en la sección 5.8.1.

LA norma NTP 334.088 indica las reducciones mínimas y máximas en el tiempo de fragua que debe originar un aditivo acelerante para ser considerado como tal.

Inclusión de aire:

Generalmente se requiere menos aditivo inclusor de aire para producir el contenido requerido de aire. No obstante, en algunos casos, se obtienen burbujas de mayor tamaño y factores más elevados de espaciamiento que reducen los efectos benéficos del aire incluido deliberadamente.

Calor de hidratación:

Se obtiene liberación temprana de calor, pero no se observa efecto apreciable sobre el calor total de hidratación.

Resistencia

La resistencia a la compresión se incrementa de manera sustancial a edades tempranas. La resistencia final puede reducirse ligeramente. El incremento en la resistencia a la flexión usualmente es menor que el de la resistencia a la compresión.

Sin embargo, algunos aditivos acelerantes estudiados en la FIC-UNI no originan incrementos en las resistencias a la compresión a edades tempranas, en algunos casos los aditivos reducen las resistencias del concreto a edades tempranas, el comportamiento del concreto con aditivo dependerá de la relación a/c de la mezcla.

La norma NTP 334.088 indica los incrementos mínimos en las resistencias a la compresión y flexión del concreto con aditivo, respecto al concreto patrón.

Cambios de volumen

Los cambios de volumen se incrementan tanto con curado húmedo como en condiciones de secado. Existe el problema del grado del efecto causado por los acelerantes en oposición a otros factores que influyen en los cambios de volumen.

Resistencia a las heladas

La resistencia a la congelación y al deshielo, así como a la escamación causada por el empleo de sales deshelantes, se incrementa a edades tempranas, pero puede decrecer a edades posteriores.

Resistencia a los sulfatos

Por lo general, se disminuye la resistencia a los sulfatos.

Reacción álcali-sílice

La expansión producida por la reacción álcali-sílice es mayor. Esta puede controlarse mediante el empleo de cemento o puzolanas con bajo contenido de álcalis.

Corrosión de metales

El cloruro de calcio no debe usarse cuando se aplica al concreto reforzado curado con vapor, a no ser que las pruebas de aplicación específica demuestren la ausencia de corrosión objetable. La corrosión severa de encofrado permanente de acero galvanizado ha sido atribuida al uso de cloruro de calcio. El empleo de cloruro de calcio en las cantidades recomendadas no causa corrosión progresiva del refuerzo tradicional en concreto reforzado comúnmente en condiciones normales en las que las varillas tienen suficiente recubrimiento de concreto. En el informe ACI 212 aparece información específica sobre el tema de la corrosión y el cloruro de calcio.

5.8. Evaluación y selección

La decisión de emplear un acelerante a veces depende de el factor económico. Con frecuencia se pueden obtener los mismos resultados por otros medios tales como:

- El uso de cemento adicional
- El empleo de calor
- El uso de un método diferente o más prolongado de curado y protección
- Una combinación de los puntos señalados

En algunos casos el método más económico y conveniente para obtener los resultados deseados es el empleo de un aditivo.

5.9. Control de compras

El cloruro de calcio debe cumplir con los requisitos de la ASTM D 98, sólido o líquido; para otros materiales, el fabricante debe especificar la formula. Todos los acelerantes deben cumplir la norma ASTM C 494 para tipo C o E. Esta norma nos proporciona los parámetros que debe cumplir el concreto con aditivo para que el aditivo se considere como tal. En el análisis de los aditivos acelerantes que desarrollaremos en las secciones siguientes usaremos los parámetros indicados en esta norma para evaluarlos.

5.10. Dosificación y empleo

La cantidad exacta de aditivo acelerante, necesaria para obtener la aceleración deseada del tiempo de fraguado y del desarrollo de resistencia, depende de condiciones locales, pero, generalmente, se añade de 1 a 5% por peso del cemento. En los estudios realizados en las tesis FIC-UNI se observa que este porcentaje es variable, debido a que los aditivos son utilizados en concretos elaborados con distintos materiales, distintas relaciones agua/cemento, etc.

El cloruro de calcio se debe introducir en la mezcla de concreto en forma de solución. La preparación de una solución estándar con cloruro de calcio seco requiere que el usuario tenga presente el porcentaje de cloruro de calcio, el cual se requiere esté impreso en el recipiente. Una solución estándar adecuada debe contener el equivalente a 0.45 kg. de cloruro de calcio por litro. Al preparar una solución estándar con material seco, el cloruro de calcio debe agregarse al agua en vez de que el agua se agregue a éste, ya que puede formarse una nata difícil de disolver. La concentración de la solución puede verificarse verificando la densidad, que debe ser de 1.28 ± 0.05 gr./ml a 23°C. En algunas partes pueden encontrarse soluciones de cloruro de calcio líquido conforme a la ASTM D 98. Ya sea para la solución estándar o para otras soluciones, la cantidad agregada debe sustraerse del agua requerida para la relación agua/cemento deseada. Los sistemas automáticos de dosificación se encuentran fácilmente, y se le recomiendan para asegurar una adición precisa y uniforme de cloruro de calcio en forma líquida.

5.11. Proporciones para concreto

Las proporciones de la mezcla para concreto que contienen un acelerante, deben ser las mismas que para concreto sin acelerante. Generalmente el volumen de aditivo a utilizar es restado al volumen total de agua.

Usualmente, la dosis máxima recomendada de cloruro de calcio es de 2% por peso de cemento Portland.

5.12. Control del concreto

Deben efectuarse pruebas cuando no se disponga de información adecuada para evaluar el efecto de un aditivo particular sobre las propiedades de una mezcla en obra empleando materiales de la obra, a temperaturas esperadas en la obra y con procedimientos de construcción de la obra. Los fabricantes de muchos aditivos patentados afirman que tienen propiedades acelerantes del endurecimiento y del desarrollo de resistencia. Puesto que algunos de estos materiales contienen cloruro de calcio, el usuario debe determinar si el aditivo

que está considerando; en el caso de que lo tenga debe considerar el porcentaje por peso del cemento que su empleo introducirá en el concreto. Después debe evaluarse de acuerdo con esto el potencial de corrosión en servicio.

5.13. Evaluación de los resultados de tesis anteriores

En los estudios realizados en las tesis elaboradas en la UNI tenemos 13 aditivos acelerantes, estudiados en 21 tesis. Dentro de estos aditivos se observan dos grupos: los aditivos “comerciales”, y los cloruros. Estos aditivos han sido estudiados en diferentes mezclas de concreto, donde varía el tipo de cemento, la relación agua/cemento, la dosificación de aditivo, etc.

Los aditivos “comerciales”, cuya composición no es proporcionada por las empresas comercializadoras debido a que podrían ser copiados, ocasionalmente sólo indican algunos de los compuestos básicos, específicamente si entre sus componentes existen cloruros o son libres de éstos, para indicar la posibilidad de utilizarse en concreto reforzado. Debido al desconocimiento de la composición de estos aditivos, ya que las empresas sólo indican la presencia de algún componente, la interpretación de los resultados es imposible, pudiéndose tan sólo efectuar comparaciones entre los resultados de los estudios realizados. Actualmente, algunas empresas adjuntan a la ficha técnica del aditivo una ficha de datos de seguridad, en la que se indican los componentes principales del aditivo, precauciones en su empleo, acciones a seguir ante posibles accidentes con el aditivo, etc.

Se han efectuado también estudios sobre el uso de cloruros como aditivos acelerantes. Se han estudiado las propiedades del cloruro de calcio y el cloruro de sodio como aditivos acelerantes, obteniéndose resultados satisfactorios.

En las secciones siguientes se presenta un análisis de los estudios de tesis efectuados en la FIC-UNI, comparando los resultados obtenidos con los

requisitos indicados en la norma NTP 334.088, para así determinar si los aditivos cumple los requerimientos de ésta norma.

Para tal fin, se dividen los aditivos “comerciales” en aditivos con cloruros y aditivos libres de cloruros. Cabe señalar que en algunas de las tesis no se pueden extraer conclusiones sobre el desempeño del aditivo acelerante, ya que son empleados en combinación con otros aditivos (aditivos plastificantes y/o incorporadores de aire), los cuales originan cambios adicionales en las propiedades, los cuales no se pueden tomar por separado.

5.13.1. Aditivos Comerciales con presencia de cloruros

5.13.1.1. Aditivo Acelerante Plastocrete 161 HE

El aditivo Plastocrete 161 HE, fabricado por la empresa Sika Perú, se presento como un aditivo a base de Cloruro de Calcio, clasificado como tipo C y E de la norma NTP 334.088.

Este aditivo ya no se encuentra en el mercado, ya que por contener cloruro de calcio no puede utilizarse en concreto estructural, sin embargo el comportamiento del concreto con éste aditivo ha sido ampliamente estudiado, para concreto preparado con distintos tipos de cemento.

Existen cinco tesis, las cuales se enumeran a continuación, donde indicamos el tipo de cemento usado, así como la proporción óptima que se halló en cada estudio. Debe observarse que en cada estudio se probaron rangos distintos de cantidad de aditivo usado, lo que nos da un conocimiento amplio del comportamiento del aditivo.

En la tesis No 5 se prueba el aditivo en combinación con un aditivo plastificante, y en la tesis No 4 se utiliza el aditivo en combinación con un aditivo incorporador de aire. De la tesis No 4 podemos extraer algunas conclusiones, ya que en algunas proporciones se usa solamente el aditivo acelerante; en la tesis No 5 no se pueden extraer conclusiones que

ayuden en el estudio de este acelerante, ya que en todas las proporciones hechas se usan ambos aditivos.

1. "Efectos del aditivo plastificante acelerante Sikacrete (Plastocrete 161 HE) sobre las propiedades del concreto" (1992), Yanque Bernal. El estudio utiliza tres diseños cuyas relaciones agua cemento son: 0.40, 0.50 y 0.60, con Super Cemento Atlas Puzolánico IP; se utilizaron dos dosificaciones de aditivo: 1 y 2% de aditivo acelerante Plastocrete 161 HE en peso de cemento.

- La fluidez no se incrementa significativamente, por lo que solo deberá considerarse al aditivo como tipo C, el contenido de aire y la exudación no varían significativamente.
- El tiempo de fragua inicial y final disminuye en mayor magnitud cuando se utiliza 1% de aditivo, esta disminución es similar para los distintos diseños. El tiempo de fragua inicial disminuye entre 60 y 76 minutos, y el tiempo de fragua final disminuye entre 70 y 96 minutos, lo que cumple la norma NTP 334.088.
- Los ensayos de resistencia a la compresión, tracción por compresión diametral y módulo de elasticidad estático solo se hicieron para el concreto normal y concreto con 2% de aditivo, por lo que no se puede hacer comparación con otra proporción de aditivo.
- La resistencia a la compresión a 1 día de edad se incrementa entre 15 y 50%, observándose un mayor incremento en la resistencia de las mezclas mas pobres. La resistencia a la compresión a los 3 días de edad se incrementa entre 5 y 30%. Se observa un mayor incremento en las resistencias de las mezclas más pobres. La resistencia a la compresión a edades mayores no varía significativamente.
- Este aditivo cumple los requerimientos de la norma NTP 334.088 en algunos de los diseños, debido a que la resistencia a los 3 días no se incrementa en 25% o más para todos los casos.

2. "Características Físicas del Concreto Fresco y Endurecido por la adición de un acelerante de fragua, usando Cemento Portland tipo II", (1996), Costa Farfán. En este estudio se utilizan las relaciones agua

cemento 0.60, 0.65 y 0.70, con cemento tipo II Andino; a cada cual se le añade aditivo en 0.3, 0.65 y 1% de aditivo acelerante Plastocrete 161 HE en peso de cemento.

- La fluidez no se incrementa significativamente, por lo que solo deberá considerarse al aditivo como tipo C; la exudación no varía significativamente.
- El comportamiento del tiempo de fragua no es uniforme para las distintas dosificaciones de agua/cemento, el aditivo no tiene mayor efecto para la relación a/c 0.60. El tiempo de fragua inicial disminuye en mayor proporción para 0.35% de aditivo, disminuyendo entre 25 y 47 minutos, para otras proporciones de aditivo se obtienen reducciones similares y menores. El tiempo de fragua final disminuye en mayores magnitudes, excepto para la relación a/c 0.60 para la cual no se modifica favorablemente el tiempo de fragua final; el contenido óptimo para la reducción del tiempo de fragua final para las relaciones a/c 0.65 y 0.70 es 0.35% en peso de cemento, para la cual se presenta una reducción entre 75 y 80 minutos.
- Se observa que la dosificación óptima para reducir el tiempo de fragua es de 0.35%, siendo insuficientes las reducciones del tiempo de fragua inicial, así como no influyendo en el tiempo de fragua final para la dosificación de a/c 0.60. El aditivo no cumple la norma NTP 334.088 en lo referente a la reducción del tiempo de fragua.
- Observando la resistencia a la compresión de los distintos diseños de mezcla a distintas edades se concluye que el contenido óptimo de aditivo para el incremento de la resistencia a la compresión es de 1%. A la edad de 1 día se incrementa la resistencia a la compresión entre 22 y 85%. Los incrementos a los 3 días de edad varían entre 13 y 30%. A los 7 días de edad la resistencia se incrementa entre 4 y 19%, y a edades mayores los incrementos son superiores a 10%.
- La dosificación óptima para incrementar las resistencias del concreto a edades tempranas es de 1%, estos incrementos presentan variaciones debido a la relación a/c, por lo cual no es posible definir un comportamiento patrón. El aditivo no cumple las especificaciones de

la norma NTP 334.088, dado que los incrementos de resistencia a la edad de 3 días no superan en su totalidad el 25% requerido.

3. "Concreto de alta resistencia inicial, con cemento Portland tipo I y Aditivo Acelerante", (1997), Jara Chumbes. En este estudio se usan las relaciones a/c 0.40, 0.50 y 0.60, con cemento Portland tipo I Sol; a cada diseño se le añaden dosificaciones de aditivo de 1, 2 y 3% de aditivo acelerante Plastocrete 161 HE en peso de cemento.

- La fluidez se incrementa hasta en 50% para los diseños con 2% de aditivo, la exudación y el contenido de aire no se incrementan significativamente.
- La dosificación óptima de aditivo para la reducción del tiempo de fragua es de 1%. El tiempo de fragua inicial se reduce entre 22 y 30 minutos, y el tiempo de fragua final se reduce entre 17 y 26 minutos.
- Como se observa, estos valores de reducción de el tiempo de fragua son insuficientes de acuerdo a la norma NTP 334.088, por lo que el aditivo no cumple con los requerimientos de ésta norma.
- La dosificación óptima de aditivo para lograr el máximo incremento en la resistencia a la compresión es la de 3% de aditivo en peso de cemento. La resistencia a la compresión se incrementa a las 18 horas entre 25 y 60%, para 1 día se incrementa entre 20 y 45%. A edades posteriores la resistencia no se incrementa significativamente.
- El aditivo no cumple los requisitos de la norma NTP 334.088, ya que no reduce los tiempos de fragua dentro de los límites requeridos, ni incrementa la resistencia a ala compresión.

4. "Determinación de las características físicas y mecánicas del concreto fresco y endurecido fabricado en altura y clima riguroso con Cemento Portland tipo I y aditivo acelerante e incorporador de aire" (1997) relaciones agua cemento : 0.40, 0.50; dosificaciones de aditivo acelerante: 0.3, 0.4% de aditivo acelerante Plastocrete 161 HE en peso de cemento, y dosificaciones aditivo Murox Aer incorporador de aire: 12, 15 y 17 cc.

- En este estudio se puede ver la acción del aditivo de manera individual, ya que se realizaron diseños con 0.3% 0.4% de aditivo acelerante, utilizando en otros diseños el aditivo incorporador de aire con el aditivo acelerante. No se efectuaron ensayos de tiempo de fragua, por lo que sólo veremos las resistencias a la compresión.
- Se puede observar que el aditivo no tiene efecto para el diseño con a/c 0.40, pero para el diseño con a/c 0.50 presenta resultados superiores a los encontrados en otras tesis. Se obtienen mejores resultados para el contenido de aditivo de 0.3%.
- Para el diseño con a/c 0.50 la resistencia a la compresión a 1 día se incrementa en 97 y 52%, para 0.3% y 0.4% de aditivo, respectivamente. A 3 días el incremento de la resistencia esta entre 57 y 52%, para 0.3% y 0.4% de aditivo, respectivamente. Para las demás edades la resistencia no varía significativamente con respecto al patrón.
- Nótese que el aditivo cumple las normas NTP 334.088 en lo referente a resistencia a la compresión para el diseño con a/c 0.50 con 0.3 y 0.4% de aditivo. Para el diseño con a/c 0.40 el aditivo no presenta propiedades acelerantes.

5. "Efectos sobre las propiedades del concreto por le uso de dos aditivos, un acelerante de fragua y un plastificante" (1997) relaciones agua cemento : 0.45, 0.50; dosificaciones de aditivo acelerante: 0.2, 1, 2.5% de aditivo acelerante Plastocrete 161 HE en peso de cemento, y dosificaciones de aditivo plastificante Plastiment HE: 0.3, 0.5% en peso de cemento.

- Este estudio no nos proporciona datos que nos sirvan para el análisis del aditivo, ya que se utiliza en todos los diseños de mezcla en combinación con un aditivo plastificante, por lo que no se puede estudiar independientemente de este.

El aditivo acelerante Plastocrete 161 HE fue ensayado en un rango de 0.3 a 3% en peso de cemento, en 5 tesis. Este aditivo ha sido el más estudiado en temas de tesis enfocadas a aditivos acelerantes, y fue uno

de los más usados en el mercado nacional. De acuerdo a los ensayos se puede concluir que el contenido óptimo de aditivo esta en el rango de 0.3 a 1%, el contenido exacto de aditivo varía de acuerdo al a/c del diseño y al tipo de cemento. Obsérvese además que el comportamiento del concreto con aditivo dependerá de la temperatura de elaboración, ya que se obtuvieron mejores resultados en estudios realizados en clima riguroso (Flores Jiménez – 1997), con una menor cantidad de aditivo (0.3%), en cambio, para pruebas hechas en temperaturas mayores se requirieron mayores dosis de aditivo (1%). Además, en todas las tesis estudiadas el aditivo tiene un mayor efecto en las mezclas con mayor relación a/c. Sin embargo el aditivo no tiene un comportamiento definido en ningún caso, ya que en algunos diseños no muestra propiedades de aditivo acelerante.

5.13.1.2. Aditivo Acelerante Adikret WRA

Comercializado por la empresa Adi Kret S.A., es presentado como un aditivo acelerante con presencia de cloruro de calcio, que cumple las normas NTP 334.088, tipo C y E.

En la tesis "Efectos del aditivo acelerante y reductor de agua sobre el concreto usando cemento Portland tipo IP" (1999) - Roca García, se estudia el comportamiento de este aditivo usando tres proporciones de agua/cemento: 0.40, 0.50 y 0.60, con cemento Portland tipo IP Atlas Puzolánico, para cada una de estas relaciones se usan tres proporciones de aditivo: 1/8, 1/4 y 3/8 de litro de aditivo por bolsa de cemento. De acuerdo a los estudios realizados se anotan las siguientes observaciones:

- La proporción óptima de aditivo para la reducción en el tiempo de fragua, así como para el incremento de la resistencia a la compresión es 3/8 de lt de aditivo, por lo cual sólo nos referiremos a las proporciones preparadas con este contenido de aditivo, ya que para proporciones menores de aditivo se logran reducciones en los tiempos de fragua e incrementos en la resistencia a la compresión menores a los obtenidos con la proporción máxima de aditivo.

- El aditivo incrementa la fluidez en 40% para todas las proporciones.
- El aditivo acelera el tiempo de fragua inicial para todas las proporciones, reduciéndolo entre 32 y 51 minutos. El tiempo de fragua final también se reduce para todas las proporciones, entre 41 y 62 minutos.
- Como se observa, el aditivo no cumple los requerimientos de la norma NTP 334.088 en lo referente a los tiempos de fragua.
- El incremento de la resistencia a la compresión a 1 día no es significativo (varía entre 5 y 8%). La resistencia a la compresión a los 3 días se incrementa entre 20 y 37%. La resistencia a la compresión a los 7 días se incrementa en 25% para todas las proporciones. Los valores de la resistencia a la compresión a los 14 días se incrementan entre 15 y 24%, y a 28 días también se incrementa en 15%.
- Este aditivo no cumple las normas NTP 334.088, por lo cual no puede ser considerado como acelerante. Se observa que este aditivo reduce los tiempos de fragua a valores cercanos a los mínimos requeridos por la norma, y cumple con las especificaciones de incremento de la resistencia a la compresión a la edad de 3 días (entre 20 y 37%), además incrementa la resistencia a la compresión a la edad de 7 días en 25% para todas las proporciones.
- Cabe indicar que no se efectuaron pruebas con cantidades mayores de aditivo, lo cual podría mejorar los resultados obtenidos.

5.13.1.3. Aditivo Acelerante Murox 3

El aditivo acelerante Murox 3, comercializado por la empresa Michel Fort Ings. S.A., a base de cloruro de calcio, es estudiado en la tesis "Efectos de un aditivo acelerante de fragua sobre las propiedades del concreto con cemento Portland tipo V", (1995), Gomez Cabrera. En este estudio se usan tres proporciones de a/c: 0.40, 0.45 y 0.50; a cada una de estos diseños se le añade aditivo en proporciones de aditivo/agua de 1/3, 1/6 y 1/10. De los estudios realizados se observa lo siguiente:

- La proporción óptima de aditivo para la reducción en el tiempo de fragua, así como para el incremento de la resistencia a la compresión es la relación aditivo : agua de 1:3, por lo cual solo nos referiremos a las proporciones preparadas con este contenido de aditivo, ya que con contenidos menores de aditivo se observan resultados inferiores a los obtenidos con ésta proporción.
- El aditivo acelera el tiempo de fragua inicial para todas las proporciones, reduciéndolo entre 89 y 99 minutos. El tiempo de fragua final también se reduce para todas las proporciones, entre 117 y 123 minutos.
- El aditivo cumple las especificaciones de la norma NTP 334.088 en lo referente a la reducción de los tiempos de fragua.
- La resistencia a la compresión a 1 día se incrementa entre 23 y 40% para todas las proporciones, a los 3 días los incrementos varían entre 24 a 36%, a los 7, 14, 28 y 42 días se incrementan entre 15 y 25% para todas las proporciones.
- El aditivo cumple los requerimientos de la norma NTP 334.088, tanto en lo referente a las reducciones en los tiempos de fragua como en los incrementos en las resistencias.

5.13.1.4. Aditivo Acelerante Accelguard HE

El aditivo Accelguard HE, comercializado por la empresa EUCO S.A., es presentado como un aditivo acelerante y reductor de agua para concretos, a base de cloruros. Este aditivo ha sido estudiado en la tesis "Características del concreto con Aditivos acelerante e incorporador de aire y cemento Portland tipo I fabricado en la ciudad de Huancayo", (2002), Castro Napaico. En este estudio se estudia el aditivo acelerante en combinación con el aditivo incorporador de aire Air Mix 200, comercializado por la misma empresa. Se estudian tres proporciones a/c: 0.40, 0.45 y 0.50; a cada diseño patrón se añaden 700 cm³ por bolsa de cemento de aditivo acelerante y 20 cm³ de aditivo incorporador de aire, por lo que los resultados obtenidos reflejan la influencia de ambos

aditivos usados simultáneamente. De acuerdo a estos estudios se observa lo siguiente:

- El tiempo de fragua inicial se reduce entre 54 y 66 minutos, el tiempo de fragua final se reduce entre 73 y 80 minutos.
- Los valores de reducción de tiempo de fragua son similares a los requeridos por la norma NTP 334.088.
- La resistencia a la compresión a 1 día se incrementa entre 13 y 39% para todas las proporciones, no se hicieron ensayos a los 3 días, a los 7 días los incrementos varían entre 20 y 31%, a los 14 días los incrementos varían entre 6 y 13%, a las edades de 28 y 42 días se incrementan entre 15 y 25% para todas las proporciones. Debido a que no se evaluaron las resistencias a los 3 días de edad no se puede determinar si el aditivo cumple la norma ASTM C 494, sin embargo el aditivo origina incrementos significativos a 1, 7 y 14 días de edad. Debe tenerse en cuenta que estos incrementos serán mayores en concretos con aditivo acelerante solamente, ya que al haber usado un aditivo incorporador de aire la resistencia a la compresión del concreto se reduce, debido a la incorporación de aire.
- No se puede determinar si el aditivo cumple los requerimientos de la norma NTP 334.088, ya que no se hicieron estudios de resistencia a la edad de 3 días.

5.13.2. Aditivos Comerciales libres de Cloruros

5.13.2.1. Aditivos Acelerante Murox 2

Este aditivo, comercializado por la empresa Michel Fort Ings. S.A., ha sido estudiado en la tesis "Efectos del aditivo acelerante de fragua ultra rápido sobre pastas de cemento con Cemento Portland tipo I y cemento Portland puzolánico tipo IP". En esta tesis, se ensaya el aditivo sobre pasta de cemento, por lo que no es posible realizar una evaluación de los resultados, ya que los resultados obtenidos en ensayos sobre pastas de cemento no son los mismos que se presentan en concreto.

De acuerdo a los resultados presentados, se demuestra que el aditivo reduce significativamente los tiempos de fragua de la pasta de cemento preparada con los dos tipos de cemento antes mencionados, lo cual nos indica que el aditivo al ser usado en concreto reduciría los tiempos de fragua.

5.13.2.2. Aditivo Acelerante Chema Estruct

Comercializado por la empresa Chem Masters del Perú S.A. el aditivo Chema Estruct es presentado como un acelerante de fragua y anticongelante en climas fríos, e inhibidor de corrosión. Se indica que este aditivo tendrá mayor eficacia a menores temperaturas.

Este aditivo es ensayado en dos tesis:

1. "Determinación de las propiedades del concreto con la adición de un aditivo acelerante de fragua con cemento Portland tipo II", (1997), Perales Pachares. En este estudio se prueban tres proporciones de agua/cemento: 0.40, 0.50 y 0.60, con cemento tipo II Andino; para cada diseño se añaden tres proporciones de aditivo: 250, 375 y 500 cc de aditivo acelerante Chema Estruct por bolsa de cemento. De acuerdo a los estudios realizados se anotan las siguientes observaciones:

- La proporción óptima del aditivo para todas las proporciones de agua/cemento es de 500 cc, por lo cual solo nos referiremos a esta dosificación, ya que para dosificaciones menores los valores obtenidos tanto en la reducción del tiempo de fragua e incremento de resistencias son inferiores a los obtenidos con la dosificación óptima.
- La fluidez se incrementa en un 15% aproximadamente, además el aditivo incorpora aire en menos de 1%.
- El aditivo acelera el tiempo de fragua inicial para todas las proporciones, reduciéndolo entre 13 y 27 minutos. El tiempo de fragua final también se reduce para todas las proporciones, entre 39 y 48 minutos.

- Como se observa, estos valores son menores a los requeridos por la norma NTP 334.088.
- El incremento de la resistencia a la compresión a 1 día varía entre 20 y 42% con respecto al patrón. La resistencia a la compresión a los 3 días se incrementa significativamente solo para las proporciones de a/c 0.50 y 0.60, en las que se produce un incremento del 23 y 27% respectivamente. La resistencia a la compresión a los 7 días se incrementa significativamente solo para la proporción a/c 0.60, en la que se produce un incremento del 18%. Los valores de la resistencia a la compresión a los 14 y 28 días no sufren cambios significativos.
- Este aditivo no cumple los requerimientos de la norma NTP 334.088, por lo cual no puede ser considerado como acelerante. Los valores de reducción del tiempo de fragua inicial son muy distantes de los valores mínimos requeridos por la norma, pero los valores de incremento porcentual de resistencia a la compresión son significativos, por lo que se recomienda su uso sólo para este fin. Se observa que la cantidad de aditivo óptima es de 500 cc por bolsa de cemento, no habiéndose realizado ensayos con una cantidad mayor de aditivo, por lo que no se sabe concluyentemente si a mayor cantidad de aditivo se obtengan mejores resultados. En atención a esta última observación y a los ensayos realizados en la presente tesis, se recomienda el ensayo de este aditivo en mayores proporciones a las ya ensayadas.

2. "Efectos de un aditivo acelerante sobre concreto con cemento Portland tipo I", (2001), Medina Vásquez. En este estudio se prueban tres proporciones de agua/cemento: 0.40, 0.45 y 0.50, con cemento tipo I Sol, para cada cual se añaden tres proporciones de aditivo: 250, 375, 500 cc por bolsa de cemento. De acuerdo a los estudios realizados se anotan las siguientes observaciones:

- El aditivo no actúa como acelerante de fragua, por el contrario, la mayor parte de las proporciones actúa como retardante.
- El contenido óptimo de aditivo para lograr mayores incrementos en la resistencia a la compresión es 500 cc. No se determinó la resistencia a la compresión a la edad de 3 días, por lo cual no es posible efectuar

una evaluación con los requerimientos de la norma NTP 334.088. La resistencia a la compresión a la edad de 7, 28 y 45 días se redujo en la mayoría de los casos.

- Este aditivo no actúa como acelerante en este estudio, por el contrario, actúa como retardante.

El aditivo acelerante usado en concreto con cemento tipo II Andino (Perales Pacheres) demostró propiedades acelerantes, siendo el contenido óptimo de aditivo 500 cc por bolsa de cemento. En el otro estudio, realizado con cemento tipo I Sol, el aditivo no tuvo influencia como acelerante, actuando inclusive como retardante de fragua y reductor de resistencias.

5.13.2.3. Aditivo Acelerante Chema Puzolana

Comercializado por la empresa Chem Masters del Perú S.A., este aditivo es presentado como un aditivo acelerante libre de cloruros, para ser usado con cemento Portland Puzolánico tipo IP y PM.

Este aditivo es ensayado en la tesis "Efectos del aditivo acelerante de fragua especialmente elaborado para los concretos con cemento Puzolánico", (1995), Latorroca Coronado. En este estudio se prueban tres proporciones de agua/cemento: 0.60, 0.65 y 0.70, con cemento Super Cemento Atlas Puzolánico, para cada cual se añaden tres proporciones de aditivo: 250, 375 y 500 cc. por bolsa de cemento. De acuerdo a los estudios realizados se anotan las siguientes observaciones:

- Se observa que la cantidad óptima de aditivo varía de acuerdo a la proporción agua/cemento, este comportamiento se presenta en algunos aditivos, e indica que la aplicación en obra debe de ser cuidadosa y siempre en base a pruebas realizadas con los materiales a usar en obra.

- El aditivo actúa como acelerante de tiempo de fragua inicial para todas las proporciones, observándose mayores reducciones para 500 cc. de aditivo por bolsa de cemento para todos los diseños. El tiempo de fragua inicial se reduce entre 72 y 138 minutos, el tiempo de fragua final se reduce entre 52 y 96 minutos.
- Como se observa, el aditivo cumple la norma NTP 334.088 para 5 de los 6 diseños, reduciendo significativamente el tiempo de fragua inicial.
- La cantidad de aditivo necesaria para lograr el máximo incremento de la resistencia a la compresión varía de según el a/c del diseño. Así vemos que para la relación a/c 0.60 el contenido óptimo de aditivo es de 375 cc. por bolsa de cemento, para las relaciones a/c 0.65 y 0.70 es de 500 cc. por bolsa de cemento.
- Para la relación a/c 0.60 la resistencia a la compresión a 1 día de edad se incrementa en 38%, para 2 días se incrementa en 40%, para 3 días el incremento es de 24%, para los 7 días llega a 27%, y para 14 y 28 días el incremento es del 17%. Por lo que vemos el incremento se acerca a los límites requeridos por la norma, por lo cual consideramos que cumple.
- Para la relación a/c 0.65 y 500 cc. de aditivo la resistencia a la compresión a 1 día de edad se incrementa en 95%, para 2 días se incrementa en 23%, para 3 días el incremento es de 25%, para los 7 y 14 días llega a 9%, y para 28 días el incremento es del 14%. Por lo que vemos el incremento se acerca a los límites requeridos por la norma, por lo cual consideramos que cumple.
- Para la relación a/c 0.70 la resistencia a la compresión a 1 día de edad se incrementa en solo 2%, para 2 días se incrementa en 21%, para 3 días el incremento es de 18%, para los 7 días llega a 24%, y para 14 y 28 días el incremento es del 11%. Por lo que vemos el incremento se acerca a los límites requeridos por la norma, por lo cual consideramos que cumple.
- Este aditivo cumple la norma NTP 334.088 para dos de los diseños, el diseño con a/c 0.60 con 375 cc. de aditivo y el diseño con 0.65 y 500 cc. de aditivo, por lo cual se considera como acelerante con ciertas restricciones. Se observa que la cantidad de aditivo óptima es

variable, ya que depende de la relación a/c de la mezcla. Como se ha visto para diseños con a/c 0.60 la cantidad de aditivo óptima es de 375 cc., y para diseños con a/c mayores se deberá utilizar 500 cc. de aditivo.

5.13.2.4. Aditivo Acelerante Adikret Rápido

Comercializado por la empresa Adi Kret S.A., es presentado como un aditivo acelerante libre de cloruros. En la tesis "Propiedades del Concreto al estado fresco y endurecido con aplicación de aditivo acelerante utilizado cemento Portland tipo V" (1999-Ly Mendoza), se usan tres proporciones de agua/cemento: 0.40, 0.45 y 0.50, con cemento tipo V Andino; para cada una de estas relaciones se usan dos proporciones de aditivo: 0.5 y, 0.75 lt de aditivo por bolsa de cemento. De acuerdo a los estudios realizados se anotan las siguientes observaciones:

- Este aditivo solo sirve como acelerante de tiempo de fragua, dado que en todos las proporciones estudiadas la resistencia a la compresión se reduce. La fluidez no se incrementa considerablemente
- La proporción óptima del aditivo para la reducción del tiempo de fragua para todas las proporciones de a/c es de 0.75 lt., por lo cual solo nos referiremos a esta dosificación, ya que con 0.5 lt. de aditivo las reducciones en el tiempo de fragua son inferiores a las obtenidas con 0.75 lt. de aditivo.
- El aditivo acelera el tiempo de fragua inicial para todas las proporciones, reduciéndolo entre 49 y 92 minutos. El tiempo de fragua final también se reduce para todas las proporciones, entre 54 y 93 minutos.
- Como vemos, para algunas proporciones los valores cumplen o se acercan a los requerimientos de la norma NTP 334.088, en lo referente a las reducciones en los tiempos de fragua.
- La resistencia a la compresión en todos los casos se reduce, por lo que el aditivo no puede ser considerado como tipo C.

- Este aditivo no cumple las normas NTP 334.088, por lo cual no puede ser considerado como acelerante. Según el estudio realizado, solo podría usarse acelerante de fragua, teniendo en consideración las reducciones en los valores de resistencia a la compresión.

5.13.2.5. Aditivo Acelerante Chema 3

Comercializado por la empresa Chem Masters del Perú S.A., este aditivo es presentado como un acelerante de fragua y endurecedor de concretos y morteros, que produce ganancias tempranas en la resistencia a la compresión.

Este aditivo es evaluado en la tesis "Estudio de las propiedades del concreto con un aditivo acelerante de alto poder que mejora la performance de la resistencia y fraguado usando cemento Portland tipo I", (1997-Arroyo Escudero). En este estudio se prueban tres proporciones de agua/cemento: 0.40, 0.45 y 0.50, con cemento tipo I Sol; para cada diseño se añaden tres proporciones de aditivo: 1, 1.3 y 2 lt. por bolsa de cemento. De acuerdo a los estudios realizados se anotan las siguientes observaciones:

- El aditivo incrementa la fluidez del concreto considerablemente (hasta en 150%), así como el contenido de aire para la proporción a/c 0.40 (máx. 3%).
- El aditivo actúa como acelerante de tiempo de fragua inicial solo para la proporción a/c 0.50 (reduce el tiempo de fragua inicial como máximo en 50 min.), ya que para las otras dos proporciones actúa como retardante, lo cual muestra los diferentes comportamientos de un aditivo de acuerdo al contenido de cemento. De manera similar, el aditivo no acelera tiempo de fragua final, por el contrario, lo retarda.
- No se determinó la resistencia a la compresión a los 3 días de edad. A los 7 días solo se logra un incremento de 13% en la resistencia para el diseño con a/c 0.50 y 2 lt. de aditivo, para las demás edades no se

logran incrementos significativos, para las edades de 14 y 28 días no se presentan variaciones significativas.

- Este aditivo no cumple la norma NTP 334.088, por lo cual no puede ser considerado como acelerante, por el contrario, en la mayoría de las mezclas el aditivo actúa como retardante de tiempo de fragua. Debido a que no se efectuaron ensayos de compresión a los 3 días, no puede efectuarse una evaluación definitiva del aditivo. De los datos obtenidos vemos que el uso de este aditivo no es recomendable, dado que no se producen reducciones del tiempo de fragua ni incrementos significativos en la resistencia.

5.13.2.6. Aditivo Acelerante Muroxcrete 161 HE

Este aditivo, comercializado por la empresa Michel Fort Ings. S.A., es estudiado en la tesis "Influencia de un aditivo acelerante en concreto preparado con cemento Portland tipo IP", (1995), Trivilño Carranza. En este estudio se prueban cuatro proporciones de a/c: 0.40, 0.45, 0.50 y 0.55; para cada diseño se añade 1/8, 1/4 y 3/8 de galón de aditivo Muroxcrete 161 HE por bolsa de cemento. De acuerdo a los estudios realizados se observa lo siguiente:

- El aditivo actúa como acelerante de tiempo de fragua inicial y final para las proporciones de a/c 0.45, 0.50 y 0.55, sin embargo, para el diseño con a/c 0.40 el aditivo actúa como retardante de fragua. El tiempo de fragua se reduce en mayores magnitudes para los diseños con a/c mayores. Para el diseño con a/c 0.55 las reducciones en el tiempo de fragua inicial están entre 87 y 94 minutos para 1/4 y 3/8 de aditivo, respectivamente, y el tiempo de fragua final se reduce entre 97 y 101 minutos para 1/4 y 3/8 de aditivo, respectivamente. Para el resto de relaciones a/c las reducciones en los tiempos de fragua no son significativas.
- El aditivo solo cumple los requerimientos de la norma NTP 334.088 en lo referente al tiempo de fragua para la relación a/c 0.55 con 1/4 y 3/8 de aditivo.

- El incremento de la resistencia a la compresión a 1 día llega a 28% para el diseño de a/c 0.55 con 3/8 de aditivo, siendo inferiores para las demás proporciones. La resistencia a la compresión a los 3 días se incrementa entre 37 y 47% para el diseño de a/c 0.55 con 1/4 y 3/8 de aditivo, respectivamente, para las demás proporciones con 3/8 de aditivo los incrementos están entre 10 y 14%. El incremento de la resistencia a los 7 días varía entre el 17 y 36% para todas las proporciones con 3/8 de aditivo. A los 14, 28 y 42 días los incrementos en las resistencias varían entre 18 y 36% para los diseños con 3/8 de aditivo. Nótese que se logran mayores incrementos en la resistencia a la compresión para el diseño con a/c 0.55 y 3/8 de aditivo. El aditivo muestra mayor eficacia para los diseños con a/c mayores, en este caso para el diseño a/c 0.55 el aditivo muestra una mayor eficacia. El aditivo cumple los requerimientos de la norma NTP 334.088 en lo referente a la resistencia a la compresión para todas las proporciones.
- El aditivo cumple los requerimientos de la norma NTP 334.088 sólo para el diseño con a/c 0.55, ya que los tiempos de fragua solo son reducidos en la cantidad requerida para éste diseño. Sin embargo los incrementos en las resistencias a la compresión de todos los diseños con aditivo son significativas, superando los requerimientos de la norma, por lo que se podría utilizar para incrementar las resistencias a edades tempranas.

5.13.2.7. Aditivo Acelerante Sika Rapid 1

Comercializado por la empresa Sika Perú S.A., este aditivo es presentado como un acelerante Tipo C de acuerdo a la norma NTP 334.088.

Este aditivo es ensayado en la tesis "Efectos del aditivo Sika Rapid 1 sobre las propiedades del concreto", (1998), Martínez Vargas. En este estudio se prueban cinco proporciones de a/c: 0.46, 0.50, 0.56, 0.63 y 0.69, con cemento tipo I Andino, para cada diseño se añade 2% de aditivo

en peso de cemento, dado que en el estudio se determinó ésta proporción como óptima de aditivo, dado que reduce en mayor magnitud los tiempos de fragua, así como incrementa las resistencias a la compresión. De acuerdo a los estudios realizados se anotan las siguientes observaciones:

- El aditivo actúa como acelerante de tiempo de fragua inicial para todas las proporciones de a/c 0.50, reduciendo este entre 35 y 60 minutos. El tiempo de fragua final se reduce también para todas las proporciones, entre 30 y 69 minutos.
- El incremento de la resistencia a la compresión a 1 día varía para cuatro de las proporciones entre 5 y 30%, reduciéndose para la proporción a/c 0.63 en 12%. La resistencia a la compresión a los 3 días se incrementa entre 15 y 30%. El incremento de la resistencia a los 7 días varía entre el 5 y 25% para todas las proporciones, y para la edad de 28 días se incrementa entre 5 y 18% para todas las proporciones. Nótese que se logran mayores incrementos en la resistencia a la compresión para diseños con mayor a/c, en este estudio los mayores incrementos se logran para el diseño con a/c 0.69.
- Este aditivo no cumple la norma NTP 334.088 para todas las proporciones, es decir, en algunas proporciones cumple con la reducción del tiempo de fragua más no para el incremento de resistencia, y en otras no se reduce el tiempo de fragua según los requerimientos pero si se incrementa la resistencia a la compresión, cabe señalar que para los casos en que no llega a los requerimientos de la norma los valores se aproximan mucho.

5.13.3. Uso de Cloruros

El uso de cloruros como acelerantes de fragua y de resistencias iniciales es frecuente, por ello en la UNI también se efectuaron estudios sobre la influencia de los cloruros sobre las propiedades del concreto, efectuándose los primeros estudios en el año 1966. Nótese que el uso de cloruros, así como los aditivos elaborados en base a estos, promueven el desarrollo de la

corrosión del acero del esfuerzo, por lo que en muchos países su uso ha sido limitado e incluso prohibido.

A continuación se presentan los estudios realizados con dos tipos de cloruros, el cloruro de calcio y el cloruro de sodio, que fueron ensayados en diferentes condiciones y en diferentes mezclas.

5.13.3.1. Cloruro de Calcio

El cloruro de calcio es el compuesto más usado como acelerante de fragua y de resistencias iniciales. Existen numerosos estudios realizados a nivel mundial, pero, como se mencionó ya anteriormente, su uso promueve la corrosión del acero de refuerzo, existiendo límites permisibles para su utilización, los cuales se han dado en la sección 5.3. A continuación se presentan 3 estudios, el primero de los cuales no nos proporciona datos que nos

1. "Efectos del aditivo acelerante sobre el concreto", (1966), Chang Lopez. En este estudio se utiliza cloruro de calcio como aditivo acelerante, sin embargo no se indica la dosificación en que se usa, ni se indica en que forma fue utilizado, por lo que no se pueden extraer conclusiones.

2. "Efectos del Cloruro de calcio sobre la resistencia a la compresión y módulo de elasticidad estático", (1967), Kuroiwa-Tejada. En este estudio, se ensaya un solo diseño, con a/c 0.62, preparado con 6 marcas de cemento tipo I: Andino, Atocongo, Chilca, Pacasmayo, Rumi y Sol. A cada diseño se le añade 2% de Cloruro de calcio (al 95%). De este estudio se concluye que:

En este estudio se usan proporciones idénticas para todas las proporciones, variando la marca de cemento, por lo que las mezclas obtenidas son de distintos asentamientos ($1\frac{1}{2}$ " a $4\frac{3}{4}$ "). Nótese que el estudio es del año 1966, por lo que algunos de los cementos ya no son

producidos, y los que se producen hasta hoy usan tecnologías mas modernas, lo cual hace que la composición de los cementos y otras características hayan variado mucho.

- La resistencia a la compresión a 3 días se incrementa entre 22 y 105%, a los 7 días el incremento está entre 6 y 58%, a los 14 días los incrementos están entre 2 y 41%, y a las edades de 28 y 42 días las resistencias disminuyen con respecto a la resistencia del concreto patrón.

3. "Efectos del Cloruro de calcio sobre las propiedades del concreto", (1996), Requena Soto. En este estudio se utilizan dos diseños de mezcla de a/c 0.61 con diferentes cementos, que son cemento tipo I Andino y cemento tipo I Sol. A estos dos diseños se le añade cloruro de calcio de distintas maneras, en 2% en peso de cemento. Se usan los siguientes las siguientes presentaciones de cloruro de calcio: aditivo Chema 5 (que contiene 35% de cloruro de Calcio), cloruro de calcio Solvay (que contiene de 77 a 80% de Cloruro de Calcio), cloruro de calcio químicamente puro Haën (97 a 103% de cloruro de Calcio), además se usa el sembrado (pasta de cemento endurecida y finamente molida) en 2% y complemento (pasta de cemento y cloruro de calcio endurecida y finamente molida). De este estudio se obtienen las siguientes conclusiones:

- La mayor reducción en el tiempo de fragua inicial y final se logra para 2% de cloruro, para todas las presentaciones de este. La fragua inicial y final se disminuye entre 2 y 3 horas, obteniéndose mejores resultados para el cloruro de calcio químicamente puro Haën, el cual reduce en 3 horas la fragua inicial y final. Como se observa, cumple los requerimientos de la norma NTP 334.088 para 1 y 2% de cloruro de calcio, con los dos tipos de cemento.
- La resistencia a la compresión a 1 día se incrementa entre 63 y 221%, a los 3 días el incremento varía entre 64 y 167%, a los 7 días el incremento está entre 56 y 130%, y a los 28 días las resistencias se incrementan entre 16 y 61% con respecto a la resistencia del concreto

patrón. Como se observa, el cloruro de calcio en 1 y 2% cumple los requisitos de la norma NTP 334.088, mostrando incrementos superiores a los observados en los demás aditivos comerciales.

5.13.3.2. Cloruro de Sodio

El uso de cloruro de sodio como aditivo acelerante ha sido estudiado en 2 tesis, las cuales se enumeran a continuación.

1. "Efectos del Cloruro de sodio sobre las propiedades del concreto", (1981), Guerra Motta. En este estudio se utiliza concreto con a/c 0.60 y cemento Portland tipo I Sol, a la cual se le añade cloruro de sodio en 0.5, 1, 1.5 y 2% en peso de cemento. De acuerdo a este estudio se obtienen las siguientes conclusiones:

- El tiempo de fragua inicial se disminuye en 16 minutos como máximo, y el tiempo de fragua final se disminuye en 27 minutos, como máximo. Como vemos estas reducciones son insuficientes, y no cumplen los requerimientos de la norma NTP 334.088.
- Los mayores incrementos en las resistencias a la compresión a edades tempranas se logran con 2% de cloruro de sodio. La resistencia a la compresión a 1 día se incrementa en 29%, a los 3 días el incremento es de 11%, a los 7 días es de 10%, a los 28 y 60 días la resistencia se reduce en 10%. Como vemos el cloruro de sodio no cumple los requerimientos de la norma NTP 334.088, ya que los incrementos no son suficientes a La edad de 3 días.

2. "Efectos del Cloruro de sodio en las propiedades del concreto", (1999), Vera Ortiz. En este estudio se utiliza concreto con $a/c = 0.56$ y a/c 0.45, con dos cementos tipo I de diferente fabrica, cemento Portland tipo I Sol y Andino. A estos diseños se le añade cloruro de sodio en 1 y 2% en peso de cemento. El cloruro de sodio usado es la sal corriente, con 99% de cloruro de sodio. De los estudios efectuados se observa:

- El tiempo de fragua inicial y final disminuye entre 85 y 90 con 1% de cloruro de sodio, y entre 125 y 135 para 2% de cloruro de sodio. Como vemos estas reducciones cumplen los requerimientos de la norma NTP 334.088 para ambas dosificaciones de cloruro.
- Los mayores incrementos en la resistencia a la compresión se producen cuando se utiliza 1% de cloruro de sodio.
- La resistencia a la compresión a 1 día se incrementa entre 13 y 91%, a los 3 días el incremento esta entre 10 y 26%, a los 7 días esta entre 5 y 12%, y a los 28 y 90 días la resistencia se reduce hasta en 10%. Como vemos el cloruro de sodio no cumple los requerimientos de la norma NTP 334.088 para todas las relaciones a/c, ya que los incrementos no son suficientes a los 3 días.

5.14. Conformidad de los aditivos con la norma NTP 334.088

En el cuadro 5.14.1 se presenta un resumen donde se enumeran los aditivos acelerantes estudiados en tesis FIC – UNI, indicando también si estos aditivos cumplen con los requerimientos de reducción en el tiempo de fragua e incremento en la resistencia a la compresión indicados en la norma NTP 334.088 (Cuadro 4.5.3).

CUADRO 5.14.1 – Cumplimiento de los Aditivos Acelerantes estudiados con la norma NTP 334.088

Aditivo	Tipo de Cemento Usado	Requerimientos de la norma NTP 334.088				
		Tiempo de Fragua		Resistencia a la Compresión		
		Inicial	Final	3 días	7 días	28 días
Plastocrete 161 HE	I Sol	No	No	No	Si	Si
	I Andino	No	Si	Si	Si	Si
	IP Atlas	Si	Si	Si	Si	Si
	I Sol	-	-	Si	Si	Si
Adikret WRA	IP Atlas	No	Si	Si	Si	Si
Murox 3	V Lima	Si	Si	Si	Si	Si
Accelguard HE	I Andino	Si	Si	-	Si	Si
Chema Struct	II Andino	No	No	Si	Si	Si
	I Sol	No	No	-	Si	Si
Chema Puzolana	IP Atlas	Si	Si	Si	Si	Si
Adikret Rápido	V Andino	Si	Si	No	No	No
Chema 3	I Sol	No	No	-	Si	Si
Muroxcrete 161 HE	IP Atlas	Si	Si	Si	Si	Si
Sika Rapid 1	I Andino	Si	Si	Si	Si	Si
Cloruro de Sodio	I Sol	Si	Si	Si	Si	No
	I Andino	Si	Si	No	Si	No
Cloruro de Calcio	I Sol	Si	Si	Si	Si	Si
	I Andino	Si	Si	Si	Si	Si

5.15. Aditivo acelerante Plastocrete 161 FL

Este aditivo ha sido desarrollado por la empresa Sika Perú S.A., y es presentado como un aditivo acelerante libre de cloruros, indicando en la hoja de seguridad que su componente principal es el nitrato de calcio. El desarrollo de este aditivo a base de nitrato de calcio se debe a la necesidad de obtener un aditivo acelerante libre de cloruros, ya que anteriormente se ofrecía el aditivo Plastocrete 161 HE, a base de cloruro de calcio, el cual no es recomendable en concretos con armadura de refuerzo.

En la hoja técnica y la hoja de seguridad (que se adjuntan en los anexos) se indican las características del aditivo, tales como la densidad y el consumo indicado. La hoja técnica indica un consumo de aditivo de 0.5 a 4% en peso

de cemento, sin embargo, a fin de determinar el comportamiento del concreto incluso a dosis mayores, se estudiaron las dosificaciones de 3, 4 y 5%.

El nitrato de calcio, componente básico de este aditivo, es una sal inorgánica soluble de la cual no se tienen muchos estudios disponibles. Venuat indica su utilización en una proporción de 0.3% en peso de cemento, con cemento Portland aluminoso (CPA 400), indicando reducciones en el tiempo de fragua; además indica su uso en diversos aditivos comerciales, generalmente en combinación con otros componentes. Rixom presenta la similitud de las curvas calorimétricas de pastas con nitrato de calcio y pastas con cloruro de calcio. El comité ACI 212 – 82 indica el uso de nitrato de calcio como aditivo acelerante, indicando además que a proporciones de 6% su efecto es retardante. Se indica en diversos estudios y artículos técnicos la acción anticorrosiva del nitrato y nitrato de calcio.

La información obtenida por los especialistas de la empresa Sika Perú S.A . indica que el nitrato de calcio actúa sobre los aluminatos del cemento, produciendo una reacción exotérmica, produciendo un tiempo de fragua más rápido, y propiciando la ganancia de resistencias a edades tempranas. Como vemos, no se cuenta con información específica que permita tener una aproximación de la acción del aditivo con cementos similares a los usados en el Perú.

CAPITULO VI. SELECCION DE PROPORCIONES DE MEZCLAS

6.1. Generalidades

En la presente sección se dan a conocer los procedimientos seguidos para la selección de las proporciones de los materiales a usar para la elaboración de los distintos diseños de mezcla empleados para nuestro estudio. Estos procedimientos tienen como finalidad llegar a una dosificación de materiales óptima, esto quiere decir lograr una proporción de materiales tal que se use la mínima cantidad de cemento y a su vez se obtenga una resistencia a la compresión máxima.

Con estos objetivos, utilizaremos dos métodos para la determinación del contenido de agregado óptimo. El primero consiste en determinar las proporciones de agregados que permitan la obtención del máximo peso unitario compactado, y el segundo consiste en determinar las proporciones de agregado que brinden la máxima resistencia a la compresión.

6.2. Proporciones óptimas de agregado en función al máximo peso unitario compactado del Agregado Global

Las proporciones óptimas de agregado se obtienen cuando la combinación de estos - agregado fino y agregado grueso - tenga la mínima cantidad de vacíos ó microporos, de manera tal que la cantidad de pasta de cemento sea la mínima requerida. El método utilizado para obtener esta proporción óptima se conoce como "Método del Agregado Global".

Se sabe que las proporciones de agregado fino y grueso son las que determinan la cantidad de vacíos, por lo que es necesario buscar el porcentaje óptimo de cada agregado para obtener la mínima cantidad de vacíos, y así

utilizar menos cemento, y por consiguiente conseguir un concreto económico de máxima resistencia.

Para determinar los porcentajes óptimos de agregado se usará el Peso Unitario Compactado del agregado global, el cual al ser máximo tendrá la mínima cantidad de vacíos. Para el cálculo de el Peso Unitario Compactado tenemos que partir de valores obtenidos experimentalmente, de los cuales se ha determinado que el porcentaje de la arena siempre es igual o menor que el de la piedra, por lo que tomaremos como estimación inicial valores de contenido de arena similares al 50% del total de la fracción de agregado, por lo que experimentaremos con valores de 47, 49, 51, 53 y 55% de arena en peso del agregado global.

Para esta determinación se procedió a pesar una cantidad constante de agregado fino (75 kg.), y variar la cantidad de agregado grueso para así obtener las cantidades porcentuales en peso requeridas. Se mezclan los agregados hasta que se obtenga un agregado global homogéneo, luego se cuarteo la mezcla y se procede al llenado de un recipiente de $\frac{1}{2}$ pie cúbico, este llenado se hace de manera análoga al que se realiza para la determinación del peso unitario compactado del agregado grueso. Luego se determina el peso de la muestra compactada, este peso dividido entre el volumen del recipiente nos da el Peso Unitario Compactado Global. En los cuadros resumen que se adjuntan vemos los pesos de cada agregado usados para el agregado global, así como los Pesos Unitarios Compactados Globales de las diversas combinaciones.

CUADRO 6.2.1 - Porcentajes y Pesos de los Agregados

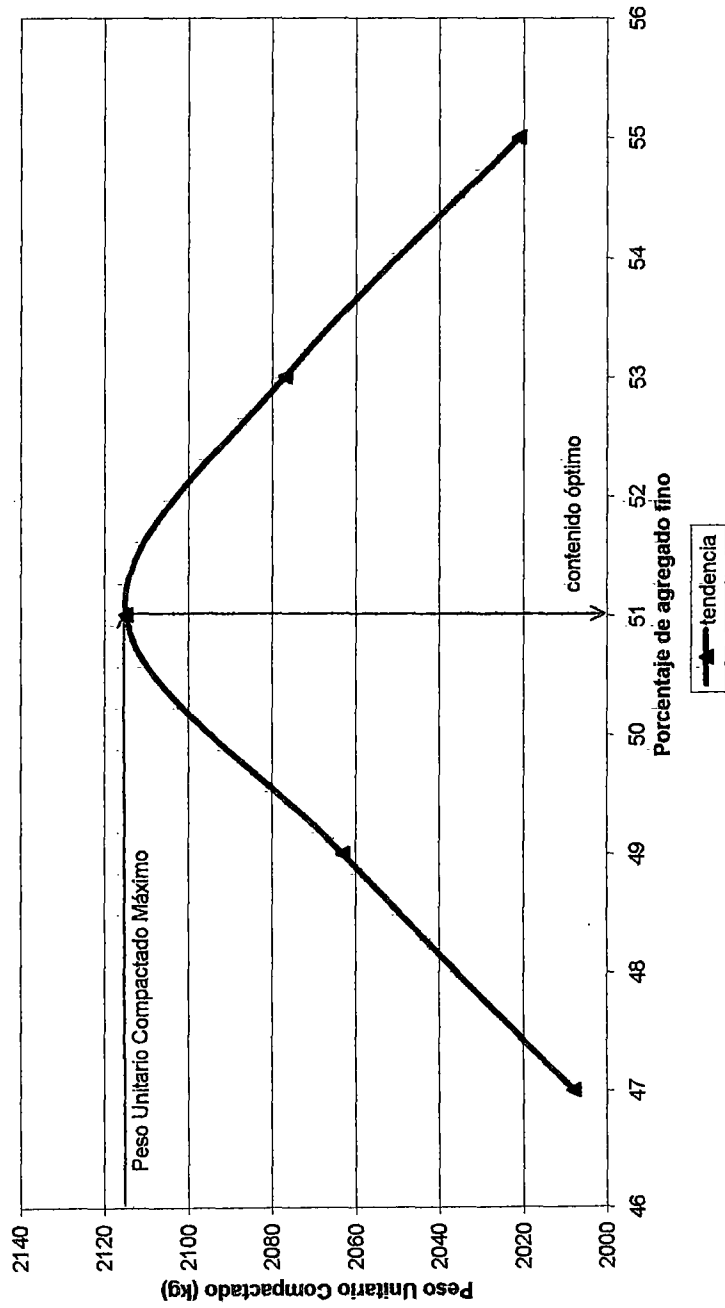
% de Agregado Fino	Peso de Agregado Fino Kg	% de Agregado Grueso	Peso de Agregado Grueso kg
47	75	53	84,6
49	75	51	78,1
51	75	49	72,1
53	75	47	66,5
55	75	45	61,4

CUADRO 6.2.2 - Pesos Unitario Compactado del Agregado Global

% de Agregado Fino	Peso Unitario Compactado Kg./m³
47	2008
49	2063
51	2115
53	2077
55	2021

Con los datos del cuadro 6.2.2 elaboramos el gráfico 6.2.1 en el que se muestran los valores del peso unitario compactado global vs. el contenido de Agregado Fino, la cual nos muestra que el máximo peso unitario compactado es el correspondiente a la combinación con 51% de agregado fino. Dado que hemos determinado el contenido óptimo de agregado fino para lograr el máximo peso unitario compactado, procedemos a comprobar si esta combinación proporciona el concreto de mayor resistencia a la compresión, para ello se procedió a elaborar concreto con las combinaciones de agregado antes mencionadas (cuadro 6.2.1), para luego determinar la resistencia a la compresión de estos diseños y así obtener el óptimo contenido de agregado fino. Estos diseños se harán para la relación agua/cemento 0.40, que es una de las dosificaciones que utilizaremos.

GRAFICO 6.2.1 - Peso Unitario Compactado del Agregado Global vs. % de Agregado Fino



6.3. Procedimiento General para el diseño de mezclas

Para iniciar cualquier diseño de mezclas tendremos que tener las características físicas más importantes de los agregados y el cemento. Estas características son las siguientes:

CUADRO 6.3.1 – Propiedades Físicas de los Materiales

Material	Agregado Fino	Agregado Grueso	Cemento
Peso específico (gr/cm³)	2.51	2.78	3.15
Absorción (%)	1.73	1.54	-
Contenido de Humedad (%)	1.9	0.25	-
Tamaño Máximo Nominal	-	1"	-

Con estos datos podemos iniciar el diseño de mezcla. Para tal fin seguimos la metodología del comité ACI 211, el cual se detalla continuación. Esta metodología se aplicará en todos los diseños de mezcla.

- 1° **Selección del asentamiento requerido:** elegimos un asentamiento comprendido entre 3 a 4", el cual nos dará un concreto de trabajabilidad media, para concreto armado.
- 2° **Selección del contenido de aire:** el contenido de aire se toma de las tablas ACI, que nos da el contenido de aire en función del Tamaño Máximo Nominal del agregado grueso.
- 3° **Selección del volumen de agua del diseño:** el volumen de agua se determina también de tablas ACI, pero experimentalmente se ha demostrado que estas nos dan valores muy lejanos a los requeridos, por lo que se tomarán valores de contenido de agua de diseños de mezcla similares elaborados en otras tesis, que tengan la misma relación agua/cemento y materiales similares.
- 4° **Buscar la relación agua/cemento adecuada:** esta selección se hace también de tablas, en función a la resistencia a la compresión

requerida. Sin embargo en este estudio se ha definido previamente las relaciones agua/cemento 0.40 y 0.60.

5° Determinación del contenido de cemento en peso y volumen.

6° Determinación del contenido de agua en volumen por metro cúbico de concreto.

7° Determinar el volumen de agregados por metro cubico de concreto.

8° Determinación de pesos secos de agregado fino y grueso.

9° Calculo del agua efectiva por efectos de humedad y absorción de agua por los agregados.

10° Corrección de los pesos de los agregados por humedad.

11° Determinar la proporción en peso de materiales para un metro cubico de concreto.

12° Determinar la proporción en peso de materiales para una tanda con una bolsa de cemento.

13° Determinar la proporción en peso de materiales para cada tanda en la mezcladora a usar.

6.4. Procedimiento General de mezclado

A continuación se describe el procedimiento de mezclado seguido para la elaboración del concreto utilizado para los diferentes ensayos realizados.

Para la elaboración del concreto se utilizo una mezcladora de 54 kg. de capacidad, en la cual se añadieron los materiales previamente pesados. El aditivo se midió en volumen, añadiéndolo a la mezcla en combinación con el agua de mezcla. Los materiales se cargaron en la mezcladora en el siguiente orden:

- Agregado grueso
- Agregado fino
- Cemento
- Agua (o agua con aditivo)

Este orden de llenado es el que nos proporciona un concreto homogéneo, y es el que se utiliza en el Laboratorio de Ensayo de Materiales No 1. El tiempo de mezclado fue de 3 minutos, este tiempo es el adecuado para la mezcladora utilizada y la cantidad de concreto elaborado.

6.5. Diseños Preliminares

Teniendo en cuenta los criterios antes mencionados se inicia los diseños de mezcla de prueba, los cuales servirán para obtener el contenido óptimo de agregado fino, el cual corresponderá a la mezcla de concreto que tenga la mayor resistencia a la compresión. Los contenidos de agregado fino a probar serán 47, 49, 51, 53 y 55%. Para tal fin seguimos los pasos antes detallados para determinar el diseño de la mezcla cuyo contenido de agregado fino es 47%, y cuyo diseño se presenta a continuación:

1° Selección del asentamiento requerido: entre 3 a 4"

2° Selección del contenido de aire: 1.5%

3° Selección del volumen de agua del diseño: 210 lt por m³

4° Buscar la relación agua/cemento adecuada: $a/c = 0.40$

5° Determinación del contenido de cemento en peso y volumen.

$$W_{\text{cemento}} = 210/0.40 = 525 \text{ kg. } V_{\text{cemento}} = 525/3150 = 0.167 \text{ m}^3.$$

6° Determinación del contenido de agua en volumen por metro cúbico de concreto. $V_{\text{agua}} = 210/1000 = 0.21 \text{ m}^3.$

7° Determinar el volumen de agregados por metro cúbico de concreto. $V_{\text{agreg}} = 1 - (V_{\text{agua}} + V_{\text{cemento}} + V_{\text{aire}}) = 0.608 \text{ m}^3$

$$V_{\text{ag. fino}} = \frac{(\%W_{\text{ag. fino}} / \%W_{\text{ag. grueso}}) \times \gamma_{\text{masa ag. grueso}} / \gamma_{\text{masa ag. fino}}}{1 + (\%W_{\text{ag. fino}} / \%W_{\text{ag. grueso}}) \times \gamma_{\text{masa ag. grueso}} / \gamma_{\text{masa ag. fino}}} \times V_{\text{agreg}}$$

$$V_{\text{ag. fino}} = \frac{(47/53) \times 2780 / 2510}{1 + (47/53) \times 2780 / 2510} \times 0.608 = 0.301 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{ag. grueso}} = V_{\text{agreg}} - V_{\text{ag. fino}} = 0.608 - 0.301 = 0.307 \text{ m}^3$$

8° Determinación de pesos secos de agregado fino y grueso.

$$W_{\text{ag.fino}} = \gamma_{\text{masa ag.fino}} \times V_{\text{ag.fino}} = 2510 \times 0.301 = 757 \text{ kg.}$$

$$W_{\text{ag.grueso}} = \gamma_{\text{masa ag.grueso}} \times V_{\text{ag.grueso}} = 2780 \times 0.307 = 853 \text{ kg.}$$

Peso de materiales:

Cemento	525 kg.
Arena	757 kg.
Piedra	853 kg.
Agua	210 kg.

9° Calculo del agua efectiva por efectos de humedad y absorción de agua por los agregados.

$$V_{\text{Cagua ag. fino}} = W_{\text{ag.fino}} \times (\%CH - \% \text{ Absorción})$$

$$V_{\text{Cagua ag. fino}} = 757 \times (1.90 - 1.73) / 100 = 1.28 \text{ lt.}$$

$$V_{\text{Cagua ag. grueso}} = W_{\text{ag.grueso}} \times (\%CH - \% \text{ Absorción})$$

$$V_{\text{Cagua ag. grueso}} = 853 \times (0.25 - 1.54) / 100 = -11 \text{ lt.}$$

$$V_{\text{agua corregida}} = V_{\text{agua}} - V_{\text{Cagua ag. fino}} - V_{\text{Cagua ag. grueso}}$$

$$V_{\text{agua corregida}} = 210 - 1.28 + 11 = 219.72 \text{ lt.}$$

10° Corrección de los pesos de los agregados por humedad.

$$W_{\text{ag.fino corr.}} = W_{\text{ag.fino}} \times (1 + CH_{\text{ag.fino}}) = 757 \times 1.019 = 771.4 \text{ kg.}$$

$$W_{\text{ag.grueso corr.}} = W_{\text{ag.grueso}} \times (1 + CH_{\text{ag.grueso}}) = 853 \times 1.0025 = 855.1 \text{ kg.}$$

11° Determinar la proporción en peso de materiales para un metro cúbico de concreto.

Tenemos:

Cemento	525 kg.
Arena	771.4 kg.
Piedra	855.1 kg.
Agua	219.7 lt.

12° Determinar la proporción en peso de materiales para una tanda con una bolsa de cemento.

Tenemos:

Cemento	42.5 kg.
Arena	69.2 kg.
Piedra	62.4 kg.
Agua	17.8 lt.

13° Determinar la proporción en peso de materiales para cada tanda en la mezcladora a usar. Esta tanda pesa 54 kg.

Tenemos:

Cemento	11.96 kg.
Arena	19.48 kg.
Piedra	17.56 kg.
Agua	5.0 lt.

Con este diseño se procede a hallar el Slump de la mezcla, en el siguiente cuadro resumen se aprecian los datos principales del diseño.

CUADRO 6.5.1 – Diseño de prueba con 47% de Agregado Fino

% Arena = 47%

% Piedra = 53%

Material	Unid.	x 1m3	x bolsa	x tanda
Cemento tipo I	kg.	525	42,5	11,96
Arena	kg.	855	69,2	19,48
Piedra	kg.	771	62,4	17,56
Agua	lt.	220	17,8	5,00
a/c = 0,40		Slump = 1"		

Debido a que el Slump es solo de 1" se añade agua para que así éste aumente. Usando 220 lt. de agua, de acuerdo a los pasos ya establecidos, tenemos:

CUADRO 6.5.2 – Diseño de prueba con 47% de Agregado Fino

% Arena = 47%

% Piedra = 53%

Material	Unid.	x 1m3	x bolsa	x tanda
Cemento tipo I	kg.	550	42,5	12,60
Arena	kg.	830	64,1	19,01
Piedra	kg.	748	57,8	17,14
Agua	lt.	229	17,7	5,25
		a/c = 0,40	Slump = 2"	

Se observa que el Slump aumentado en 1" por la adición de 10 lt. de agua; el Slump aún no ha aumentado lo suficiente, por lo que requerimos más agua para la mezcla, ahora se usarán 230 lt de agua, de acuerdo a esto se tiene:

CUADRO 6.5.3 – Diseño Final con 47% de Agregado Fino

% Arena = 47%

% Piedra = 53%

Material	Unid.	x 1m3	x bolsa	x tanda
Cemento tipo I	kg.	575	42,5	13,24
Arena	kg.	805	59,5	18,54
Piedra	kg.	726	53,6	16,71
Agua	lt.	239	17,7	5,51
		a/c = 0,40	Slump = 3 5/8"	

Ya que se logró un Slump dentro del rango de 3 a 4", se ha obtenido el diseño de mezcla requerido; ahora se procede a usar otras proporciones de agregados.

Se diseña una mezcla que contenga 49% de agregado fino, para tal fin se continua usando 230 lt. de agua, el cuadro resumen de este diseño se presenta a continuación:

CUADRO 6.5.4 – Diseño Final con 49% de Agregado Fino

% Arena = 49%

% Piedra = 51%

Material	Unid.	x 1m ³	x bolsa	x tanda
Cemento tipo I	kg.	575	42,5	13,26
Arena	kg.	773	57,1	17,83
Piedra	kg.	755	55,8	17,41
Agua	lt.	239	17,6	5,50
a/c = 0,40		Slump = 3 1/2"		

El Slump está dentro del rango de 3 a 4", por lo que se tiene el diseño correspondiente a esta combinación.

Ahora, para el diseño de la mezcla que contiene 51% de agregado fino se mantiene la cantidad de agua en 230 lt, el cuadro resumen del diseño se presenta a continuación:

CUADRO 6.5.5 – Diseño Final con 51% de Agregado Fino

% Arena = 51%

% Piedra = 49%

Material	Unid.	x 1m ³	x bolsa	x tanda
Cemento tipo I	kg.	575	42,5	13,28
Arena	kg.	741	54,8	17,11
Piedra	kg.	784	58,0	18,11
Agua	lt.	238	17,6	5,50
a/c = 0,40		Slump = 3 1/4"		

Se observa que el Slump tiende a disminuir, debido a la mayor presencia de agregado fino, sin embargo está dentro del rango requerido, por lo que se tiene el diseño para esta combinación.

Ahora se diseña una mezcla con 53% de agregado fino, manteniendo siempre la cantidad de agua en 230 lt, con lo cual se obtienen los siguientes resultados:

CUADRO 6.5.6 – Diseño de prueba con 53% de Agregado Fino

% Arena = 53%
% Piedra = 47%

Material	Unid.	x 1m ³	x bolsa	x tanda
Cemento tipo I	Kg.	575	42,5	13,30
Arena	Kg.	709	52,4	16,40
Piedra	Kg.	813	60,1	18,80
Agua	lt.	238	17,6	5,50
		a/c = 0,40		Slump = 2"

El Slump está por debajo del rango requerido, por lo que se aumenta la cantidad de agua a 240 lt, obteniéndose:

CUADRO 6.5.7 – Diseño Final con 53% de Agregado Fino

% Arena = 53%
% Piedra = 47%

Material	Unid.	x 1m ³	X bolsa	x tanda
Cemento tipo I	Kg.	600	42,5	13,95
Arena	Kg.	687	48,7	15,98
Piedra	Kg.	788	55,8	18,31
Agua	Lt.	248	17,5	5,76
		a/c = 0,40		Slump = 3 1/4"

Ahora el Slump está dentro del rango, con lo cual obtenemos el diseño deseado.

Por último se procede a diseñar la mezcla con 55% de agregado fino, para tal fin se aumenta la cantidad de agua a 245 lt, esto debido a que se observa que a mayor cantidad de agregado fino es necesario incrementar la cantidad de agua para mantener el Slump. Con 245 lt. de agua procedemos a diseñar, obteniéndose:

CUADRO 6.5.8 – Diseño Final con 55% de Agregado Fino

% Arena = 55%

% Piedra = 45%

Material	Unid.	x 1m ³	x bolsa	x tanda
Cemento tipo I	kg.	613	42,5	14,30
Arena	kg.	646	44,8	15,08
Piedra	kg.	803	55,7	18,74
Agua	lt.	252	17,5	5,88
a/c = 0,40		Slump = 3 1/2"		

El Slump está dentro del rango deseado, con lo cual se concluye la primera etapa del diseño.

6.6. Proporciones óptimas de agregado en función a la máxima Resistencia a la Compresión

Con cada uno de los cinco diseños obtenidos se procede a elaborar probetas cilíndricas estándar (se elaboran 3 probetas por diseño), las cuales fueron ensayadas a compresión a los 14 días, esto a fin de determinar el diseño que produzca una mayor resistencia a la compresión.

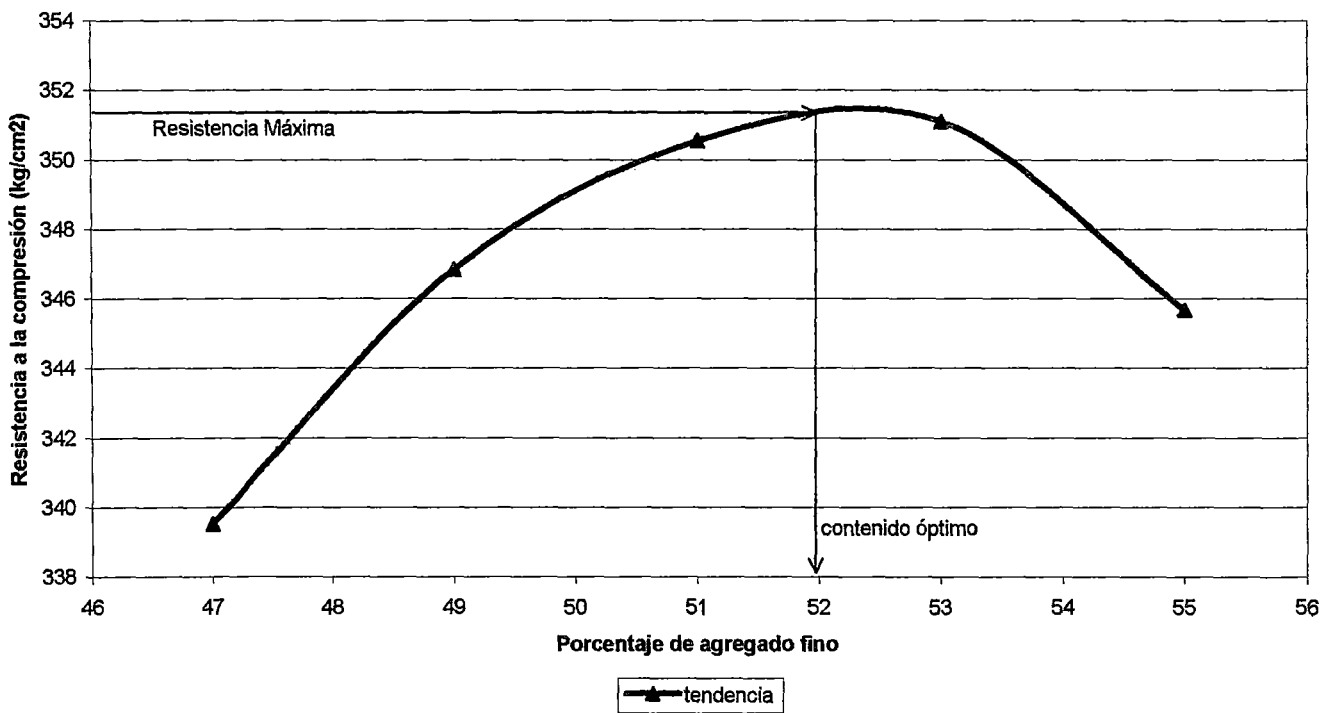
A continuación se presentan los valores promedio de resistencia a la compresión obtenidos de estos 5 diseños:

CUADRO 6.6.1 – Resistencia a la compresión para los distintos diseños con contenido de agregado fino variable

% de Agregado Fino	f'c Kg./cm ²
47	340
49	347
51	351
53	351
55	346

Con estos valores procedemos a trazar el Gráfico 6.6.1, donde se observa que la mayor resistencia a la compresión se lograría con un contenido de agregado fino de 52%, el cual es similar al 51% obtenido por el método de máximo peso unitario compactado del agregado global. Por lo tanto, para la elaboración de los distintos diseños de mezcla en el presente estudio se utilizará el 52% de agregado fino, como porcentaje en peso del agregado global.

GRAFICO 6.6.1 - Resistencia a la Compresión vs. % de Agregado Fino



6.7. Diseño de Mezcla Final del Concreto Patrón

6.7.1. Diseño de Mezcla para la relación a/c 0.40 y Cemento Andino tipo I

De acuerdo a los ensayos realizados se determinó que el contenido óptimo de agregado fino es 52% para la relación agua/cemento 0.40, con cemento Andino tipo I. Este diseño para fines prácticos se denominará A1. Teniendo la cantidad de agregado requerido, se usarán 240 lt de agua para el diseño, dado que para un contenido de agregado fino de 53% con 240 lt. de agua se obtuvo 3 1/4" de Slump. Efectuado el diseño se obtuvieron los siguientes datos:

CUADRO 6.7.1.1 - DISEÑO FINAL A1

Material	Unid.	x 1m ³	x bolsa	x tanda
Cemento tipo I	Kg.	600	42,5	13,94
Arena	Kg.	703	49,8	16,32
Piedra	Kg.	774	54,8	17,98
Agua	lt.	248	17,5	5,76
<i>a/c = 0,40</i>		<i>Slump = 3 1/2"</i>		

El Slump es conforme, por lo que se tiene el diseño tipo A1.

6.7.2. Diseño de Mezcla para la relación a/c 0.40 y Cemento Andino tipo II

Para el diseño de la mezcla con agua/cemento 0.40 con cemento Andino tipo II, la cual se denominará tipo C1, se comprobó experimentalmente que para las proporciones usadas para el diseño A1, en la cual el cemento es de tipo I, no se presenta una variación significativa del Slump, esto debido a que ambos cementos tienen la misma finura, por lo que se usarán las mismas cantidades de materiales para este diseño, el diseño C1 será:

CUADRO 6.7.2.1 - DISEÑO FINAL C1

Material	Unid.	x 1m3	x bolsa	x tanda
Cemento tipo II	kg.	600	42,5	13,94
Arena	kg.	703	49,8	16,32
Piedra	kg.	774	54,8	17,98
Agua	lt.	248	17,5	5,76
$a/c = 0,40$		Slump = 3 1/2"		

El Slump no se incrementa, por lo que se tiene el diseño C1.

6.7.3. Diseño de Mezcla para la relación a/c 0.60 y Cemento Andino tipo I

Para este diseño se usará 52% como cantidad de agregado fino óptima, esto en base al estudio efectuado para el diseño anterior. El Slump requerido para este diseño también es de 3 a 4", con estos datos procedemos al diseño inicial con 185 lt de agua por metro cúbico de concreto, y siguiendo el procedimiento estándar descrito anteriormente, se obtiene el siguiente diseño:

CUADRO 6.7.3.1 – Primer Diseño B1 de prueba

Material	Unid.	x 1m3	x bolsa	x tanda
Cemento tipo I	kg.	308	42,5	7,02
Arena	kg.	889	122,6	20,25
Piedra	kg.	979	135,0	22,30
Agua	lt.	195	26,9	4,43
$a/c = 0,60$		Slump = 1"		

El Slump es muy bajo, por lo se utiliza 200 lt de agua, obteniéndose:

CUADRO 6.7.3.2 – Segundo Diseño B1 de prueba

Material	Unid.	x 1m3	x bolsa	x tanda
Cemento tipo I	kg.	333	42,5	7,66
Arena	kg.	860	109,7	19,77
Piedra	kg.	947	120,8	21,77
Agua	lt.	209	26,7	4,81
$a/c = 0,60$		Slump = 1 3/4"		

El Slump aún es bajo, por lo que se procede a diseñar con 220 lt de agua, obteniéndose:

CUADRO 6.7.3.3 – Tercer Diseño B1 de prueba

Material	Unid.	X 1m3	x bolsa	x tanda
Cemento tipo I	kg.	367	42,5	8,53
Arena	kg.	822	95,2	19,11
Piedra	kg.	905	104,9	21,04
Agua	lt.	229	26,6	5,33
		$a/c = 0,60$	Slump = 4 1/2"	

Ahora el Slump es muy alto, por lo cual se disminuye el agua a 210 lt de agua, obteniéndose:

CUADRO 6.7.3.4 – Cuarto Diseño B1 de prueba

Material	Unid.	x 1m3	x bolsa	x tanda
Cemento tipo I	kg.	350	42,5	8,09
Arena	kg.	841	102,1	19,44
Piedra	kg.	926	112,5	21,40
Agua	lt.	219	26,6	5,07
		$a/c = 0,60$	Slump = 2 5/8"	

Se ha reducido mucho el agua, por lo que se usa una cantidad intermedia. Usando 215 lt de agua se obtiene:

CUADRO 6.7.3.5 - DISEÑO FINAL B1

Material	Unid.	x 1m3	X bolsa	x tanda
Cemento tipo I	kg.	358	42,5	8,31
Arena	kg.	831	98,6	19,27
Piedra	kg.	915	108,6	21,22
Agua	lt.	224	26,6	5,20
		$a/c = 0,60$	Slump = 3 3/8"	

El Slump está dentro del rango requerido, por lo cual este diseño es el correspondiente a la relación 0.60, con cemento Andino tipo II, el cual se denominará diseño B1.

6.7.4. Diseño de Mezcla para la relación a/c 0.60 y Cemento Andino tipo II

Para este diseño también se comprobó que al usar otro tipo de cemento no se modifican las proporciones, por lo que se utilizarán las mismas cantidades de materiales, cambiando tan sólo el tipo de cemento de tipo I a tipo II. Así, se obtiene el diseño de mezcla correspondiente a la relación a/c 0.60, con cemento Andino tipo II, la cual se denominará diseño D1.

CUADRO 6.7.4.1 - DISEÑO FINAL D1

Material	Unid.	x 1m3	x bolsa	x tanda
Cemento tipo II	kg.	358	42,5	8,31
Arena	kg.	831	98,6	19,27
Piedra	kg.	915	108,6	21,22
Agua	lt.	224	26,6	5,20
<i>a/c = 0,60</i>		<i>Slump = 3 ¼"</i>		

El Slump varía muy poco, manteniéndose en el rango, por lo que se ha determinado el diseño D1.

6.8. Diseño de Mezcla Final del Concreto con Aditivo

En esta sección se presenta el procedimiento de los diseños de las mezclas con 3, 4, y 5% de aditivo en peso de cemento.

Según los fabricantes el aditivo sólo tiene propiedades acelerantes, pero existe la posibilidad de que modifique la trabajabilidad de la mezcla (Slump), situación que obligaría corregir el contenido de agua. Experimentalmente se determinó que el aditivo no influye considerablemente sobre la trabajabilidad de los cuatro diseños de mezcla de concreto patrón (A1, B1, C1 y D1), por lo que sólo se diseñó disminuyendo al agua el volumen de aditivo correspondiente, y manteniendo las cantidades de materiales de los diseños patrón. Para añadir el aditivo se debe tener en cuenta el peso específico de este, el cual es 1.325 gr./cm³.

6.8.1. Diseño de Mezcla para la relación a/c 0.40, cemento Andino tipo I y 3% de aditivo

Este diseño, el cual se denominará A2, se realiza a partir del diseño patrón A1, de la siguiente manera:

$$W_{\text{aditivo}} = W_{\text{cemento}} \times \% \text{ aditivo}$$

$$W_{\text{aditivo}} = 600 \times 0.03 = 18 \text{ kg.}$$

$$V_{\text{aditivo}} = W_{\text{aditivo}} / \gamma_{\text{esp. aditivo}}$$

$$V_{\text{aditivo}} = 18 / 1.325 = 13.58 \text{ lt}$$

$$V_{\text{agua}} = V_{\text{agua ef.}} - V_{\text{aditivo}}$$

$$V_{\text{agua}} = 247.75 - 13.58 = 234.16 \text{ lt}$$

Con estos valores se procede a calcular los pesos y volúmenes necesarios para un metro cúbico de concreto, para una tanda con una bolsa de cemento, y finalmente para una tanda de 54 kg., obteniendo el siguiente cuadro resumen:

CUADRO 6.8.1.1 - DISEÑO FINAL A2

Material	Unid.	x 1m3	x bolsa	x tanda
Cemento tipo I	kg.	600	42,5	13,92
Arena	kg.	703	49,8	16,29
Piedra	kg.	774	54,8	17,94
Agua	lt.	234	16,6	5,43
Aditivo	lt.	14	1,0	0,32
a/c = 0,40		Slump = 3 ½"		
aditivo = 3%				

El Slump no varía, por lo que hemos obtenido el diseño A2.

6.8.2. Diseño de Mezcla para la relación a/c 0.40, cemento Andino tipo I y 4% de aditivo

Este diseño, que se denominará A3, se realiza también a partir del diseño patrón A1, de la siguiente manera:

$$W_{\text{aditivo}} = W_{\text{cemento}} \times \% \text{ aditivo}$$

$$W_{\text{aditivo}} = 600 \times 0.04 = 24 \text{ kg.}$$

$$V_{\text{aditivo}} = W_{\text{aditivo}} / \gamma_{\text{esp. aditivo}}$$

$$V_{\text{aditivo}} = 24 / 1.325 = 18.11 \text{ lt}$$

$$V_{\text{agua}} = V_{\text{agua ef.}} - V_{\text{aditivo}}$$

$$V_{\text{agua}} = 247.75 - 18.11 = 229.64 \text{ lt}$$

Con estos valores se procede a calcular los pesos y volúmenes necesarios para un metro cúbico de concreto, para una tanda con una bolsa de cemento, y finalmente para una tanda de 54 kg., obteniendo el siguiente cuadro resumen:

CUADRO 6.8.2.1 - DISEÑO FINAL A3

Material	Unid.	x 1m3	x bolsa	x tanda
Cemento tipo I	kg.	600	42,5	13,91
Arena	kg.	703	49,8	16,28
Piedra	kg.	774	54,8	17,93
Agua	lt.	230	16,3	5,32
Aditivo	lt.	18	1,3	0,42
a/c = 0,40		Slump = 3 5/8"		
aditivo = 4%				

El Slump se incrementa muy poco, por lo que se ha determinado el diseño A3.

6.8.3. Diseño de Mezcla para la relación a/c 0.40, cemento Andino tipo I y 5% de aditivo

Este diseño, que se denominará A4, se realiza también a partir del diseño patrón A1, de la siguiente manera:

$$W_{\text{aditivo}} = W_{\text{cemento}} \times \% \text{ aditivo}$$

$$W_{\text{aditivo}} = 600 \times 0.05 = 30 \text{ kg.}$$

$$V_{\text{aditivo}} = W_{\text{aditivo}} / \gamma_{\text{esp. aditivo}}$$

$$V_{\text{aditivo}} = 30 / 1.325 = 22.64 \text{ lt}$$

$$V_{\text{agua}} = V_{\text{agua ef.}} - V_{\text{aditivo}}$$

$$V_{\text{agua}} = 247.75 - 22.64 = 225.11 \text{ lt}$$

Con estos valores se procede a calcular los pesos y volúmenes necesarios para un metro cúbico de concreto, para una tanda con una bolsa de cemento, y finalmente para una tanda de 54 kg., obteniendo el siguiente cuadro resumen:

CUADRO 6.8.3.1 - DISEÑO FINAL A4

Material	Unid.	x 1m3	x bolsa	x tanda
Cemento tipo I	kg.	600	42,5	13,90
Arena	kg.	703	49,8	16,27
Piedra	kg.	774	54,8	17,92
Agua	lt.	225	15,9	5,21
Aditivo	lt.	23	1,6	0,52
a/c = 0,40		Slump = 3 3/4"		
aditivo = 5%				

El Slump se incrementa muy poco, por lo que se ha determinado el diseño A4.

6.8.4. Diseño de Mezcla para la relación a/c 0.40, cemento Andino tipo II y 3% de aditivo

Este diseño, que se denominará C2, se hará usando el diseño A2, dado que experimentalmente hemos determinado que el cambio de tipo de cemento no influye en la trabajabilidad de la mezcla. Ahora, se determinará si el aditivo influye de manera diferente en la trabajabilidad de dos diseños que usan la misma cantidad de materiales, variando el tipo de cemento usado, de tipo I a tipo II.

CUADRO 6.8.4.1 - DISEÑO FINAL C2

Material	Unid.	x 1m ³	x bolsa	x tanda
Cemento tipo II	kg.	600	42,5	13,92
Arena	kg.	703	49,8	16,29
Piedra	kg.	774	54,8	17,94
Agua	lt.	234	16,6	5,43
Aditivo	lt.	14	1,0	0,32
a/c = 0,40		Slump = 3 5/8"		
Aditivo = 3%				

Se observa que el cambio en el tipo de cemento no ha modificado significativamente la trabajabilidad de la mezcla, por lo que se ha determinado el diseño C2.

6.8.5. Diseño de Mezcla para la relación a/c 0.40, cemento Andino tipo II y 4% de aditivo

Al igual que en el diseño anterior, se usarán las mismas cantidades de materiales que se utilizaron para el diseño A3, cambiando tan solo el tipo de cemento de tipo I a II, para obtener el diseño C3.

CUADRO 6.8.5.1 - DISEÑO FINAL C3

Material	Unid.	X 1m3	x bolsa	X tanda
Cemento tipo II	kg.	600	42,5	13,91
Arena	kg.	703	49,8	16,28
Piedra	kg.	774	54,8	17,93
Agua	lt.	230	16,3	5,32
Aditivo	lt.	18	1,3	0,42
a/c = 0,40		Slump = 3 5/8"		
Aditivo = 4%				

Se observa que el Slump no ha variado, por lo que se ha determinado el diseño C3.

6.8.6. Diseño de Mezcla para la relación a/c 0.40, cemento Andino tipo II y 5% de aditivo

Al igual que en el diseño anterior, se usarán las mismas cantidades de materiales que se utilizaron para el diseño A4, cambiando tan solo el tipo de cemento de tipo I a II, para obtener el diseño C4.

CUADRO 6.8.6.1 - DISEÑO FINAL C4

Material	Unid.	x 1m3	x bolsa	x tanda
Cemento tipo II	kg.	600	42,5	13,90
Arena	kg.	703	49,8	16,27
Piedra	kg.	774	54,8	17,92
Agua	lt.	225	15,9	5,21
Aditivo	lt.	23	1,6	0,52
a/c = 0,40		Slump = 3 3/4"		
Aditivo = 5%				

El Slump se incrementa muy poco, por lo que se ha determinado el diseño C4.

6.8.7. Diseño de Mezcla para la relación a/c 0.60, cemento Andino tipo I y 3% de aditivo

Para este diseño, el cual se denominará B2, se utilizan las mismas cantidades de materiales usadas en el diseño B1, reemplazando solo el volumen de aditivo correspondiente por el mismo volumen de agua, de la siguiente manera:

$$W_{\text{aditivo}} = W_{\text{cemento}} \times \% \text{ aditivo}$$

$$W_{\text{aditivo}} = 358 \times 0.03 = 10.75 \text{ kg.}$$

$$V_{\text{aditivo}} = W_{\text{aditivo}} / \gamma_{\text{esp. aditivo}}$$

$$V_{\text{aditivo}} = 10.75 / 1.325 = 8.11 \text{ lt}$$

$$V_{\text{agua}} = V_{\text{agua ef.}} - V_{\text{aditivo}}$$

$$V_{\text{agua}} = 224.17 - 8.11 = 216.06 \text{ lt}$$

Con estos valores se procede a calcular los pesos y volúmenes necesarios para un metro cúbico de concreto, para una tanda con una bolsa de cemento, y finalmente para una tanda de 54 kg., obteniendo el siguiente cuadro resumen:

CUADRO 6.8.7.1 - DISEÑO FINAL B2

Material	Unid.	x 1m3	x bolsa	x tanda
Cemento tipo I	kg.	358	42,5	8,30
Arena	kg.	831	98,6	19,25
Piedra	kg.	915	108,6	21,20
Agua	lt.	216	25,6	5,00
Aditivo	lt.	8	1,0	0,19
a/c = 0,60		Slump = 3 1/2"		
Aditivo = 3%				

El Slump se incrementa muy poco, por lo que se ha determinado el diseño B2.

6.8.8. Diseño de Mezcla para la relación a/c 0.60, cemento Andino tipo I y 4% de aditivo

Para este diseño, el cual se denominará B3, partimos también del diseño del concreto patrón B1, de la siguiente manera:

$$W_{\text{aditivo}} = W_{\text{cemento}} \times \% \text{ aditivo}$$

$$W_{\text{aditivo}} = 358 \times 0.04 = 14.33 \text{ kg.}$$

$$V_{\text{aditivo}} = W_{\text{aditivo}} / \gamma_{\text{esp. aditivo}}$$

$$V_{\text{aditivo}} = 14.33 / 1.325 = 10.82 \text{ lt}$$

$$V_{\text{agua}} = V_{\text{agua ef.}} - V_{\text{aditivo}}$$

$$V_{\text{agua}} = 224.17 - 10.82 = 213.35 \text{ lt}$$

Con estos valores se procede a calcular los pesos y volúmenes necesarios para un metro cúbico de concreto, para una tanda con una bolsa de cemento, y finalmente para una tanda de 54 kg., obteniendo el siguiente cuadro resumen:

CUADRO 6.8.8.1 - DISEÑO FINAL B3

Material	Unid.	x 1m3	x bolsa	x tanda
Cemento tipo I	kg.	358	42,5	8,29
Arena	kg.	831	98,6	19,24
Piedra	kg.	915	108,6	21,19
Agua	lt.	213	25,3	4,94
Aditivo	lt.	11	1,3	0,25
a/c =	0,60	Slump =		3 ½"
aditivo =	4%			

El Slump no se incrementa, por lo que se ha determinado el diseño B3.

6.8.9. Diseño de Mezcla para la relación a/c 0.60, cemento Andino tipo I y 5% de aditivo

Para este diseño, el cual se denominará B4, se parte también del diseño del concreto patrón B1, de la siguiente manera:

$$W_{\text{aditivo}} = W_{\text{cemento}} \times \% \text{ aditivo}$$

$$W_{\text{aditivo}} = 358 \times 0.05 = 17.92 \text{ kg.}$$

$$V_{\text{aditivo}} = W_{\text{aditivo}} / \gamma_{\text{esp. aditivo}}$$

$$V_{\text{aditivo}} = 17.92 / 1.325 = 13.52 \text{ lt}$$

$$V_{\text{agua}} = V_{\text{agua ef.}} - V_{\text{aditivo}}$$

$$V_{\text{agua}} = 224.17 - 13.52 = 210.65 \text{ lt}$$

Con estos valores se procede a calcular los pesos y volúmenes necesarios para un metro cúbico de concreto, para una tanda con una bolsa de cemento, y finalmente para una tanda de 54 kg., obteniendo el siguiente cuadro resumen:

CUADRO 6.8.9.1 - DISEÑO FINAL B4

Material	Unid.	x 1m3	x bolsa	x tanda
Cemento tipo I	kg.	358	42,5	8,29
Arena	kg.	831	98,6	19,24
Piedra	kg.	915	108,6	21,18
Agua	lt.	211	25,0	4,87
Aditivo	lt.	14	1,6	0,31
		a/c = 0,60	Slump = 3 3/4"	
		Aditivo = 5%		

El Slump se incrementa muy poco, por lo que no es necesario un nuevo diseño.

6.8.10. Diseño de Mezcla para la relación a/c 0.60, cemento Andino tipo II y 3% de aditivo

Este diseño, que se denominará D2, se hará usando el diseño B2, dado que experimentalmente se determinó que el cambio de tipo de cemento no influye en la trabajabilidad de la mezcla, y que el aditivo no influye de manera significativa en la trabajabilidad de los diseños con aditivo que usan la misma cantidad de materiales, variando el tipo de cemento usado de tipo I a tipo II.

CUADRO 6.8.10.1 - DISEÑO FINAL D2

Material	Unid.	x 1m ³	x bolsa	x tanda
Cemento tipo II	kg.	358	42,5	8,30
Arena	kg.	831	98,6	19,25
Piedra	kg.	915	108,6	21,20
Agua	lt.	216	25,6	5,00
Aditivo	lt.	8	1,0	0,19
a/c = 0,60		Slump = 3 1/2"		
Aditivo = 3%				

El Slump se incrementa muy poco, por lo que no es necesario un nuevo diseño.

6.8.11. Diseño de Mezcla para la relación a/c 0.60, cemento Andino tipo II y 4% de aditivo

De manera análoga, este diseño que se denominará D3, se hará con los mismos materiales que el diseño B3, obteniéndose el siguiente cuadro resumen:

CUADRO 6.8.11.1 - DISEÑO FINAL D3

Material	Unid.	X 1m3	x bolsa	x tanda
Cemento tipo II	kg.	358	42,5	8,29
Arena	kg.	831	98,6	19,24
Piedra	kg.	915	108,6	21,19
Agua	lt.	213	25,3	4,94
Aditivo	lt.	11	1,3	0,25
a/c = 0,60		Slump = 3 1/2"		
Aditivo = 4%				

El Slump no se incrementa, por lo que no es necesario un nuevo diseño.

6.8.12. Diseño de Mezcla para la relación a/c 0.60, cemento Andino tipo II y 5% de aditivo

De igual manera, este diseño que se denominará D4, se hace de manera idéntica que el diseño B4, obteniéndose el siguiente cuadro resumen:

CUADRO 6.8.12.1 - DISEÑO FINAL D4

Material	Unid.	x 1m3	x bolsa	x tanda
Cemento tipo II	kg.	358	42,5	8,29
Arena	kg.	831	98,6	19,24
Piedra	kg.	915	108,6	21,18
Agua	lt.	211	25,0	4,87
Aditivo	lt.	14	1,6	0,31
a/c = 0,60		Slump = 3 5/8"		
Aditivo = 5%				

El Slump se incrementa muy poco, por lo que no es necesario un nuevo diseño.

6.9. Diseños de mezclas obtenidos

En los cuadros 6.9.1 al 6.9.4, se presentan los diseños obtenidos en las secciones 6.7 y 6.8.

**CUADRO RESUMEN 6.9.1 – Diseños de mezcla tipo A
a/c 0.40 con cemento Andino tipo I**

DISEÑO A1				
Material	Unid.	X 1m3	x bolsa	tanda
Cemento tipo I	kg.	600	42,5	13,94
Arena	kg.	703	49,8	16,32
Piedra	kg.	774	54,8	17,98
Agua	lt.	248	17,5	5,76
Aditivo	lt.	0	0	0
a/c = 0,60		Slump = 3 ½"		
aditivo = 0%				
DISEÑO A2				
Material	Unid.	x 1m3	x bolsa	x tanda
Cemento tipo I	kg.	600	42,5	13,92
Arena	kg.	703	49,8	16,29
Piedra	kg.	774	54,8	17,94
Agua	lt.	234	16,6	5,43
Aditivo	lt.	14	1,0	0,32
a/c = 0,40		Slump = 3 ½"		
aditivo = 3%				
DISEÑO A3				
Material	Unid.	x 1m3	x bolsa	x tanda
Cemento tipo I	kg.	600	42,5	13,91
Arena	kg.	703	49,8	16,28
Piedra	kg.	774	54,8	17,93
Agua	lt.	230	16,3	5,32
Aditivo	lt.	18	1,3	0,42
a/c = 0,40		Slump = 3 5/8"		
aditivo = 4%				
DISEÑO A4				
Material	Unid.	x 1m3	x bolsa	x tanda
Cemento tipo I	kg.	600	42,5	13,90
Arena	kg.	703	49,8	16,27
Piedra	kg.	774	54,8	17,92
Agua	lt.	225	15,9	5,21
Aditivo	lt.	23	1,6	0,52
a/c = 0,40		Slump = 3 ¾"		
aditivo = 5%				

CUADRO RESUMEN 6.9.2 – Diseños de mezcla tipo B
a/c 0.60 con cemento Andino tipo I

DISEÑO B1				
Material	Unid.	X 1m3	x bolsa	x tanda
Cemento tipo I	kg.	358	42,5	8,31
Arena	kg.	831	98,6	19,27
Piedra	kg.	915	108,6	21,22
Agua	lt.	224	26,6	5,20
Aditivo	lt.	0	0	0
a/c = 0,60		Slump = 3 3/8"		
aditivo = 0%				
DISEÑO B2				
Material	Unid.	x 1m3	x bolsa	x tanda
Cemento tipo I	kg.	358	42,5	8,30
Arena	kg.	831	98,6	19,25
Piedra	kg.	915	108,6	21,20
Agua	lt.	216	25,6	5,00
Aditivo	lt.	8	1,0	0,19
a/c = 0,60		Slump = 3 1/2"		
aditivo = 3%				
DISEÑO B3				
Material	Unid.	x 1m3	x bolsa	x tanda
Cemento tipo I	kg.	358	42,5	8,29
Arena	kg.	831	98,6	19,24
Piedra	kg.	915	108,6	21,19
Agua	lt.	213	25,3	4,94
Aditivo	lt.	11	1,3	0,25
a/c = 0,60		Slump = 3 1/2"		
aditivo = 4%				
DISEÑO B4				
Material	Unid.	x 1m3	x bolsa	x tanda
Cemento tipo I	kg.	358	42,5	8,29
Arena	kg.	831	98,6	19,24
Piedra	kg.	915	108,6	21,18
Agua	lt.	211	25,0	4,87
Aditivo	lt.	14	1,6	0,31
a/c = 0,60		Slump = 3 3/4"		
aditivo = 5%				

CUADRO RESUMEN 6.9.3 – Diseños de mezcla tipo C
a/c 0.40 con cemento Andino tipo II

DISEÑO C1				
Material	Unid.	X 1m3	x bolsa	x tanda
Cemento tipo II	kg.	600	42,5	13,94
Arena	kg.	703	49,8	16,32
Piedra	kg.	774	54,8	17,98
Agua	lt.	248	17,5	5,76
Aditivo	lt.	0	0	0
a/c = 0,60		Slump = 3 ½"		
aditivo = 0%				
DISEÑO C2				
Material	Unid.	x 1m3	x bolsa	x tanda
Cemento tipo II	kg.	600	42,5	13,92
Arena	kg.	703	49,8	16,29
Piedra	kg.	774	54,8	17,94
Agua	lt.	234	16,6	5,43
Aditivo	lt.	14	1,0	0,32
a/c = 0,40		Slump = 3 5/8"		
aditivo = 3%				
DISEÑO C3				
Material	Unid.	x 1m3	x bolsa	x tanda
Cemento tipo II	kg.	600	42,5	13,91
Arena	kg.	703	49,8	16,28
Piedra	kg.	774	54,8	17,93
Agua	lt.	230	16,3	5,32
Aditivo	lt.	18	1,3	0,42
a/c = 0,40		Slump = 3 5/8"		
aditivo = 4%				
DISEÑO C4				
Material	Unid.	x 1m3	x bolsa	x tanda
Cemento tipo II	kg.	600	42,5	13,90
Arena	kg.	703	49,8	16,27
Piedra	kg.	774	54,8	17,92
Agua	lt.	225	15,9	5,21
Aditivo	lt.	23	1,6	0,52
a/c = 0,40		Slump = 3 ¾"		
aditivo = 5%				

CUADRO RESUMEN 6.9.4 – Diseños de mezcla tipo D
a/c 0.60 con cemento Andino tipo II

DISEÑO D1				
Material	Unid.	X 1m3	x bolsa	x tanda
Cemento tipo II	kg.	358	42,5	8,31
Arena	kg.	831	98,6	19,27
Piedra	kg.	915	108,6	21,22
Agua	lt.	224	26,6	5,20
Aditivo	lt.	0	0	0
a/c = 0,60		Slump = 3 ¼"		
aditivo = 0%				
DISEÑO D2				
Material	Unid.	x 1m3	x bolsa	x tanda
Cemento tipo II	kg.	358	42,5	8,30
Arena	kg.	831	98,6	19,25
Piedra	kg.	915	108,6	21,20
Agua	lt.	216	25,6	5,00
Aditivo	lt.	8	1,0	0,19
a/c = 0,60		Slump = 3 ½"		
aditivo = 3%				
DISEÑO D3				
Material	Unid.	x 1m3	x bolsa	x tanda
Cemento tipo II	kg.	358	42,5	8,29
Arena	kg.	831	98,6	19,24
Piedra	kg.	915	108,6	21,19
Agua	lt.	213	25,3	4,94
Aditivo	lt.	11	1,3	0,25
a/c = 0,60		Slump = 3 ½"		
aditivo = 4%				
DISEÑO D4				
Material	Unid.	x 1m3	x bolsa	x tanda
Cemento tipo II	kg.	358	42,5	8,29
Arena	kg.	831	98,6	19,24
Piedra	kg.	915	108,6	21,18
Agua	lt.	211	25,0	4,87
Aditivo	lt.	14	1,6	0,31
a/c = 0,60		Slump = 3 5/8"		
aditivo = 5%				

6.10. Pruebas a efectuar y cantidad de materiales requeridos

En ésta sección se verán la cantidad de pruebas a efectuar en el concreto, así como los materiales necesarios para la elaboración de éste. Además se adjuntan los cronogramas de elaboración y ensayo de las probetas y viguetas necesarias para realizar los ensayos.

Para el cálculo de los materiales necesarios para la elaboración de probetas se debe tener en cuenta lo siguiente:

- La capacidad de las mezcladoras del Laboratorio de Ensayo de Materiales es de 54 kg. de concreto, ésta cantidad de concreto es la necesaria para la elaboración de 3 probetas cilíndricas estándar (6" x 12").
- Para la elaboración de viguetas se utilizarán moldes de 15x15x50 cm., los cuales requieren 30 kg. de concreto aproximadamente, por lo que se requirió una tanda de 54 kg. por vigueta.

A continuación se enumeran los ensayos en concreto fresco y endurecido, además de la cantidad de concreto necesaria para realizarlos.

Ensayos en concreto fresco:

- Trabajabilidad: No se requirió concreto adicional para este ensayo, ya que se realizó en todas las tandas elaboradas.
- Consistencia: Se requirió una tanda de 54 kg. por diseño.
- Exudación: Se requirió una tanda de 54 kg. por diseño.
- Contenido de aire: Se calculó en función al Peso Unitario.
- Tiempo de fragua: Se requirió una tanda de 54 kg. por diseño.
- Peso Unitario: Se requirió una tanda de 54 kg. por diseño.

Ensayos en concreto endurecido:

- Resistencia a la compresión: Se elaboraron 3 probetas estándar por edad de prueba, para cada uno de los 16 diseños de mezcla; dado que se ensayaron probetas a 4 edades (1, 3, 7 y 28 días) se requirieron 12 probetas por diseño. Por cada tanda de concreto de 54 kg. se obtienen 3 probetas.
- Resistencia a la flexión: Se elaboraron 2 viguetas por edad de concreto; dado que se ensayaron 3 edades (3, 7 y 28 días) se requirieron 6 viguetas por diseño. Por cada tanda de concreto de 54 kg. se obtiene una vigueta.

En el cuadro 6.10.1 se indican la cantidad de ensayos efectuados por diseño, así como el número total de ensayos, probetas y viguetas utilizados en el presente estudio.

CUADRO 6.10.1 – Ensayos a realizar

Ensayos:	Und.	por diseño	N° de diseños	N° total de ensayos
Ensayos en concreto fresco:				
Consistencia	und.	3	16	48
Exudación	und.	3	16	48
Tiempo de fragua	und.	2	16	32
Peso unitario	und.	1	16	16
Ensayos en concreto endurecido:				
Resistencia a la compresión	prob.	12	16	192
Resistencia a la flexión	vig.	6	8	48

En el cuadro 6.10.2 se indica detalladamente la cantidad de tandas por cada tipo de diseño (tipo A, B, C y D). De acuerdo al número de tandas requerido por cada diseño se calcula la cantidad de materiales necesarios para elaborar éstas tandas.

CUADRO 6.10.2 – Tandas requeridas por tipo de diseño

aditivo	Ensayo	Und.	Cantidad	Tandas	Total de tandas
0%	Consistencia	und.	3	1	14
	Exudación	und.	3	1	
	Tiempo de fragua	und.	2	1	
	Peso unitario	und.	1	1	
	Resistencia a la compresión	prob.	12	4	
	Resistencia a la flexión	vig.	6	6	
3%	Consistencia	und.	3	1	11
	Exudación	und.	3	1	
	Tiempo de fragua	und.	2	1	
	Peso unitario	und.	1	4	
	Resistencia a la compresión	prob.	12	4	
	Resistencia a la flexión	vig.	-	-	
4%	Consistencia	und.	3	1	11
	Exudación	und.	3	1	
	Tiempo de fragua	und.	2	1	
	Peso unitario	und.	1	4	
	Resistencia a la compresión	prob.	12	4	
	Resistencia a la flexión	vig.	-	-	
5%	Consistencia	und.	3	1	14
	Exudación	und.	3	1	
	Tiempo de fragua	und.	2	1	
	Peso unitario	und.	1	4	
	Resistencia a la compresión	prob.	12	4	
	Resistencia a la flexión	vig.	6	6	

En el cuadro 6.10.3 se indican las cantidades de materiales necesarios para elaborar la cantidad de tandas indicadas en el cuadro 6.10.2.

CUADRO 6.10.3 – Materiales Requeridos por tipo de diseño

Material	Und.	DISEÑO TIPO				TOTAL
		A	B	C	D	
Cemento tipo I	kg.	695,8	414,9	-	-	1110,7
Cemento tipo II	kg.	-	-	695,8	414,9	1110,7
Arena	kg.	814,7	962,6	814,7	962,6	3554,6
Piedra	kg.	897,1	1060,0	897,1	1060,0	3914,2
Aditivo	lt.	15,4	9,2	15,4	9,2	49,3

De acuerdo al cuadro 6.10.3, se elabora el cuadro 6.10.4, en el que se muestra la cantidad total de materiales requeridos en unidades usuales de comercialización.

CUADRO 6.10.4 – Total de Materiales Requeridos

Material	Und.	Cantidad
Cemento tipo I	bl.	26
Cemento tipo II	bl.	26
Arena	m3	2,2
Piedra	m3	2,8
Aditivo	kg.	65

6.11. Cronograma de elaboración y ensayo de muestras

En ésta sección se presentan los cronogramas de elaboración y ensayo de las pruebas a efectuar indicadas en la sección 6.10. En los cuadros 6.11.1, 6.11.2, y 6.11.3 se presentan los cronogramas de ensayo de las pruebas en concreto fresco, elaboración y ensayo de probetas, y elaboración y ensayo de viguetas, respectivamente.

CUADRO 6.11.1 – Cronograma de elaboración y ensayo de probetas cilíndricas*

edad	1		3		7		28	
	elab.	ensayo	elab.	ensayo	elab.	ensayo	elab.	ensayo
A1	13/3	14/3	15/3	18/3	25/3	1/4	19/3	16/4
A2	13/3	14/3	15/3	18/3	25/3	1/4	21/3	18/4
A3	13/3	14/3	15/3	18/3	25/3	1/4	21/3	18/4
A4	18/3	19/3	15/3	18/3	25/3	1/4	21/3	18/4
B1	13/3	14/3	15/3	18/3	26/3	2/4	19/3	16/4
B2	20/3	21/3	15/3	18/3	26/3	2/4	19/3	16/4
B3	20/3	21/3	15/3	18/3	26/3	2/4	19/3	16/4
B4	20/3	21/3	15/3	18/3	18/3	25/3	19/3	16/4
C1	6/3	7/3	11/3	14/3	5/3	12/3	5/3	2/4
C2	6/3	7/3	11/3	14/3	11/3	18/3	5/3	2/4
C3	6/3	7/3	11/3	14/3	11/3	18/3	5/3	2/4
C4	13/3	14/3	18/3	21/3	20/3	27/3	21/3	18/4
D1	6/3	7/3	1/3	4/3	28/2	7/3	4/3	1/4
D2	6/3	7/3	1/3	4/3	28/2	7/3	4/3	1/4
D3	6/3	7/3	1/3	4/3	28/2	7/3	4/3	1/4
D4	13/3	14/3	18/3	21/3	20/3	27/3	21/3	18/4

*Fechas en día/mes del año 2002

CUADRO 6.11.2 – Cronograma de elaboración y ensayo de viguetas*

edad	3		7		28	
DISEÑO	elab.	ensayo	elab.	ensayo	elab.	ensayo
A1	8/4	11/4	3/4	10/4	1/4	29/4
	8/4	11/4	3/4	10/4	1/4	29/4
A4	22/4	25/4	10/4	17/4	9/4	7/5
	10/4	13/4	10/4	17/4	9/4	7/5
B1	3/4	6/4	1/4	8/4	13/3	10/4
	3/4	6/4	22/4	29/4	1/4	29/4
B4	22/4	25/4	10/4	17/4	4/4	2/5
	10/4	13/4	10/4	17/4	4/4	2/5
C1	12/4	15/4	16/4	23/4	2/4	30/4
	12/4	15/4	16/4	23/4	2/4	30/4
C4	12/4	15/4	11/4	18/4	4/4	2/5
	12/4	15/4	11/4	18/4	4/4	2/5
D1	8/4	11/4	8/4	15/4	2/4	30/4
	8/4	11/4	11/4	18/4	2/4	30/4
D4	12/4	15/4	11/4	18/4	9/4	7/5
	12/4	15/4	11/4	18/4	9/4	7/5

*Fechas en día/mes del año 2002

CAPITULO VII. CONCRETO

7.1. Generalidades

En esta sección se describe la estructura interna del concreto, las propiedades del concreto en estado fresco y endurecido, y los ensayos a efectuar para determinar estas propiedades; estos temas son indispensables para entender los procesos de cambio que se dan en el concreto fresco y endurecido, así como la interpretación de sus propiedades. Además se presentan los resultados experimentales obtenidos de los ensayos efectuados en el concreto patrón y con aditivo acelerante Plastocrete 161 FL, los cuales posteriormente servirán para evaluar el aditivo.

7.2. La Estructura del Concreto

Para comprender la naturaleza del proceso de fraguado y endurecimiento del concreto es necesario conocer la estructura interna del concreto. Así, al examinar una sección de transversal de concreto, existen dos fases que pueden distinguirse fácilmente: las partículas de agregado de diversos tamaños y formas, y el medio aglutinante, compuesto por la pasta de cemento hidratada. Por lo tanto, en el nivel macroscópico el concreto puede considerarse un material de dos fases, consistentes en partículas de agregado dispersas en una matriz de pasta de cemento.

A nivel microscópico se muestran las complejidades de la estructura del concreto, ya que se observa que las dos fases de la estructura no son homogéneas.

En presencia del agregado la estructura de pasta de cemento hidratada en la vecindad de las grandes partículas de agregado es en general muy diferente de la estructura de la pasta masiva o del mortero en el conjunto. De hecho,

muchos aspectos del comportamiento del concreto bajo esfuerzo pueden explicarse solamente cuando la interfase (límite común entre los materiales) de la pasta de cemento-agregado, es tratada como un tercer componente de la estructura del concreto. Así, los aspectos principales de la estructura del concreto pueden resumirse en la siguiente forma:

- Existen tres fases: el agregado, la pasta de cemento hidratada y una zona de transición, la cual representa la región límite común entre las partículas del agregado grueso y la pasta de cemento hidratada. La zona de transición existe como un cascaron delgado, generalmente de 10 a 50 μm de espesor alrededor del agregado grueso, la zona de transición es en general más débil que cualquiera de las dos primeras fases y, por lo tanto, ejerce una influencia mayor en el comportamiento mecánico del concreto.
- Cada una de las tres fases está, por su parte, compuesta por multifases en su naturaleza. Por ejemplo, cada partícula de agregado puede contener varios minerales, además de microgrietas y huecos. De manera similar, tanto la pasta de cemento hidratada como la zona de transición contienen generalmente una distribución heterogénea de diferentes tipos y cantidades de fases sólidas, poros y microgrietas.
- A diferencia de otros materiales, la estructura del concreto no permanece estable (es decir, no es una característica intrínseca del material). Esto es debido a que dos componentes de la estructura: la pasta de cemento hidratada y la zona de transición, están sujetos a cambios con el tiempo, humedad del medio ambiente y temperatura.

La estructura altamente heterogénea y dinámica de la estructura del concreto, es la razón principal para que los modelos teóricos para que la relación estructura-propiedades, en general tal útiles para predecir el comportamiento de los materiales de ingeniería, sean de poco uso en el caso del concreto.

7.2.1. Estructura de la fase agregado

La composición y las propiedades de los diferentes tipos de agregados en el concreto se describen detalladamente en el capítulo II, por lo que en esta sección se presenta una descripción general de las partes de la estructura del agregado que ejercen mayor influencia en las propiedades del concreto.

La fase agregado es predominantemente responsable del peso unitario, el módulo de elasticidad y la estabilidad volumétrica del concreto. Estas propiedades dependen en gran parte de la densidad y resistencia de los agregados, los que por su parte son determinados por las características físicas, más que por las características químicas de la estructura del agregado. La composición química o mineral de las fases sólidas del agregado es generalmente menos importante que las características físicas tales como el volumen, el tamaño y la distribución de los poros.

Además de la porosidad, la forma y la textura del agregado grueso también afectan las propiedades del concreto.

Siendo en general más resistente que las otras dos fases del concreto, la fase agregado no tiene influencia directa en la resistencia del concreto excepto en el caso de algunos agregados altamente porosos y débiles, como la piedra pómez. El tamaño y la forma del agregado grueso pueden afectar la resistencia del concreto en una forma indirecta. Cuanto más grande sea el agregado en el concreto y mayor la proporción de partículas alargadas y planas, mayor será la tendencia de películas de agua a acumularse cerca de la superficie del agregado, debilitando así la zona de transición de la pasta de cemento-agregado. Este fenómeno se conoce como sangrado interno.

7.2.2. Estructura de la pasta de cemento hidratado

En esta sección se presenta brevemente la estructura de la pasta de cemento hidratada; en el capítulo I se describen extensamente los componentes del cemento, así como la hidratación de éste.

El cemento Portland es un polvo gris que consiste en partículas angulares, generalmente dentro del rango de 1 a 50 μm . se produce pulverizando el clinker con una pequeña cantidad de sulfato de calcio; siendo el clinker una mezcla heterogénea de varios minerales producidos por reacciones a alta temperatura entre óxido de calcio y sílice, alúmina y óxido de hierro. La composición química de los principales minerales del clinker del clinker corresponde aproximadamente a C_3S , C_2S , C_3A Y C_4AF .

Cuando el cemento Portland es dispersado en el agua, el sulfato de calcio y los componentes de calcio a alta temperatura tienden a disolverse y la fase líquida se satura rápidamente con varias especies de iones. Como resultado de las combinaciones entre iones de calcio, de sulfatos, de aluminato y de iones de hidróxilo, a los pocos minutos de la hidratación del cemento, primero hacen su aparición los cristales en forma de aguja de un hidrato de sulfoaluminato de calcio llamado etringita; unas pocas horas después, grandes cristales prismáticos de hidróxido de calcio y cristales fibrosos muy pequeños de hidratos de silicato de calcio comienzan a llenar los espacios vacíos inicialmente ocupados por agua y por otras partículas de cemento en solución. Después de algunos días, dependiendo de la relación alúmina-sulfato del cemento Portland, la etringita se vuelve inestable y se descompone para formar el hidrato de monosulfato, que tiene una morfología de placa hexagonal. La morfología de placa hexagonal es también característica de los hidratos de aluminato de calcio, que se forman en las pastas hidratadas de cemento Portland ya sea de bajos sulfatos, o de alto contenido de C_3A . Un barrido con micrografía electrónica que muestra la morfología típica de las fases preparadas con una mezcla de solución de aluminato de calcio, con solución de sulfato de calcio, se muestra en la figura

7.2.2.1.1. Un modelo de las fases esenciales presentes en la microestructura de una pasta de cemento Portland bien hidratado se muestra en la figura 7.2.2.1.

En el modelo de la microestructura de la pasta de cemento hidratada se grafica en la figura 7.2.2.1, se puede notar que las distintas fases no están uniformemente distribuidas ni tienen uniformidad en tamaño ni en morfología. En los sólidos, la falta de homogeneidad microestructural puede conducir a serios efectos en la resistencia y en otras propiedades mecánicas relacionadas, ya que estas propiedades son controladas por los extremos microestructurales y no por la microestructura promedio. Así, además de la evolución de la microestructura como resultado de los cambios químicos que ocurren después de que el cemento se pone en contacto con el agua, debe ponerse atención a ciertas propiedades reológicas de la pasta de cemento fresca, que también influyen en la determinación de la microestructura de la pasta endurecida.

Por ejemplo, las partículas anhidras del cemento tienen una tendencia a atraerse unas con otras y a formar grupos, las cuales atrapan grandes cantidades del agua de la mezcla. Obviamente las variaciones en la relación agua/cemento serán la primera fuente de evolución de la estructura porosa heterogénea. en sistemas de pasta de cemento altamente viscosa, no solamente la forma y el tamaño de los poros, sino también los productos cristalinos de hidratación, son conocidos por su diferencia al compararlos con conjuntos bien dispersados.

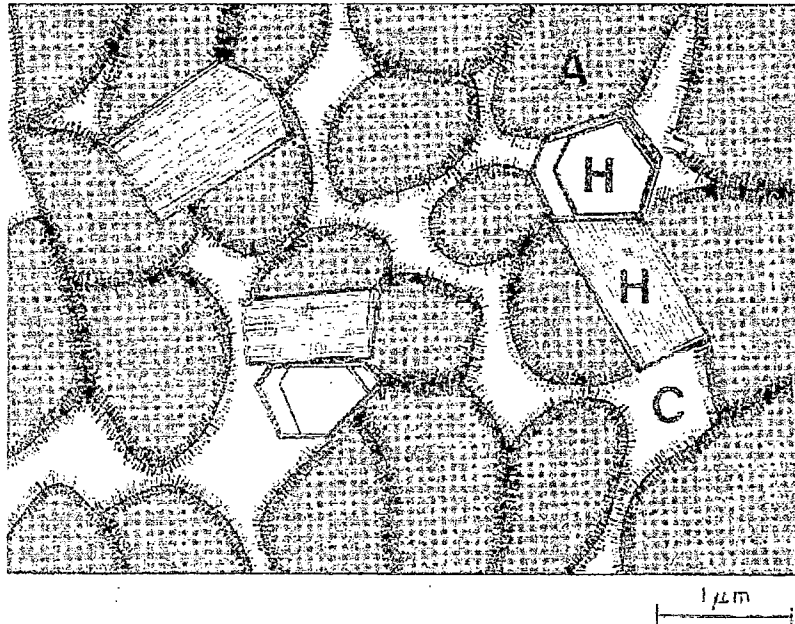


GRAFICO 7.2.2.1 – Modelo de una pasta de cemento Portland bien hidratada.

A representa la agregación de partículas pobremente cristalinas de H-S-C que tienen por lo menos una dimensión coloidal (1 a 100 nm). El espaciamiento interpartículas dentro de la aglomeración es de 0.5 a 3.0 nm. **H** representa los productos cristalinos hexagonales tales como CH, C₄ASH₁₈, C₄AH₁₉, ellos forman grandes cristales, generalmente de 1 μm. **C** representa las cavidades capilares o vacíos que existen cuando los espacios originalmente ocupados por agua no se llenan completamente con los productos de hidratación del cemento. El tamaño de los huecos capilares varía de 10nm a 1 μm, pero en pastas bien hidratadas, de baja relación agua/cemento, son < 100 nm.

Fuente: Mehta, Monteiro, "CONCRETO: Estructura, propiedades y materiales", IMCYC, México, 1998, pág. 19.

7.2.2.1. Sólidos en la pasta de cemento hidratado

Los tipos, cantidades y características de las cuatro fases sólidas principales presentes en la pasta de cemento que se pueden detectar por medio de un microscopio electrónico, son lo siguientes:

Hidrato de silicato de Calcio. La fase hidrato de silicato de calcio, abreviada **H-S-C**, representa de 50 a 60% del volumen de sólidos en una pasta de cemento Portland completamente hidratada y es, por lo tanto, el más importante para determinar las propiedades de la pasta. El hecho de que el término H-S-C contenga guiones significa que éste no es un compuesto bien definido; la relación C/S varía entre 1.5 a 2.0 y el contenido de agua varía aún más.

La morfología del H-S-C también varía desde fibras pobremente cristalinas a una red reticular.

Debido a sus dimensiones coloidales y a una tendencia a hacinarse, los cristales de H-S-C podrán detectarse solamente con la ayuda de un microscopio óptico electrónico. El material es llamado **gel H-S-C**.

La estructura interna de cristales de H-S-C también permanece sin resolver. Antiguamente se suponía que se asemejaba al mineral natural tobermorita; es por ello que el H-S-C fue llamado algunas veces **gel de tobermorita**.

Aunque la estructura exacta de H-S-C no es conocida, se han propuesto algunos modelos para explicar las propiedades de los materiales. de acuerdo con el modelo Power Brunauer, el material tiene una estructura de capas con un área superficial alta. dependiendo de la técnica de

medición, se han propuesto áreas superficiales del orden de 100 a 700 m²/g para el H-S-C. La resistencia del material es atribuida principalmente a las fuerzas de Van der Waals, siendo el tamaño de los poros del gel o de la distancia de sólido a sólido de aproximadamente 18 Å. El modelo Feldman-Sereda, considera a la estructura H-S-C compuesta por una disposición irregular o enredada de capas que son distribuidas al azar para crear espacios entre capas de diferentes formas y tamaños (5 a 25 Å).

Hidróxido de Calcio. Los cristales de hidróxido de calcio (también llamados portlandita) constituyen de 20 a 25% del volumen de los sólidos en la pasta hidratada. En contraste con el H-S-C, el hidróxido de calcio es un compuesto con una estequiometría definida, Ca(OH)₂. Tiende a formar grandes cristales con una morfología clara de prismas hexagonales. La morfología generalmente varía de no descriptible a haces de grandes placa y es afectada por el espacio disponible, la temperatura de hidratación y las impurezas presentes en el sistema. Comparado con el H-S-C el potencial de contribución a la resistencia del hidróxido de calcio, debido a las fuerzas de Van der Waals es limitado, como resultado de un área superficial considerablemente menor. También la presencia de una cantidad considerable de hidróxido de calcio en el cemento Portland hidratado tiene un efecto adverso en la durabilidad química frente a soluciones ácidas, debido a que la mayor solubilidad del hidróxido de calcio es mayor que la del H-S-C.

Sulfoaluminatos de calcio. Los compuestos de sulfoaluminato de calcio ocupan entre el 15 a 20% del volumen de los sólidos en la pasta hidratada y juegan por lo tanto solamente un papel menor en las relaciones estructura-propiedades. Se ha establecido ya que durante las edades tempranas de hidratación, la relación de iones sulfo/alúmina de la fase solución, favorecen en general la formación de hidrato trisulfato, C₆AS₃H₃₂, también llamado etringita, con la forma de cristales prismáticos en forma de aguja. en pastas de cemento Portland ordinario, la etringita finalmente se transforma en hidrato de monosulfato, C₄ASH₁₈, con forma

de cristales planos-hexagonales. La presencia de hidrato de monosulfato en el concreto de cemento Portland hace al concreto vulnerable al ataque sulfatos. Debe notarse que tanto la etringita como el monosulfato contienen pequeñas cantidades de óxido de hierro, el cual puede sustituir al óxido de aluminio en las estructuras cristalinas.

Granos de clinker no hidratados. Dependiendo de la distribución de partículas de cemento anhidro y del grado de hidratación, algunos granos de clinker no hidratados pueden encontrarse en la microestructura de las pastas de cemento hidratadas, aún largo tiempo después de la hidratación. Como se estableció anteriormente, las partículas de clinker en el cemento Portland moderno se hallan en general en el rango de 1 a 50 μm . Con el avance del proceso de hidratación, primero las partículas más pequeñas se disuelven (es decir, desaparecen del sistema) y después las partículas mayores parecen hacerse más pequeñas. debido al limitado espacio disponible entre las partículas, los productos de hidratación tienden a cristalizar en proximidad de las partículas hidratantes de clinker, lo que da una apariencia de formación de recubrimiento alrededor de ellas. A edades posteriores, debido a la falta de espacio disponible, la hidratación in situ de las partículas de clinker resulta en la formación de un producto de hidratación muy denso, que a veces se asemeja a la partícula original de clinker en su morfología.

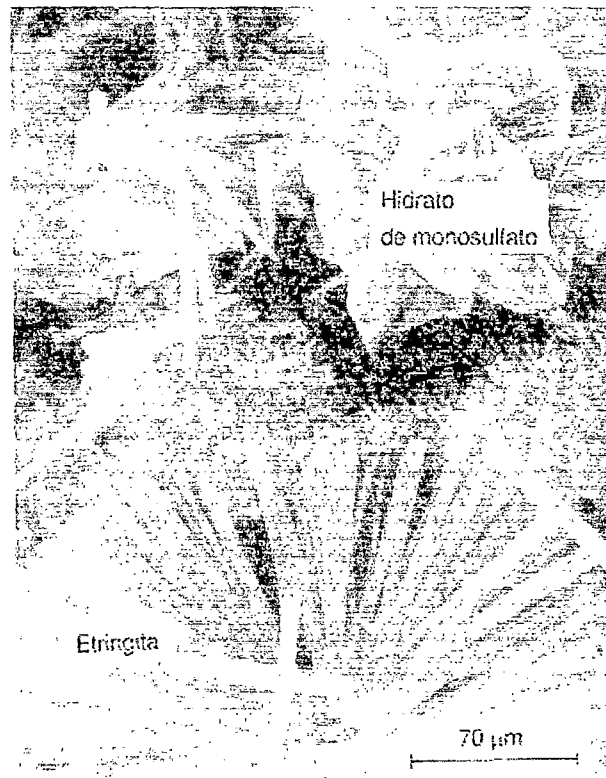


GRAFICO 7.2.2.1.1 – Exploración micrográfica electrónica de cristales típicos hexagonales de hidrato de monosulfato y cristales en forma de aguja de etringita, formados al mezclar soluciones de aluminato de calcio y sulfato de calcio.

Fuente: Mehta, Monteiro, "CONCRETO: Estructura, propiedades y materiales", IMCYC, México, 1998, pág. 18.

7.2.2.2. Huecos en la pasta de cemento hidratado

Además de los sólidos antes descritos, la pasta de cemento hidratada contiene varios tipos de huecos que tienen una influencia importante en sus propiedades. Las dimensiones comunes de los elementos sólidos y de los huecos en la pasta de cemento hidratado se muestran en el gráfico 7.2.2.2.1. Los diversos tipos de huecos, su cantidad y significado se analizan a continuación:

Espacio entre capas en el H-S-C. Powers supone que el ancho del espacio entre capas dentro de la estructura del H-S-C es de 18 Å y considera que representa 28% de la porosidad en el H-S-C sólido; sin embargo, Fedman y Sereda sugieren que el espacio puede variar de 5 a 25 Å. Este tamaño de huecos es muy pequeño para tener un efecto adverso en la resistencia y en la permeabilidad de la pasta de cemento hidratado. Sin embargo, el agua en estos pequeños huecos puede ser retenida por adhesión del hidrógeno y su remoción bajo ciertas condiciones puede contribuir a la retracción por secado y al flujo plástico.

Huecos capilares. Los huecos capilares representan el espacio no llenado por los componentes sólidos de la pasta de cemento hidratado. El volumen total de una mezcla agua-cemento permanece esencialmente sin cambio durante el proceso de hidratación. La densidad promedio de la masa de los productos de hidratación, es considerablemente menor que la densidad del cemento Portland anhidro; se estima que 1 cm³ de cemento, en completa hidratación, requiere aproximadamente de 2 cm³ de espacio para acomodar los productos de la hidratación. Así, la hidratación del cemento puede considerarse como un proceso durante el cual el espacio originalmente ocupado por el cemento y el agua está siendo reemplazado cada vez más por el espacio llenado por los productos de la hidratación. El espacio no ocupado por el cemento o por los productos de la hidratación consiste en huecos capilares, cuyo

volumen y tamaño son determinados por la distancia original entre las partículas de cemento anhidro en la pasta fresca (es decir, la relación agua/cemento) y el grado de hidratación del cemento.

En pastas bien hidratadas, de baja relación agua/cemento, los huecos capilares pueden variar de 10 a 50 nm; en pastas de alta relación agua/cemento, a edades tempranas de hidratación, los huecos capilares pueden ser tan grandes como de 3 a 5 μm . Se ha sugerido que la distribución de tamaño de los poros, no la porosidad capilar total, es un criterio más adecuado para evaluar las características de los huecos capilares de pasta de cemento hidratada mayores de 50nm, llamados macroporos y considerados nocivos para la resistencia e impermeabilidad, mientras que los huecos menores de 50 nm, llamados microporos, son considerados más importantes en la retracción por secado y en el flujo plástico.

Huecos de aire. Mientras que los huecos capilares son irregulares en su forma, los huecos de aire son en general esféricos. Mediante el uso de aditivos se pueden introducir en el concreto huecos muy pequeños de aire en la pasta de cemento. El aire puede ser atrapado en la pasta fresca de cemento durante la operación de mezclado. Los huecos de aire atrapado pueden ser tan grandes como 3 nm; los huecos de aire introducido generalmente varían de 50 a 200 μm . Por lo tanto, ambos, los huecos atrapados y los huecos de aire en la pasta de cemento hidratado son mucho más grandes que los huecos capilares y son capaces de afectar adversamente su resistencia e impermeabilidad.

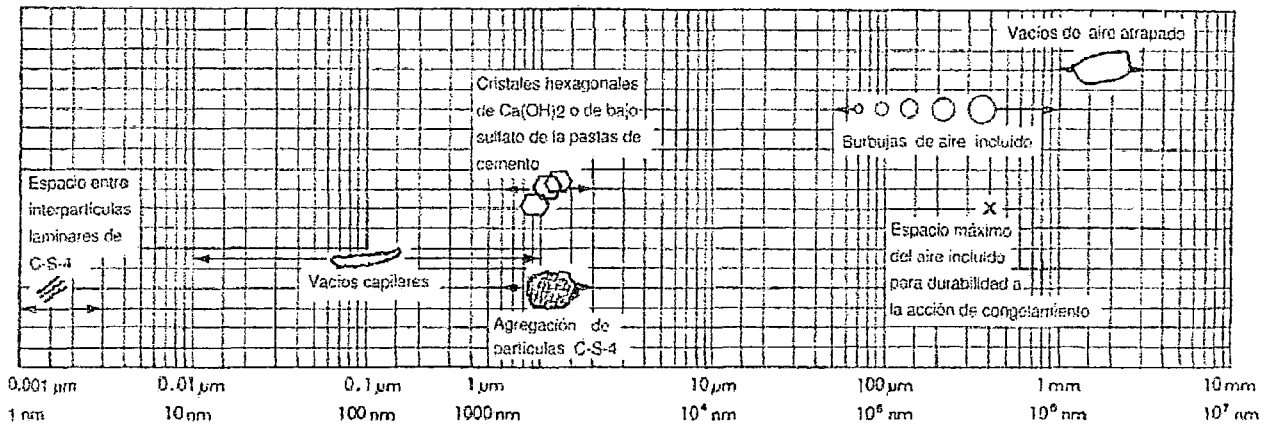


GRAFICO 7.2.2.2.1 – Rango dimensional de sólidos y de poros en una pasta de cemento hidratada

Fuente: Mehta, Monteiro, "CONCRETO: Estructura, propiedades y materiales", IMCYC, México, 1998, pág. 20.

7.2.2.3. Agua en la pasta de cemento hidratado

La clasificación del agua en varios tipos se basa en el grado de dificultad o facilidad con la que puede ser removida de la pasta de cemento hidratada. Puesto que hay una pérdida continua de agua en una pasta de cemento saturada, en cuanto se reduce la humedad relativa, la línea divisoria entre los diferentes estados del agua no es rígida. Además del vapor en los huecos vacíos o llenados parcialmente de agua, el agua existe en la pasta de cemento hidratada en los siguientes estados:

Agua capilar. Es el agua presente en los huecos mayores de 50 Å. Puede ser imaginada como el agua masiva que está libre de la influencia de las fuerzas de atracción ejercidas por la superficie sólida. En realidad, desde el punto de vista del comportamiento del agua capilar en la pasta de cemento hidratada, es conveniente dividir el agua capilar en dos categorías: el agua en los grandes huecos del orden de más de 50 nm

(0.05 μm), que puede considerarse agua libre ya que su remoción no causa cambio de volumen, y el agua retenida por la tensión capilar en las pequeñas capilaridades (5 a 50 nm), que al ser removida puede causar retracción del sistema.

Agua absorbida. Es el agua que está cercana a la superficie sólida; es decir, bajo la influencia de las fuerzas de atracción, las moléculas de agua son físicamente absorbidas en la superficie de los sólidos en la pasta de cemento hidratada. Se ha sugerido que hasta seis capas moleculares de agua (15 Å), pueden ser retenidas físicamente por la adhesión del hidrógeno. Puesto que la energía de adherencia de las moléculas individuales de agua disminuye con la distancia de la superficie sólida, una mayor parte del agua absorbida puede perderse por secado de la pasta de cemento hidratada, con 30% de humedad relativa. La pérdida de agua absorbida es principalmente responsable de la retracción de la pasta de cemento hidratada por secado.

Agua entre capas. Es el agua asociada con la estructura de los silicatos cálcicos hidratados. Se ha sugerido que una capa de agua monomolecular entre las capas de silicatos cálcicos hidratados, es fuertemente retenida por la adhesión del hidrógeno. El agua entre capas se pierde solamente por un fuerte secado (por ejemplo bajo 11% de humedad relativa). La estructura del silicato cálcico hidratado se contrae considerablemente cuando el agua entre capas se pierde.

Agua químicamente combinada. Es el agua que forma una parte integral de la estructura de varios productos de hidratación del cemento. Esta agua no se pierde con el secado; aparece cuando los hidratos se descomponen por calentamiento. Con base en el modelo de Feldman-Sereda, en la figura 3.3.1 se ilustran los diferentes tipos de agua asociados con el silicato cálcico hidratado.

7.2.3. Estructura de la zona de transición

Debido a dificultades experimentales, la información sobre la zona de transición en el concreto es escasa; sin embargo, con base a una descripción dada por Maso, se puede lograr una comprensión de las características estructurales, siguiendo la secuencia de su desarrollo desde el momento en que se coloca el concreto.

Primero, en un concreto recién compactado, las partículas de agua se forman alrededor de las partículas de agregado grueso. Esto podría ser la causa de una relación agua/cemento más alta, más cercana al agregado grueso que alejada de él (es decir en la masa del mortero). En seguida, en la masa de la pasta, iones de calcio, de sulfato, de hidróxilo y de aluminato, producidos por la disolución de los compuestos de sulfato de calcio y del aluminato de calcio, se combinan para formar etringita e hidróxido de calcio.

Debido a una alta relación agua/cemento, estos productos cristalinos en la vecindad del agregado grueso están formados por cristales relativamente más grandes y por lo tanto forman un marco más poroso que en la masa de la pasta de cemento o en la matriz del mortero. Los cristales de hidróxido de calcio en forma de placas, tienden a formar capas orientadas perpendicularmente a la superficie del agregado.

Finalmente al avanzar la hidratación, el H-S-C pobremente cristalino y una segunda generación de cristales más pequeños que la etringita y el hidróxido de calcio, comienzan a llenar el espacio vacío que existe entre el marco creado por los grandes cristales de etringita y de hidróxido de calcio. Esto ayuda a mejorar la densidad y por lo tanto la resistencia de la zona de transición.

En la figura 7.2.3.1 se muestra una micrografía electrónica de barrido de la zona de transición, así como un diagrama representativo de ésta.

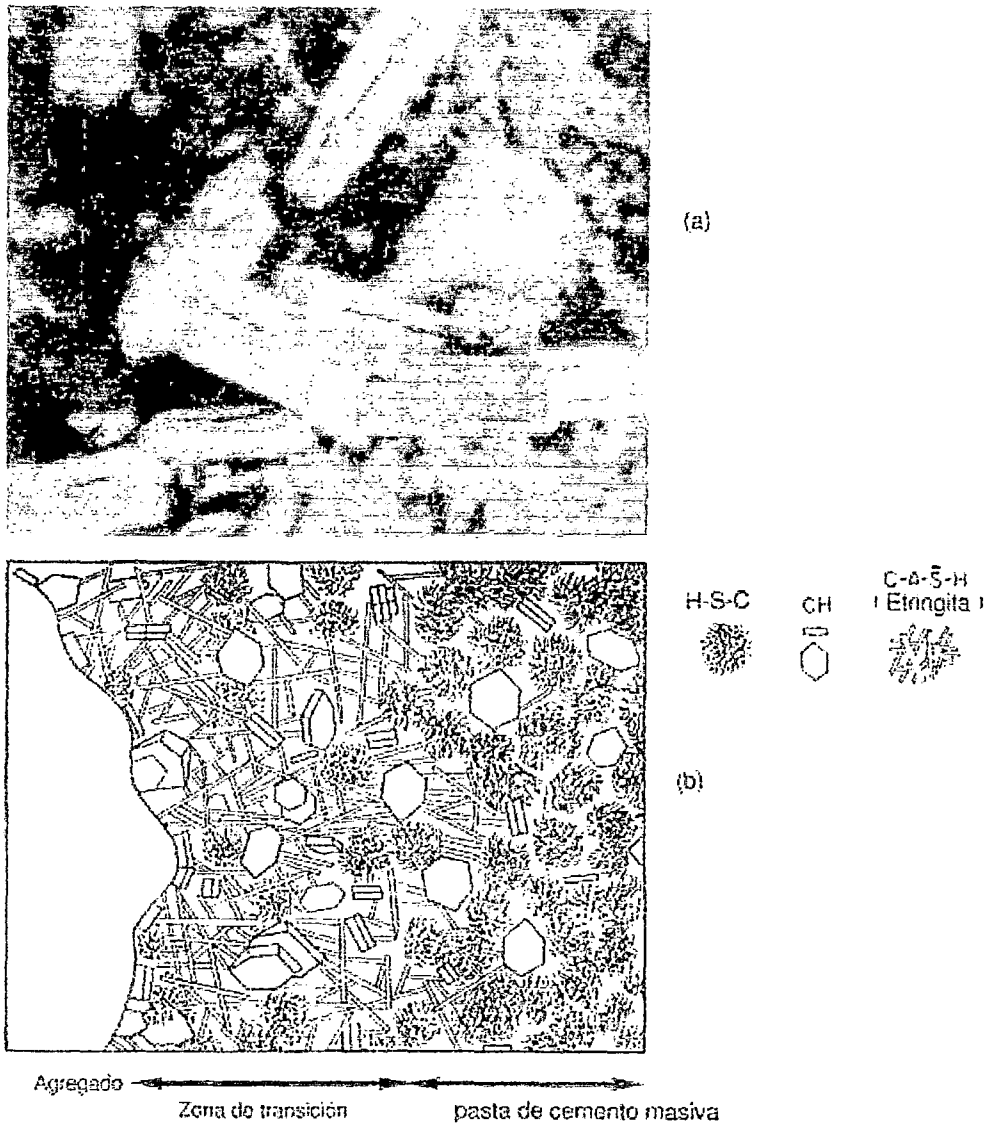


GRAFICO 7.2.3.1 – a) Micrografía electrónica de barrido de cristales de hidróxido de calcio en la zona de transición. b) Representación gráfica de la zona de transición y la pasta de cemento masiva en el concreto

Fuente: Mehta, Monteiro, "CONCRETO: Estructura, propiedades y materiales", IMCYC, México, 1998, pág. 28.

7.2.3.1. Resistencia de la zona de transición

Como el caso de la pasta de cemento hidratada, la causa de la adhesión entre los productos de la hidratación y las partículas de agregado grueso, es la fuerza de atracción de Van der Waals; por lo tanto, la resistencia de la zona de transición en cualquier punto, depende del volumen y del tamaño de los huecos presentes. Aun para un concreto de baja relación agua/cemento, a edades tempranas, el volumen y el tamaño de los huecos en la zona de transición será más grande que en la masa del mortero; consecuentemente el primero es más débil en resistencia. Sin embargo, con el incremento de la edad, la resistencia en la zona de transición puede igualarse o aun ser mayor que la resistencia de la masa del mortero. Esto podrá suceder como resultado de la cristalización de nuevos productos en los huecos de la zona de transición, por reacciones químicas lentas entre los componentes de la pasta de cemento y el agregado, la formación de hidratos de silicatos de calcio, en el caso de agregados silíceos, o la formación de hidratos de carboaluminato en el caso de piedra caliza. Tales interacciones contribuyen a la resistencia debido a que ellas también tienden a reducir la concentración de hidróxido de calcio en la zona de transición. Los grandes cristales de hidróxido de calcio poseen menos capacidad de adhesión, no solamente debido a un área superficial menor y la correspondiente debilidad de las fuerzas de atracción de Van der Waals, sino también porque sirven como sitios de ruptura preferidos debido a su estructura orientada.

Además del gran volumen de los huecos capilares y de los cristales de hidróxido de calcio orientados, el principal factor responsable de la pobre resistencia de la zona de transición en el concreto es la presencia de microgrietas. La cantidad de microgrietas depende de numerosos parámetros, incluyendo el tamaño del agregado y su granulometría, el contenido de cemento, la relación agua/cemento, el grado de

compactación del concreto fresco, las condiciones de curado, la humedad del ambiente y la historia térmica del concreto. Por ejemplo: una mezcla de concreto que contenga un agregado pobremente graduado es más propensa a la segregación al compactarse; así, se pueden formar gruesas películas de agua alrededor del agregado grueso, especialmente bajo la partícula. En condiciones idénticas, cuanto más grande sea el tamaño del agregado, más gruesa será la película de agua. La zona de transición formada en estas condiciones, será susceptible a agrietarse cuando se exponga a la influencia de esfuerzos de tensión inducidos por movimientos diferenciales entre el agregado y la pasta de cemento hidratado.

Tales movimientos diferenciales se presentan comúnmente ya sea por secado o por enfriamiento del concreto. En otras palabras, el concreto tiene microgrietas en la zona de transición aun antes que la estructura sea cargada. Obviamente, el impacto de las cargas a corto plazo, la retracción por secado y las cargas sostenidas a altos niveles de esfuerzo, tendrán el efecto de incrementar el tamaño y el número de las microgrietas.

7.2.3.2. Influencia de la zona de transición en las propiedades del concreto

La zona de transición, generalmente el eslabón más débil de la cadena, es considerada como la fase de resistencia límite del concreto. Es debido a la presencia de la zona de transición, que el concreto falla en un nivel de esfuerzo considerablemente más bajo que la resistencia de sus dos principales componentes. Puesto que no se necesitan niveles muy altos de energía para extender las grietas que existen en la zona de transición, aun de 40 a 70% de la resistencia última, se obtienen incrementos de deformaciones más altos por unidad de esfuerzo aplicado. Esto explica el fenómeno de que los componentes del concreto (es decir el agregado y la pasta de cemento hidratado o el mortero) permanecen generalmente elásticos hasta llegar a la fractura en una prueba de

compresión uniaxial, mientras que el concreto mismo muestra un comportamiento inelástico.

A niveles de esfuerzo más altos, de aproximadamente 70% de la resistencia última, las concentraciones de esfuerzo en los grandes huecos de la matriz de mortero se vuelven suficientemente grandes para iniciar allí un agrietamiento. Con el incremento del esfuerzo, las grietas de la matriz se extienden gradualmente hasta que se unen a las grietas originadas en la zona de transición. El sistema de grietas se vuelve entonces continuo y el material se fractura.

Se necesita una cantidad considerable de energía para la formación y la extensión de grietas en la matriz bajo una carga de compresión. Por otra parte, bajo cargas de tensión, las grietas se propagan rápidamente y a un nivel de esfuerzo mucho menor. Esta es la razón de que el concreto falle en una forma frágil a la tensión, pero que sea relativamente tenaz a la compresión. Esta es también la razón por la que la resistencia a la tensión es mucho menor que la resistencia a la compresión de un concreto.

La estructura de la zona de transición, especialmente el volumen de los huecos y microgrietas presentes, tienen una gran influencia en la rigidez o el módulo de elasticidad del concreto. En el material compuesto, la zona de transición sirve como un puente entre los dos componentes: la matriz de mortero y las partículas del agregado grueso.

Aún cuando los componentes individuales son de alta rigidez, la rigidez del compuesto puede ser menor debido a los puentes rotos (es decir, los huecos y las microgrietas en la zona de transición), que no permitan la transferencia del esfuerzo. Así, debido al microagrietamiento en la exposición al fuego, el módulo de elasticidad del concreto se abate más rápidamente que la resistencia a la compresión.

Las características de la zona de transición también influyen en la durabilidad del concreto. Los elementos de concreto presforzados y reforzados fallan a menudo debido a la corrosión del acero embebido. La velocidad de corrosión del acero es influenciada enormemente por la permeabilidad del concreto.

La existencia de microgrietas en la zona de transición en su interfase con el acero y el agregado grueso, es la razón principal de que el concreto sea más permeable que la pasta de cemento hidratado o mortero correspondiente. Nótese que la penetración de aire y de agua es un prerrequisito necesario para la corrosión del acero en el concreto.

El efecto de la relación agua/cemento sobre la permeabilidad y la resistencia del concreto se atribuye generalmente a la relación que existe entre la relación agua/cemento y la porosidad de la pasta de cemento hidratado en el concreto. Esto, sumado a la exposición anterior referente a la influencia de la estructura y las propiedades de la zona de transición del concreto muestra que, de hecho, es más apropiado pensar en términos del efecto de la relación agua/cemento en la mezcla del concreto como un todo.

Esto es debido a que, dependiendo de las características del agregado tales como el tamaño máximo y la granulometría, es posible tener grandes diferencias en la relación agua/cemento entre la matriz de mortero y la zona de transición.

En general, si todo lo demás permanece igual, cuanto más grande sea el agregado, más alta será la relación local agua/cemento en la zona de transición y consecuentemente, más débil y más permeable será el concreto.

7.3. Propiedades del Concreto al estado fresco

7.3.1. Trabajabilidad

En sentido estricto, la manejabilidad es la cantidad de trabajo interno útil necesario para producir la compactación total. El trabajo interno útil es una propiedad física del concreto definida por la cantidad de trabajo o energía requerido para vencer a la fricción interna entre las partículas en el concreto. Sin embargo, se requiere también energía adicional para vencer a la fricción de la superficie entre el concreto y los moldes y/o el refuerzo. En la práctica, es difícil medir la manejabilidad tal como se ha definido; lo que medimos es la manejabilidad aplicable a un método adoptado en particular.

Otro término empleado en la descripción del concreto fresco es la consistencia o firmeza de forma de una sustancia o la facilidad con que fluirá. En el caso del concreto, la consistencia se toma a veces como el grado de humedad (excepto cuando se utilizan aditivos); hasta cierto punto, los concretos húmedos son más manejables que los secos, pero concretos de la misma consistencia pueden variar en su manejabilidad.

Debido a que la resistencia del concreto se ve afectada en forma muy adversa por la presencia de vacíos en la masa compactada, es indispensable que posea la máxima densidad posible.

Un concreto denso requiere a su vez ser manejable, para que sea posible una compactación virtualmente total, empleando una cantidad razonable de trabajo. La presencia de vacíos en el concreto reduce la densidad y la resistencia: 5% de vacíos puede reducir la resistencia hasta en 30%.

Los vacíos en el concreto endurecido, son en realidad, burbujas de aire atrapado o espacios dejados después de eliminar el exceso de agua. El volumen de este último depende únicamente de la relación agua/cemento de la mezcla, mientras que la presencia de burbujas de aire depende de la

gradación de las partículas finas en la mezcla, y por el hecho de que las burbujas son expelidas más fácilmente de una mezcla húmeda que de una seca. Por tanto, para cualquier método de compactación debe haber un contenido óptimo de agua en la mezcla, en el cual la suma de volúmenes de las burbujas de aire y de los espacios de agua sea de un mínimo y la densidad sea un máximo. Sin embargo, el contenido óptimo de agua puede variar en los diferentes métodos de compactación.

7.3.1.1. Factores que afectan la manejabilidad

Es evidente que la manejabilidad es afectada por una serie de factores interactuantes: contenido de agua, tipo y gradación del agregado, relación agua/cemento, aditivos para mezcla y finura del cemento. El elemento principal es el contenido de agua de la mezcla, ya que basta añadir agua para que se incremente la lubricación entre las partículas. Sin embargo, a fin de lograr condiciones óptimas para que haya un mínimo de espacios o una máxima densidad sin segregaciones, se debe tener en cuenta la influencia del tipo de agregado y de la gradación. Por ejemplo, las partículas más finas requieren más agua para humedecer su mayor superficie específica, mientras que la forma irregular y textura áspera de un agregado angular exige más agua que un agregado redondeado. También es importante la porosidad o absorción del agregado, ya que una parte de la mezcla, necesaria para la lubricación de las partículas, será eliminada.

Con una relación constante de agua/cemento, la manejabilidad aumentará a medida que se reduzca la relación agregado/cemento, debido al incremento del agua en relación con la superficie total de sólidos.

Una relación alta de volúmenes de agregado grueso con respecto al agregado fino puede conducir a la separación y a una menor trabajabilidad, volviendo la mezcla áspera y difícil al acabado. A la inversa, demasiadas partículas finas llevarán a una mayor manejabilidad;

sin embargo, una mezcla con demasiada arena produce concreto menos durable. La finura del cemento es poco importante para la trabajabilidad, pero a mayor finura del cemento, mayor será la demanda de agua.

Hay otros dos factores que afectan la trabajabilidad: el tiempo y la temperatura. El concreto recién mezclado se vuelve rígido con el tiempo, pero esto no debe confundirse con el tiempo de fraguado del cemento. Es claro que el agregado absorbe parte del agua de la mezcla, otra parte se pierde por evaporación (especialmente si el concreto está expuesto al sol o al viento) y otra parte más se elimina por las reacciones químicas iniciales. El endurecimiento del concreto se mide con precisión por la pérdida de manejabilidad con el paso del tiempo, conocida como pérdida de revenimiento, que varía según la riqueza de la mezcla, el tipo de cemento, la temperatura del concreto y la manejabilidad inicial. Debido a este cambio en la consistencia o manejabilidad aparente, es muy importante la manejabilidad en el momento de colocar el concreto, después de hacer la mezcla, es preferible retrasar la prueba adecuada hasta unos 15' después de la mezcla.

Una mayor temperatura reduce la manejabilidad y aumenta la pérdida de revenimiento. En la práctica, cuando las condiciones ambientales no son normales, lo mejor es hacer pruebas en el lugar de trabajo para determinar la manejabilidad de la mezcla.

7.3.1.2. Pruebas de manejabilidad

No existe una prueba aceptable para la medición de la manejabilidad tal como la hemos definido. Los métodos que se describen proporcionan una medida aplicable sólo en referencia al método específico que se emplee. Sin embargo, el cono de Abrams tiene aceptación universal y su mérito principal reside en la sencillez de la operación, con una capacidad de detectar variaciones en la uniformidad de la mezcla de proporciones nominales específicas.

7.3.1.2.1. Prueba de Revenimiento

La norma NTP 339.035 (ASTM C 143) prescribe el procedimiento para esta prueba. El molde para la prueba de revenimiento es un cono truncado de 305 mm de altura. La base, de 203 mm, se coloca sobre una superficie plana, con la abertura más pequeña de un diámetro de 102 mm, hacia arriba. El recipiente se llena de concreto en tres capas, compactando cada una con 25 golpes con una varilla lisa de acero estándar de 16 mm de diámetro, redondeada en el extremo. En la superficie superior se elimina lo que sobra haciendo rodar la varilla por encima. El molde debe quedar firmemente sujeto a la base durante toda la operación; esto se facilita colocando unas abrazaderas soldadas.

Inmediatamente después del llenado se levanta el cono con suavidad y el concreto se desploma, de ahí el nombre de la prueba. La disminución en la altura del centro del concreto desplomado se denomina revenimiento, y se mide hasta lo más cercano a 5 mm ($\frac{1}{4}$ in). Para reducir la influencia de la variación en la fricción superficial, el interior del molde y su base deben estar húmedos al comienzo de cada prueba y, antes de levantar el molde, el área que le rodea debe estar limpia, sin el concreto que pueda haber caído accidentalmente.

Si en vez de desplomarse uniformemente en todo el derredor, como en un verdadero desplome, la mitad del cono se desliza en un plano inclinado, se dice que ocurre un revenimiento cortante y la prueba debe repetirse. Si persiste el revenimiento cortante, como puede ser el caso con mezclas ásperas, será una señal de falta de cohesión de la mezcla.

Las mezclas de consistencia rígida tienen un revenimiento cero, así que en el rango de secos no puede detectarse ninguna variación entre mezclas de manejabilidades distintas. Este problema no existe en mezclas ricas, en las que el revenimiento es sensible a las variaciones

de manejabilidad. Sin embargo, en una mezcla pobre con tendencia a la aspereza, el desplome puede cambiar fácilmente al cortante o incluso colapsarse, y pueden obtenerse valores muy diferentes de revenimiento en varias muestras de la misma mezcla; por tanto, la prueba no es confiable con mezclas pobres.

En el cuadro 7.3.1.2.2.1 se muestra el orden de magnitud del revenimiento para diferentes manejabilidades. Debe recordarse que con diferentes agregados se puede registrar el mismo revenimiento para diferentes manejabilidades; además, el revenimiento no guarda una relación única con la manejabilidad, como se ha dicho anteriormente.

A pesar de estas limitantes, la prueba de revenimiento es muy útil en el lugar de trabajo, para una medición de las variaciones de un día a otro o de una hora a otra, en los materiales que se mezclan. Por ejemplo, un incremento en el revenimiento puede significar que el contenido de humedad del agregado aumentó inesperadamente; otra causa sería un cambio en la gradación del agregado, tal como una deficiencia en la arena. Un revenimiento demasiado alto o demasiado bajo es un aviso inmediato que permite al operador de la mezcladora hacer correcciones. Esta aplicación de la prueba, así como su sencillez, son las razones para su tan difundido uso.

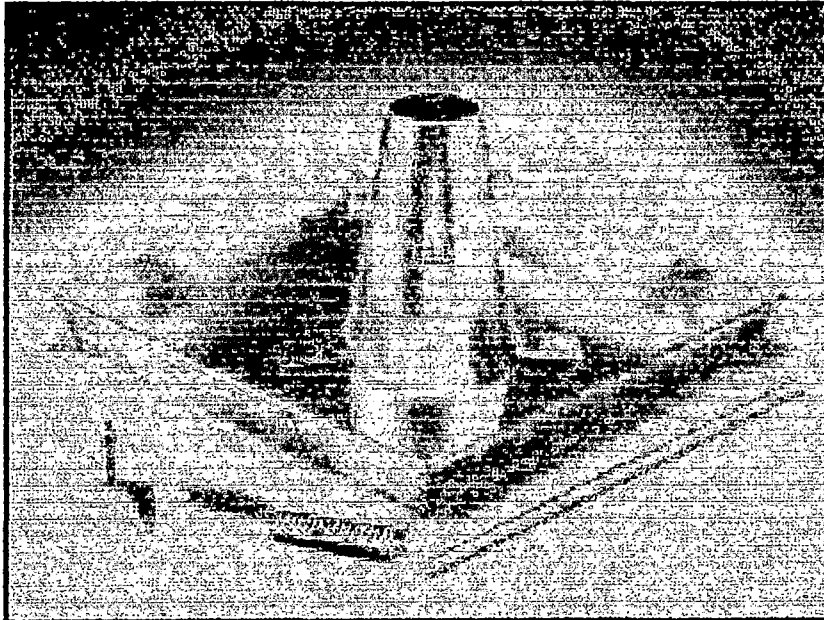


GRAFICO 7.3.1.2.1.1 – Cono de Abrams para ensayos de asentamiento

7.3.1.2.2. Prueba de la Mesa de Sacudidas

Esta prueba consiste en determinar el índice de consistencia del concreto fresco, este índice es una medida de la manejabilidad de la mezcla. Por lo general se utiliza este método debido a que es más exacto que la prueba de revenimiento en los casos de concretos de consistencia seca, sin embargo no es usual su utilización, ya que solo puede efectuarse en laboratorio.

El índice de consistencia es el la relación entre el incremento del diámetro que experimenta la base inferior de un tronco de cono de masa de concreto fresco (el cual ha sido llenado en tres capas compactando cada una con 25 golpes con una varilla de acero liso) sometido a 15 sacudidas sucesivas.

La norma NTP 339.085 describe el método de ensayo para la determinación del índice de consistencia de concreto fresco, mediante el uso de la mesa de sacudidas.

CUADRO 7.3.1.2.2.1 - Trabajabilidad y revenimiento de concretos con tamaño máximo de agregado entre ¾" a 1 ½"

Grado de trabajabilidad	Revenimiento		Uso conveniente del Concreto
	mm	in	
Muy baja	0-25	0-1	En caminos vibrados por máquinas de poder. En el final más trabajable de este grupo, el concreto se puede compactar en ciertos con máquinas manuales
Baja	25-50	1-2	En caminos vibrados con máquinas manuales. En el final más trabajable de este grupo, el concreto se puede compactar manualmente en caminos usando agregado de forma redonda o irregular. Cimentaciones de concreto en masa sin vibración o secciones reforzadas ligeramente con vibración.
Media	50-100	2-4	En el final menos trabajable de este grupo, se encuentran las losas planas compactadas manualmente que usan agregados triturados. Concreto reforzado normal, compactado manualmente y secciones muy reforzadas con vibración.
Alta	100-175	4-7	Para secciones con refuerzo aglomerado. Normalmente no es adecuado para ser vibrado.

7.3.2. Cohesión y Segregación

Al examinar la manejabilidad de la mezcla se señaló que no debe segregarse, es decir, debe tener cohesión, que es esencial para lograr una compactación completa. La segregación se define como la separación de los componentes de una mezcla heterogénea, de modo que su distribución ya no es uniforme. En el caso del concreto, la causa principal de segregación es la diferencia en el tamaño de las partículas (y en ocasiones, en la gravedad específica de los componentes de la mezcla). Estas diferencias pueden controlarse con una gradación adecuada y con un manejo cuidadoso.

Hay dos formas de segregación. En la primera, las partículas más gruesas tienden a separarse, ya que, en comparación con las partículas más finas, se desplazan más en una pendiente o se asientan. La segunda forma, que se da principalmente en mezclas más húmedas, es la separación de la lechada (cemento más agua). Con algunas gradaciones, cuando se emplea una mezcla pobre se da la primera forma de separación si la mezcla está demasiado seca. La adición de agua mejora la cohesión, pero si queda demasiado húmeda ocurre la segunda forma de separación.

La influencia de la gradación en la segregación se explicó anteriormente (capítulo 2), pero el grado real de segregación dependerá del método que se emplee para manejar y colocar el concreto. Si el concreto no ha viajado mucho y es transferido directamente de la cuba o de la carretilla a su lugar final en los moldes, el riesgo de separación será pequeño. Por otra parte, el dejar caer el concreto desde una altura considerable, hacerlo pasar por una tolva – especialmente si tiene cambios de dirección – y descargarlo contra un obstáculo, propician la segregación. Por ello, en estas circunstancias debe emplearse una mezcla especialmente cohesiva. Con un método correcto de manejo, transporte y colocación, la probabilidad de segregación se reduce en gran medida: existen muchas reglas prácticas que se aprenden con la experiencia.

Debe hacerse énfasis en que el concreto ha de ser colocado siempre directamente en la posición definitiva y no debe permitirse que fluya o se trabaje a lo largo de la forma. Esta prohibición incluye el uso de un vibrador para extender una gran cantidad de concreto sobre un área grande. La vibración es no de los medios más útiles para compactar concreto pero, debido a que se trabaja mucho con él, un uso indebido del vibrador aumenta el riesgo de segregación (en el colocado, a diferencia del manejo). Esto ocurre principalmente cuando se permite que la vibración dure demasiado. En muchas mezclas se puede obtener por resultado que el agregado se separe, es decir, el grueso va hacia el fondo de la forma y la pasta de cemento va hacia la parte de arriba. Desde luego, un concreto así resultaría débil y la escoria (nata) en su superficie sería tan rica y húmeda que podría estrellarse y deshacerse en polvo.

El riesgo de separación puede reducirse con la incorporación de aire. Por el contrario, el empleo de agregado grueso, cuya gravedad específica sea considerablemente mayor que la del agregado fino, puede conducir a una mayor segregación.

La segregación es difícil de medir cuantitativamente, pero se detecta con facilidad cuando el concreto se maneja en obra donde será colocado, en alguna de las formas que se mencionaron como indeseables. Un buen panorama de la cohesión de la mezcla se obtiene con la prueba de la mesa de flujo. Respecto a la tendencia a la segregación por sobrevibración, una prueba práctica consiste en hacer vibrar un cubo o cilindro de concreto durante aproximadamente 10 min y luego desmontarlo para observar la distribución del agregado grueso: cualquier segregación se notará fácilmente.

7.3.3. Exudación

La exudación, conocida también como ganancia de agua, es una forma de segregación en la que parte del agua de la mezcla tiende a subir a la superficie del concreto recién colocado. Se origina con la incapacidad de los componentes sólidos para retener toda el agua cuando se asientan. La exudación puede expresarse cuantitativamente como el asentamiento total (reducción de altura) por unidad de altura del concreto. Tanto la capacidad de exudación como la proporción de exudación puede determinarse experimentalmente mediante la prueba NTP 339.077 (ASTM C 232). La exudación del concreto termina cuando la pasta ha endurecido lo suficiente.

A consecuencia de la exudación, la parte superior de cada capa de concreto colocada puede quedar demasiado húmeda y, si el agua queda atrapada por el concreto superpuesto, da por resultado una capa porosa débil y no duradera de concreto. Si el agua exudada se vuelve a mezclar durante el acabado de la superficie superior, resultará una superficie de desgaste débil. Esto puede evitarse retrasando las operaciones de acabado hasta que el agua exudada se haya evaporado; también se evita con el uso de flotadores de madera y evitando sobretrabajar la superficie. Por otra parte, si la evaporación del agua de la superficie del concreto es más rápida que el índice de exudación, puede producirse un agrietamiento por contracción de fraguado plástico.

Además de la acumulación en la superficie superior del concreto, parte del agua que sube queda atrapada debajo de partículas grandes de agregado o del refuerzo, creando zonas de baja adherencia. Esa agua va dejando vacíos y, puesto que éstos quedan orientados en la misma dirección, la permeabilidad del concreto en un plano horizontal podría incrementarse. Una pequeña cantidad de vacíos está presente casi siempre, pero la exudación abundante debe evitarse, ya que aumenta el riesgo de daño por congelación. La exudación se manifiesta con frecuencia en forma de

láminas delgadas, como caminos, en los cuales el congelamiento representa un riesgo considerable.

La exudación no es necesariamente dañina. Si no es interrumpida (y el agua se evapora), la relación efectiva agua/cemento puede reducirse, son el consiguiente incremento en la resistencia. Por otra parte, si el agua que sube lleva consigo gran cantidad de las partículas más finas de cemento, se formará una capa de nata. Si ésta queda en la parte superior de un bloque, se formará una superficie porosa y con aspecto polvoso permanente. En la parte superior se formará una capa débil y su adherencia con la siguiente será inadecuada. Por esta razón, la nata siempre debe ser removida mediante cepillado y lavado.

La tendencia a la exudación depende del contenido de agua de la mezcla, pero también de las propiedades del cemento. Será menor con cementos más finos y también influirán en ella algunos aspectos químicos: será menor cuando el cemento contenga mucho álcali o C_3A , o cuando se añada cloruro de calcio; aunque los dos últimos factores pueden producir otros efectos indeseables. Una mayor temperatura, dentro del rango normal, incrementa la tasa de exudación, aunque la capacidad de exudación total probablemente no resulte afectada. Las mezclas ricas son menos propensas a la exudación que las pobres; también se logra reducir la exudación añadiendo puzolana o polvo de aluminio. La incorporación de aire reduce eficazmente el exudado, para que después del colado se siga con el acabado sin demora.

7.3.4. Peso Unitario

Es común determinar el peso unitario del concreto fresco compactado al medir la manejabilidad o el contenido de aire. El peso unitario se obtiene fácilmente al pesar el concreto fresco compactado en un contenedor estandarizado, de volumen y masa conocidos; en la norma NTP 339.046 (ASTM C 138) se describen los procedimientos. Si se conoce el peso unitario ρ , el volumen del concreto puede determinarse a partir de la

masa de los ingredientes. Cuando éstos se expresan en cantidades por lote puestos en la mezcladora, podemos calcular la producción de concreto por lote.

Si las masas por lote de agua, cemento, agregado fino y agregado grueso son, respectivamente, W , C , A_f y A_c , el volumen del concreto compactado obtenido (producido) por lote será:

$$V = \frac{C + A_f + A_c + W}{\rho}$$

y el contenido de cemento (es decir, masa de cemento por unidad de volumen del concreto) será:

$$\frac{C}{V} = \rho - \frac{A_f + A_c + W}{V}$$

7.3.5. Proceso de Fraguado y Endurecido

En general, el concreto fresco debe permanecer lo suficientemente plástico durante un tiempo de por lo menor media hora (preferentemente una hora), para que pueda ser manejado y consolidado convenientemente. Después de este tiempo, y dejando la mezcla en reposo, comienza el proceso de endurecimiento normal hasta que se dice que la mezcla ha fraguado. Sin embargo, bajo condiciones normales y pasadas varias horas del primer mezclado, el concreto que ha endurecido considerablemente puede ser replastificado y consolidado por vibración o remezclado. De aquí que es conveniente definir el punto en el cual el concreto fragua o pasa de estado plástico a estado endurecido.

Se ha encontrado que el tiempo de fraguado del cemento se puede utilizar como un índice del tiempo de fraguado del concreto, correlacionándose razonablemente con el del mortero. Como en el caso del cemento, el tiempo de fraguado del concreto es necesariamente un valor arbitrario tomado en algún punto del proceso gradual de endurecimiento y definido en

términos de un método de prueba y aparato particular. Se han propuesto varios métodos entre los que se incluye medidas de resistencia eléctrica, consistencia, velocidad de onda, características de exudación, calor de hidratación, cambios de volumen, resistencia de adherencia, tiempo límite de replastificación por vibración, y resistencia a la penetración.

De los anteriores métodos, la norma NTP 339.082 de manera similar a la ASTM C 403 adoptó la resistencia a la penetración para concretos de asentamiento mayor de cero. Esta prueba es similar a la efectuada con la aguja de Vicat, y consiste en tomar una muestra de mortero procedente del tamizado a través de la malla No 4 de una porción de concreto fresco. Se somete a penetración durante un período de horas a una profundidad de 25 mm con agujas de punta plana cuyas áreas varían entre 16 y 645 mm². Con la fuerza de penetración, el área de la aguja y el tiempo transcurrido en el que se hace la medición, se dibuja una curva de resistencia a la penetración vs. tiempo transcurrido. De dicha curva, se toma como tiempo de fraguado inicial a aquel cuya resistencia a la penetración es de 35 kg./cm² (500 psi) y como tiempo de fraguado final aquel que alcanza un valor de 280 kg./cm² (4000 psi). Estos puntos, arbitrariamente escogidos, son de mucha ayuda en estudios comparativos de varios factores y en la especificación de límites en la tasa de endurecimiento del concreto en construcción. La penetración límite de 35 kg./cm² corresponde a la "vibración límite" después de la cual el concreto no puede replastificarse por vibración, mientras que el valor de 280 kg./cm² corresponde a la resistencia a la compresión de un mortero de aproximadamente 7 kg./cm² (1000 psi). Una vez que se obtiene el fraguado final, al igual que sucede con el cemento, se dice que comienza el endurecimiento del concreto¹⁰.

¹⁰ ASOCRETO, "Concreto: Serie de Conocimientos Básicos", ICPC, Colombia, 1998, Cap 7 pág. 6.

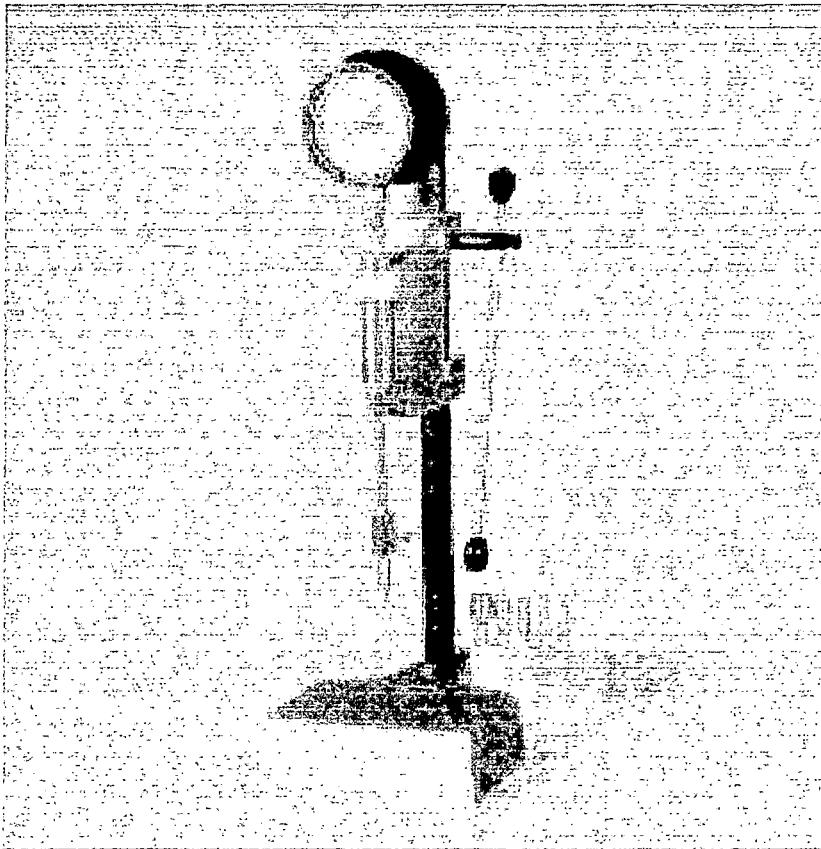


GRAFICO 7.3.5.1 - Penetrómetro Acme de Laboratorio

7.4. Propiedades del Concreto endurecido

En la presente sección se verán aspectos básicos de las propiedades del concreto al estado endurecido, las cuales son la resistencia a la compresión, la resistencia a la flexión y la elasticidad del concreto.

7.4.1. Resistencia a la compresión

La resistencia a la compresión representa la condición de carga en que el concreto exhibe mayor capacidad para soportar esfuerzos, de modo que la mayoría de las veces los elementos estructurales se diseñan con el fin de utilizar esta propiedad del concreto. Aunado a ello, existe la ventaja de que la resistencia a la compresión es la característica más fácil y confiable de determinar en el concreto endurecido, aunque no es una propiedad tan precisamente definida como pudiera suponerse debido a un cierto número de factores y condiciones cambiantes que intervienen en su determinación; por tal motivo, es necesario reglamentar las condiciones y procedimientos para determinarla.

La determinación de la resistencia a la compresión del concreto se efectúa comúnmente mediante el ensayo hasta la ruptura de especímenes representativos, con tres finalidades:

- Comprobar si las previsiones que se hacen al diseñar una mezcla de concreto son adecuadas para cumplir con la resistencia del proyecto.
- Controlar la uniformidad de las resistencias y ajustarlas al nivel requerido durante la producción del concreto.
- Verificar la resistencia del concreto como se encuentra en la estructura

En los dos primeros casos, los especímenes se elaboran tomando muestras del concreto en estado fresco, en tanto que en último caso los especímenes se obtienen del concreto ya endurecido en la estructura.

La condiciones y procedimientos de ensayo que son aplicables en cada caso, se consignan en normas que reglamentan aspectos tales como la forma y dimensiones de los especímenes, la manera de elaborarlos, curarlos, prepararlos y ensayarlos, e incluso las características de los equipos en que se ensayan los especímenes. La norma NTP 339.036 describe los procedimientos para la toma de muestras de concreto fresco.

7.4.1.1. Características de los especímenes

Los especímenes representativos para la determinación de la resistencia a la compresión del concreto pueden ser obtenidas durante la fabricación del concreto, mediante la obtención de muestras del concreto en estado fresco, o bien pueden ser obtenidos del concreto ya endurecido en la estructura.

El primer método se acostumbra emplear en la etapa previa y durante la construcción de la estructura, es decir, al diseñar la mezcla en el laboratorio y en el curso de la producción del concreto en la obra, de manera tal que el concreto de los especímenes recibe un tratamiento de compactación y curado que no es exactamente igual al del concreto en la estructura real; en cambio, su relativa simplicidad y economía, lo convierten en el modo preferido para la realización de las numerosas pruebas que frecuentemente se necesitan para el conocimiento y control de la uniformidad y el ajuste de nivel de la resistencia del concreto durante su producción. En el presente estudio se utilizará este método, ya que los ensayos se hacen para determinar el comportamiento del concreto con y sin aditivo en condiciones de laboratorio.

El segundo método se utiliza cuando por algún motivo se requiere verificar la resistencia y otras características del concreto tal como se encuentra colocado en la estructura, en cuyo caso puede concederse más representatividad al concreto de los especímenes en lo que se refiere a compactación y curado, si bien este modo de verificación de la resistencia tiene implicaciones prácticas y económicas que limitan su ejecución a la

frecuencia mínima indispensable. Considerando que en ambos modos no se exigen iguales características en los especímenes, a continuación los describiremos brevemente.

a) Especímenes elaborados del concreto fresco

Las dos formas geométricas que normalmente se utilizan en los especímenes que se elaboran para la determinación de la resistencia a la compresión del concreto, son la cúbica y la cilíndrica. El cubo es utilizado en varios países de Europa y en otros lugares donde se aplican las normas europeas, mientras que en Estados Unidos, Canadá, y también en Perú, se emplean especímenes cilíndricos con altura igual al doble del diámetro. La resistencia a la compresión del concreto obtenida en cilindro es del orden del 80% de la que se obtiene en cubo, este porcentaje es sólo aproximado debido a que varía con el grado de resistencia del concreto.

Para definir las dimensiones de los cilindros de prueba, la norma NTP 339.034 (ASTM C 192) relativa a especímenes de laboratorio, se establece que el diámetro del cilindro debe ser por lo menos tres veces mayor que el tamaño máximo de agregado, pero también se indica que el espécimen cilíndrico mínimo permisible es el de 51 mm (2") de diámetro y 102 mm (4") de altura. Por su parte, la norma ASTM C 31 correspondiente a cilindros en obra, señala que el cilindro mínimo permisible es el de 152 mm (6") de diámetro y 304 mm (12") de altura, al cual considera como espécimen estándar para todo concreto cuyo tamaño máximo de agregado no exceda a 51 mm (2"), y que para agregados mayores deben utilizarse cilindros de prueba cuyo diámetro sea por lo menos el triple del tamaño máximo del agregado. Debido a la continua necesidad de relacionar los resultados de laboratorio con los de obra, lo usual es que el cilindro de 152x304 mm (6"x12") se admita como estándar en ambos casos, para concretos con gravas hasta 51 mm (2") de tamaño máximo. En el presente estudio se utilizarán los especímenes estándar, debido a las características del agregado grueso.

En la construcción de grandes centrales eléctricas, y en especial hidroeléctricas, es relativamente frecuente el uso de concretos con gravas de tamaño mayor a 51 mm (2”), de modo que para cumplir con la condición antes mencionada se hace necesario elaborar especímenes cilíndricos de gran tamaño y peso que son de difícil manejo y costosos para la determinación rutinaria de la resistencia a la compresión durante la producción del concreto; a lo cual habría que añadir la necesidad de disponer en obra de una máquina de ensayo capaz de aplicar las grandes cargas requeridas para llevar hasta la rotura estos especímenes.

Para evitar estas dificultades, un procedimiento usual consiste en cribar el concreto húmedo por una malla de 38 mm (1 ½”) de abertura, con objeto de desechar las gravas mayores y utilizar el concreto cribado para elaborar cilindros estándar de 152x304 mm, cuyas resistencias se correlacionan experimentalmente con las obtenidas en cilindros del tamaño adecuado elaborados con el concreto integral (sin cribar). De esta manera, la determinación rutinaria de la resistencia a la compresión del concreto durante la producción se lleva a cabo en cilindros estándar de 152x304 mm, hechos de concreto cribado, y sus resultados se interpretan y evalúan mediante el uso de un factor de correlación correspondiente.

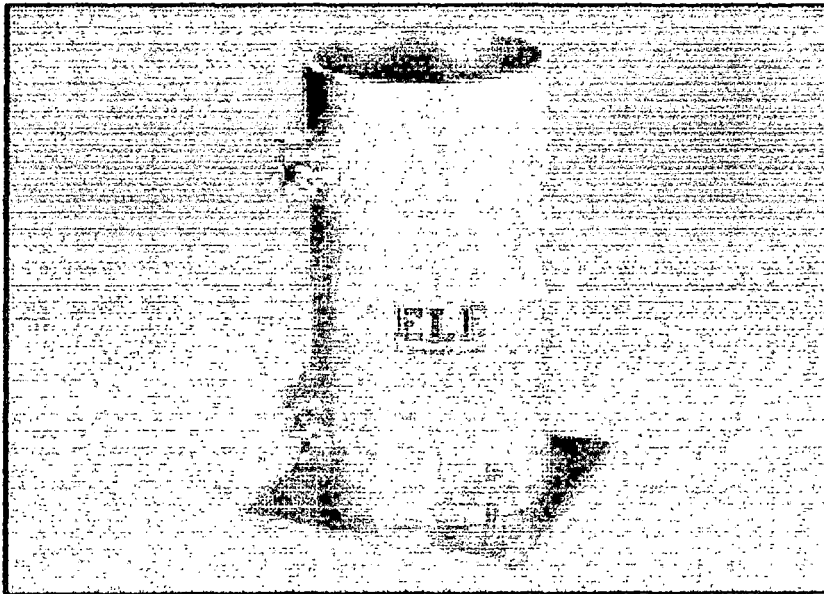


GRAFICO 7.4.1.1.1 - Molde Cilíndrico Estándar

b) Especímenes extraídos de la estructura

Para hacer una evaluación aproximada del concreto endurecido tal y como se encuentra en la estructura, existen procedimientos indirectos en los que se mide o determina alguna característica del concreto in situ que pueda ser utilizada para estimar su homogeneidad, compacidad o resistencia mecánica (a manera de índices de calidad) mediante correlaciones normalmente establecidas por los fabricantes de los equipos que se utilizan. Por otra parte existen los procedimientos directos en que se determina la resistencia mecánica del concreto en especímenes extraídos de la estructura; de éstos hay dos métodos normalizados cuya diferencia básica estiba en la manera de obtener los especímenes, y son:

- El método tradicional que consiste en extraer especímenes cilíndricos (núcleos) por barrenación o especímenes prismáticos (vigas) mediante corte del concreto con sierra.
- El método alternativo que es menos usual (porque su empleo se restringe a elementos planos horizontales) en el que se dejan moldes cilíndricos especiales sujetos a la cimbra del fondo, los cuales se llenan de concreto durante el colado de la estructura, formando parte de ésta, y así constituyen especímenes que se extraen y ensayan para determinar su resistencia a las edades deseadas.

El método tradicional de halla reglamentado en la norma ASTM C 42 que contempla la extracción de núcleos por barrenación o de vigas mediante corte. Los núcleos pueden destinarse a la verificación de los espesores de los miembros estructurales, y a la determinación de la resistencia a la compresión o tensión indirecta (por compresión diametral) del concreto. Las vigas se destinan principalmente al ensayo de la resistencia a la tensión por flexión, con la posibilidad de emplear las porciones de viga resultantes de este ensayo a manera de especímenes cúbicos modificados, para determinar la resistencia a la compresión del concreto conforma a la norma ASTM C 116.

7.4.1.2. Condiciones Normales de Prueba

Así como se reglamentan las características geométricas y dimensiones e los especímenes, también es necesario reglamentar todos los aspectos relacionados con su elaboración, conservación (curado), preparación y ensayo, a fin de evitar su influencia como factores de variación de la resistencia. Así, las resistencias que se obtienen bajo condiciones de prueba invariables, pueden ser evaluadas, comparadas o correlacionadas conforme se requiere.

a) Fabricación y curado de los especímenes

Es usual que se relacionen las resistencias a compresión que se obtienen en especímenes extraídos de la estructura, con las obtenidas en especímenes estándar elaborados en el laboratorio o en el campo. Sin embargo, debido a diferencias sustanciales que existen en las condiciones como se obtienen y curan los especímenes en ambos casos, dicha relación resulta incierta, por cuyo motivo es pertinente deslindar sus respectivas funciones y campos de aplicación.

Los especímenes estándar que se obtienen mediante muestreo del concreto recién elaborado representan las cualidades potenciales del concreto como se produce, y por ello deben ser fabricados y curados en condiciones invariables para que sus resultados puedan ser cotejados con los requisitos de resistencia especificados en la obra. Una variable la constituyen los especímenes estándar que también se obtienen del concreto en estado fresco pero se curan en las mismas condiciones de la estructura que representan, con el fin de aproximarse a la situación que guarda en este aspecto el concreto colocado. En este caso, las resistencias de los especímenes curados en el sitio de la estructura se destinan a funciones tales como la definición de la edad a la que se pueden retirar las cimbras soportantes, el establecimiento de relaciones resistencia - edad, y para comprobar la eficacia del sistema de protección

y curado que se aplica a la estructura, considerando que el sistema es aceptable si los especímenes curados en el sitio producen una resistencia igual o mayor que el 85% de la resistencia producida por especímenes compañeros curados en el laboratorio.

La norma NTP 339.034 (ASTM C 192), que establece los parámetros de elaboración y curado de especímenes estándar en laboratorio, especifica el llenado de moldes en capas de igual espesor, compactadas con varilla o por vibración según revenimiento; para el curado especifica que las primeras 24 horas los especímenes permanecerá en los moldes, protegidos de la evaporación y a una temperatura de $23 \pm 2^\circ\text{C}$, posteriormente se colocan los especímenes inmersos en agua saturada de cal, o en un ambiente con humedad relativa de 95% como mínimo, a $23 \pm 2^\circ\text{C}$ de temperatura.

b) Preparación y ensayo de los especímenes

En sus aspectos esenciales, los requisitos de las condiciones de prueba para los especímenes de prueba cilíndricos de concreto, en lo que se refiere a su preparación y ensayo, son prácticamente iguales para los especímenes que se fabrican en moldes estándar y para los que se extraen de las estructuras.

En cuanto a la preparación de los especímenes cilíndricos, es de particular importancia el acondicionamiento de las superficies de las cabezas, a través de las cuales se transmiten las cargas de compresión, a fin de eliminar defectos que puedan producir concentraciones de esfuerzos en el espécimen y hacerlo fallar de manera irregular. En este aspecto hay dos factores cuya influencia es decisiva y que por ello se reglamentan con precisión: la "planicidad" de las superficies y su perpendicularidad con el eje del cilindro. La norma ASTM C 39 establece que, para considerarlas aceptables, estas superficies no deben presentar desviaciones mayores de 0.05 mm en una distancia de 152 mm (diámetro de un cilindro estándar) al ser confrontadas con una regla perfectamente

recta en cualquier dirección; y que su perpendicularidad con el eje del cilindro no debe diferir más de 0.5° con respecto al ángulo de 90° , lo que significa una desviación máxima permisible de 3.2 mm en una distancia de 305 mm que es la altura del cilindro estándar.

Para conseguir que las superficies de las cabezas de los especímenes cilíndricos cumplan con estos requisitos, suelen emplearse dos procedimientos consistentes en pulirlas con una piedra de esmeril de características apropiadas, o recubrirlas con una delgada capa (alrededor de 3 mm de espesor) de pasta de cemento, masilla de yeso de alta resistencia, o un compuesto de azufre fundido. La norma ASTM C 617 define los requisitos que deben cumplirse cuando se emplea el segundo procedimiento, esto es, el recubrimiento de las cabezas del cilindro con una capa de alguno de estos tres materiales. La pasta de cemento se utiliza en los cilindros recién moldeados, es decir, se aplica al concreto en estado fresco; en tanto que el yeso de alta resistencia y el azufre fundido se utilizan en los especímenes de concreto endurecido, sean éstos cilindros estándar elaborados del concreto fresco o especímenes extraídos de las estructuras.

En relación con la práctica de "cabecear" los especímenes de concreto endurecido con un material de recubrimiento, es pertinente señalar una limitación que puede presentarse en función de la resistencia del concreto que se ensaya. Esto se debe a que en este método de prueba se menciona que el material de cabeceo debe ser, por lo menos, tan resistente como el concreto sobre el cual se aplica, y al mismo tiempo se establece como requisito de aceptación para dicho material una resistencia mínima a compresión de 350 kg./cm^2 , lo cual podría incapacitarlo para ser empleado en especímenes de concreto de muy alta resistencia.

Una vez acondicionadas las cabezas de los especímenes dentro de las tolerancias de planicidad y perpendicularidad especificadas, debe procederse a aplicarles una carga axial de compresión creciente hasta su

ruptura; la carga máxima que se alcanza dividida entre la sección transversal del espécimen corresponde al esfuerzo máximo aplicado que define la resistencia del concreto a compresión simple.

Al igual que todos los aspectos previos, el proceso de aplicación de carga debe efectuarse bajo condiciones reglamentadas para evitar la influencia de los factores cuya variación puede afectar los resultados. Entre dichos factores destacan las características de la máquina de ensayo, las condiciones de humedad del espécimen de concreto y la velocidad con que se incrementa la carga, todos los cuales se encuentran especificados en la norma ASTM C 39 debido a la importancia de sus efectos.

El grado de humedad del concreto en el momento de ser ensayado tiene influencia en su comportamiento bajo carga, ya que la presencia de agua en los poros de la pasta de cemento hidratada reduce su resistencia mecánica a compresión, con respecto a la misma pasta en condición seca. Consecuentemente, conforme disminuye por evaporación el grado de humedad de un espécimen de concreto originalmente saturado, tiende a ser mayor la carga requerida para provocar la ruptura del mismo, es decir, se incrementa la resistencia a la compresión aparente del concreto. Por tanto, es preciso definir el estado de humedad en que deben ensayarse los especímenes de concreto, de acuerdo con la finalidad del ensayo.

Así, cuando se trata de ensayar especímenes estándar curados en húmedo y cuyos resultados son la base de aceptación del concreto, deben tomarse las medidas necesarias para ensayarlos conforme lo previsto por el método de prueba, a fin de que todos los especímenes se ensayen con el mismo grado de humedad, lo más cercano a la saturación que sea posible. En cambio, si los especímenes se curan en las mismas condiciones de la estructura que representan, su ensayo debe realizarse con el grado natural de humedad que conserven al ser desmoldados, el cual se supone representativo del que posee en ese momento el concreto

de la estructura. Finalmente, en la posibilidad de ensayarlos en húmedo o en seco de acuerdo con las condiciones de servicio del concreto que representen, lo cual debe estipularse con claridad antes de efectuar el ensayo y de común acuerdo entre los que participen en la interpretación y evaluación de los resultados, particularmente los responsables del proyecto estructural, el suministro del concreto y la ejecución de la obra.

7.4.2. Resistencia a la flexión

Existen dos pruebas para determinar la resistencia a la flexión del concreto. En ambas pruebas se utiliza el mismo tipo de espécimen prismático, que se ensaya a flexión como viga simplemente apoyada, pero con la diferencia del modo como se le aplica la carga: en un caso la flexión se produce con una carga concentrada en el centro de luz, y en el otro con dos cargas concentradas iguales, aplicadas en los tercios de luz. Ambos modos de ensayo se encuentran normalizados conforme a las normas NTP 339.079 (ASTM C 293) y NTP 339.078 (ASTM C 78) respectivamente; sin embargo, en la práctica se prefiere el segundo (con cargas iguales en los tercios de luz) porque en esta condición de carga todo el tercio central del espécimen queda sometido al momento máximo de flexión y al correspondiente esfuerzo máximo de tensión, creando un estado constante de esfuerzo que da oportunidad para que la falla ocurra dentro de este tramo central.

Conforme a la norma NTP 339.078 (ASTM C 78) el ensayo debe realizarse en especímenes de forma prismática y sección rectangular que cumplan con los requisitos dimensionales establecidos para su elaboración en las normas ASTM C 31 y ASTM C 192 como sigue:

- La sección puede ser rectangular o cuadrada, si es rectangular el peralte (h) no debe exceder a 1.5 veces el ancho (b)
- La longitud del espécimen (viga) debe ser por lo menos 50 mm mayor que el triple del peralte, a fin de que el claro de prueba sea exactamente igual a $3h$

- El ancho (b) debe ser igual o mayor que tres veces el tamaño máximo del agregado que contenga el concreto.

No obstante, con el fin de eliminar variables y hacer los resultados de esta prueba más comparables, en dichos métodos se considera como espécimen estándar la viga de sección cuadrada de 152x152 mm (6"x6") y de longitud igual a 508 mm (20"), que es aplicable a todo concreto cuyo tamaño máximo de agregado no exceda a 51 mm (2"). Este tipo de viga usado es el que utilizaremos en el presente estudio, debido a la mayor facilidad de uso, ya que es el de tamaño más pequeño usado en laboratorio. Cabe señalar que cuando se trata de ensayar a flexión especímenes prismáticos extraídos de la estructura (generalmente losas de pavimento) la norma NTP 339.059 (ASTM C 42) también recomienda el uso de la viga estándar de 152 x 152 mm, pero admite el empleo de vigas con menores dimensiones condicionadas al espesor de la losa y al tamaño máximo del agregado.

El ensayo a tensión por flexión consiste esencialmente en colocar la viga en posición horizontal, apoyada libremente en sus extremos, y transmitirle a todo lo ancho de la viga dos cargas iguales en los tercios de luz, tomando precauciones para que tanto las reacciones en los apoyos como las cargas en los tercios actúen verticalmente, y colocando en las líneas de contacto del concreto con el dispositivo de apoyo y de transmisión de carga, sendas tiras de material compresible (usualmente cuero) para evitar la concentración de esfuerzos cuando en la superficie de concreto hay desviaciones mayores de 0.038 mm con respecto a la superficie plana.

La aplicación de carga debe iniciarse sin choque y puede conducirse con cierta rapidez hasta llegar aproximadamente a la mitad de la carga máxima prevista, y después debe continuarse a una velocidad constante que produzca un aumento en el esfuerzo máximo de tensión comprendido entre 8.8 y 12.3 kg./cm²/min., que para el caso de la viga estándar de 152x152 mm corresponde a una velocidad de carga comprendida entre 11 y 16 kg./s, aproximadamente. Este proceso de carga debe prolongarse hasta que se produzca la falla de la viga, a fin de registrar la carga máxima alcanzada

como dato para calcular el esfuerzo máximo de tensión producido por flexión en el plano inferior de la viga, a cuyo esfuerzo máximo se le denomina módulo de ruptura por flexión del concreto. En condiciones normales de ensayo la falla de la viga debe ocurrir dentro del tercio central, y el módulo de ruptura (M_r) se determina en kg./cm^2 por la expresión:

$$M_r = \frac{Pl}{bh^2}$$

siendo P la carga máxima en kilogramos, en tanto l , b y h son respectivamente la luz, el ancho y el peralte de la viga, en centímetros. Si la sección de falla ocurre fuera del tercio central (pero sin exceder más de 5% la luz) el método recomienda calcular el módulo de ruptura por la expresión:

$$M_r = \frac{3Pa}{bh^2}$$

en donde a es la distancia media entre la línea de fractura y el apoyo más cercano, medida sobre la superficie a tensión de la viga. Finalmente, si la sección de falla queda fuera del tercio central, a una distancia que exceda el 5% de la luz, el resultado del ensayo debe desecharse. Hay criterios (como el de la norma inglesa BS 1881:118) en el sentido que el ensayo debe desecharse cuando la falla se produzca fuera del tercio central, sin importar la distancia que resulte fuera de este.

El estado de humedad del espécimen de concreto en el momento de ensayarlo a tensión por flexión, influye en la magnitud de su módulo de ruptura del siguiente modo: si el espécimen se ensaya completamente seco su resistencia a la tensión por flexión suele ser mayor que si se ensaya completamente saturado, conforme a la misma tendencia que se manifiesta en los ensayos a compresión, pero si se le ensaya parcialmente seco, su resistencia a la tensión por flexión tiende a disminuir (con respecto al ensayo en estado saturado) en una proporción significativa que puede llegar a representar una pérdida de resistencia hasta 40%, lo cual se atribuye a los esfuerzos de tensión que son inducidos en el concreto a causa de la contracción que experimenta conforme pierde humedad. Para prevenir este

efecto adverso a la resistencia a tensión por flexión, en las normas ASTM C 31 y ASTM C 192 se hace notar la necesidad de evitar cualquier secado superficial de las vigas antes de su ensayo. En el caso de las vigas extraídas de la estructura mediante corte con sierra de disco, existe la posibilidad, al igual que en los núcleos, de ensayarlas en una condición de humedad diferente del estado saturado si así lo deciden los responsables del ensayo, pero en la norma ASTM C 42 también se hace la advertencia que la resistencia a la tensión por flexión del concreto sufre afectación en condiciones de secado parcial de los especímenes.

La variación del módulo de ruptura conforme cambia el nivel de la resistencia a la compresión, sigue la misma tendencia de las resistencias a tensión directa e indirecta, pero manifestando valores un poco más altos.

El informe ACI 363 menciona que, de acuerdo con resultados experimentales obtenidos por diversos investigadores, el módulo de ruptura correspondiente a concretos que incluyen los de peso ligero y de peso normal, suele hallarse en el intervalo comprendido entre $1.99\sqrt{f_c}$ y $3.18\sqrt{f_c}$; cuya amplia variación es originada a la gran variedad de agregados empleados.

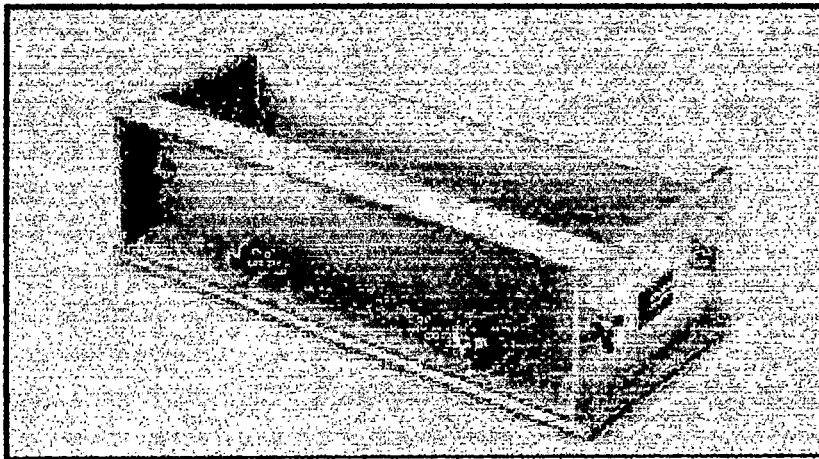


GRAFICO 7.4.2.1 - Molde para viguetas

7.4.3. Elasticidad

En general, es la capacidad del concreto de deformarse bajo carga, sin presentar deformación permanente una vez que cesan los esfuerzos.

El concreto no es un material elástico estrictamente hablando, sin embargo, convencionalmente se acostumbra definir un "Módulo de Elasticidad Estático" del concreto mediante una recta tangente a la parte inicial del diagrama, o una recta secante que une el origen del diagrama con un punto establecido que normalmente es un porcentaje de la tensión última.

Los módulos de elasticidad normales oscilan entre 250000 a 350000 kg./cm² y están en relación directa con la resistencia a la compresión y en relación inversa con la relación agua/cemento.

Conceptualmente, las mezclas más ricas tienen módulos de elasticidad mayores y mayor capacidad de deformación que la mezclas pobres. La norma que establece como determinar el Módulo de Elasticidad Estático del concreto es la ASTM C 469.

En el presente estudio no se determinó el módulo de elasticidad de las distintas mezclas, ya que las normas NTP 334.088 no indican requerimientos respecto al Módulo de Elasticidad Estático de mezclas de concreto con aditivo acelerante.

7.5. Resultados Experimentales

En esta sección se presentan los resultados obtenidos en las pruebas efectuadas al concreto fresco y endurecido, estos ensayos han sido efectuados de acuerdo a las normas técnicas peruanas correspondientes.

7.5.1. Efectos sobre el Concreto Fresco

Los resultados que se presentan a continuación son los valores promedio obtenidos de los ensayos efectuados de acuerdo a las normas técnicas nacionales correspondientes a cada uno de ellos; los cuales nos servirán para determinar la influencia de la adición del aditivo acelerante Plastocrete 161 FL a las cuatro mezclas patrón. Las plantillas de ensayos se adjuntan en el Anexo D.

7.5.1.1. Trabajabilidad

A continuación se muestran los valores del Slump de los diferentes diseños de mezclas, obtenidos de la medición del asentamiento con el Cono de Abrams, de acuerdo a la NTP 339.035.

CUADRO 7.5.1.1.1 – Asentamiento del Diseño tipo A

a/c = 0.40 C. Andino T I

Diseño	% aditivo acelerante	Slump pulg
A1	0	3 1/2"
A2	3	3 1/2"
A3	4	3 5/8"
A4	5	3 3/4"

CUADRO 7.5.1.1.2 – Asentamiento del Diseño tipo B

a/c = 0.60 C. Andino T I

Diseño	% aditivo acelerante	Slump pulg
B1	0	3 3/8"
B2	3	3 1/2"
B3	4	3 1/2"
B4	5	3 3/4"

CUADRO 7.5.1.1.3 – Asentamiento del Diseño tipo C

a/c = 0.40 C. Andino T II

Diseño	% aditivo acelerante	Slump pulg
C1	0	3 1/2"
C2	3	3 5/8"
C3	4	3 5/8"
C4	5	3 3/4"

CUADRO 7.5.1.1.4 – Asentamiento del Diseño tipo D

a/c = 0.60 C. Andino T II

Diseño	% aditivo acelerante	Slump pulg
D1	0	3 1/4"
D2	3	3 1/2"
D3	4	3 1/2"
D4	5	3 5/8"

7.5.1.2. Consistencia

A continuación se presentan los valores de los índices de fluidez obtenidos de los distintos diseños de mezcla, obtenidos de acuerdo a la norma NTP 339.085.

CUADRO 7.5.1.2.1 – Fluidez del Diseño tipo A

a/c = 0.40 C. Andino T I

Diseño	% aditivo acelerante	Fluidez %
A1	0	104
A2	3	109
A3	4	109
A4	5	111

CUADRO 7.5.1.2.2 – Fluidez del Diseño tipo B

a/c = 0.60 C. Andino T I

Diseño	% aditivo acelerante	Fluidez %
B1	0	135
B2	3	139
B3	4	139
B4	5	143

CUADRO 7.5.1.2.3 – Fluidez del Diseño tipo C

a/c = 0.40 C. Andino T II

Diseño	% aditivo acelerante	Fluidez %
C1	0	109
C2	3	109
C3	4	113
C4	5	113

CUADRO 7.5.1.2.4 – Fluidez del Diseño tipo D

a/c = 0.60 C. Andino T II

Diseño	% aditivo acelerante	Fluidez %
D1	0	128
D2	3	130
D3	4	130
D4	5	130

7.5.1.3. Exudación

A continuación se presentan los valores de la exudación de los distintos diseños de mezcla, obtenidos de acuerdo a la NTP 339.077.

CUADRO 7.5.1.3.1 – Exudación del Diseño tipo A

a/c = 0.40 C. Andino T I

Diseño	% aditivo acelerante	Exudación %
A1	0	0,95
A2	3	0,88
A3	4	0,72
A4	5	0,66

CUADRO 7.5.1.3.2 – Exudación del Diseño tipo B

a/c = 0.60 C. Andino T I

Diseño	% aditivo acelerante	Exudación %
B1	0	1,32
B2	3	1,11
B3	4	0,97
B4	5	0,92

CUADRO 7.5.1.3.3 – Exudación del Diseño tipo C

a/c = 0.40 C. Andino T II

Diseño	% aditivo acelerante	Exudación %
C1	0	1,12
C2	3	0,91
C3	4	0,83
C4	5	0,75

CUADRO 7.5.1.3.4 – Exudación del Diseño tipo D

a/c = 0.60 C. Andino T II

Diseño	% aditivo acelerante	Exudación %
D1	0	1,22
D2	3	1,04
D3	4	0,89
D4	5	0,84

7.5.1.4. Contenido de Aire

A continuación se presentan los valores del contenido de aire de las distintas mezclas de concreto, obtenidas por el método de ensayo gravimétrico, de acuerdo a la NTP 339.046.

CUADRO 7.5.1.4.1 – Contenido de Aire del Diseño tipo A

$a/c = 0.40$ C. Andino T I

Diseño	% aditivo acelerante	Contenido de Aire (%)
A1	0	1,7
A2	3	1,5
A3	4	1,5
A4	5	1,3

CUADRO 7.5.1.4.2 – Contenido de Aire del Diseño tipo B

$a/c = 0.60$ C. Andino T I

Diseño	% aditivo acelerante	Contenido de Aire (%)
B1	0	1,6
B2	3	1,5
B3	4	1,4
B4	5	1,4

CUADRO 7.5.1.4.3 – Contenido de Aire del Diseño tipo C

$a/c = 0.40$ C. Andino T II

Diseño	% aditivo acelerante	Contenido de Aire (%)
C1	0	1,6
C2	3	1,6
C3	4	1,5
C4	5	1,4

CUADRO 7.5.1.4.4 – Contenido de Aire del Diseño tipo D

$a/c = 0.60$ C. Andino T II

Diseño	% aditivo	Contenido de Aire (%)
D1	0	1,7
D2	3	1,6
D3	4	1,4
D4	5	1,4

7.5.1.5. Tiempo de Fragua

A continuación se presentan los valores de tiempo de fragua inicial y final de los distintos diseños de mezcla, obtenidos de acuerdo a la norma NTP 339.078. Los valores de resistencia a la penetración y tiempo transcurrido, así como las curvas de resistencia a la penetración vs. tiempo transcurrido utilizadas para la determinación de estos tiempos se adjuntan en el anexo D.

CUADRO 7.5.1.5.1 – Tiempo de Fragua del Diseño tipo A

a/c = 0.40 C. Andino T I

Diseño	% aditivo	Tiempo de Fragua Inicial hh:mm	Tiempo de Fragua Final hh:mm
A1	0	3:45	5:13
A2	3	3:01	4:12
A3	4	2:40	3:39
A4	5	2:18	3:14

En el gráfico 7.5.1.5.1 se presentan los valores de los tiempos de fragua del diseño tipo A con distintos contenidos de aditivo acelerante.

CUADRO 7.5.1.5.2 – Tiempo de Fragua del Diseño tipo B

a/c = 0.60 C. Andino T I

Diseño	% aditivo	Tiempo de Fragua Inicial hh:mm	Tiempo de Fragua Final hh:mm
B1	0	4:29	6:11
B2	3	4:06	5:08
B3	4	3:51	4:51
B4	5	3:15	4:04

En el gráfico 7.5.1.5.2 se presentan los valores de los tiempos de fragua del diseño tipo B con distintos contenidos de aditivo acelerante.

CUADRO 7.5.1.5.3 – Tiempo de Fragua del diseño tipo C

$a/c = 0.40$ C. Andino T II

Diseño	% aditivo	Tiempo de Fragua Inicial hh:mm	Tiempo de Fragua Final hh:mm
C1	0	3:45	4:44
C2	3	2:49	3:44
C3	4	2:22	3:08
C4	5	2:07	2:52

En el gráfico 7.5.1.5.3 se presentan los valores de los tiempos de fragua del diseño tipo C con distintos contenidos de aditivo acelerante.

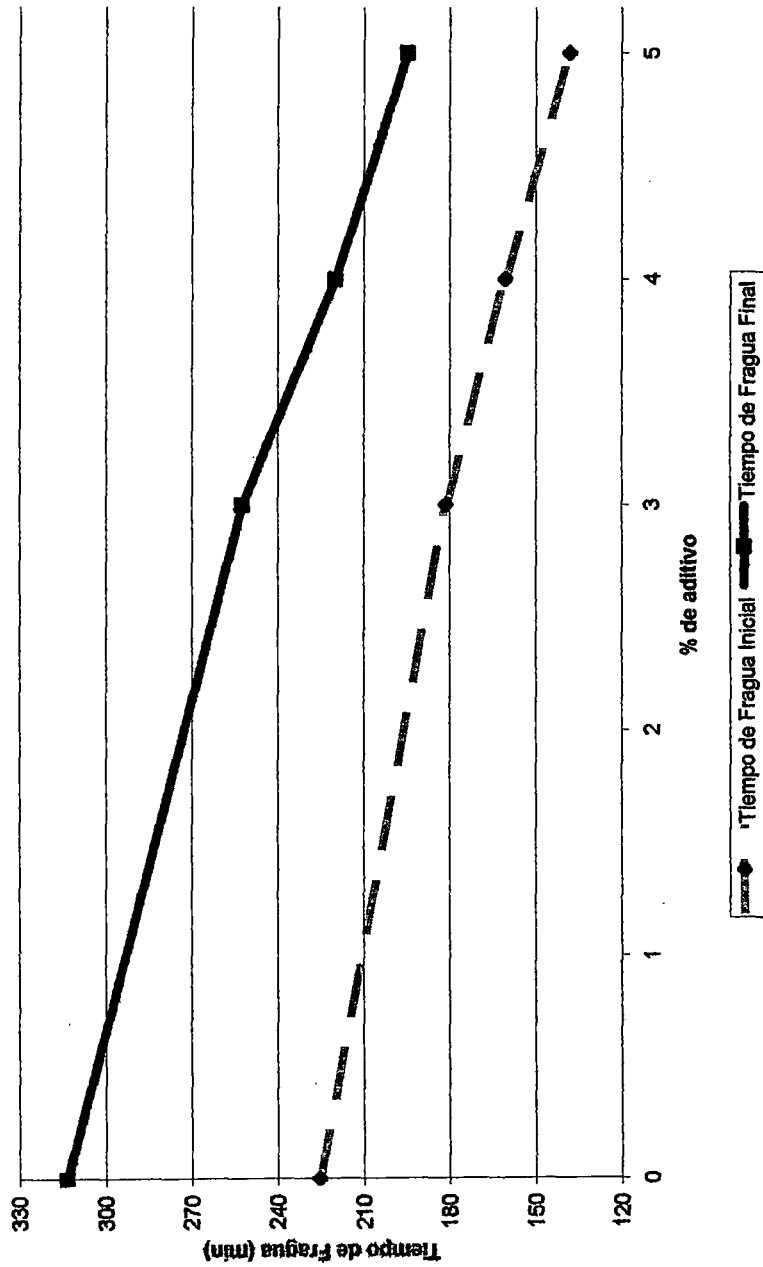
CUADRO 7.5.1.5.4 – Tiempo de Fragua del diseño tipo D

$a/c = 0.60$ C. Andino T II

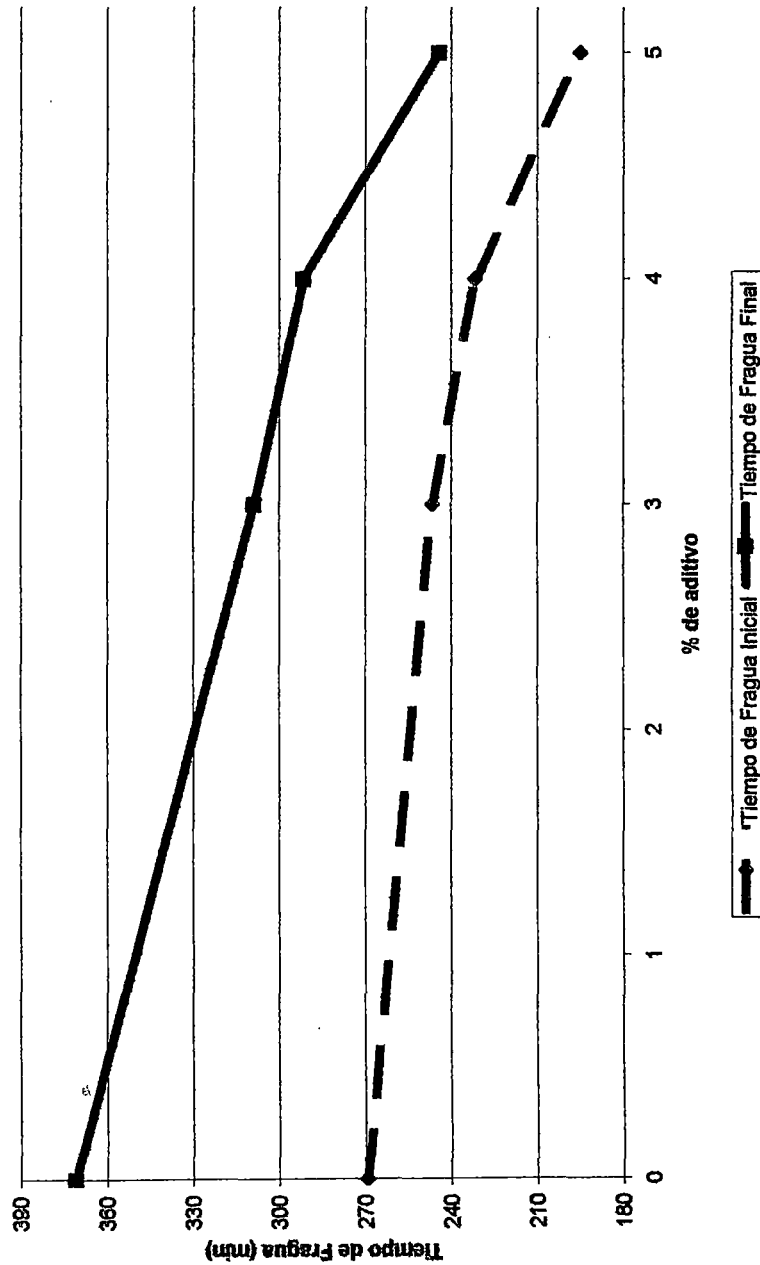
Diseño	% aditivo	Tiempo de Fragua Inicial hh:mm	Tiempo de Fragua Final hh:mm
D1	0	4:31	5:57
D2	3	3:49	5:13
D3	4	3:28	4:49
D4	5	3:13	4:26

En el gráfico 7.5.1.5.4 se presentan los valores de los tiempos de fragua del diseño tipo D con distintos contenidos de aditivo acelerante.

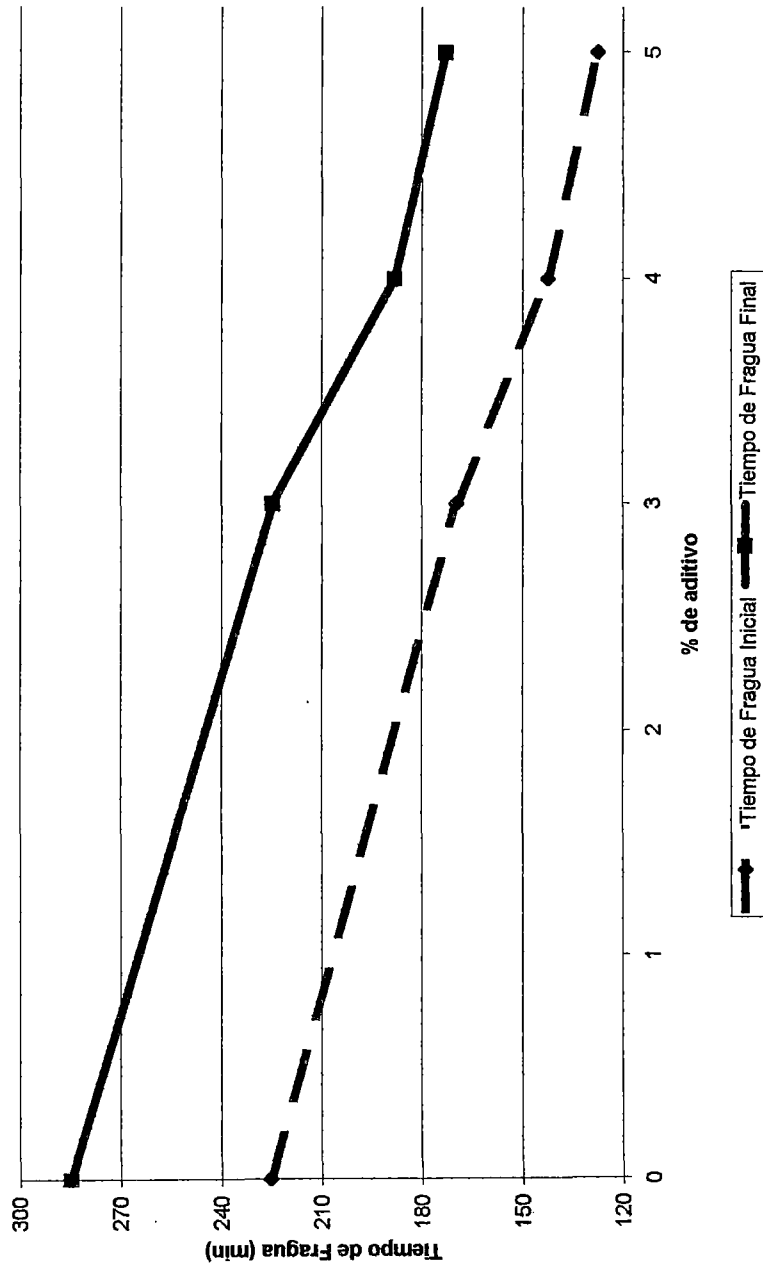
GRAFICA 7.5.1.5.1 - Tiempo de Fragua vs. % aditivo del diseño tipo A
a/c = 0,40 C. Andino T I



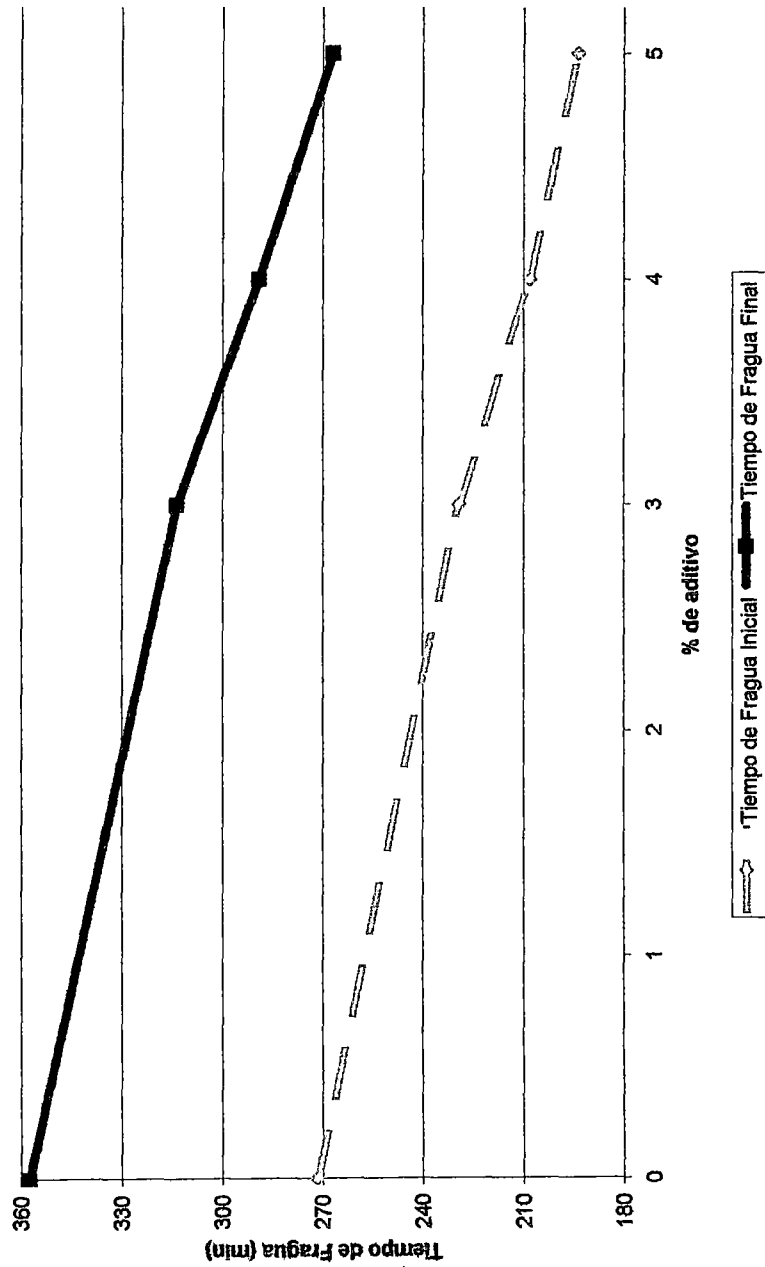
**GRAFICO 7.5.1.5.2 - Tiempo de Fragua vs. % aditivo del diseño tipo B
a/c = 0,60 C. Andino T I**



GRAFICA 7.5.1.5.3 - Tiempo de Fragua vs. % aditivo del diseño tipo C
a/c = 0,40 C. Andino T II



**GRAFICO 7.5.1.5.4 - Tiempo de Fragua vs. % aditivo del diseño tipo D
a/c = 0,60 con C. Andino T II**



7.5.1.6. Peso Unitario

A continuación se presentan los valores de peso unitario de las diferentes mezclas de concreto. Se determino el peso unitario del concreto por el método de ensayo gravimétrico, de acuerdo a la norma NTP 339.046.

CUADRO 7.5.1.6.1 – Peso Unitario del Diseño tipo A

$a/c = 0.40$ C. Andino T I

Diseño	% aditivo	Peso Unitario kg/m ³
A1	0	2295
A2	3	2305
A3	4	2307
A4	5	2312

CUADRO 7.5.1.6.2 – Peso Unitario del Diseño tipo B

$a/c = 0.60$ C. Andino T I

Diseño	% aditivo	Peso Unitario kg/m ³
B1	0	2298
B2	3	2303
B3	4	2306
B4	5	2307

CUADRO 7.5.1.6.3 – Peso Unitario del Diseño tipo C

$a/c = 0.40$ C. Andino T II

Diseño	% aditivo	Peso Unitario kg/m ³
C1	0	2297
C2	3	2302
C3	4	2305
C4	5	2310

CUADRO 7.5.1.6.4 – Peso Unitario del Diseño tipo D

$a/c = 0.60$ C. Andino T II

Diseño	% aditivo	Peso Unitario kg/m ³
D1	0	2297
D2	3	2302
D3	4	2306
D4	5	2308

7.5.2. Efectos sobre el Concreto Endurecido

En esta sección se presentan los valores promedio obtenidos en los ensayos de resistencia a la compresión a edades de 1, 3, 7 y 28 días, sobre las probetas estándar de concreto, para cada uno de los 16 diseños estudiados. También se presentan los ensayos de resistencia a la flexión a edades de 3, 7 y 28 días, sobre las viguetas estándar de concreto, para los 4 diseños patrón y los 4 diseños con aditivo óptimo. Se hicieron ensayos de resistencia a la flexión sólo para los cuatro diseños con aditivo óptimo (con 5% de aditivo acelerante) debido a que las viguetas para este ensayo son poco manejables, debido a que tienen un peso aproximado de 33 kg., además de requerir un volumen de concreto considerable.

Cada prueba se efectuó tomando tres probetas de prueba, tal como lo indica la norma ASTM C 192, cuando la variación entre los resultados obtenidos fue mayor a 4% se procedió a elaborar más especímenes, para así eliminar los resultados dudosos (los de mayor variación). Los resultados detallados obtenidos para cada ensayo se adjuntan en el anexo D, indicándose la variabilidad de los resultados así como la desviación de estos.

7.5.2.1. Resistencia a la Compresión

Las tablas que se presentan a continuación corresponden a los valores de resistencia a la compresión promedio obtenida de los 16 diseños de mezclas, a las edades de 1, 3, 7 y 28 días. Los ensayos de resistencia a la compresión se hicieron sobre probetas estándar elaboradas y ensayadas de acuerdo a las normas NTP 339.036, 339.033 y 339.034.

CUADRO 7.5.2.1.1 – Resistencia a la Compresión a 1 día del Diseño tipo A

a/c = 0.40 C. Andino T I

Diseño	% aditivo	f'c kg./cm ²
A1	0	181
A2	3	184
A3	4	186
A4	5	174

CUADRO 7.5.2.1.2 – Resistencia a la compresión a 1 día del Diseño tipo B

a/c = 0.60 C. Andino T I

Diseño	% aditivo	f'c kg./cm ²
B1	0	75
B2	3	81
B3	4	87
B4	5	87

CUADRO 7.5.2.1.3 – Resistencia a la compresión a 1 día del Diseño tipo C

a/c = 0.40 C. Andino T II

Diseño	% aditivo	f'c kg./cm ²
C1	0	173
C2	3	166
C3	4	173
C4	5	196

CUADRO 7.5.2.1.4 – Resistencia a la compresión a 1 día del Diseño tipo D

a/c = 0.40 C. Andino T II

Diseño	% aditivo	f'c kg./cm ²
D1	0	76
D2	3	73
D3	4	81
D4	5	100

**CUADRO 7.5.2.1.5 – Resistencia a la compresión a 3 días del
Diseño tipo A**

$a/c = 0.40$ C. Andino T I

Diseño	% aditivo	f'c kg./cm ²
A1	0	266
A2	3	275
A3	4	283
A4	5	302

**CUADRO 7.5.2.1.6 – Resistencia a la compresión a 3 días del Diseño
tipo B**

$a/c = 0.60$ C. Andino T I

Diseño	% aditivo	f'c kg./cm ²
B1	0	148
B2	3	144
B3	4	148
B4	5	156

**CUADRO 7.5.2.1.7 – Resistencia a la compresión a 3 días del Diseño
tipo C**

$a/c = 0.40$ C. Andino T I

Diseño	% aditivo	f'c kg./cm ²
C1	0	268
C2	3	286
C3	4	291
C4	5	300

**CUADRO 7.5.2.1.8 – Resistencia a la compresión a 3 días del Diseño
tipo D**

$a/c = 0.40$ C. Andino T II

Diseño	% aditivo	f'c kg./cm ²
D1	0	148
D2	3	175
D3	4	180
D4	5	157

CUADRO 7.5.2.1.9 – Resistencia a la compresión a 7 días del Diseño tipo A

$a/c = 0.40$ C. Andino T I

Diseño	% aditivo	$f'c$ kg./cm ²
A1	0	320
A2	3	316
A3	4	334
A4	5	357

CUADRO 7.5.2.1.10 – Resistencia a la compresión a 7 días del Diseño tipo B

$a/c = 0.60$ C. Andino T I

Diseño	% aditivo	$f'c$ kg./cm ²
B1	0	195
B2	3	222
B3	4	220
B4	5	204

CUADRO 7.5.2.1.11 – Resistencia a la compresión a 7 días del Diseño tipo C

$a/c = 0.40$ C. Andino T II

Diseño	% aditivo	$f'c$ kg./cm ²
C1	0	310
C2	3	320
C3	4	341
C4	5	327

CUADRO 7.5.2.1.12 – Resistencia a la compresión a 7 días del Diseño tipo D

$a/c = 0.60$ C. Andino T II

Diseño	% aditivo	$f'c$ kg./cm ²
D1	0	185
D2	3	211
D3	4	210
D4	5	200

CUADRO 7.5.2.1.13 – Resistencia a la compresión a 28 días del Diseño tipo A

a/c = 0.40 C. Andino T I

Diseño	% aditivo	f'c kg./cm ²
A1	0	379
A2	3	388
A3	4	439
A4	5	424

CUADRO 7.5.2.1.14 – Resistencia a la compresión a 28 días del Diseño tipo B

a/c = 0.60 C. Andino T I

Diseño	% aditivo	f'c kg./cm ²
B1	0	262
B2	3	268
B3	4	267
B4	5	287

CUADRO 7.5.2.1.15 – Resistencia a la compresión a 28 días del Diseño tipo C

a/c = 0.40 C. Andino T II

Diseño	% aditivo	f'c kg./cm ²
C1	0	372
C2	3	407
C3	4	387
C4	5	408

CUADRO 7.5.2.1.16 – Resistencia a la compresión a 28 días del Diseño tipo D

a/c = 0.60 C. Andino T II

Diseño	% aditivo	f'c kg./cm ²
D1	0	236
D2	3	262
D3	4	261
D4	5	279

**CUADRO 7.5.2.1.17 - Evolución de la resistencia a la compresión del
Diseño tipo A**

a/c = 0.40 C. Andino T I

Diseño	% aditivo	f'c (kg/cm ²)			
		1 día	3 días	7 días	28 días
A1	0	181	266	320	379
A2	3	184	275	316	388
A3	4	186	283	334	439
A4	5	174	302	357	424

**CUADRO 7.5.2.1.18 - Evolución de la resistencia a la compresión del
Diseño tipo B**

a/c = 0.60 C. Andino T I

Diseño	% aditivo	f'c (kg/cm ²)			
		1 día	3 días	7 días	28 días
B1	0	75	148	195	262
B2	3	81	144	222	268
B3	4	87	148	220	267
B4	5	87	156	204	287

**CUADRO 7.5.2.1.19 - Evolución de la resistencia a la compresión del
Diseño tipo C**

a/c = 0.40 C. Andino T II

Diseño	% aditivo	f'c (kg/cm ²)			
		1 día	3 días	7 días	28 días
C1	0	173	268	310	372
C2	3	166	286	320	407
C3	4	173	291	341	387
C4	5	196	300	327	408

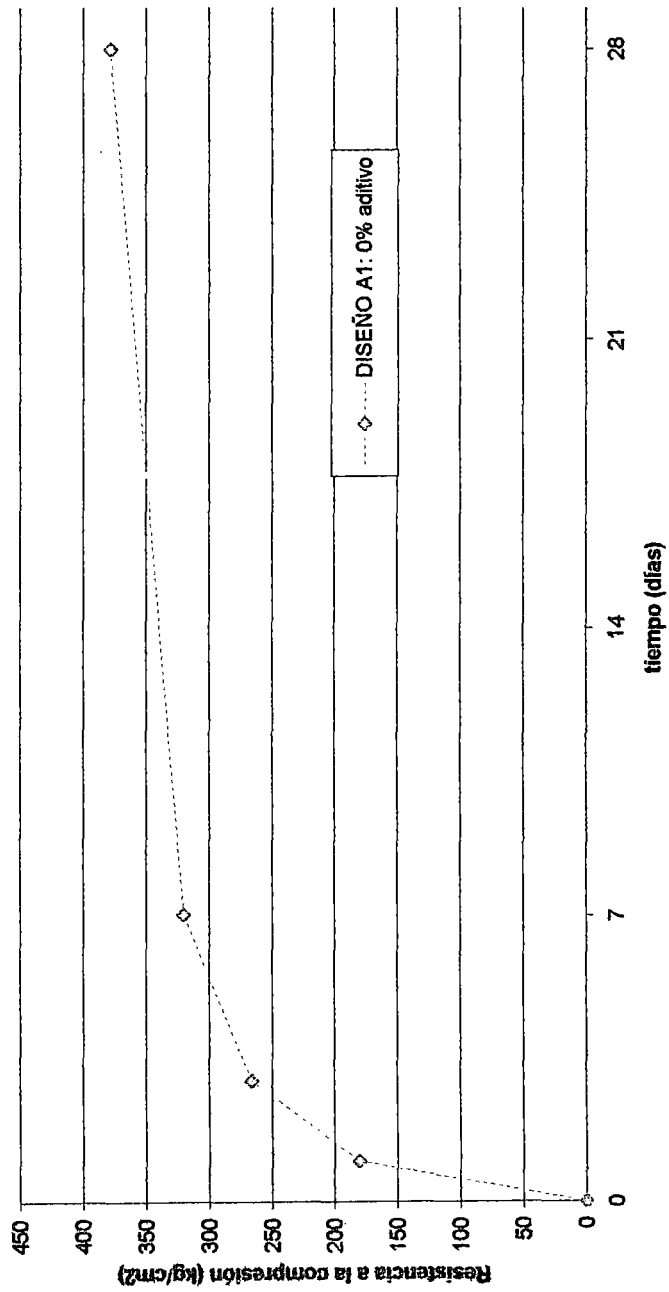
**CUADRO 7.5.2.1.20 - Evolución de la resistencia a la compresión del
Diseño tipo D**

a/c = 0.60 C. Andino T II

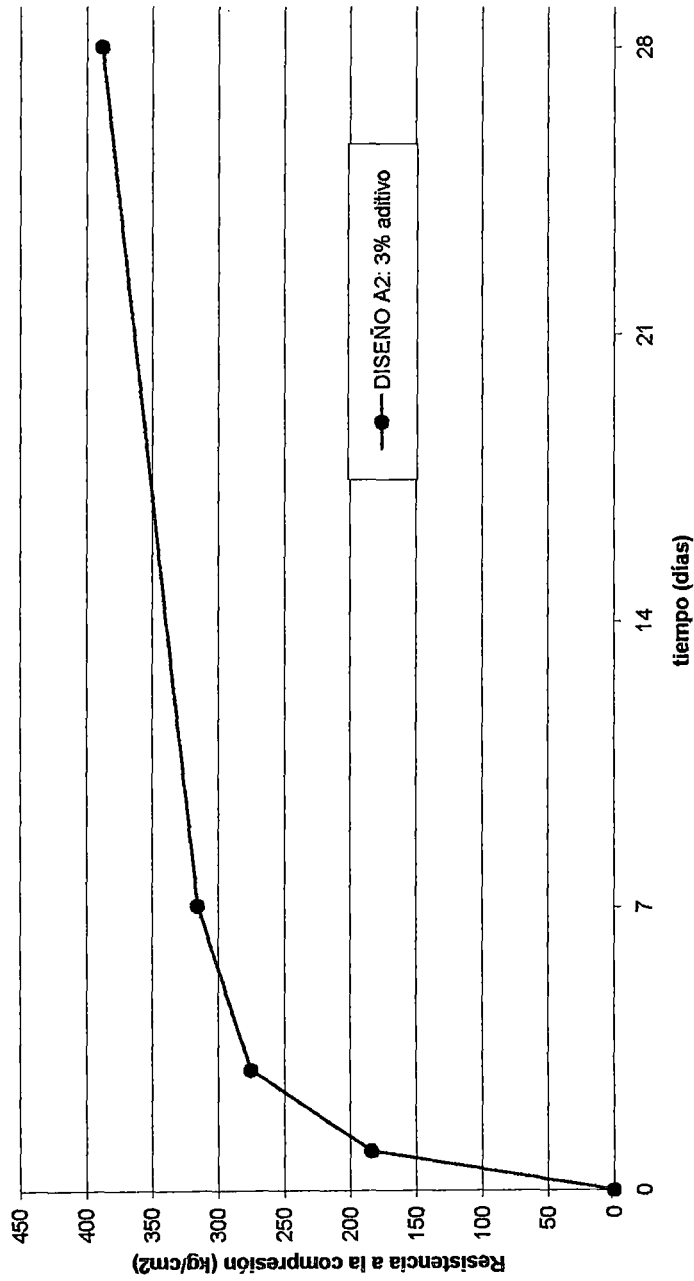
Diseño	% aditivo	f'c (kg/cm ²)			
		1 día	3 días	7 días	28 días
D1	0	76	148	185	236
D2	3	73	175	211	262
D3	4	81	180	210	261
D4	5	100	157	200	303

En los gráficos que se presentan a continuación se presenta la evolución de la resistencia a la compresión de los 16 distintos diseños de mezcla, realizados a partir de los datos presentados en las tablas anteriores.

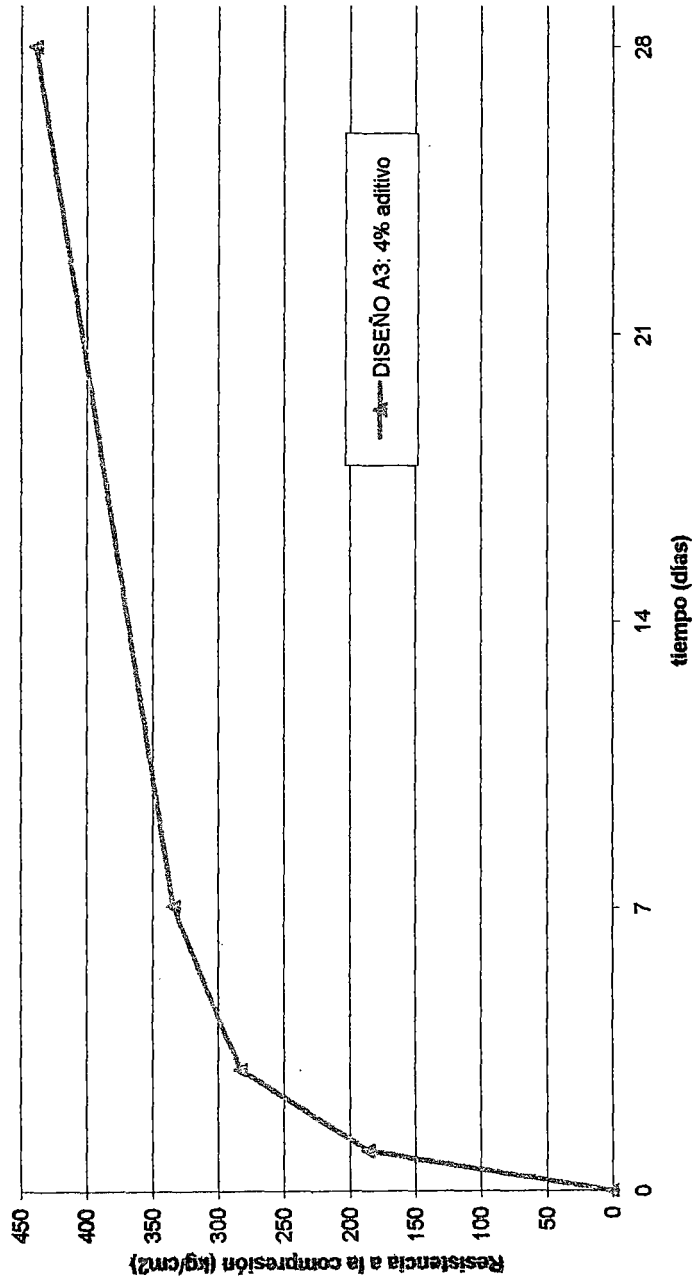
**GRAFICA 7.5.2.1.1 - Resistencia a la compresión vs. tiempo
DISEÑO A1: a/c = 0.40 C. Andino T I**



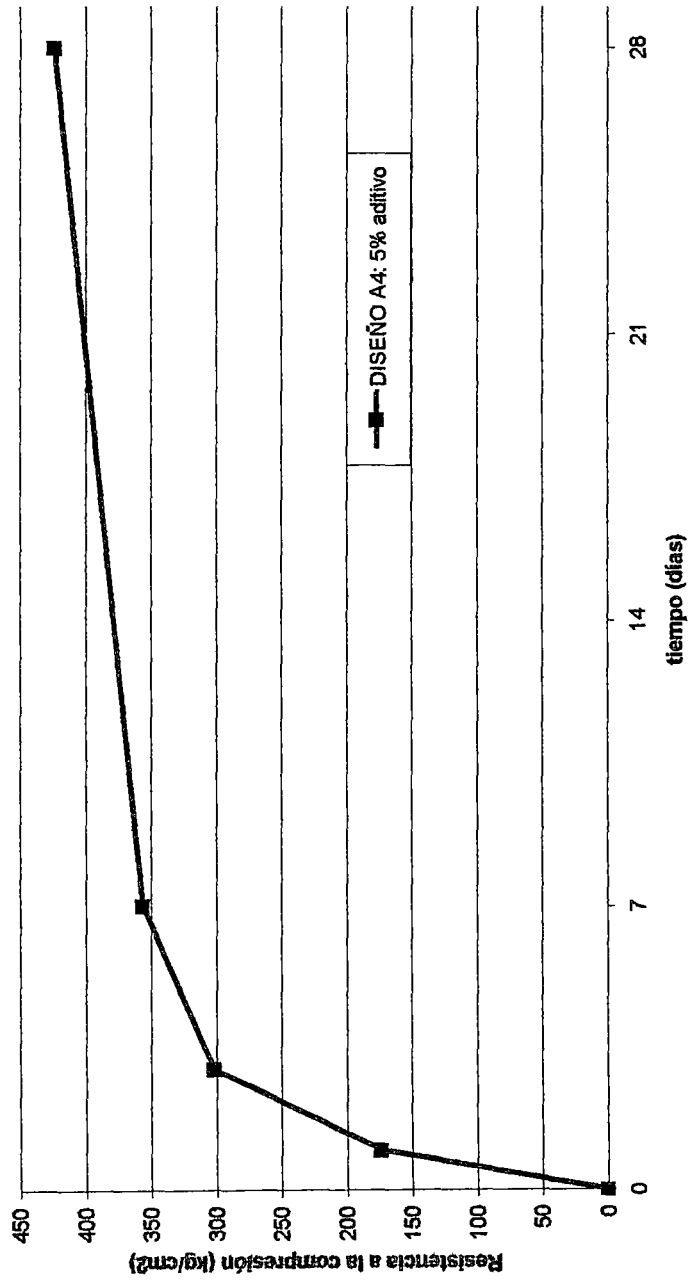
GRAFICA 7.5.2.1.2 - Resistencia a la compresión vs. tiempo
DISEÑO A2: a/c = 0.40 C. Andino T I y 3% de aditivo



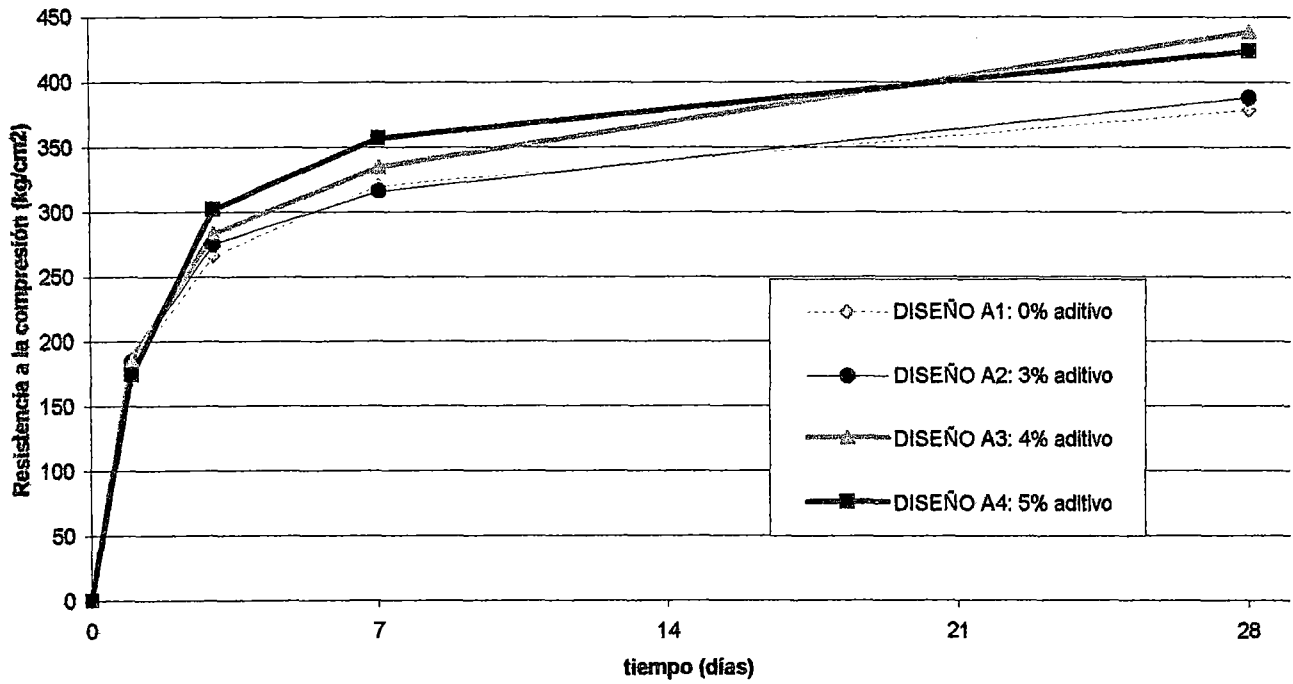
**GRAFICA 7.5.2.1.3 - Resistencia a la compresión vs. tiempo
DISEÑO A3: a/c = 0.40 C. Andino T 1 y 4% de aditivo**



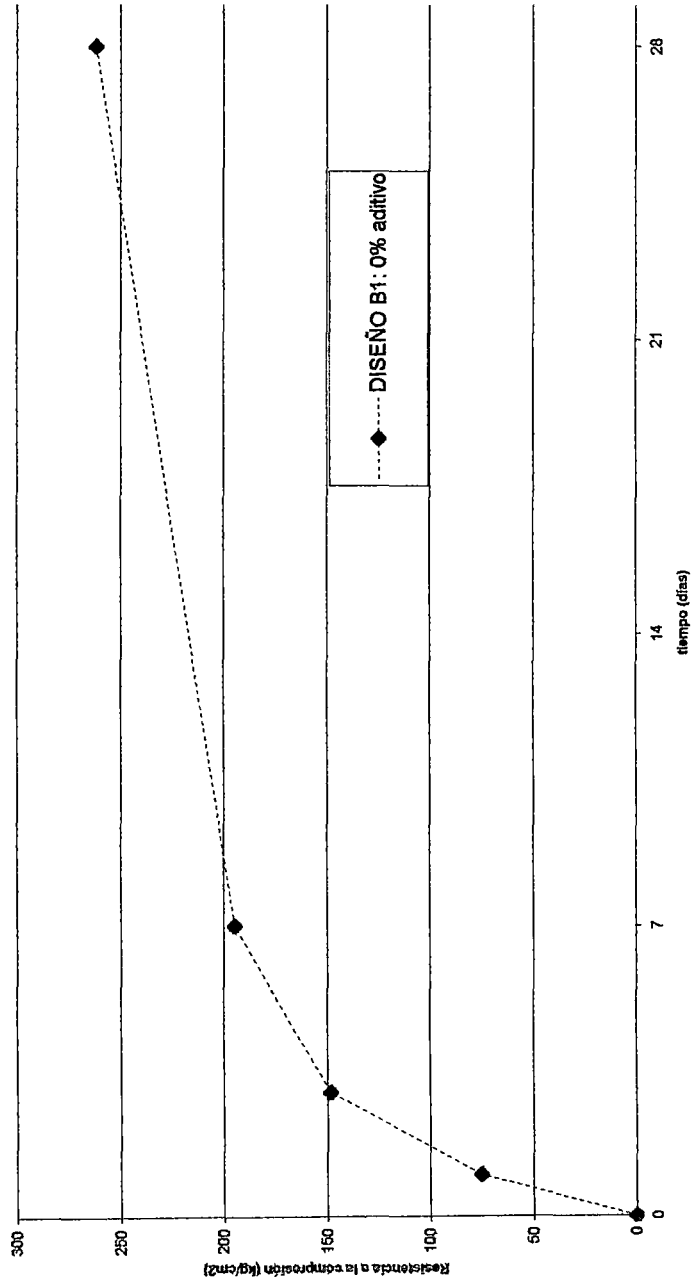
**GRAFICA 7.5.2.1.4 - Resistencia a la compresión vs. tiempo
DISEÑO A4: a/c = 0.40 C. Andino T 1 y 5% de aditivo**



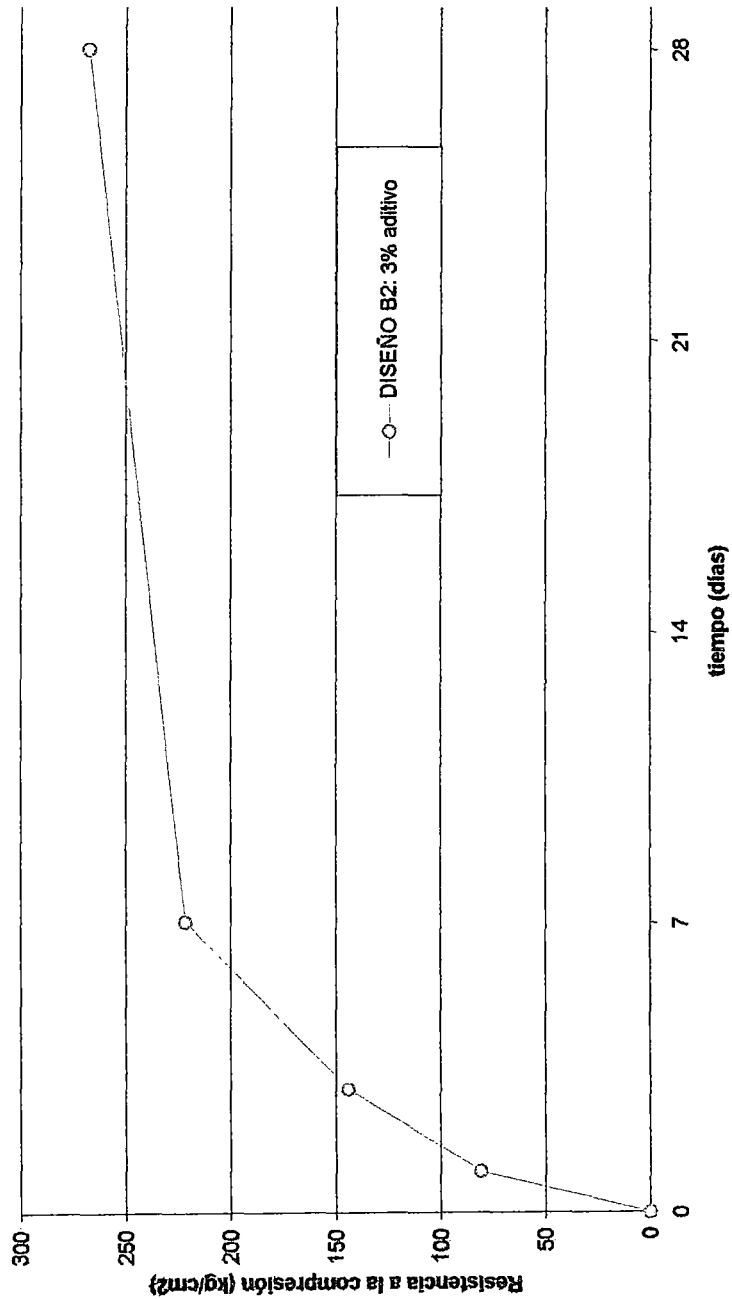
**GRAFICA 7.5.2.1.5 - Resistencia a la compresión vs. tiempo
DISEÑO TIPO A: a/c=0.40 C. Andino T I**



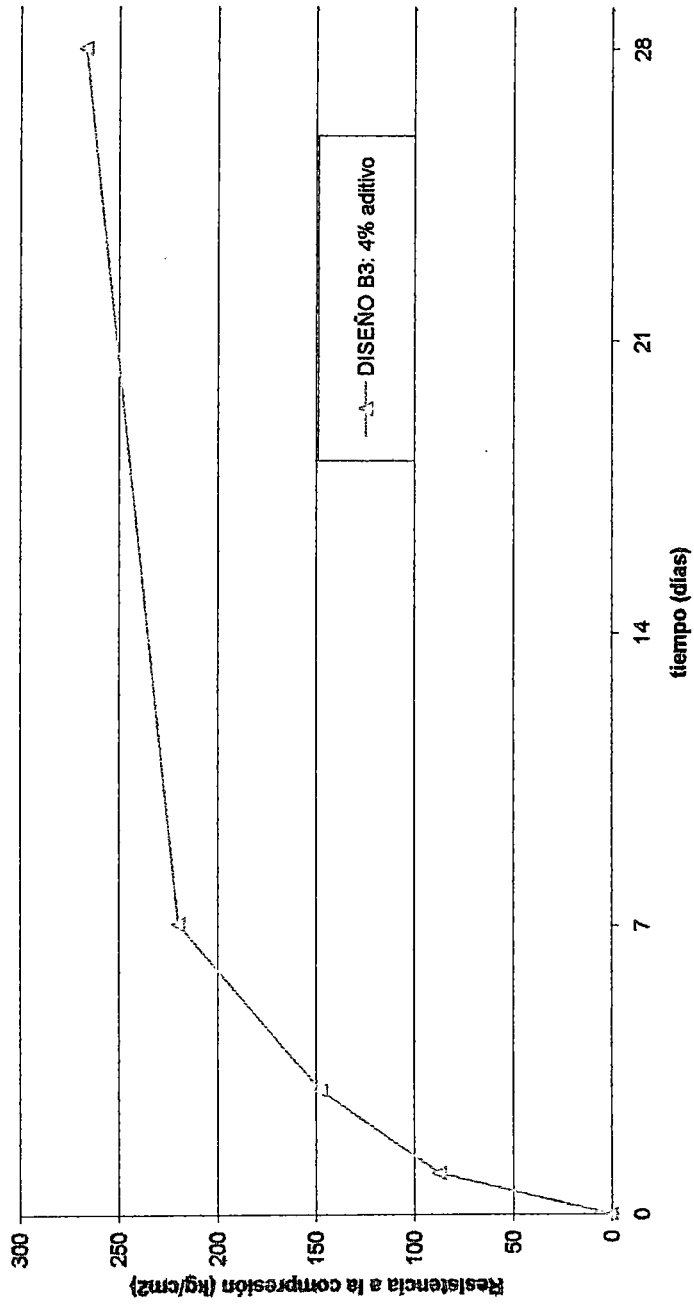
**GRAFICA 7.5.2.1.6 - Resistencia a la compresión vs. tiempo
DISEÑO B1: a/c = 0.60 C. Andino T I**



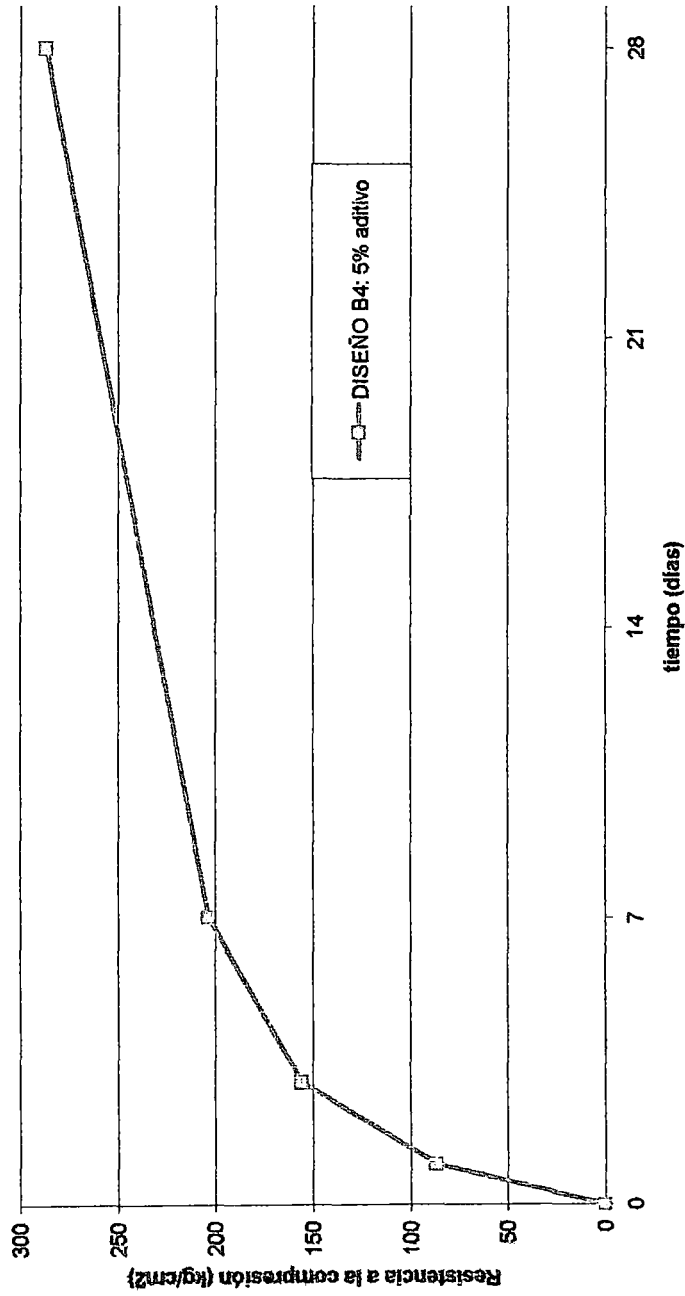
**GRAFICA 7.5.2.1.7 - Resistencia a la compresión vs. tiempo
DISEÑO B2: a/c = 0.60 C. Andino T I y 3% de aditivo**



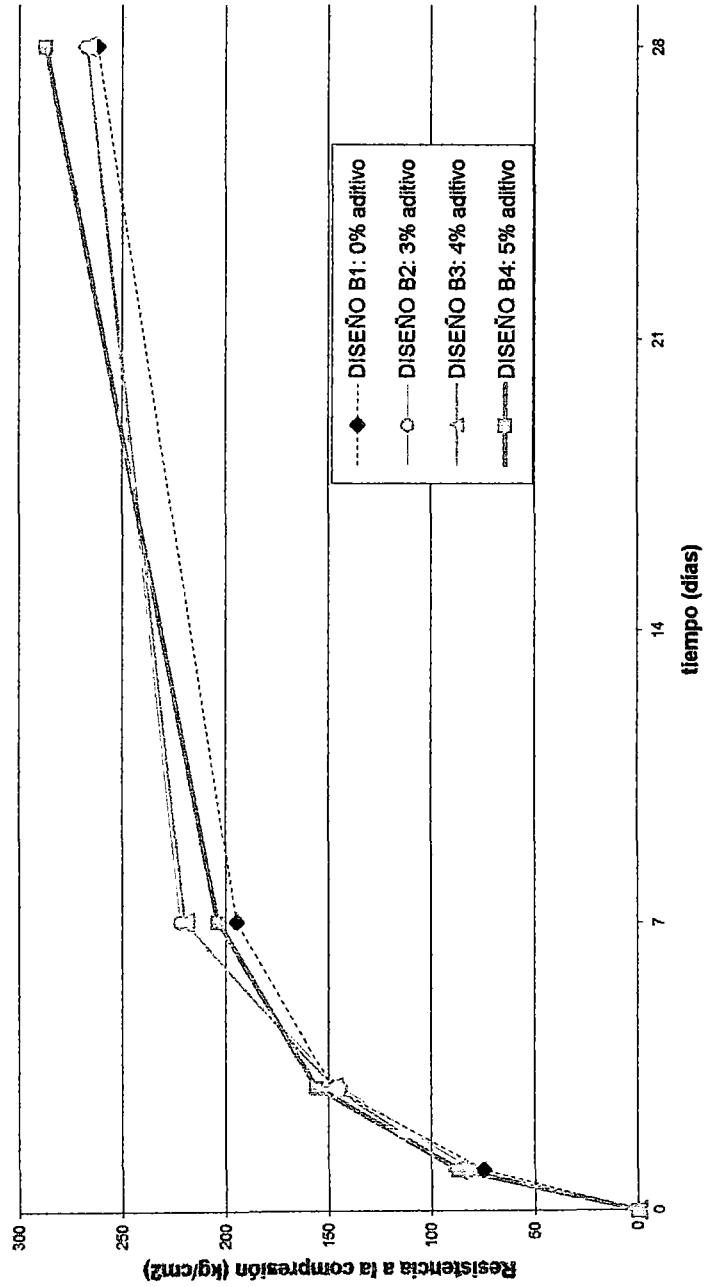
**GRAFICA 7.5.2.1.8 - Resistencia a la compresión vs. tiempo
DISEÑO B3: a/c = 0.60 C. Andino T I y 4% de aditivo**



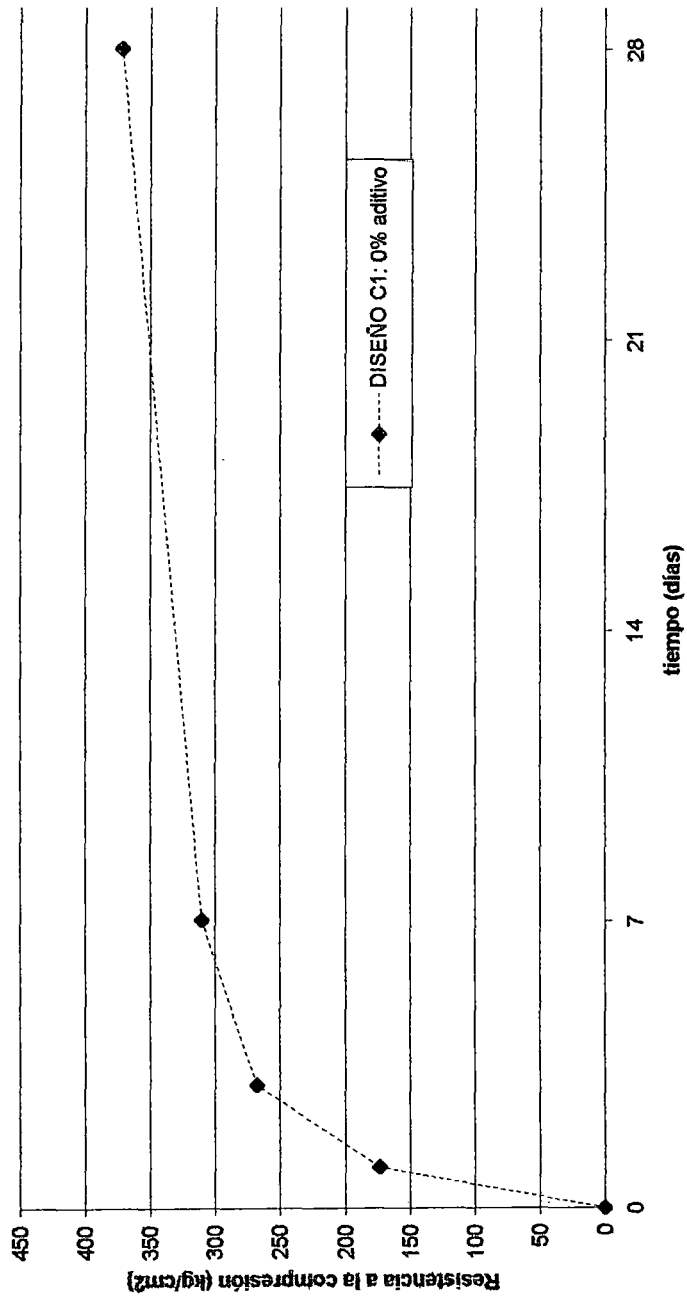
**GRAFICA 7.5.2.1.9 - Resistencia a la compresión vs. tiempo
DISEÑO B4: a/c = 0.60 C. Andino T I y 5% de aditivo**



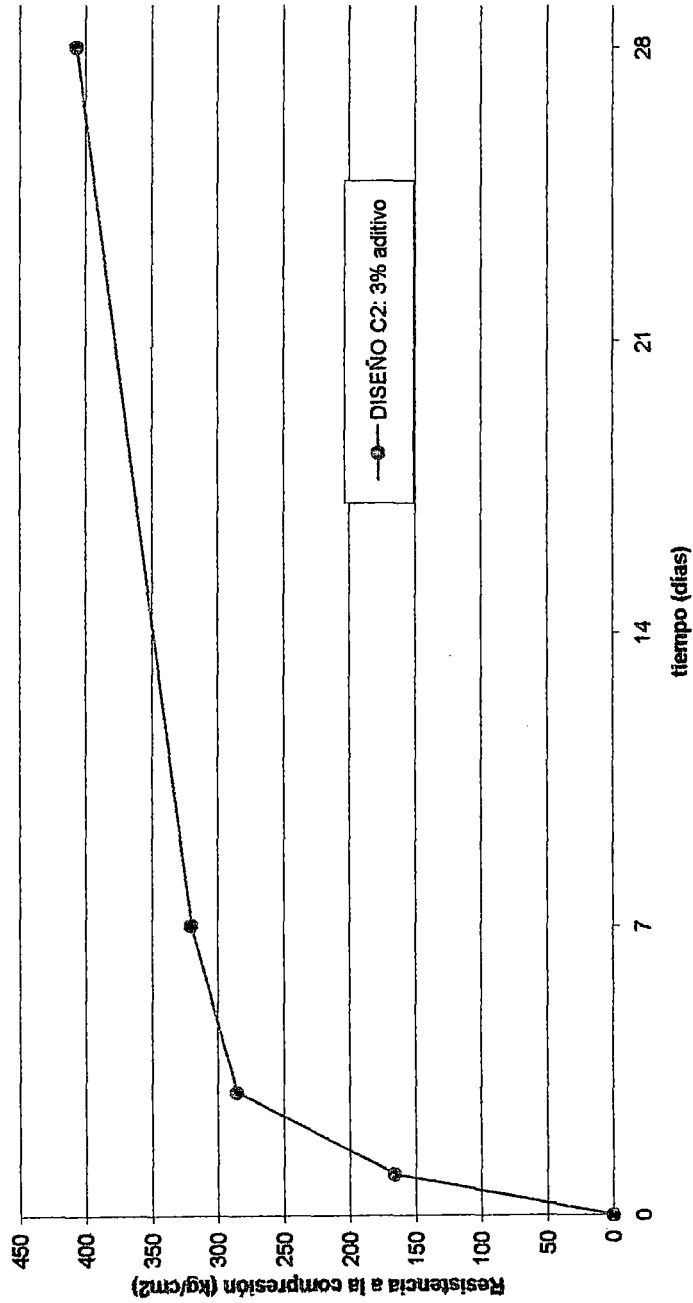
**GRAFICA 7.5.2.1.10 - Resistencia a la compresión vs. tiempo
DISEÑO TIPO B: a/c=0.60 C. Andino T I**



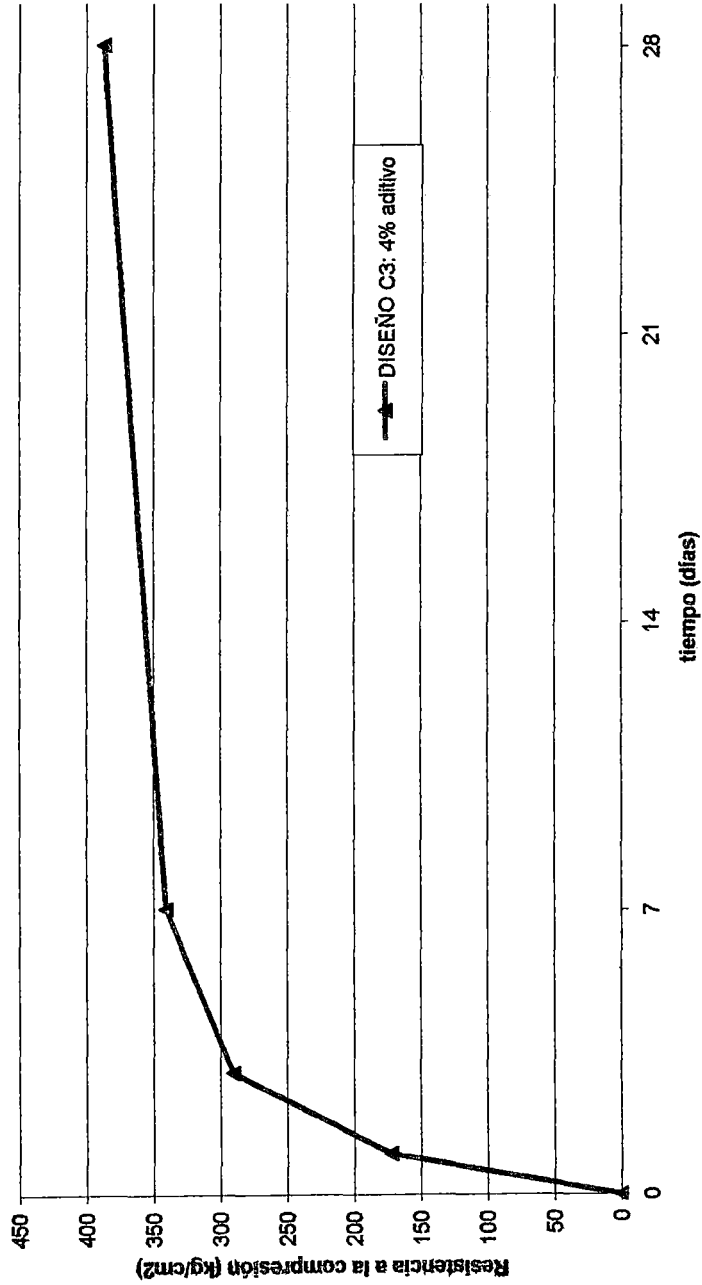
**GRAFICA 7.5.2.1.11 - Resistencia a la compresión vs. tiempo
DISEÑO C1: a/c = 0.40 C. Andino T II**



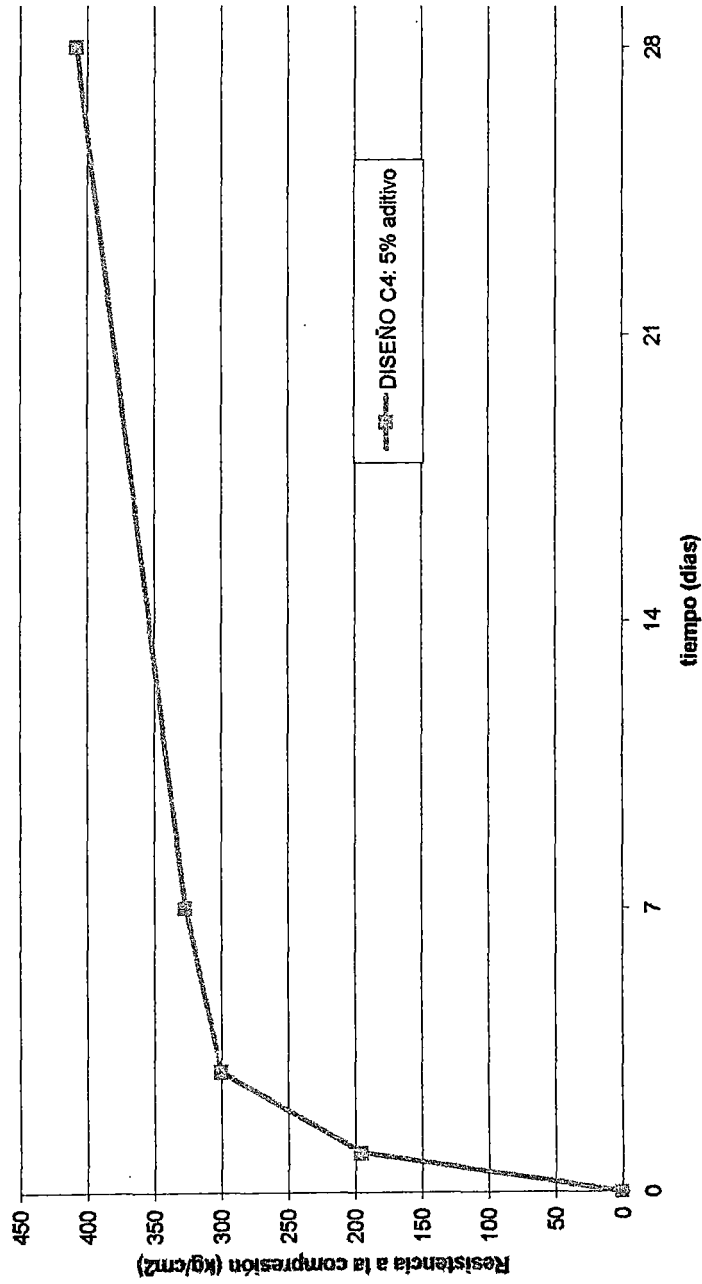
**GRAFICA 7.5.2.1.12 - Resistencia a la compresión vs. tiempo
DISEÑO C2: a/c = 0.40 C. Andino T II y 3% de aditivo**



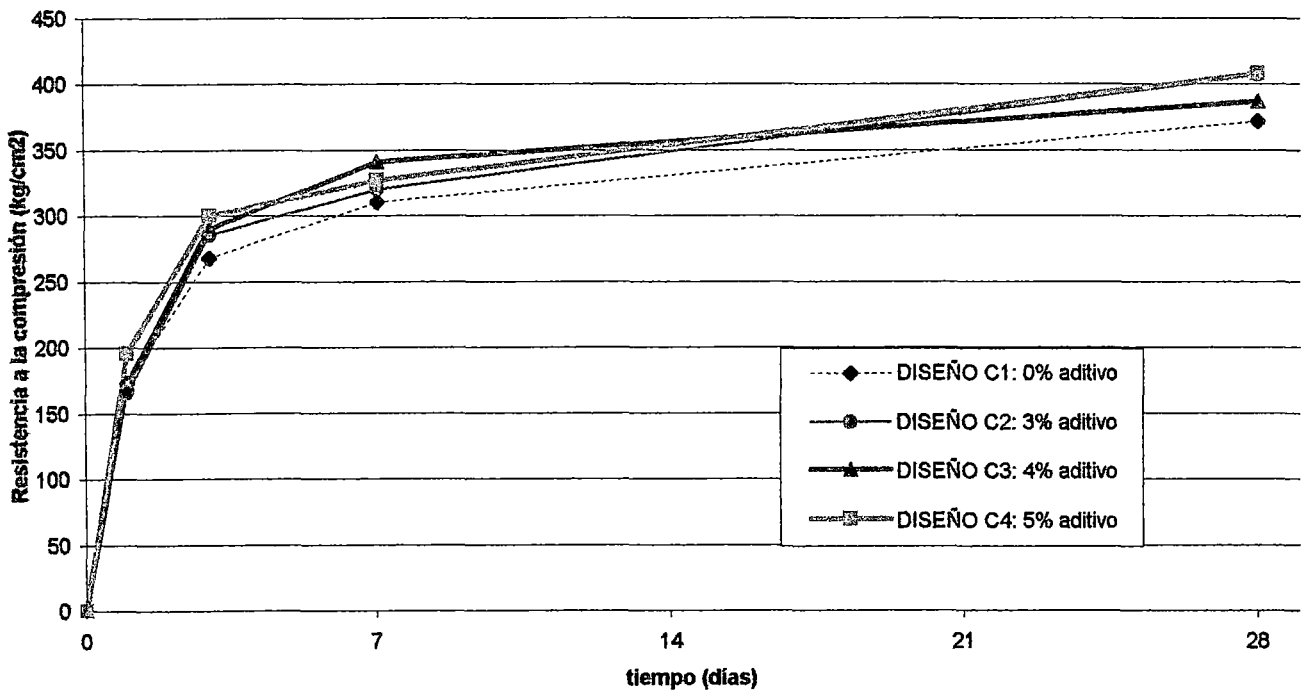
**GRAFICA 7.5.2.1.13 - Resistencia a la compresión vs. tiempo
DISEÑO C3: a/c = 0.40 C. Andino T II y 4% de aditivo**



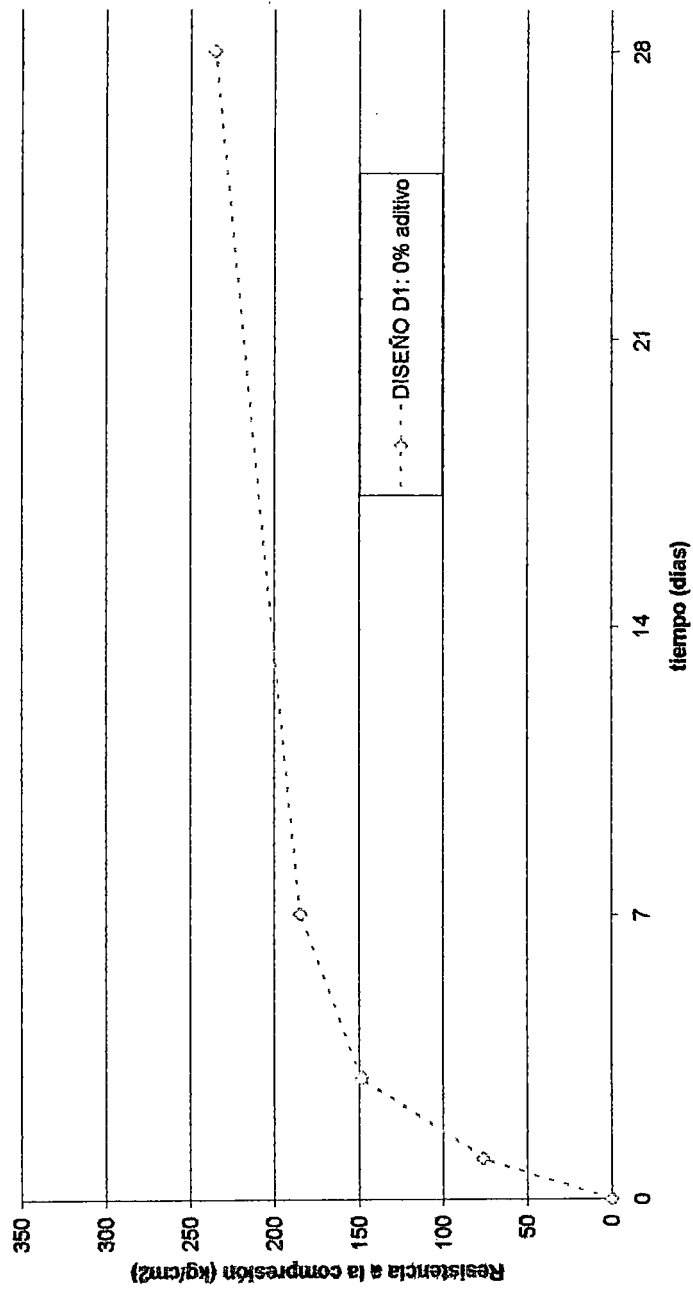
**GRAFICA 7.5.2.1.14 - Resistencia a la compresión vs. tiempo
DISEÑO C4: a/c = 0.40 C. Andino T II y 5% de aditivo**



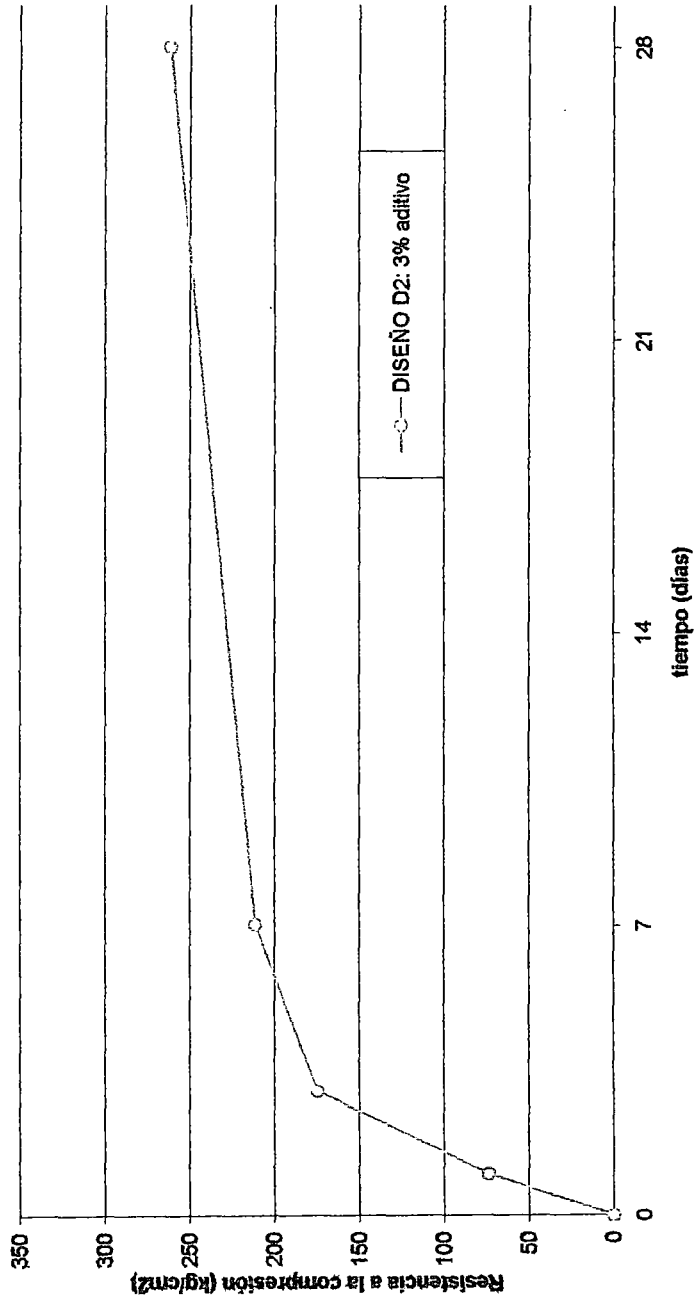
**GRAFICA 7.5.2.1.15 - Resistencia a la compresión vs. tiempo
DISEÑO TIPO C: a/c=0.40 C. Andino T II**



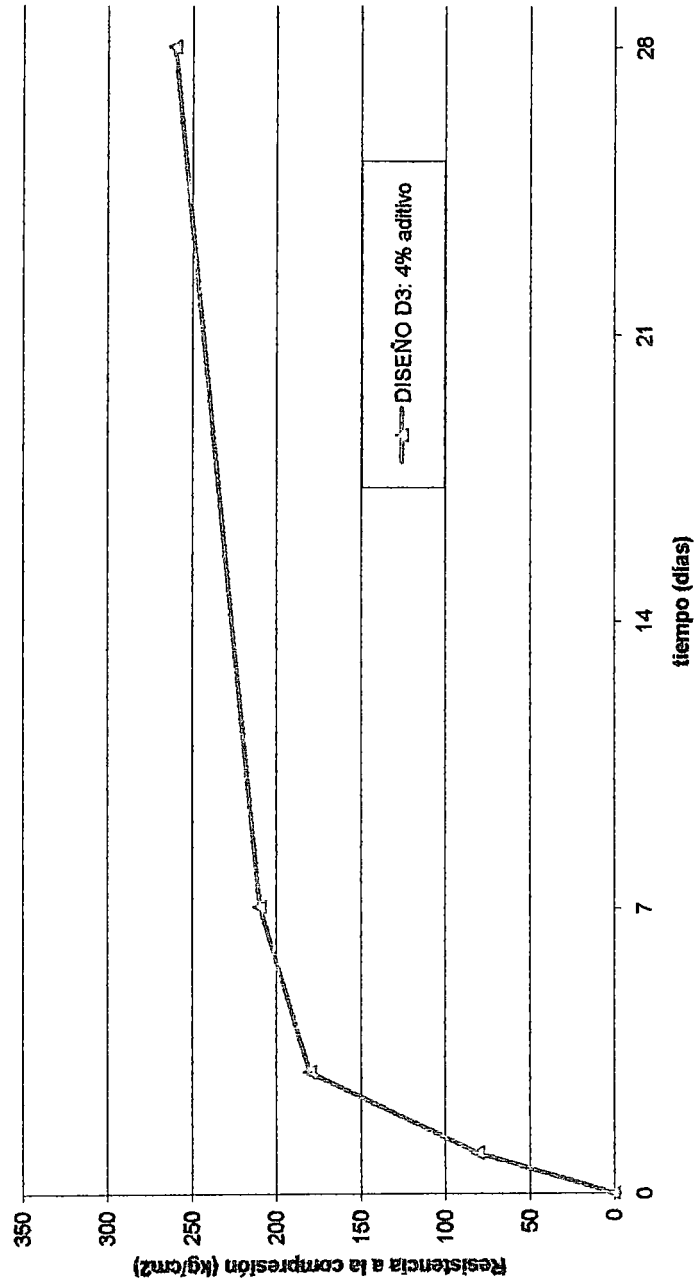
**GRAFICA 7.5.2.1.16 - Resistencia a la compresión vs. tiempo
DISEÑO D1: a/c = 0.60 C. Andino T II**



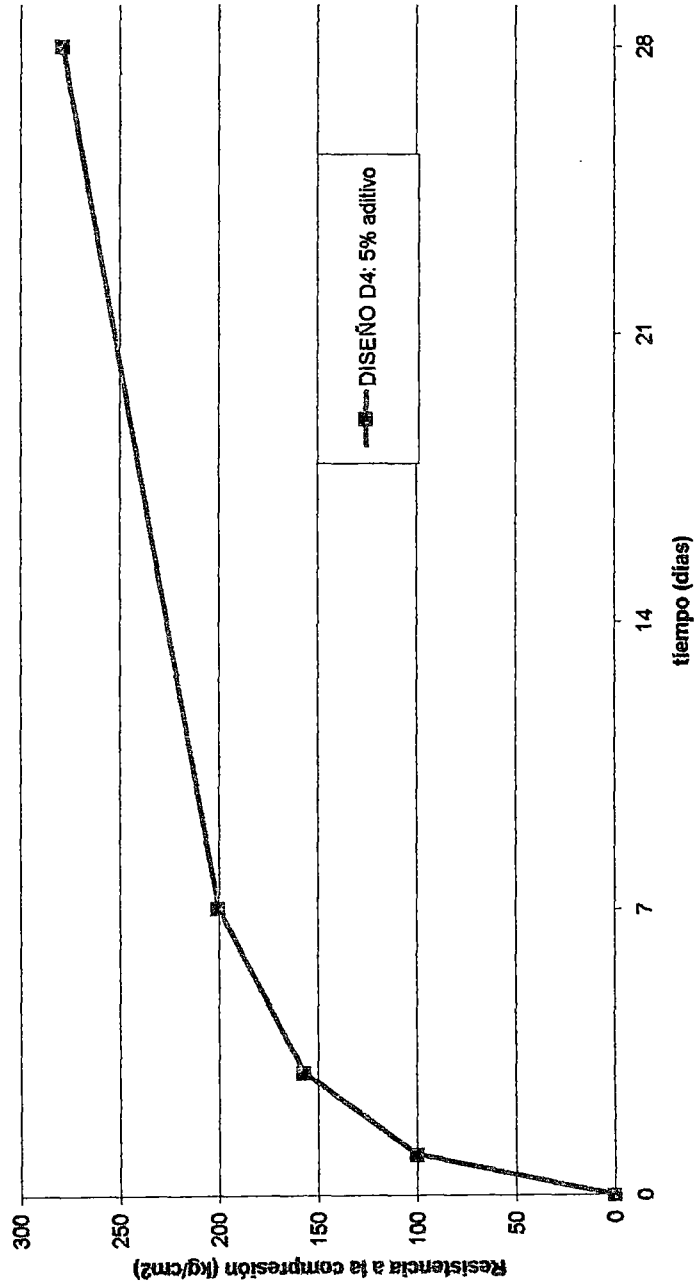
**GRAFICA 7.5.2.1.17 - Resistencia a la compresión vs. tiempo
DISEÑO D2: a/c = 0.60 C. Andino T II y 3% de aditivo**



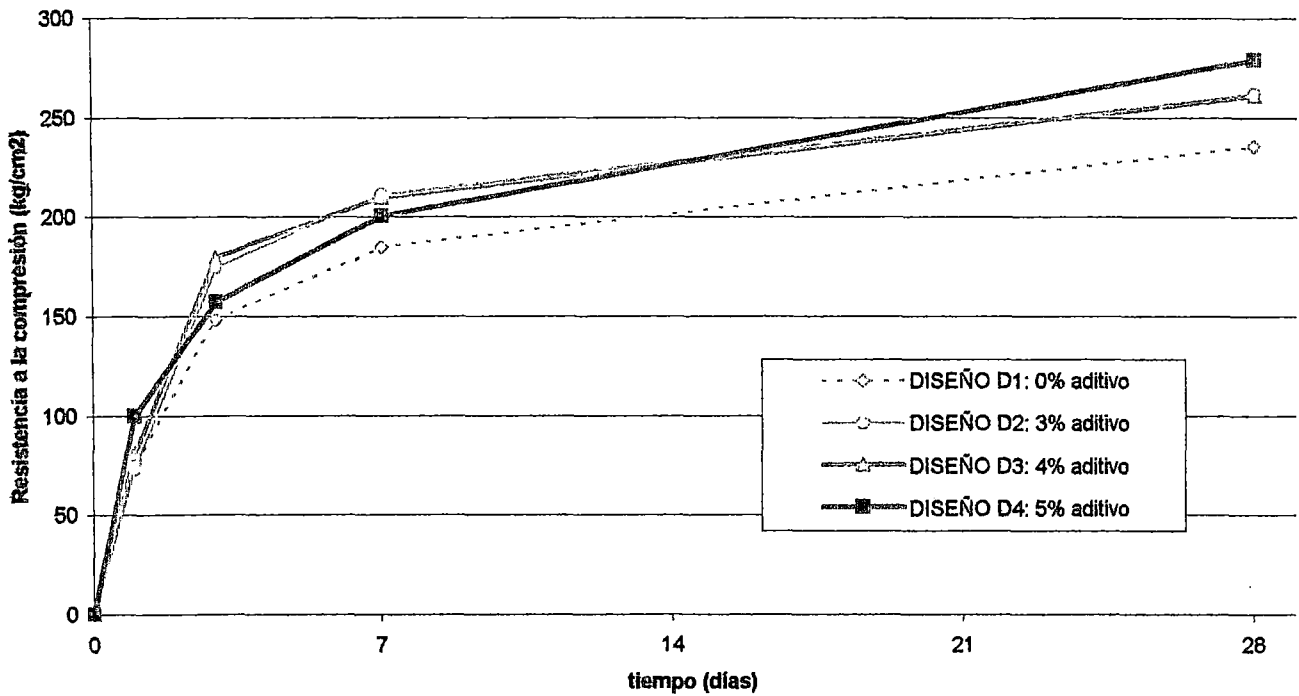
**GRAFICA 7.5.2.1.18 - Resistencia a la compresión vs. tiempo
DISEÑO D3: a/c = 0.60 C. Andino T II y 4% de aditivo**



**GRAFICA 7.5.2.1.19 - Resistencia a la compresión vs. tiempo
DISEÑO D4: a/c = 0.60 C. Andino T II y 5% de aditivo**



**GRAFICA 7.5.2.1.20 - Resistencia a la compresión vs. tiempo
DISEÑO TIPO D: a/c=0.60 C. Andino T II**



7.5.2.2. Resistencia a la Flexión

A continuación se presentan los momentos resistentes obtenidos para los diseños patrón, así como para los diseños con contenido óptimo de aditivo.

Sólo se efectuaron ensayos de flexión a los diseños con contenido óptimo de aditivo debido a que la elaboración y el manejo de los especímenes (viguetas) es dificultoso, motivado por el peso de éstos y la cantidad de material requerido.

CUADRO 7.5.2.2.1 - Evolución del Momento resistente

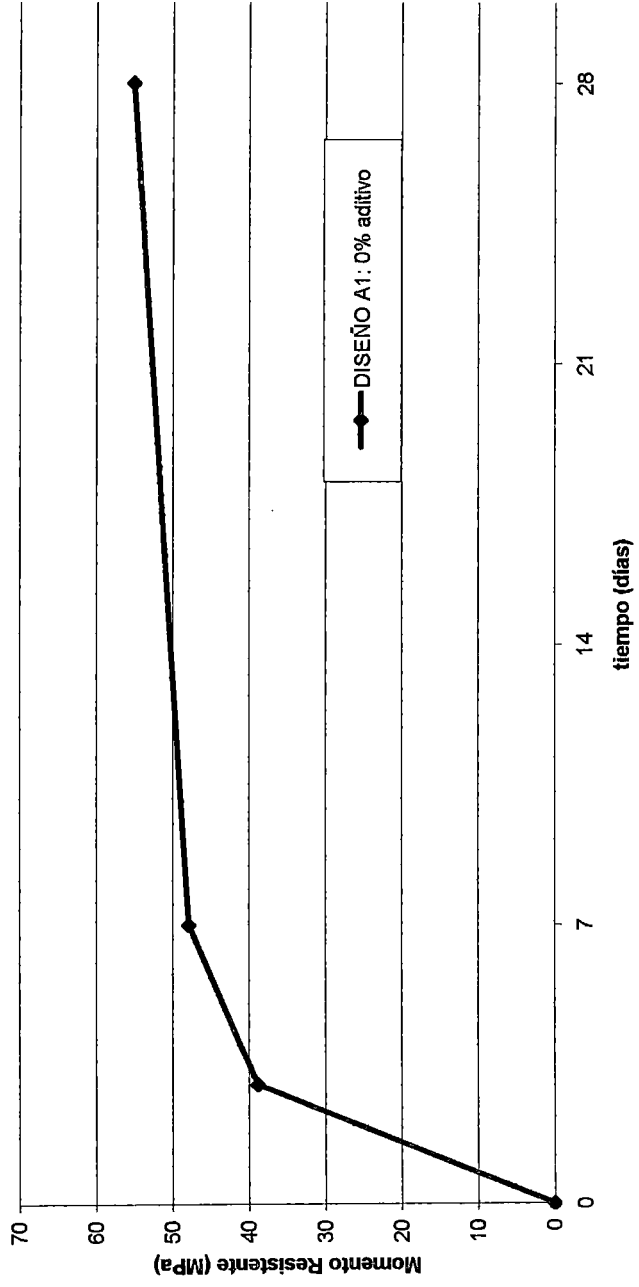
Cemento Andino Tipo I					
Diseño	a/c	% aditivo	Mr (MPa)		
			3 días	7 días	28 días
A1	0,40	0	38,82	47,90	55,13
A4		5	41,14	52,09	63,03
B1	0,60	0	24,96	31,68	36,86
B4		5	26,27	32,68	48,79

CUADRO 7.5.2.2.2 - Evolución del Momento resistente

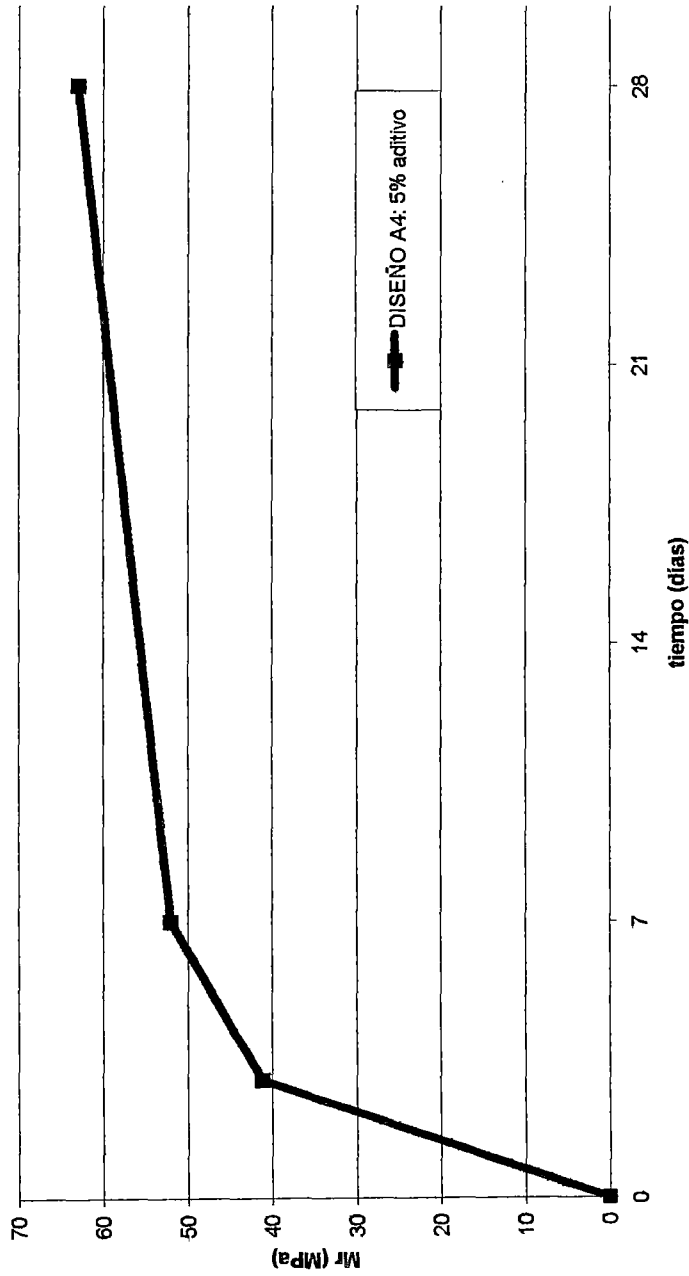
Cemento Andino Tipo II					
Diseño	a/c	% aditivo	Mr (MPa)		
			3 días	7 días	28 días
C1	0,40	0	36,88	42,68	55,02
C4		5	41,97	56,00	61,94
D1	0,60	0	24,33	28,13	39,81
D4		5	26,86	31,51	46,17

En los gráficos que se presentan a continuación se muestra la evolución del momento resistente con la edad para los 4 diseños patrón y para los 4 diseños con 5% de aditivo.

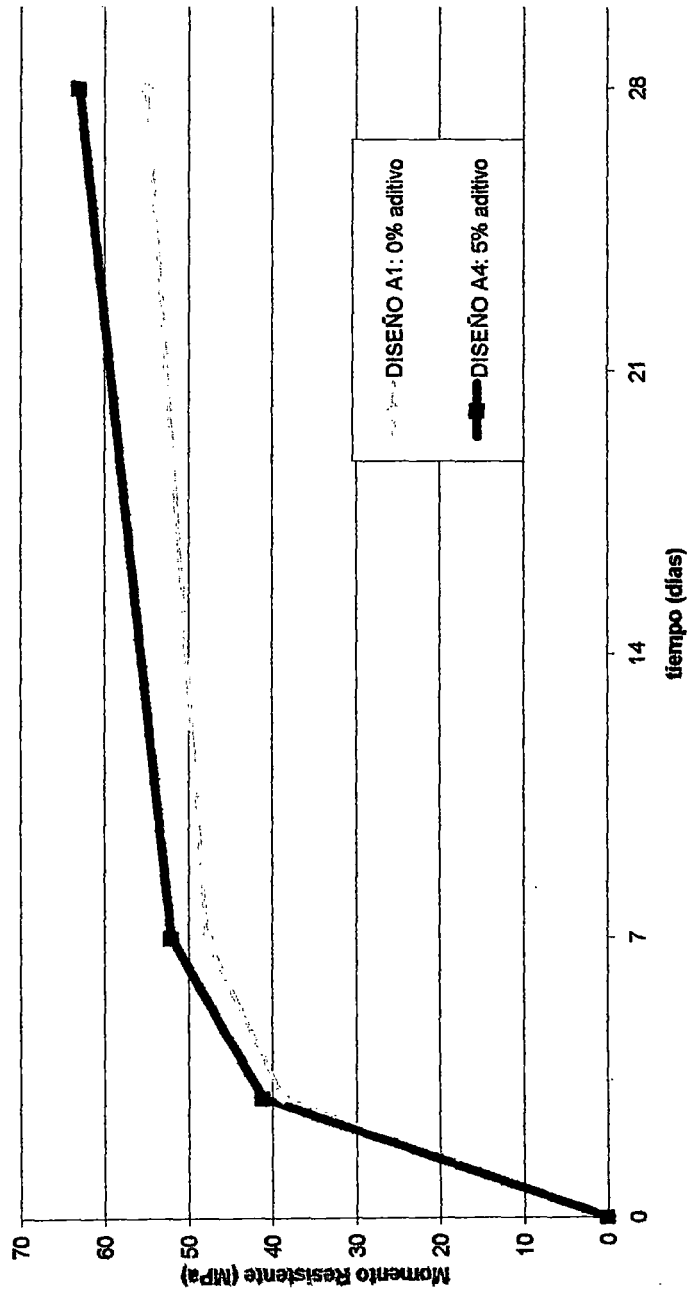
GRAFICA 7.5.2.2.1 - Momento Resistente vs. tiempo
DISEÑO A1: a/c = 0.40 C. Andino T I



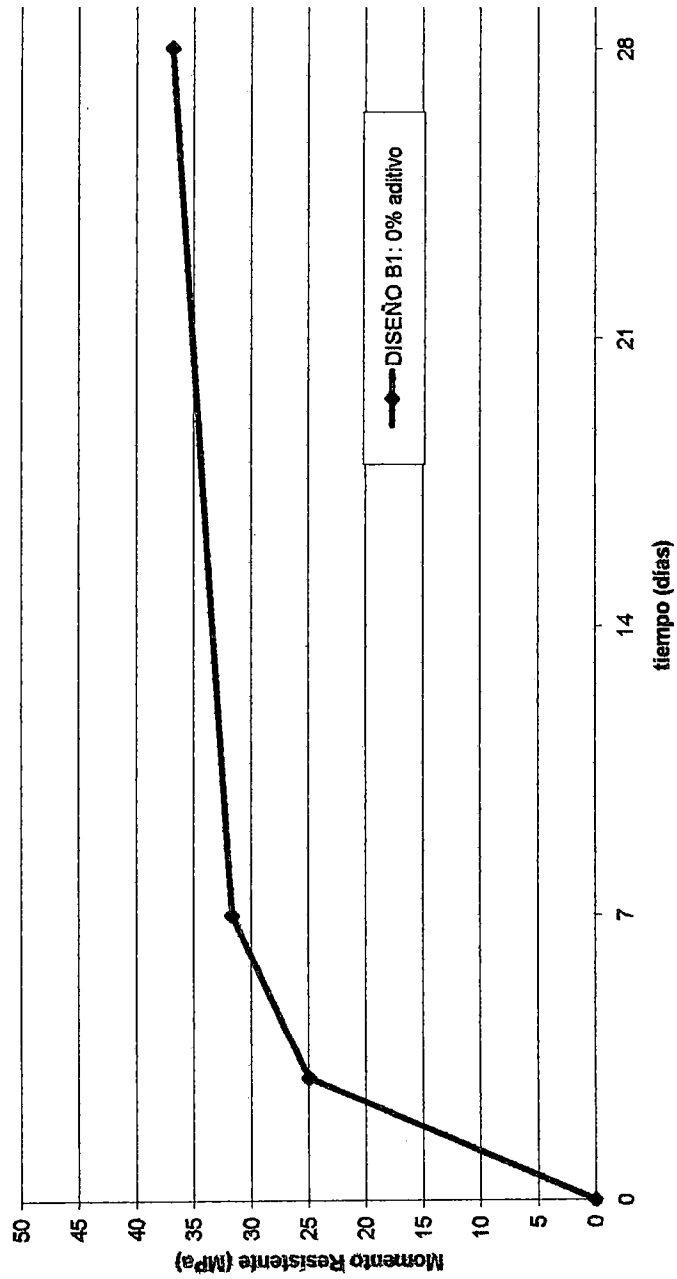
**GRAFICA 7.5.2.2.2 - Momento Resistente vs. tiempo
DISEÑO A4: a/c = 0,40 C. Andino T 1 y 5% de aditivo**



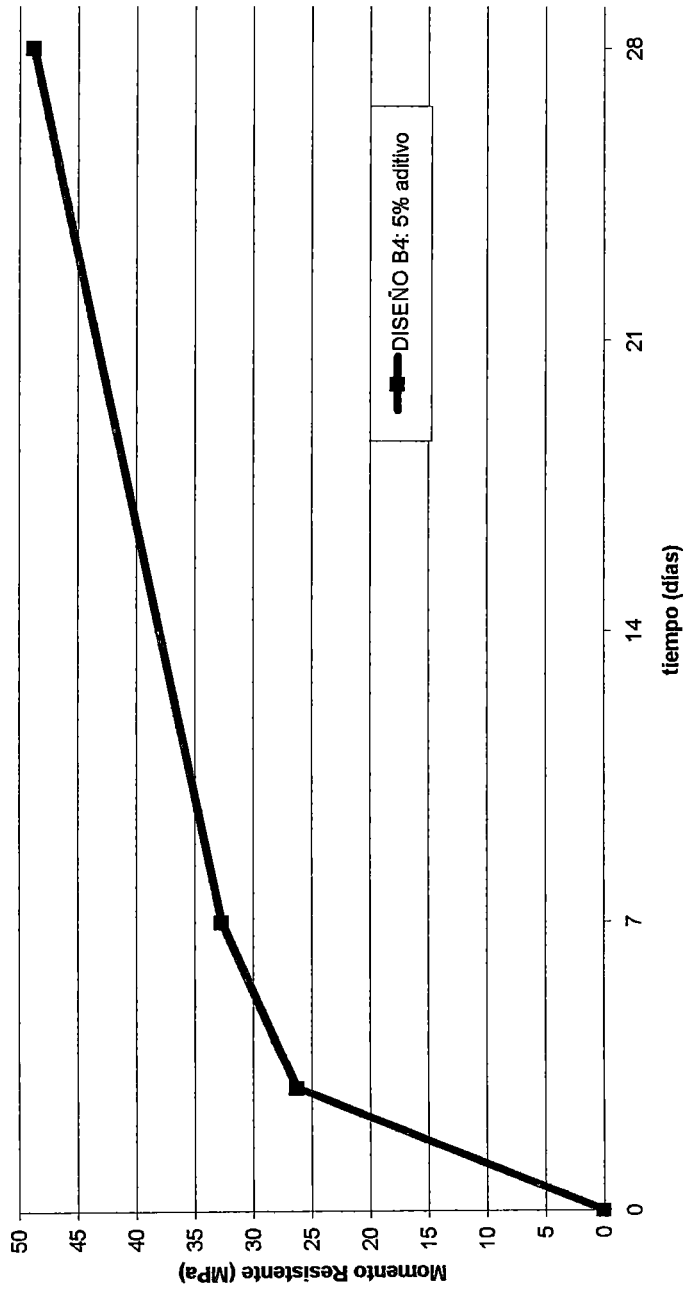
GRAFICA 7.5.2.2.3 - Momento Resistente vs. tiempo
DISEÑO TIPO A: a/c=0.40 C. Andino T I



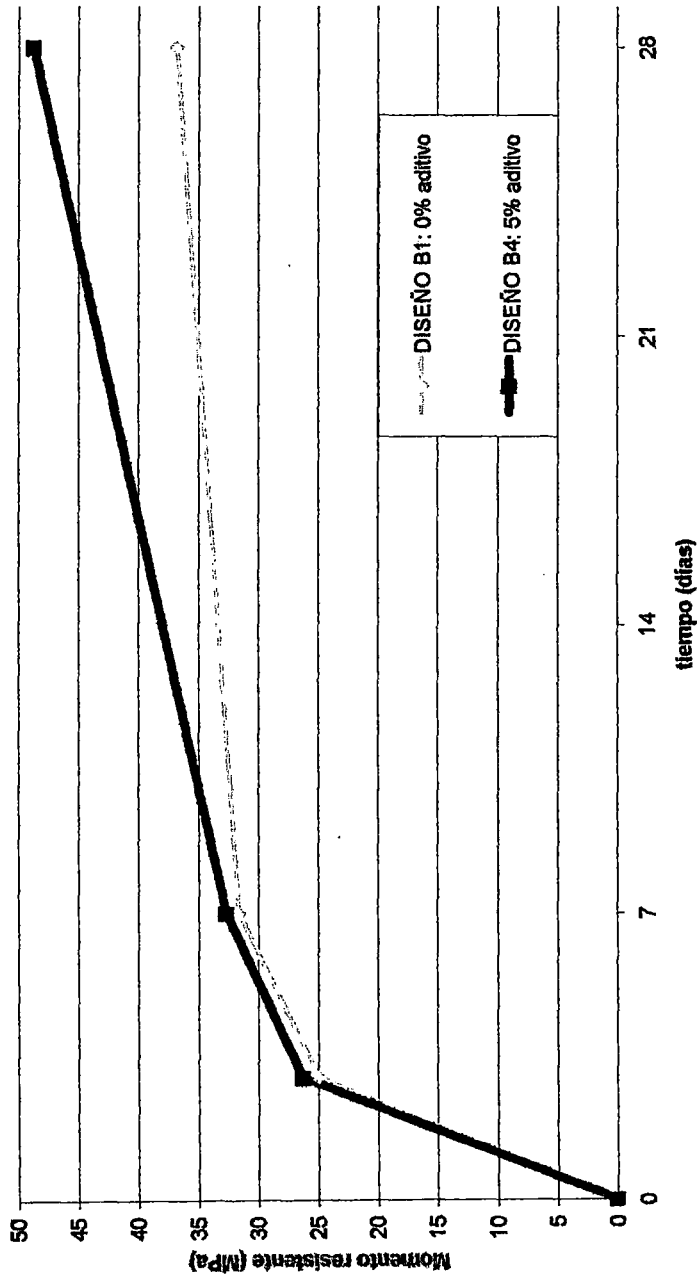
GRAFICA 7.5.2.2.4 - Momento Resistente vs. tiempo
DISEÑO B1: a/c = 0.60 C. Andino T I



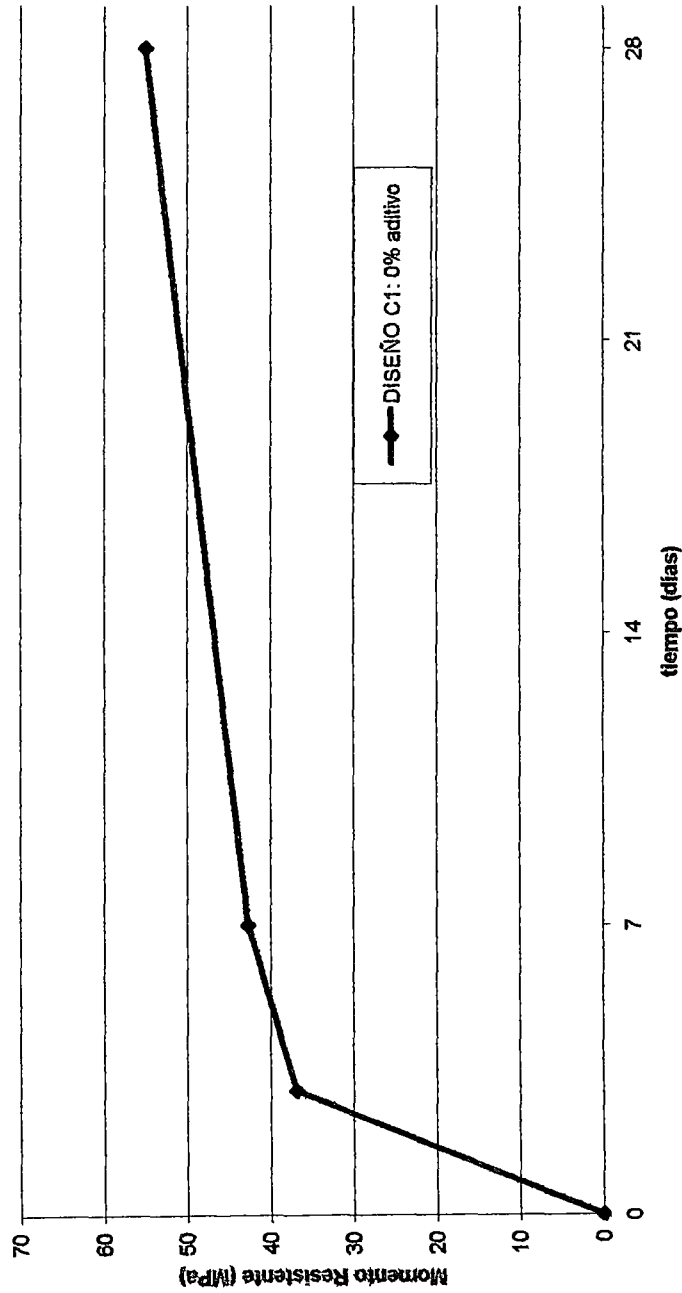
**GRAFICA 7.5.2.2.5 - Momento Resistente vs. tiempo
DISEÑO B4: a/c = 0.60 C. Andino T I y 5% de aditivo**



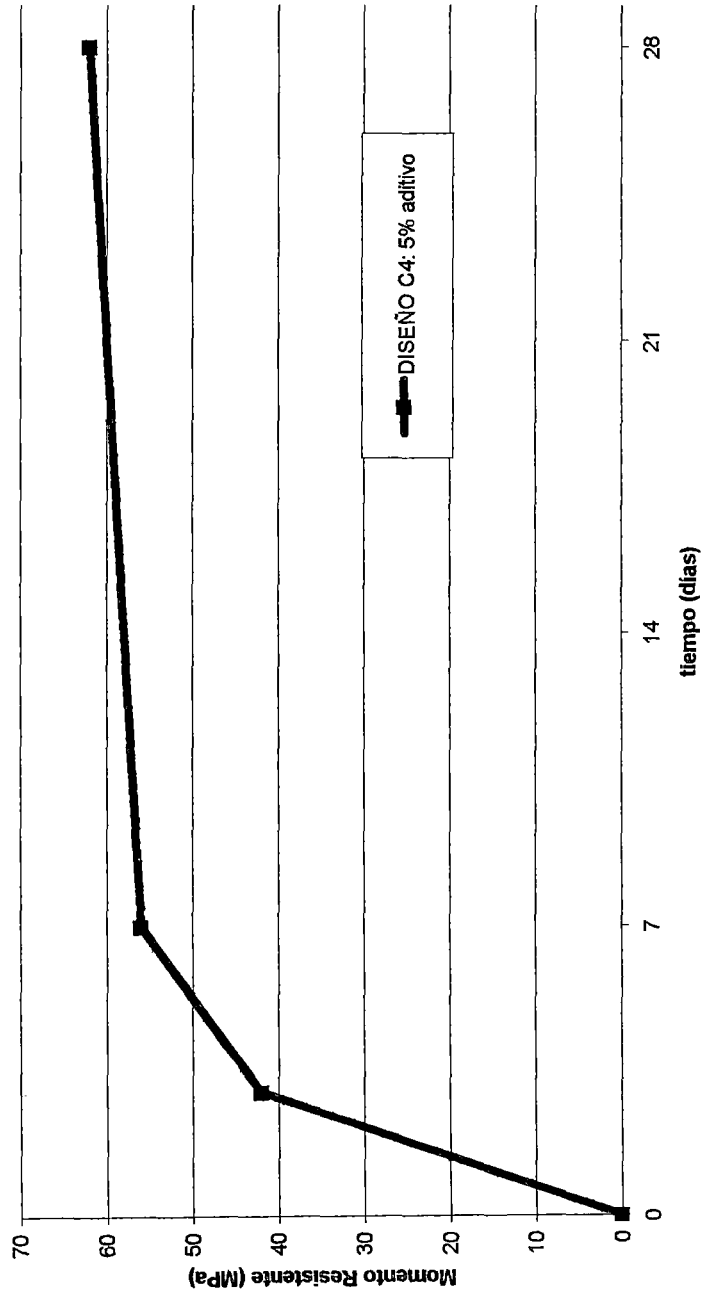
**GRAFICA 7.5.2.2.6 - Momento Resistente vs. tiempo
DISEÑO TIPO B: a/c=0.60 C. Andino T I**



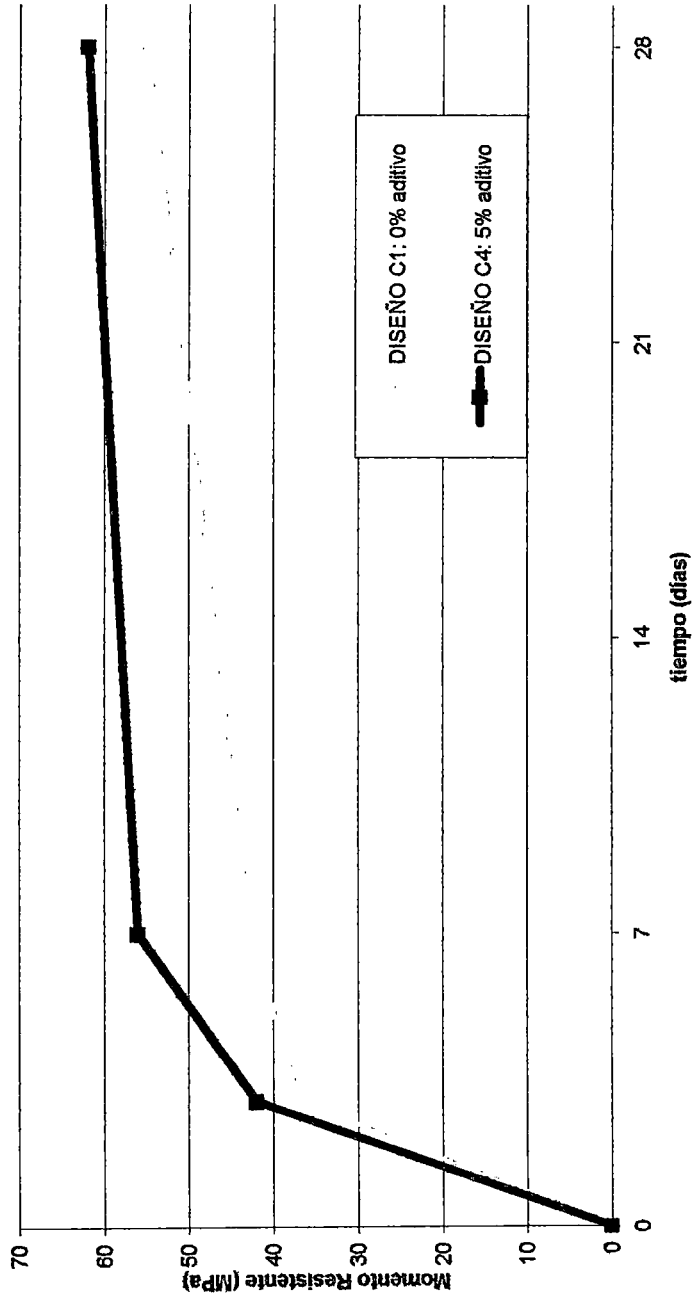
GRAFICA 7.5.2.2.7 - Momento Resistente vs. tiempo
DISEÑO C1: a/c = 0.40 C. Andino T II



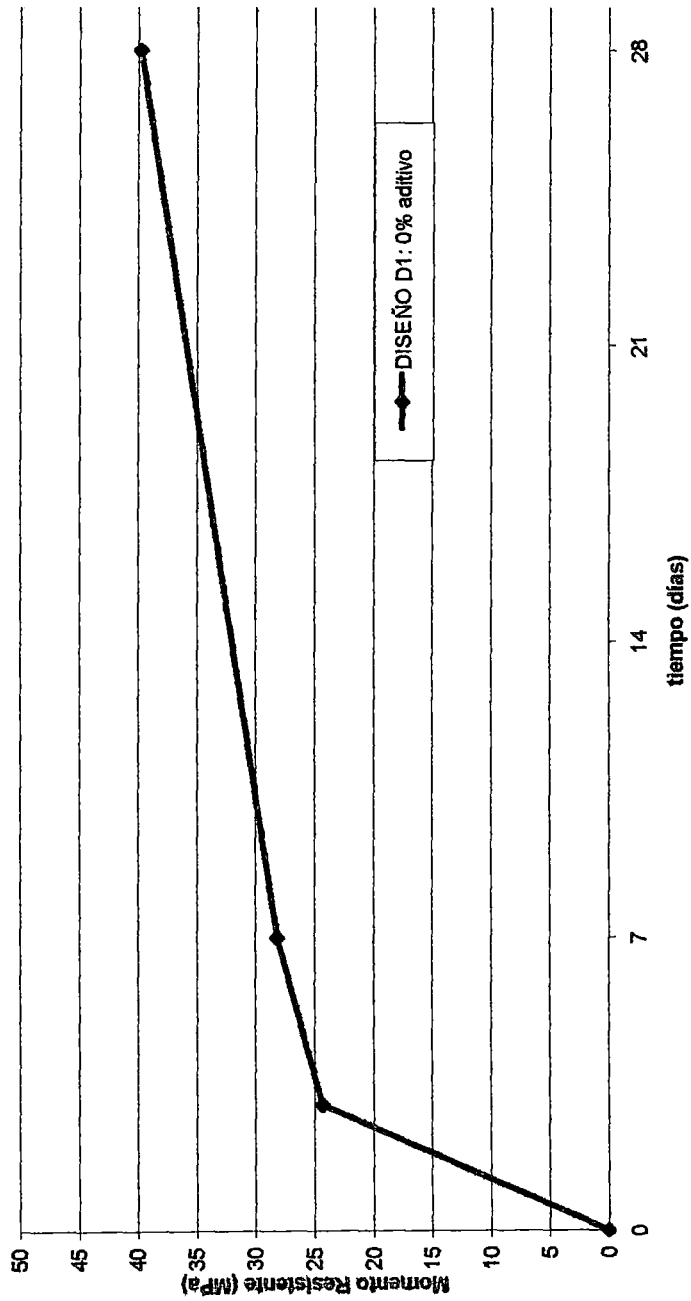
**GRAFICA 7.5.2.2.8 - Momento Resistente vs. tiempo
DISEÑO C4: a/c = 0.40 C. Andino T II y 5% de aditivo**



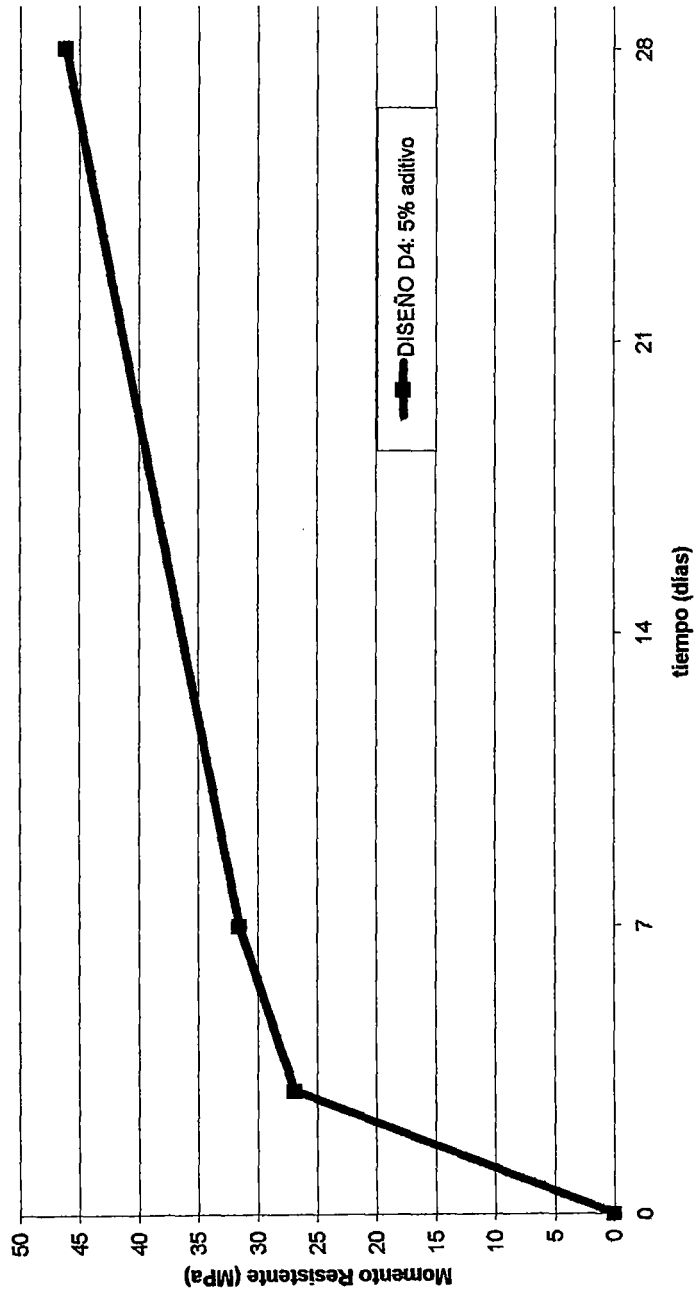
**GRAFICA 7.5.2.2.9 - Momento Resistente vs. tiempo
DISEÑO TIPO C: a/c=0.40 C. Andino T II**



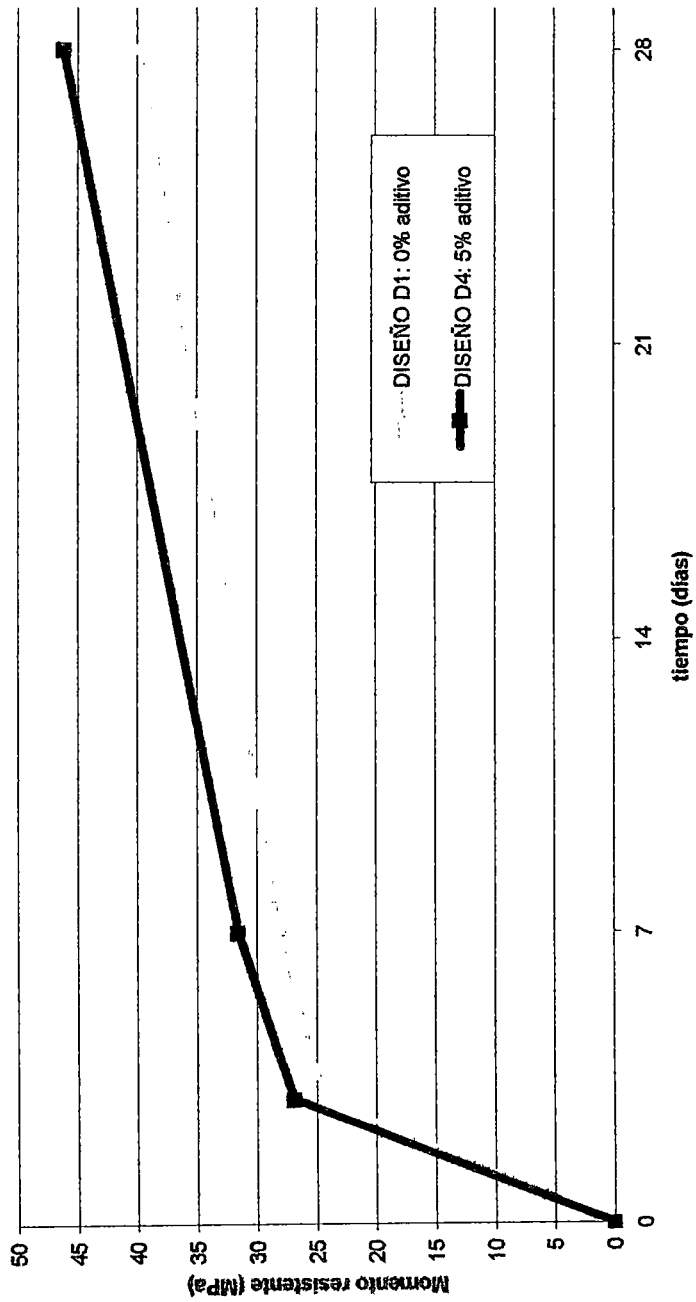
GRAFICA 7.5.2.2.10 - Momento Resistente vs. tiempo
DISEÑO D1: a/c = 0.60 C. Andino T II



**GRAFICA 7.5.2.2.11 - Momento Resistente vs. tiempo
DISEÑO D4: a/c = 0.60 C. Andino T II y 5% de aditivo**



**GRAFICA 7.5.2.2.12 - Momento Resistente vs. tiempo
DISEÑO TIPO D: a/c=0.60 C. Andino T II**



CAPITULO VIII. ESTUDIO COMPARATIVO DE RESULTADOS

8.1. Generalidades

En esta sección se presenta un estudio comparativo de los resultados obtenidos en los ensayos efectuados, el cual tiene por finalidad establecer si el aditivo acelerante Plastocrete 161 FL cumple con los requerimientos de la NTP 334.088. Así mismo se presenta un análisis de los resultados obtenidos en tesis anteriores con la finalidad de establecer si los aditivos ensayados en éstas cumplen con los requerimientos de la NTP 334.088.

8.2. Análisis de Resultados – Serie experimental

8.2.1. Análisis de Propiedades del Concreto Fresco

El análisis de las propiedades del concreto fresco que se desarrolla en esta sección se basa en la comparación de los resultados obtenidos en el concreto patrón y los resultados obtenidos del concreto con aditivo.

Según las norma NTP 334.088 para que un aditivo pueda ser considerado acelerante tipo C, debe cumplir los requerimientos de reducción de tiempo de fragua tanto inicial como final de acuerdo a los rangos establecidos por esta norma, no habiendo otro requerimiento en las propiedades del concreto al estado fresco.

8.2.1.1. Trabajabilidad

La trabajabilidad de los distintos diseños de mezcla (determinada por el Slump), tal como hemos visto en las tablas del capítulo anterior, se incrementa ligeramente. Esto es debido a la acción del aditivo acelerante en el concreto, dado que el incremento de la trabajabilidad es mínimo, no

es significativo para considerar efectos fluidificantes del aditivo acelerante Plastocrete 161 FL.

8.2.1.2. Consistencia

Como se observa en las tablas del capítulo anterior, no se presentan variaciones significativas en la consistencia del concreto. Esto demuestra y confirma que el uso del aditivo acelerante Plastocrete 161 FL no tiene influencia sobre la trabajabilidad de la mezcla.

8.2.1.3. Exudación

La exudación del concreto con aditivo se reduce en un máximo de 0.38%, esto debido a que el tiempo de fragua inicial es reducido por el uso del aditivo, lo cual origina un menor tiempo de exudación de la mezcla.

8.2.1.4. Contenido de Aire

El contenido de aire de los distintos diseños de mezcla se reduce en un máximo de 0.3%, para todos los diseños con aditivo.

8.2.1.5. Tiempo de Fragua

A continuación veremos la variación en el tiempo de fragua inicial y final, debido al uso del aditivo acelerante Plastocrete 161 FL (tipo C de acuerdo a la norma NTP 334.088) en distintas proporciones.

**CUADRO 8.2.1.5.1 – Variación del Tiempo de Fragua Inicial del
Diseño tipo A**

$a/c = 0.40$ C. Andino T I

Diseño	% aditivo	Tiempo de Fragua Inicial hh:mm	Variación hh:mm
A1	0	3:45	0:00
A2	3	3:01	-0:44
A3	4	2:40	-1:05
A4	5	2:18	-1:27

**CUADRO 8.2.1.5.2 – Variación del Tiempo de Fragua Inicial del
Diseño tipo B**

$a/c = 0.60$ C. Andino T I

Diseño	% aditivo	Tiempo de Fragua Inicial hh:mm	Variación hh:mm
B1	0	4:29	0:00
B2	3	4:06	-0:23
B3	4	3:51	-0:38
B4	5	3:15	-1:14

**CUADRO 8.2.1.5.3 – Variación del Tiempo de Fragua Inicial del
Diseño tipo C**

$a/c = 0.40$ C. Andino T II

Diseño	% aditivo	Tiempo de Fragua Inicial hh:mm	Variación hh:mm
C1	0	3:45	0:00
C2	3	2:49	-0:56
C3	4	2:22	-1:23
C4	5	2:07	-1:38

**CUADRO 8.2.1.5.4 – Variación del Tiempo de Fragua Inicial del
Diseño tipo D**

$a/c = 0.60$ C. Andino T II

Diseño	% aditivo	Tiempo de Fragua Inicial hh:mm	Variación hh:mm
D1	0	4:31	0:00
D2	3	3:49	-0:42
D3	4	3:28	-1:03
D4	5	3:13	-1:18

La norma NTP 334.088 indica que el tiempo de fragua inicial de un concreto con aditivo acelerante (Tipo C) debe reducirse como mínimo en 1 hora y como máximo en 3 horas 30 minutos.

El aditivo cumple con los requerimientos de reducción del tiempo de fragua inicial indicados en ésta norma para la dosificación de 5% en todos los diseños de mezcla, lográndose con esta cantidad de aditivo las mayores reducciones en el tiempo de fragua inicial; en algunos diseños con 4% de aditivo las reducciones cumplen también los requisitos de la norma. Estas reducciones fueron de entre 74 y 98 minutos para el tiempo de fragua inicial. Se observa que el aditivo reduce el tiempo de fragua inicial en mayores magnitudes en los diseños con a/c 0.40 con ambos tipos de cemento. Además, no hay diferencias marcadas entre las tendencias de las variaciones del tiempo de fragua inicial debido a los diferentes contenidos de aluminato tricálcico y silicato tricálcico de los cementos tipo I y II, utilizados en los diferentes diseños.

Las reducciones en los tiempos de fragua inicial de los diseños tipo C son mayores a las reducciones de los diseños tipo A, esto puede asociarse al menor calor de hidratación del concreto con cemento tipo II (presente en los diseños tipo C), ya que se sabe que los aditivos acelerantes tienen mejor comportamiento a bajas temperaturas. Lo mismo ocurre en los diseños tipo B y D, lográndose mayores reducciones en el tiempo de fragua inicial en el diseño tipo D.

CUADRO 8.2.1.5.5 – Variación del Tiempo de Fragua Final del Diseño tipo A

a/c = 0.40 C. Andino T I

Diseño	% aditivo	Tiempo de Fragua Final hh:mm	Variación hh:mm
A1	0	5:13	0:00
A2	3	4:12	-1:01
A3	4	3:39	-1:34
A4	5	3:14	-1:59

**CUADRO 8.2.1.5.6 – Variación del Tiempo de Fragua Final del
Diseño tipo B**

$a/c = 0.60$ C. Andino T I

Diseño	% aditivo	Tiempo de Fragua Final hh:mm	Variación hh:mm
B1	0	6:11	0:00
B2	3	5:08	-1:03
B3	4	4:51	-1:20
B4	5	4:04	-2:07

**CUADRO 8.2.1.5.7 – Variación del Tiempo de Fragua Final del
Diseño tipo C**

$a/c = 0.40$ C. Andino T II

Diseño	% aditivo	Tiempo de Fragua Final hh:mm	Variación hh:mm
C1	0	4:44	0:00
C2	3	3:44	-1:00
C3	4	3:08	-1:36
C4	5	2:52	-1:52

**CUADRO 8.2.1.5.8 – Variación del Tiempo de Fragua Final del Diseño
tipo D**

$a/c = 0.60$ C. Andino T II

Diseño	% aditivo	Tiempo de Fragua Final hh:mm	Variación hh:mm
D1	0	5:57	0:00
D2	3	5:13	-0:44
D3	4	4:49	-1:08
D4	5	4:26	-1:31

La norma NTP 334.088 indica que el tiempo de fragua final de un concreto con aditivo acelerante (tipo C) debe reducirse como mínimo en 1 hora.

La totalidad de los diseños con 5% de aditivo tienen las mayores reducciones en el tiempo de fragua final, cumpliendo con las

especificaciones de la norma NTP 334.088; además se observa que la mayor parte de los diseños cumplen los requerimientos de la norma para 3% y 4%. Estas reducciones fueron de entre 1:31 y 2:07 para el tiempo de fragua final, para los diseños de mezcla con contenido de aditivo máxima (A4, B4, C4, D4). De manera similar al tiempo de fragua inicial, no existe una diferencia marcada entre las variaciones del tiempo de fragua final debido a diferentes contenidos de aluminato tricálcico y silicato tricálcico en los cementos tipo I y II usados en los diferentes diseños.

Se observa que las reducciones en el tiempo de fragua final en los diseños tipo A y C son similares, esto debido a que la mayor liberación de calor se da en los primeros instantes del fraguado, afectando solo el fraguado inicial; las reducciones en el tiempo de fragua final del diseño tipo B son mayores a las reducciones del diseño tipo D, esto debido también a que la liberación de calor no afecta el proceso de fraguado en su etapa final.

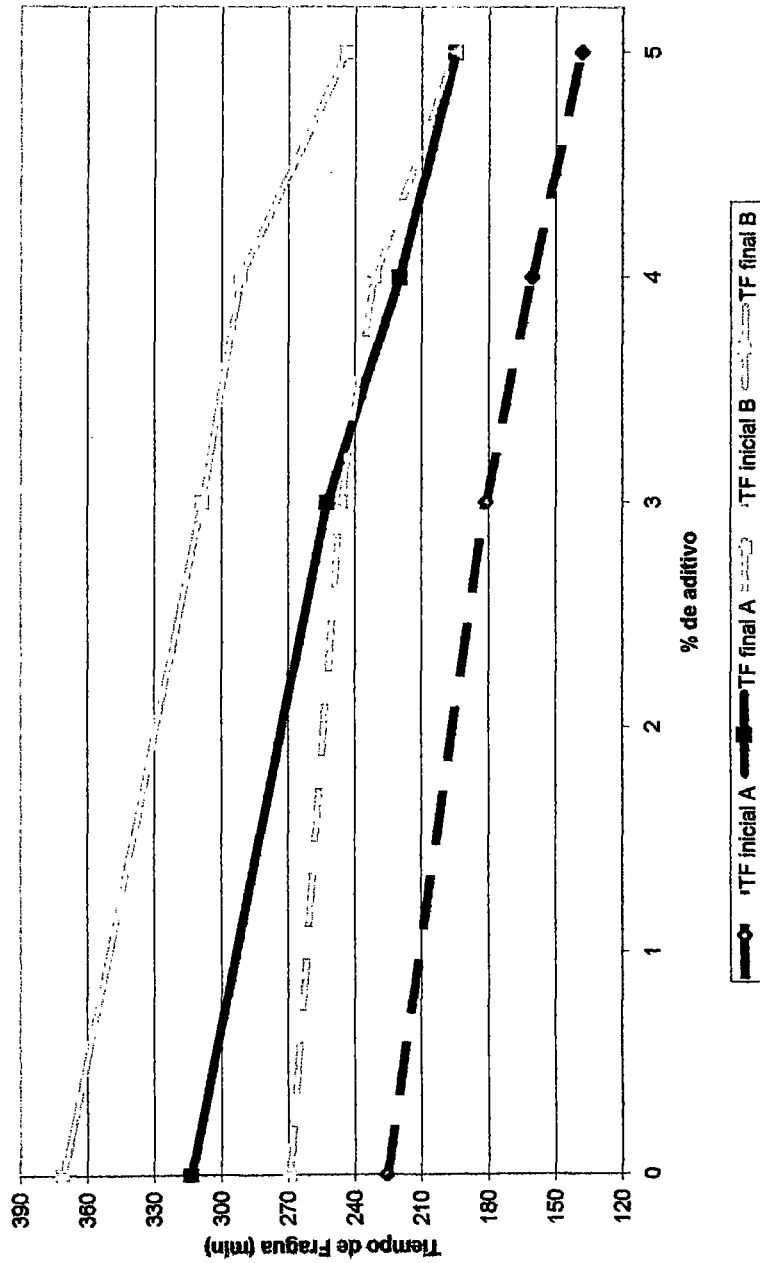
En el gráfico 8.2.1.5.1 se aprecian los tiempos de fragua inicial y fragua final de los diseños tipo A y B, se puede observar que los tiempos de fragua inicial y final del diseño B4 (con 5% de aditivo) son similares a los tiempos de fragua inicial y final del diseño A2 (con 3% de aditivo), lo cual nos da un factor a considerar en el estudio de costo – beneficio, ya que se debe evaluar cual de los diseños es el más apropiado, dentro del aspecto económico, ya que los tiempos de fragua son muy similares, siendo los contenidos de aditivo y la relación a/c diferentes.

En el gráfico 8.2.1.5.2, donde se aprecian los tiempos de fragua inicial y fragua final de los diseños tipo C y D se puede observar que los tiempos de fragua inicial y final del diseño A2 (con 3% de aditivo) son inferiores a los tiempos de fragua inicial y final del diseño D4 (con 5% de aditivo), por lo que es necesario evaluar la conveniencia del uso de cualquiera de las dos alternativas, dado que se obtienen tiempos de fragua similares, siendo diferentes los contenidos de aditivo y las relaciones a/c.

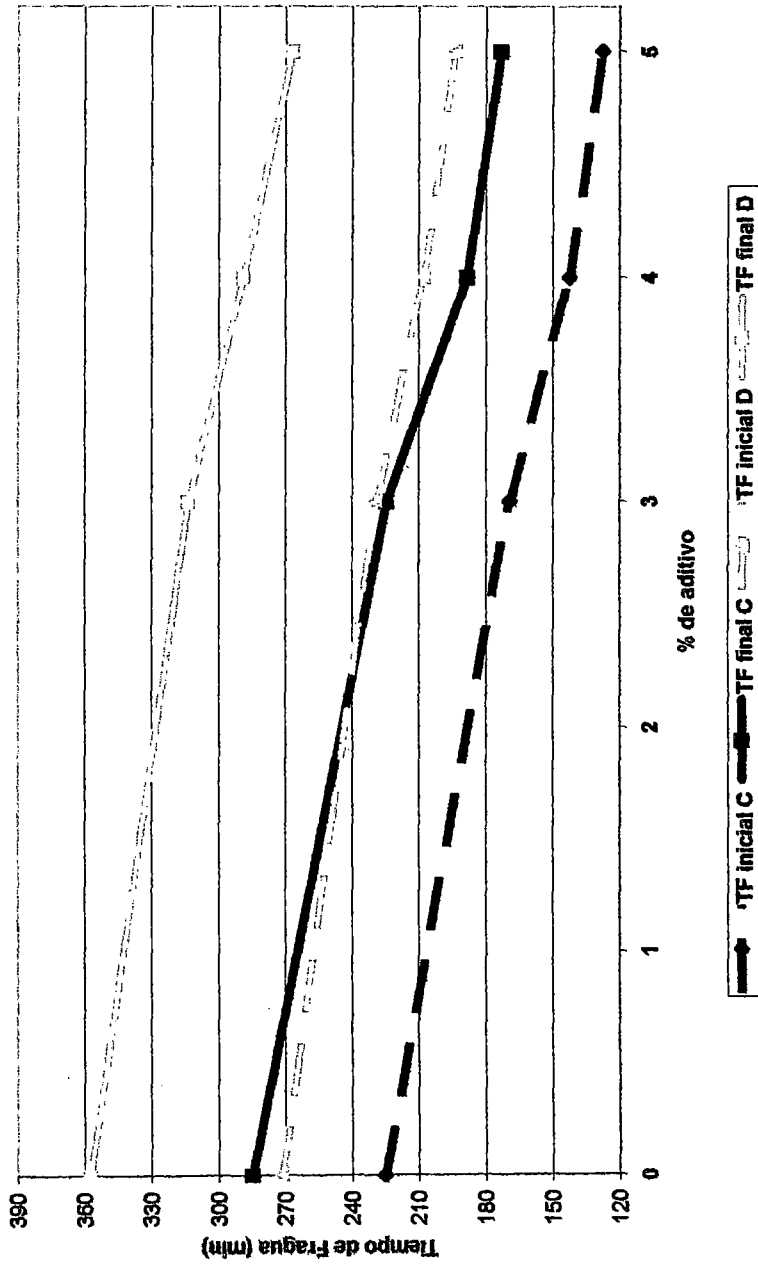
Deberá tenerse en cuenta estas observaciones, ya que cuando se requiera un concreto con tiempo de fragua inicial y final menor, debe evaluarse la posibilidad de utilizar una menor relación de a/c , y en este caso, evaluarse la posibilidad de reducir el tiempo de fragua inicial y final utilizando una relación a/c menor y una menor proporción de aditivo, para obtener las reducciones en los tiempos de fragua obtenidas en el diseño con una mayor relación a/c y con una cantidad mayor de aditivo.

En los gráficos 8.2.1.5.3 y 8.2.1.5.4 se aprecia la similitud en las tendencias de la reducción de los tiempos de fragua inicial y final de los diseños tipo A y C, y de los diseños B y D.

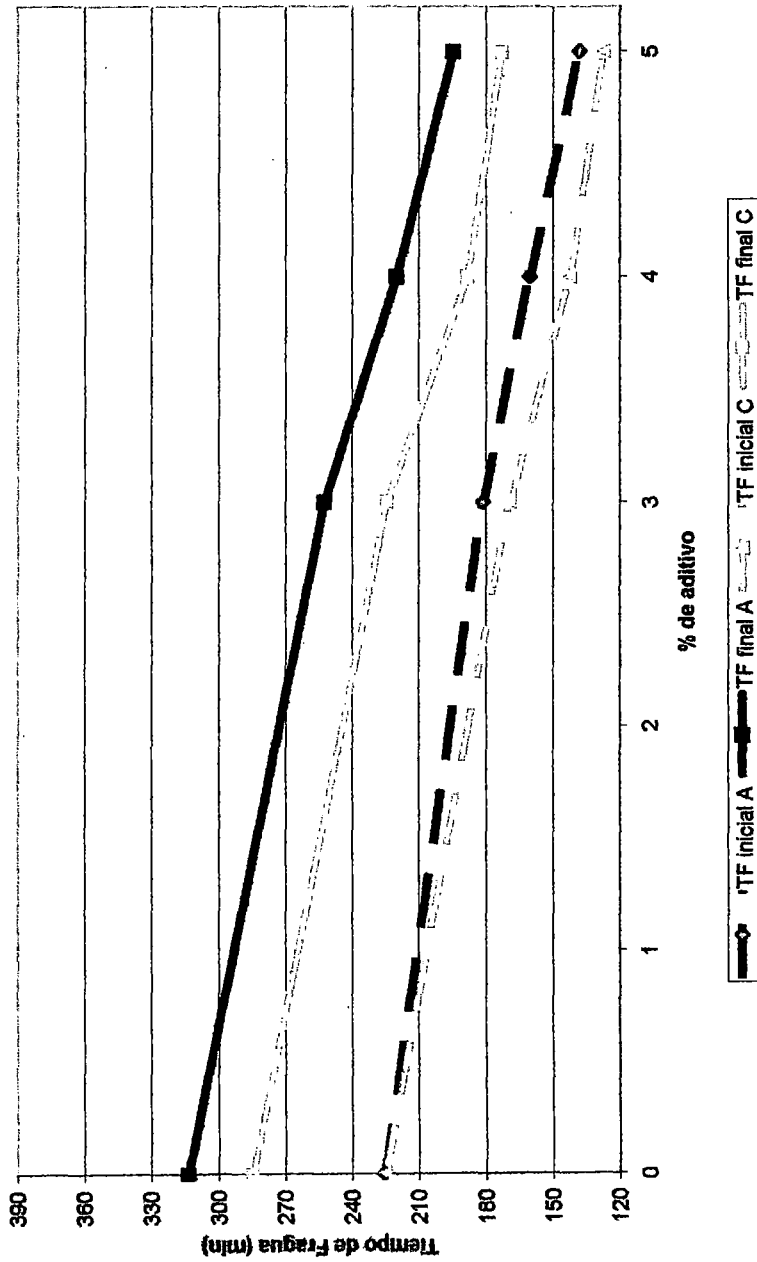
GRAFICA 8.2.1.5.1 - Tiempo de Fragua vs. % aditivo de los diseños tipo A y B
a/c = 0,40 y 0,60 C. Andino T I



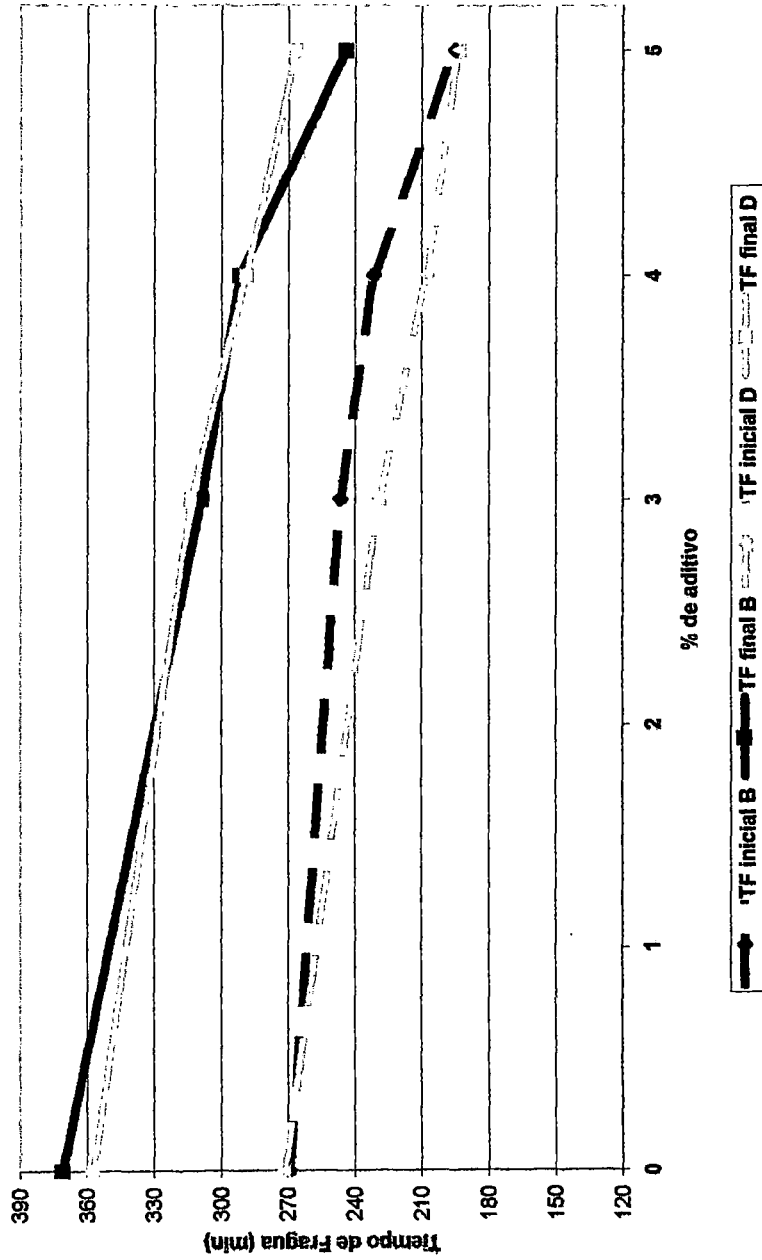
GRAFICA 8.2.1.5.2 - Tiempo de Fragua vs. % aditivo de los diseños tipo C y D
a/c = 0,40 y 0,60 C Andino T II



GRAFICA 8.2.1.5.3 - Tiempo de Fragua vs. % aditivo de los diseños tipo A y C
a/c = 0,40 C. Andino T I y II



GRAFICA 8.2.1.5.4 - Tiempo de Fragua vs. % aditivo de los Diseños tipo B y D
a/c = 0,60 C. Andino T I y II



8.2.1.6. Peso Unitario

El peso unitario del concreto se incrementa, esto debido a la cantidad de aditivo añadida en reemplazo del agua, dado que el aditivo tiene un mayor peso específico esto origina un incremento del peso unitario concreto. Adicionalmente, el contenido de aire es reducido, lo cual también origina un incremento en el peso unitario del concreto.

8.2.2. Análisis de Propiedades del Concreto Endurecido

8.2.2.1. Resistencia a la compresión

A continuación se presenta un análisis comparativo de las resistencias a la compresión obtenidas para los distintos diseños de mezcla. Inicialmente se compara la resistencia a la compresión a una misma edad de los distintos diseños, esta comparación se hará de manera porcentual, tomando como referencia inicial el concreto patrón (sin aditivo), de manera análoga a la especificada por la norma NTP 334.088. Posteriormente se hará un análisis en el cual se estima el tiempo mínimo requerido que el concreto con aditivo requiere para alcanzar 70% de la resistencia a la compresión a los 28 días, con la finalidad de determinar el ahorro de tiempo originado por el uso de este aditivo.

La norma NTP 334.088 indica que la resistencia a la compresión a los 3 días de edad debe ser por lo menos 125% de la resistencia del concreto patrón, a los 7 y 28 días el concreto con aditivo deberá tener por lo menos la resistencia del concreto patrón. Como se observa, los mayores incrementos son requeridos a la edad de 3 días, debido a que la función de los aditivos acelerantes es incrementar la resistencia a edades tempranas, por lo que la norma incide mayormente en los incrementos a ésta edad, y a edades posteriores las normas no requieren incrementos en la resistencia.

CUADRO 8.2.2.1.1 – Variación Porcentual de la resistencia a la compresión con respecto a la resistencia patrón del Diseño tipo A.

a/c = 0.40 C. Andino T I

Diseño	% aditivo	f'c (%)			
		1 día	3 días	7 días	28 días
A1	0	100	100	100	100
A2	3	102	103	99	102
A3	4	103	106	104	116
A4	5	96	114	111	112

De acuerdo a los resultados presentados en el cuadro 8.2.2.1.1, el aditivo no cumple la norma NTP 334.088, ya que la resistencia a la compresión a la edad de tres días está entre 103 y 114% de la resistencia del concreto patrón, valores inferiores al 125% que indica la norma; a los 7 días la resistencia del concreto con aditivo varía entre 99 y 111% de la resistencia del concreto patrón, cumpliendo la norma para los diseños con 4 y 5% de aditivo; a los 28 días la resistencia del concreto con aditivo varía entre 102 y 116%, con lo que se cumplen los requisitos de la norma. Si bien se presentan incrementos en la resistencia a edades de 7 y 28 días, éstos no son tomados en cuenta por las normas ya que los incrementos en la resistencia a estas edades no son función de un aditivo acelerante.

Como se observa, el aditivo no cumple con los requisitos de la norma NTP 334.088 en lo que respecta a la resistencia a la compresión para el diseño tipo A, debido a que los incrementos en la resistencia a la compresión a los 3 días son inferiores a los requeridos por la norma.

CUADRO 8.2.2.1.2 – Variación Porcentual de la resistencia a la compresión con respecto a la resistencia patrón del Diseño tipo B.

ac = 0.60 C. Andino T I

Diseño	% aditivo	f'c (%)			
		1 día	3 días	7 días	28 días
B1	0	100	100	100	100
B2	3	108	97	114	102
B3	4	117	100	113	102
B4	5	116	105	105	110

En los resultados presentados en el cuadro 8.2.2.1.2 , la resistencia a la compresión del concreto con aditivo a los 3 días de edad varía entre 97 y 105%, siendo estos valores muy inferiores a los requeridos por la norma; a los 7 días la resistencia varía entre 97 y 105%, con lo que el aditivo cumple la norma sólo para los diseños con 4 y 5% de aditivo; la resistencia a los 28 días varía entre 102 y 110%, con lo que el aditivo cumple la norma para todos los diseños.

De acuerdo a los ensayos realizados, el aditivo no cumple con los requisitos de la norma NTP 334.088 en lo que respecta al incremento de la resistencia a la compresión para el diseño tipo B, ya que a la edad de tres días los incrementos son inferiores a los requeridos.

CUADRO 8.2.2.1.3 – Variación Porcentual de la resistencia a la compresión con respecto a la resistencia patrón del Diseño tipo C:

a/c = 0.40 C. Andino T II

Diseño	% aditivo	f'c (%)			
		1	3	7	28
C1	0	100	100	100	100
C2	3	96	107	115	110
C3	4	100	108	110	104
C4	5	113	112	105	110

En los resultados presentados en el cuadro 8.2.2.1.3, la resistencia a la compresión del concreto con aditivo a los 3 días de edad varía entre 107 y 112%, valores inferiores a los requeridos por la norma; a los 7 días la resistencia varía entre 105 y 115%, con lo cual se cumple la norma para todos los diseños; a los 28 días la resistencia varia entre 104 y 110%, con lo que se cumplen los requerimientos de la norma.

De acuerdo a los ensayos realizados, el aditivo no cumple los requisitos de la norma NTP 334.088 en lo que respecta a la resistencia a la compresión para el diseño tipo C; ya que a la edad de tres días los incrementos no son los requeridos.

CUADRO 8.2.2.1.4 – Variación Porcentual de la resistencia a la compresión con respecto a la resistencia patrón del Diseño tipo D.

a/c = 0.60 C. Andino T II

Diseño	% aditivo	f'c (%)			
		1	3	7	28
D1	0	100	100	100	100
D2	3	96	118	114	111
D3	4	106	122	113	111
D4	5	131	106	108	118

En los resultados presentados en el cuadro 8.2.2.1.4, la resistencia a la compresión del concreto con aditivo a la edad de 3 días varía entre 106 y 122%, valores inferiores a los requeridos por la norma, sin embargo, en este diseño se ha logrado el mayor incremento de la resistencia a los 3 días; a los 7 días la resistencia varía entre 108 y 114%, cumpliendo los requisitos de la norma para todos los diseños; a los 28 días la resistencia varía entre 111 y 118%, cumpliendo los requisitos de la norma para todos los diseños.

De acuerdo a los ensayos realizados, el aditivo no cumple los requisitos de la norma NTP 334.088 en lo que respecta a la resistencia a la compresión para el diseño tipo D, ya que a la edad de tres días los incrementos no son los requeridos.

Del resultado global de ensayos de resistencia se puede concluir que en general el aditivo incrementa la resistencia a la compresión a temprana edad en un aproximado de 10% a los 3 días y en 9% a los 7 días con respecto al concreto patrón a esa misma edad, sin embargo no cumple con el incremento especificado en la norma, que indica un 25% de incremento.

Además, el aditivo no cumple la norma NTP 334.088 en lo que respecta a la resistencia a la compresión para todos los diseños, ya que a la edad de 3 días los valores obtenidos son menores al 125% que exige la norma como valor mínimo. Para los 7 y 28 días la resistencia a la compresión cumplen las normas para todas las proporciones de aditivo. Los

incrementos más significativos a la edad de 3 días se logran con el uso de 5% de aditivo para los diseños tipo A, B y C; para el diseño tipo D se logran los mayores incrementos en la resistencia a ésta edad, llegando a 22% de incremento con 4% de aditivo acelerante. Esto se debe a que el diseño tipo D libera una mayor cantidad de calor de hidratación en comparación con los otros diseños, dado que tiene un a/c 0.6 y contiene cemento tipo II, lo cual propicia una mejor acción del aditivo en menores proporciones.

La resistencia a la compresión del concreto a 1 día de edad se incrementa con respecto al concreto patrón respectivo en 16% para el diseño B4, en 13% para el diseño C4 y en 31% para el diseño D4, y para el diseño A4 la resistencia a la compresión se redujo en 4%. Si bien la norma NTP 334.088 en sus requerimientos no indica la resistencia mínima a ésta edad, se debe tener en cuenta cuando se requieran menores tiempos de protección del concreto.

La resistencia a la compresión del concreto a 3 días de edad se incrementa con respecto al concreto patrón respectivo en 14% para el diseño A4, en 5% para el diseño B4, en 12% para el diseño C4 y en 6% para el diseño D4, valores inferiores a los requeridos por la norma.

La resistencia a la compresión del concreto a 7 días de edad se incrementa con respecto al concreto patrón respectivo en 11% para el diseño A4, en 5% para el diseño B4, en 5% para el diseño C4 y en 8% para el diseño D4.

La resistencia a la compresión del concreto a 28 días de edad se incrementa con respecto al concreto patrón respectivo en 12% para el diseño A4, en 10% para el diseño B4, en 10% para el diseño C4 y en 18% para el diseño D4.

Se observan mayores incrementos en la resistencia a la compresión en los diseños con cemento tipo II, esto es debido a que el menor contenido

de aluminatos del cemento tipo II origina que la concentración del aditivo con respecto a los aluminatos sea mayor en concretos con este tipo de cemento que con el cemento tipo I, con mayor cantidad de aluminatos. Esta mayor concentración propicia mayores ganancias en las resistencias a 1 día de edad.

Las diferencias entre la acción del aditivo en los diferentes diseños de mezclas se debe a que el nitrato de calcio (componente principal del aditivo acelerante Plastocrete 161 FL) actúa sobre los aluminatos del cemento, componentes que se encuentran en proporciones distintas en los cementos tipo I y tipo II utilizados.

Se observa que el aditivo origina mayores incrementos en la resistencia a la compresión en los diseños con a/c 0.60, en comparación con los diseños de a/c 0.40. Este comportamiento, que se observa también en otros aditivos estudiados en la UNI, se debe a que los aditivos acelerantes en general tienen mayor desempeño a temperaturas menores. Los diseños con a/c 0.40 originan temperaturas internas mayores en el proceso de fraguado y endurecimiento que los diseños con a/c 0.60, debido al mayor contenido de cemento.

8.2.2.2. Ensayos exploratorios con 6% de aditivo

Con la finalidad de complementar la información sobre el comportamiento del aditivo acelerante se realizaron ensayos exploratorios de resistencia a la compresión a los 3 días, para determinar la eficacia del aditivo para proporciones de 6% de aditivo para los diseños tipo A, B y C, ya que según los datos obtenidos con 3, 4 y 5% la resistencia se incrementa proporcionalmente con la cantidad de aditivo.

Los diseños se hicieron de manera análoga a la descrita en la sección 6.8. Los resultados obtenidos en los ensayos de resistencia a la compresión se adjuntan en el cuadro 8.2.2.2.1, además se incluyen los valores obtenidos para todos los porcentajes de aditivo usados.

**CUADRO 8.2.2.2.1 – Resistencia a la compresión a los 3 días :
diseños A, B y C**

% aditivo	f'c (kg./cm ²)		
	Diseño tipo		
	A	B	C
0	266	148	268
3	275	144	286
4	283	148	291
5	302	156	300
6	279	146	288

En el cuadro 8.2.2.2 se puede observar que al utilizar 6% de aditivo acelerante no se muestran incrementos en la resistencia a la compresión a los 3 días superiores a los incrementos de diseños con 5% de aditivo, por el contrario las resistencias son menores, por lo que no es factible la utilización de más aditivo, ya que no se mejoran las resistencias.

**CUADRO 8.2.2.2.2 – Resistencia a la compresión a los 3 días
expresada porcentualmente: diseños A, B y C**

% aditivo	f'c (kg./cm ²)		
	Diseño tipo		
	A	B	C
0	100	100	100
3	103	97	107
4	106	100	108
5	114	105	112
6	105	98	108

8.2.2.3. Resistencia a la flexión

En la ésta sección, se desarrolla un análisis porcentual del momento resistente a la flexión obtenido del concreto patrón y del concreto con 5% de aditivo acelerante.

La norma NTP 334.088 indica que la resistencia a la flexión de un concreto con aditivo acelerante (tipo C de ésta norma) a los 3 días de deberá como mínimo 110% de la resistencia a la flexión del concreto patrón, a los 7 días ésta resistencia deberá ser al menos igual a la resistencia patrón, y a los 28 días deberá tener como mínimo 90% de la resistencia a la flexión del concreto patrón.

CUADRO 8.2.2.3.1 - Variación Porcentual del momento resistente con respecto a la resistencia patrón

Cemento Andino Tipo I					
Diseño	a/c	% aditivo	Mr (MPa)		
			3	7	28
A1	0,40	0	100	100	100
A4		5	106	109	114
B1	0,60	0	100	100	100
B4		5	105	103	132

Como se observa en el cuadro 8.2.2.3.1, en el diseño A4 el aditivo incrementa la resistencia a la flexión a los 3 días a 106%, valor inferior al requerido por la norma; a los 7 días la resistencia a la flexión alcanza 109%, superior al 100% requerido por la norma; a los 28 días la resistencia llega a 114%, cumpliendo los requisitos de la norma. Como se observa, para el diseño A4 el aditivo no cumple los requisitos de la norma NTP 334.088 en lo que respecta a la resistencia a la flexión, ya que la resistencia a la flexión a los 3 días la resistencia a la flexión es inferior a la requerida por ésta norma.

También se observa que en el diseño B4 el aditivo incrementa la resistencia a la flexión a los 3 días a 105%, valor inferior al requerido por

la norma; a los 7 días la resistencia a la flexión llega a 103%, cumpliendo los requerimientos de la norma; a los 28 días la resistencia a la flexión se incrementa a 132%, valor muy superior al 90% requerido por la norma. De acuerdo a los ensayos efectuados, para el diseño B4 el aditivo no cumple los requerimientos de la norma NTP 334.088 en lo que respecta a la resistencia a la flexión, ya que a la edad de 3 días los valores obtenidos son inferiores a los requeridos por la norma.

CUADRO 8.2.2.3.2 - Variación Porcentual del momento resistente con respecto a la resistencia patrón

Cemento Andino Tipo II					
Diseño	a/c	% aditivo	Mr (MPa)		
			3	7	28
C1	0,40	0	100	100	100
C4		5	114	131	113
D1	0,60	0	100	100	100
D4		5	110	112	116

En el cuadro 8.2.2.3.2 observamos las resistencias del diseño C4 expresados como porcentaje del diseño patrón C1. en el diseño C4 el aditivo incrementa la resistencia a la flexión a los 3 días a 114%, con lo cual se superan los requerimientos de la norma; a los 7 días la resistencia a la flexión llega a 131%, superando los requerimientos de la norma; a los 28 días la resistencia a la flexión llega a 113%, cumpliendo también los requerimientos de la norma. De los ensayos efectuados, para el diseño C4 el aditivo cumple los requerimientos de la norma NTP 334.088 en lo que respecta a la resistencia a la flexión, ya que en todas las edades se superan los valores indicados por ésta norma.

En el diseño D4 el aditivo incrementa la resistencia a la flexión a los 3 días a 110%, llegando al mínimo requerido por la norma; a los 7 días la resistencia se incrementa a 112%, con lo que supera los requerimientos de la norma; a los 28 días la resistencia a la flexión llega a 116%, con lo cual se superan los requerimientos de la norma. De los ensayos efectuados, para el diseño D4 el aditivo cumple los requerimientos de la norma NTP 334.088 en lo que respecta a la resistencia a la flexión para

todas las edades del concreto, superando los valores requeridos por ésta norma.

La resistencia a la flexión del concreto a 3 días de edad se incremento con respecto al concreto patrón respectivo en 6% para el diseño A4, en 5% para el diseño B4, en 14% para el diseño C4 y en 10% para el diseño D4.

La resistencia a la flexión del concreto a 7 días de edad se incremento con respecto al concreto patrón respectivo en 9% para el diseño A4, en 3% para el diseño B4, en 31% para el diseño C4 y en 12% para el diseño D4.

La resistencia a la flexión del concreto a 28 días de edad se incremento con respecto al concreto patrón respectivo en 14% para el diseño A4, en 32% para el diseño B4, en 13% para el diseño C4 y en 16% para el diseño D4.

8.2.3. Dosificación óptima de aditivo acelerante

En el análisis comparativo que se desarrolla a continuación se determinará el menor tiempo requerido para que el concreto con aditivo alcance 70% de la resistencia a la compresión a los 28 días del concreto patrón, éste porcentaje de la resistencia es el usado generalmente para desencofrar elementos de concreto.

El diseño óptimo de aditivo será aquel que llegue al 70% de la resistencia del concreto patrón en menor tiempo, dado que nos proporcionará las ventajas mencionadas en el capítulo V.

CUADRO 8.2.3.1.A - Variación Porcentual de la resistencia a la compresión con respecto a la resistencia patrón a los 28 días del

Diseño tipo A

a/c = 0.40 C. Andino T I

Diseño	% aditivo	f'c (%)			
		1	3	7	28
A1	0	48	70	85	100
A2	3	49	73	83	102
A3	4	49	75	88	116
A4	5	46	80	94	112

CUADRO 8.2.3.1.B – Tiempo mínimo requerido para llegar al 70% de la resistencia patrón a los 28 días.

Diseño	% aditivo	edad
A1	0	3,0
A2	3	2,8
A3	4	2,6
A4	5	2,4

CUADRO 8.2.3.2.A - Variación Porcentual de la resistencia a la compresión con respecto a la resistencia patrón a los 28 días del

Diseño tipo B

a/c = 0.60 con cemento Andino tipo I

Diseño	% aditivo	f'c (%)			
		1	3	7	28
B1	0	29	57	74	100
B2	3	31	55	85	102
B3	4	33	56	84	102
B4	5	33	60	78	110

CUADRO 8.2.3.2.B – Tiempo mínimo requerido para llegar al 70% de la resistencia patrón a los 28 días.

Diseño	% aditivo	edad
B1	0	6,0
B2	3	5,0
B3	4	5,0
B4	5	5,3

CUADRO 8.2.3.3.A - Variación Porcentual de la resistencia a la compresión con respecto a la resistencia patrón a los 28 días del diseño tipo C

a/c = 0.40 con cemento Andino tipo II

Diseño	% aditivo	f'c (%)			
		1	3	7	28
C1	0	47	72	83	100
C2	3	45	77	86	110
C3	4	46	78	92	104
C4	5	53	81	88	110

CUADRO 8.2.3.3.B – Tiempo mínimo requerido para llegar al 70% de la resistencia patrón a los 28 días.

Diseño	% aditivo	edad
C1	0	2,8
C2	3	2,6
C3	4	2,5
C4	5	2,2

CUADRO 8.2.3.4.A - Variación Porcentual de la resistencia a la compresión con respecto a la resistencia patrón a los 28 días del diseño tipo D.

a/c = 0.60 con cemento Andino tipo II

Diseño	% aditivo	f'c (%)			
		1	3	7	28
D1	0	32	63	78	100
D2	3	31	74	91	111
D3	4	34	76	89	111
D4	5	42	67	85	129

CUADRO 8.2.3.4.B – Tiempo mínimo requerido para llegar al 70% de la resistencia patrón a los 28 días.

Diseño	% aditivo	edad
D1	0	4,8
D2	3	2,8
D3	4	2,7
D4	5	3,7

Se observa que se obtienen resistencias equivalentes al 70% de la resistencia de los diseños patrón a los 28 días en menores tiempos. Para el diseño A4, con 5% de aditivo, se obtiene ésta resistencia 0.6 días antes que el concreto patrón; para el diseño B2 y B3, con 3 y 4% de aditivo, se obtiene 70% de resistencia patrón 1 día antes; para el diseño C4, con 5% de aditivo, se logra 70% de la resistencia patrón 0.6 días antes; y para el diseño D3, con 4% de aditivo, se requieren 2.1 días menos para lograr 70% de la resistencia a la compresión del concreto patrón a los 28 días.

De estos valores vemos como se puede reducir el tiempo de encofrado, moldeado, etc., (en los casos en que las especificaciones indiquen 70% de la resistencia a los 28 días) en 0.6, 1, 0.6 y 2.1 días para los diseños tipo A, B, C y D respectivamente. Así tenemos que para lograr el menor tiempo de encofrado, el contenido óptimo de aditivo será para cada diseño:

CUADRO 8.2.3.5 – Cantidad óptima de aditivo acelerante

Diseño tipo	% de aditivo óptimo
A	5
B	4
C	5
D	4

8.2.4. Análisis de Costos Unitarios

En los cuadros 8.2.4.1 al 8.2.4.20 se presenta el análisis de costos unitarios efectuado para los distintos diseños de mezclas de concreto; para el cálculo del costo por metro cúbico de concreto no se considera el IGV. Los precios son al 31 de agosto del 2002 en la ciudad de Lima.

CUADRO 8.2.4.1 – Costos Unitarios del Diseño A1

a/c = 0.40 con Cemento Andino Tipo I

Insumo	Und.	Precio	Cantidad	Parcial	TOTAL
Cemento Andino tipo I	bl.	15,18	14,12	214,31	S/.248,32
Arena	m3	20,00	0,44	8,72	
Piedra	m3	45,00	0,56	25,30	
Aditivo	kg.	3,96	0,00	0,00	

CUADRO 8.2.4.2 – Costos Unitarios del Diseño A2

a/c = 0.40 con Cemento Andino Tipo I y 3% de aditivo

Insumo	Und.	Precio	Cantidad	Parcial	TOTAL
Cemento Andino tipo I	bl.	15,18	14,12	214,31	S/.319,60
Arena	m3	20,00	0,44	8,72	
Piedra	m3	45,00	0,56	25,30	
Aditivo	kg.	3,96	18,00	71,28	

CUADRO 8.2.4.3 – Costos Unitarios del Diseño A3

a/c = 0.40 con Cemento Andino Tipo I y 4% de aditivo

Insumo	Und.	Precio	Cantidad	Parcial	TOTAL
Cemento Andino tipo I	bl.	15,18	14,12	214,31	S/.343,36
Arena	m3	20,00	0,44	8,72	
Piedra	m3	45,00	0,56	25,30	
Aditivo	kg.	3,96	24,00	95,04	

CUADRO 8.2.4.4 – Costos Unitarios del Diseño A4

a/c = 0.40 con Cemento Andino Tipo I y 5% de aditivo

Insumo	Und.	Precio	Cantidad	Parcial	TOTAL
Cemento Andino tipo I	bl.	15,18	14,12	214,31	S/.367,12
Arena	m3	20,00	0,44	8,72	
Piedra	m3	45,00	0,56	25,30	
Aditivo	kg.	3,96	30,00	118,80	

CUADRO 8.2.4.5 – Costos Unitarios del Diseño tipo A

a/c = 0.40 con Cemento Andino Tipo I

DISEÑO	COSTO	
	(S/.)	(%)
A1	248,32	100
A2	319,60	129
A3	343,36	138
A4	367,12	148

CUADRO 8.2.4.6 – Costos Unitarios del Diseño B1

a/c = 0.60 con Cemento Andino Tipo I

Insumo	Und.	Precio	Cantidad	Parcial	TOTAL
Cemento Andino tipo I	bl.	15,18	8,43	127,99	
Arena	m3	20,00	0,52	10,31	
Piedra	m3	45,00	0,67	29,94	
Aditivo	kg.	3,96	0,00	0,00	
					S/.168,24

CUADRO 8.2.4.7 – Costos Unitarios del Diseño B2

a/c = 0.60 con Cemento Andino Tipo I y 3% de aditivo

Insumo	Und.	Precio	Cantidad	Parcial	TOTAL
Cemento Andino tipo I	bl.	15,18	8,43	127,99	
Arena	m3	20,00	0,52	10,31	
Piedra	m3	45,00	0,67	29,94	
Aditivo	kg.	3,96	10,75	42,57	
					S/.210,81

CUADRO 8.2.4.8 – Costos Unitarios del Diseño B3

a/c = 0.60 con Cemento Andino Tipo I y 4% de aditivo

Insumo	Und.	Precio	Cantidad	Parcial	TOTAL
Cemento Andino tipo I	bl.	15,18	8,43	127,99	
Arena	m3	20,00	0,52	10,31	
Piedra	m3	45,00	0,67	29,94	
Aditivo	kg.	3,96	14,33	56,76	
					S/.225,00

CUADRO 8.2.4.9 – Costos Unitarios del Diseño B4

a/c = 0.60 con Cemento Andino Tipo I y 5% de aditivo

Insumo	Und.	Precio	Cantidad	Parcial	TOTAL
Cemento Andino tipo I	bl.	15,18	8,43	127,99	
Arena	m3	20,00	0,52	10,31	
Piedra	m3	45,00	0,67	29,94	
Aditivo	kg.	3,96	17,92	70,95	
					S/.239,19

CUADRO 8.2.4.10 – Costos Unitarios del Diseño tipo B

a/c = 0.60 con Cemento Andino Tipo I

DISEÑO	COSTO	
	(S/.)	(%)
B1	168,24	100
B2	210,81	125
B3	225,00	134
B4	239,19	142

CUADRO 8.2.4.11 – Costos Unitarios del Diseño C1

a/c = 0.40 con Cemento Andino Tipo II

Insumo	Und.	Precio	Cantidad	Parcial	TOTAL
Cemento Andino tipo II	bl.	17,67	14,12	249,46	S/.283,47
Arena	m3	20,00	0,44	8,72	
Piedra	m3	45,00	0,56	25,30	
Aditivo	kg.	3,96	0,00	0,00	

CUADRO 8.2.4.12 – Costos Unitarios del Diseño C2

a/c = 0.40 con Cemento Andino Tipo II y 3% de aditivo

Insumo	Und.	Precio	Cantidad	Parcial	TOTAL
Cemento Andino tipo II	bl.	17,67	14,12	249,46	S/.354,75
Arena	m3	20,00	0,44	8,72	
Piedra	m3	45,00	0,56	25,30	
Aditivo	kg.	3,96	18,00	71,28	

CUADRO 8.2.4.13 – Costos Unitarios del Diseño C3

a/c = 0.40 con Cemento Andino Tipo II y 4% de aditivo

Insumo	Und.	Precio	Cantidad	Parcial	TOTAL
Cemento Andino tipo II	bl.	17,67	14,12	249,46	S/.378,51
Arena	m3	20,00	0,44	8,72	
Piedra	m3	45,00	0,56	25,30	
Aditivo	kg.	3,96	24,00	95,04	

CUADRO 8.2.4.14 – Costos Unitarios del Diseño C4

a/c = 0.40 con Cemento Andino Tipo II y 5% de aditivo

Insumo	Und.	Precio	Cantidad	Parcial	TOTAL
Cemento Andino tipo II	bl.	17,67	14,12	249,46	S/.402,27
Arena	m3	20,00	0,44	8,72	
Piedra	m3	45,00	0,56	25,30	
Aditivo	kg.	3,96	30,00	118,80	

CUADRO 8.2.4.15 – Costos Unitarios del Diseño tipo C

a/c = 0.40 con Cemento Andino Tipo II

DISEÑO	COSTO	
	(S/.)	(%)
C1	283,47	100
C2	354,75	125
C3	378,51	134
C4	402,27	142

CUADRO 8.2.4.16 – Costos Unitarios del Diseño D1

a/c = 0.60 con Cemento Andino Tipo II

Insumo	Und.	Precio	Cantidad	Parcial	TOTAL
Cemento Andino tipo II	bl.	17,67	8,43	148,98	
Arena	m3	20,00	0,52	10,31	
Piedra	m3	45,00	0,67	29,94	
Aditivo	kg.	3,96	0,00	0,00	
					S/.189,24

CUADRO 8.2.4.17 – Costos Unitarios del Diseño D2

a/c = 0.60 con Cemento Andino Tipo II y 3% de aditivo

Insumo	Und.	Precio	Cantidad	Parcial	TOTAL
Cemento Andino tipo II	bl.	17,67	8,43	148,98	
Arena	m3	20,00	0,52	10,31	
Piedra	m3	45,00	0,67	29,94	
Aditivo	kg.	3,96	10,75	42,57	
					S/.231,81

CUADRO 8.2.4.18 – Costos Unitarios del Diseño D3

a/c = 0.60 con Cemento Andino Tipo II y 4% de aditivo

Insumo	Und.	Precio	Cantidad	Parcial	TOTAL
Cemento Andino tipo II	bl.	17,67	8,43	148,98	
Arena	m3	20,00	0,52	10,31	
Piedra	m3	45,00	0,67	29,94	
Aditivo	kg.	3,96	14,33	56,76	
					S/.246,00

CUADRO 8.2.4.19 – Costos Unitarios del Diseño D4

a/c = 0.60 con Cemento Andino Tipo II y 5% de aditivo

Insumo	Und.	Precio	Cantidad	Parcial	TOTAL
Cemento Andino tipo II	bl.	17,67	8,43	148,98	
Arena	m3	20,00	0,52	10,31	
Piedra	m3	45,00	0,67	29,94	
Aditivo	Kg.	3,96	17,92	70,95	
					S/.260,19

CUADRO 8.2.4.20 – Costos Unitarios del Diseño tipo D

a/c = 0.60 con Cemento Andino Tipo II

DISEÑO	COSTO	
	(S/.)	(%)
D1	189,24	100
D2	231,81	122
D3	246,00	130
D4	260,19	137

Como se observa, se presentan incrementos en los costos del concreto como consecuencia de la adición del aditivo acelerante, ya que éste reemplaza agua de mezclado, la cual no tiene un costo significativo en comparación con el aditivo. Estos incrementos varían entre 25 a 50% del costo del concreto patrón respectivo, la variación depende del porcentaje de aditivo utilizado, así como del tipo de cemento utilizado en la mezcla. En los diseños tipo A y B (con cemento tipo I) los incrementos en los costos varían entre 30 y 50%, mientras que en los diseños tipo C y D (con cemento tipo II) el incremento en los costos varía entre 25 y 40%, debido a que el mayor costo del cemento tipo II origina que el costo del aditivo influya en menor proporción en el costo total del concreto.

8.2.5. Análisis de Costos y Beneficios

En esta sección se presenta el análisis Costo – Beneficio realizado para los 16 diseños de mezcla con y sin aditivo. Se analizaron dos de los principales beneficios obtenidos por el uso del aditivo acelerante Plastocrete 161 FL. Inicialmente analizaremos las reducciones en los tiempos de fragua producidos por el uso del aditivo. Posteriormente se analizan los beneficios obtenidos por los incrementos en la resistencia a la compresión.

Para determinar la eficiencia en el uso del aditivo Plastocrete 161 FL en la reducción del tiempo de fragua analizaremos los tiempos de fragua inicial y final obtenidos usando 5% de aditivo (donde se originan mayores reducciones en el tiempo de fragua) de los diseños B4 y D4 (con a/c 0.60), y los compararemos con los tiempos de fragua obtenidos con 3% de aditivo y a/c 0.40 (diseños A4 y C4, respectivamente), esto con la finalidad de determinar si es preferible (económicamente) la utilización del aditivo en la proporción óptima (5%) en vez de reducir la relación a/c de la mezcla, y reducir el contenido de aditivo (a 3%).

A continuación se presentan los valores de tiempo de fragua obtenidos para estos diseños:

CUADRO 8.2.5.1 – Tiempo de Fragua y Costos de A2 y B4

Diseño	B4	A2	Variación
Tiempo de fragua inicial	195	181	-14
Tiempo de fragua final	244	252	+8
Costo	239.19	319.60	+25%

Como se puede observar en el cuadro anterior, los tiempos de fragua son similares para ambos diseños, pero el diseño A2 es 25% más costoso que el diseño B4, con lo cual se observa que para obtener un concreto con un tiempo de fragua menor al normal, es conveniente el uso de 5% de aditivo en la mezcla, ya que el uso de un diseño con a/c menor y 3% de aditivo incrementa considerablemente los costos, esto debido a la mayor utilización de cemento.

CUADRO 8.2.5.2 – Tiempo de Fragua y Costos de C2 y D4

Diseño	D4	C2	Variación
Tiempo de fragua inicial	194	170	-24
Tiempo de fragua final	267	225	-42
Costo	260.19	354.75	+36%

De acuerdo al cuadro anterior, se observa que el diseño C2 tiene tiempos de fragua inferiores a los del diseño D4, sin embargo el costo del diseño C2 es 36% mayor que el costo del diseño D4. Al igual que en el caso anterior, es conveniente el uso de 5% de aditivo, ya que se obtienen mayores reducciones en los tiempos de fragua a menores costos de los originados reduciendo la relación a/c y el contenido de aditivo.

Adicionalmente a las consideraciones anteriores, deberán considerarse los incrementos en la resistencia a la compresión obtenidos por el uso del aditivo.

Para determinar los beneficios del uso del aditivo en el incremento de la resistencia a la compresión se determino el costo originado para lograr 1 kg./cm² de resistencia a la compresión (Costo / f'c). Este factor servirá para determinar el verdadero incremento en el costo del concreto, ya que al determinado en el análisis de costos unitarios no se tuvo en cuenta los incrementos en la resistencia a la compresión originados por el uso del aditivo.

En el cuadro 8.2.5.3 se determinaron los costos requeridos para lograr 1 kg./cm² para los 16 diseños de mezcla.

CUADRO 8.2.5.3 – Determinación del costo requerido para lograr 1 kg./cm² de resistencia a la compresión

DISEÑO	Costo por kg./cm ² (S/. / kg./cm ²)			
	1	3	7	28
A1	1,37	0,93	0,78	0,66
A2	1,73	1,16	1,01	0,82
A3	1,84	1,21	1,03	0,78
A4	2,11	1,22	1,03	0,87
B1	2,24	1,14	0,86	0,64
B2	2,61	1,46	0,95	0,79
B3	2,57	1,52	1,02	0,84
B4	2,75	1,53	1,17	0,83
C1	1,64	1,06	0,91	0,76
C2	2,14	1,24	1,11	0,87
C3	2,19	1,30	1,11	0,98
C4	2,06	1,34	1,23	0,99
D1	2,48	1,28	1,02	0,80
D2	3,16	1,33	1,10	0,89
D3	3,04	1,37	1,17	0,94
D4	2,60	1,66	1,30	0,86

En el cuadro 8.2.5.4 se expresan estos valores porcentualmente, los porcentajes se determinaron tomando como referencia el costo de 1 kg./cm² de los diseños patrón (sin aditivo).

CUADRO 8.2.5.4 – Costos Unitarios y Costo/Resistencia expresados porcentualmente

DISEÑO	COSTO x m ³ (%)	Costo porcentual por kg./cm ² (%)			
		1	3	7	28
A1	100	100	100	100	100
A2	129	126	124	131	126
A3	138	134	130	132	119
A4	148	153	130	133	132
B1	100	100	100	100	100
B2	125	116	129	110	123
B3	134	115	134	118	131
B4	142	123	135	136	130
C1	100	100	100	100	100
C2	125	131	117	121	114
C3	134	134	123	122	128
C4	142	126	127	135	129
D1	100	100	100	100	100
D2	122	127	104	107	110
D3	130	122	107	115	118
D4	137	105	130	127	107

Como se muestra en el cuadro 8.2.5.4 los incrementos en los costos unitarios por metro cúbico de concreto son disminuidos cuando se toma en cuenta el incremento en la resistencia a la compresión originada por el uso del aditivo acelerante Plastocrete 161 FL.

Nótese que en todos los casos el uso de aditivo incrementa el costo requerido para obtener 1 kg./cm² de resistencia a la compresión, esto debido a que los incrementos en los costos del concreto con aditivo son superiores a los incrementos de la resistencia a la compresión obtenida por el uso del aditivo, el costo de 1 kg./cm² dependerá del incremento de la resistencia del concreto.

Sin embargo, en este análisis no se consideran factores que también originarán costos, tales como uso de encofrados, protección del concreto, esperas técnicas, etc. No se tomaron en cuenta estos costos debido a que son específicos para cada aplicación en obra, y no es válido determinarlos

en forma general, debido al número elevado de variables a tomar en cuenta. Para determinar el costo – beneficio real aplicado en una obra específica deberán tomarse en cuenta estos factores para tener un valor real, ya que la relación costo – beneficio indicada en esta sección sólo considera los costos de los materiales utilizados.

8.3. Análisis de Resultados Bibliográficos

En esta sección se efectúa un análisis de los resultados obtenidos en los diferentes estudios que se enumeraron en la sección 5.13. Este análisis solo se efectuará en dos de las propiedades del concreto: el tiempo de fragua y la resistencia a la compresión; sólo se verán éstas propiedades debido a que la norma NTP 334.088 indica requerimientos únicamente en éstas propiedades, no se analiza la resistencia a la flexión debido a que ninguno de los estudios anteriores efectuó éste ensayo.

8.3.1. Tiempo de Fragua – Resultados Bibliográficos

A continuación se presentan los tiempos de fragua obtenidos en los diferentes estudios realizados en la FIC-UNI, agrupados por tipo de aditivo. Se adjunta también la variación existente entre los tiempos de fragua del concreto patrón y el concreto con aditivo, a partir de esta variación se puede determinar si el aditivo cumple con los requerimientos de la NTP 334.088, ya que esta norma indica que las reducciones en los tiempos de fragua inicial deberán ser mayores a 60 minutos y menores a 210 minutos, y las reducciones en el tiempo de fragua final deberán ser mayores a 60 minutos.

CUADRO 8.3.1.1 – Efectos del aditivo acelerante Plastocrete 161 FL sobre el tiempo de fragua de diferentes mezclas de concreto

Cemento	a/c	aditivo %	TFi min	Δ TFi min	TFf min	Δ TFf min
tipo I Sol	0,40	0	232	0	294	0
		1	210	-22	277	-17
		2	220	-12	288	-6
		3	233	1	295	1
	0,50	0	270	0	348	0
		1	240	-30	322	-26
		2	254	-16	332	-16
		3	268	-2	350	2
	0,60	0	280	0	374	0
		1	257	-23	348	-26
		2	278	-2	370	-4
		3	278	-2	350	-24
tipo II Andino	0,60	0	386	0	494	0
		0,3	361	-25	490	-4
		0,65	376	-10	511	17
		1	369	-17	474	-20
	0,65	0	385	0	566	0
		0,3	357	-28	481	-85
		0,65	357	-28	468	-98
		1	367	-18	486	-80
	0,70	0	404	0	545	0
		0,3	357	-47	470	-75
		0,65	370	-34	498	-47
		1	372	-32	530	-15
Puzolánico tipo IP Atlas	0,40	0	270	0	353	0
		1	194	-76	283	-70
		2	260	-10	330	-23
	0,50	0	280	0	388	0
		1	220	-60	313	-75
		2	276	-4	376	-12
	0,60	0	315	0	446	0
		1	243	-72	350	-96
		2	285	-30	395	-51

En los gráficos 8.3.1.1 y 8.3.1.2 se puede apreciar el comportamiento del tiempo de fragua inicial y final del cuadro anterior de mezclas concreto preparadas con diferentes tipos de cemento, relaciones a/c y contenidos de aditivo, estudiadas en diversas tesis.

GRAFICO 8.3.1.1 – Efectos del aditivo Plastocrete 161 HE sobre el Tiempo de Fragua Inicial de diferentes mezclas de concreto

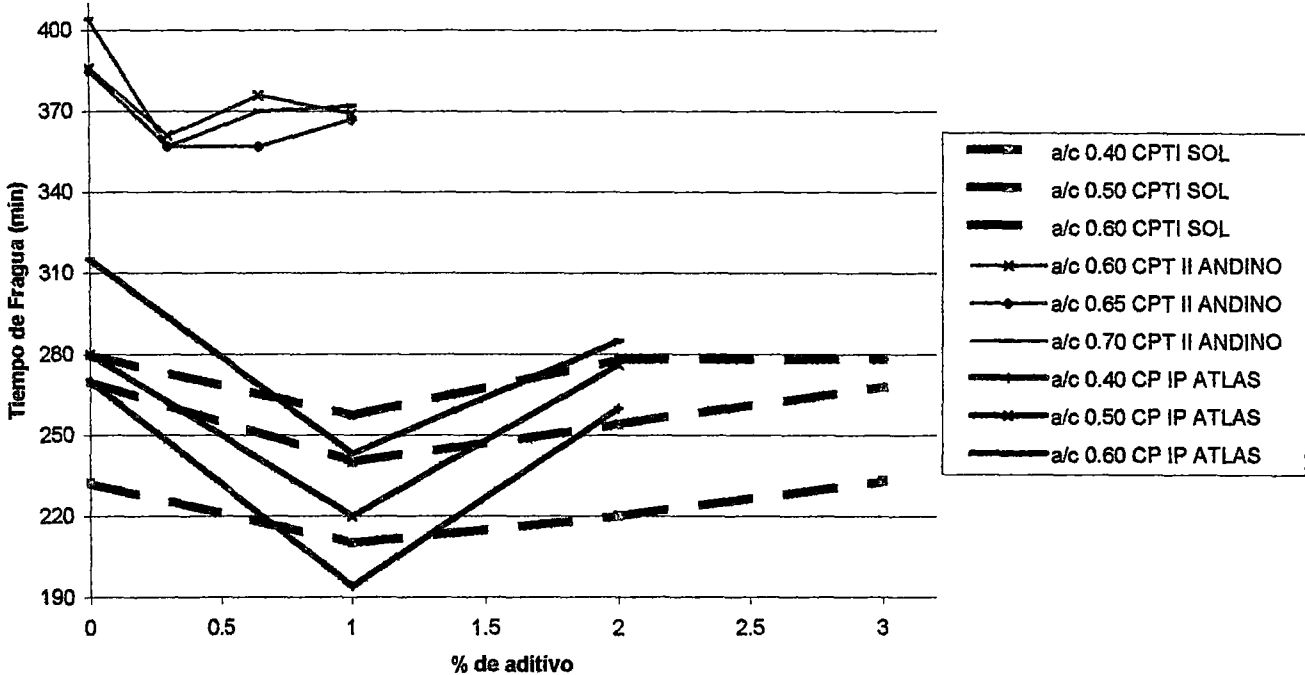
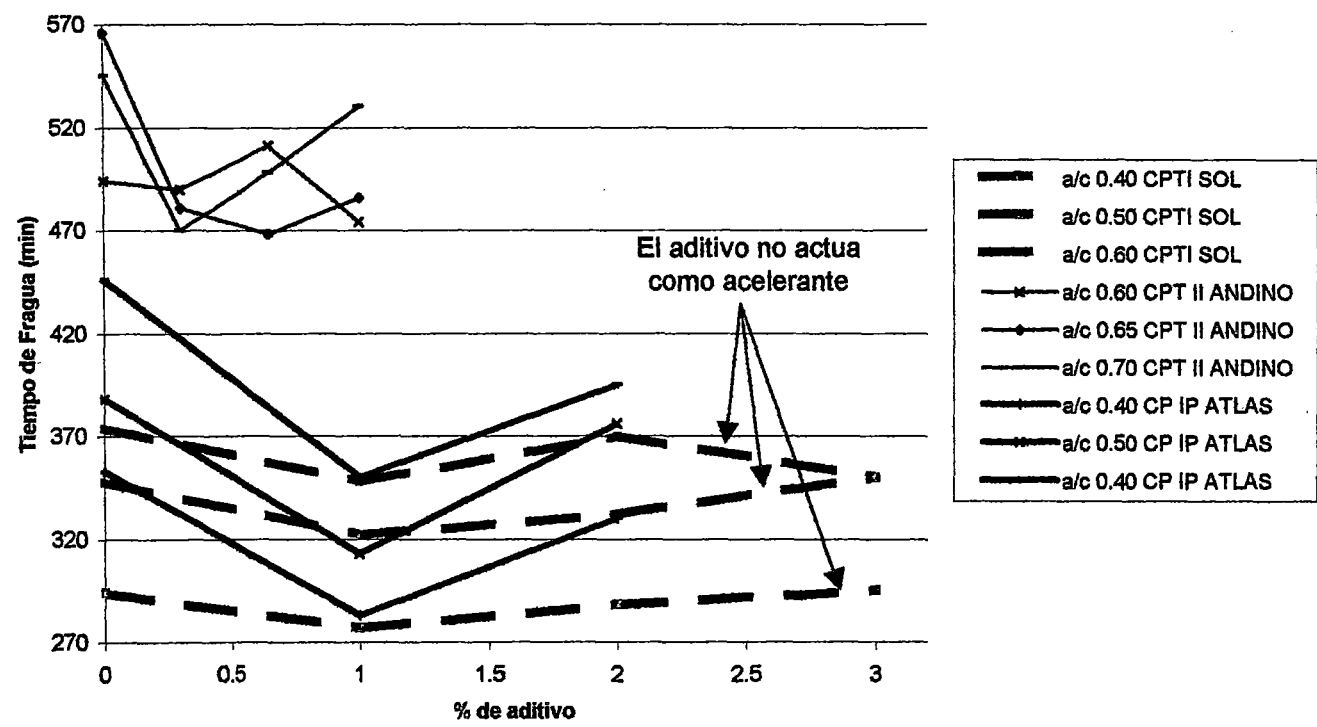


GRAFICO 8.3.1.2 – Efectos del aditivo Plastocrete 161 HE sobre el Tiempo de Fragua Final de diferentes mezclas de concreto



CUADRO 8.3.1.2 – Efectos del aditivo acelerante Adikret WRA sobre el tiempo de fragua en mezclas con distintas relaciones a/c

a/c	aditivo %	TFi min	Δ TFi min	TFf min	Δ TFf min
0,40	0	208	0	264	0
	0,125	210	2	257	-7
	0,25	201	-7	247	-17
	0,375	176	-32	212	-52
0,50	0	223	0	295	0
	0,125	210	-13	250	-45
	0,25	195	-28	252	-43
	0,375	172	-51	233	-62
0,60	0	233	0	302	0
	0,125	208	-25	272	-30
	0,25	210	-23	277	-25
	0,375	198	-35	261	-41

CUADRO 8.3.1.3 – Efectos del aditivo Murox 3 sobre el tiempo de fragua en mezclas con distintas relaciones a/c

a/c	aditivo %	TFi min	Δ TFi min	TFf min	Δ TFf min
0,40	0	298	0	397	0
	0,1	271	-27	353	-44
	0,167	227	-71	317	-80
	0,33	209	-89	280	-117
0,45	0	306	0	412	0
	0,1	281	-25	375	-37
	0,167	240	-66	328	-84
	0,33	217	-89	295	-117
0,50	0	331	0	446	0
	0,1	295	-36	393	-53
	0,167	263	-68	355	-91
	0,33	232	-99	323	-123

CUADRO 8.3.1.4 – Efectos del aditivo Accelguard HE sobre el tiempo de fragua en mezclas con distintas relaciones a/c

a/c	aditivo %	TFi min	Δ TFi min	Tff min	Δ Tff Min
0,40	0	324	0	431	0
	20	258	-66	351	-80
0,45	0	329	0	444	0
	20	266	-63	365	-79
0,50	0	342	0	458	0
	20	288	-54	385	-73

CUADRO 8.3.1.5 – Efectos del aditivo Chema Struct sobre el tiempo de fragua de diferentes mezclas de concreto

Cemento	a/c	aditivo %	TFi min	Δ TFi min	Tff min	Δ Tff Min
tipo II Andino	0,40	0	270	0	345	0
		0,6	259	-11	333	-12
		0,9	255	-15	321	-24
		1,2	243	-27	306	-39
	0,50	0	279	0	366	0
		0,6	273	-6	350	-16
		0,9	264	-15	335	-31
		1,2	255	-24	318	-48
	0,60	0	283	0	378	0
		0,6	280	-3	370	-8
		0,9	276	-7	353	-25
		1,2	270	-13	330	-48
tipo I Sol	0,40	0	228	0	294	0
		0,6	234	6	310	16
		0,9	230	2	298	4
		1,2	269	41	327	33
	0,45	0	218	0	292	0
		0,6	214	-4	284	-8
		0,9	267	49	320	28
		1,2	282	64	346	54
	0,50	0	235	0	323	0
		0,6	229	-6	319	-4
		0,9	277	42	365	42
		1,2	312	77	405	82

GRAFICO 8.3.1.3 – Efectos del aditivo Chema Struct sobre el Tiempo de Fragua Inicial de diferentes mezclas de concreto

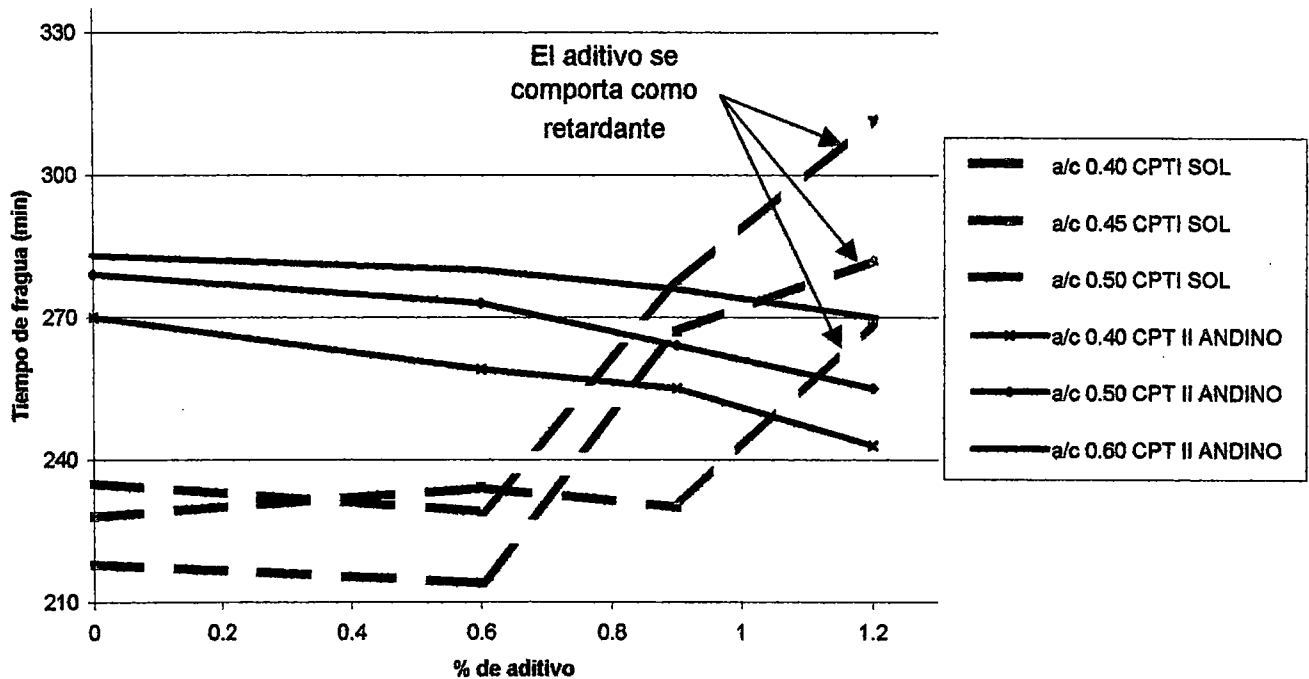
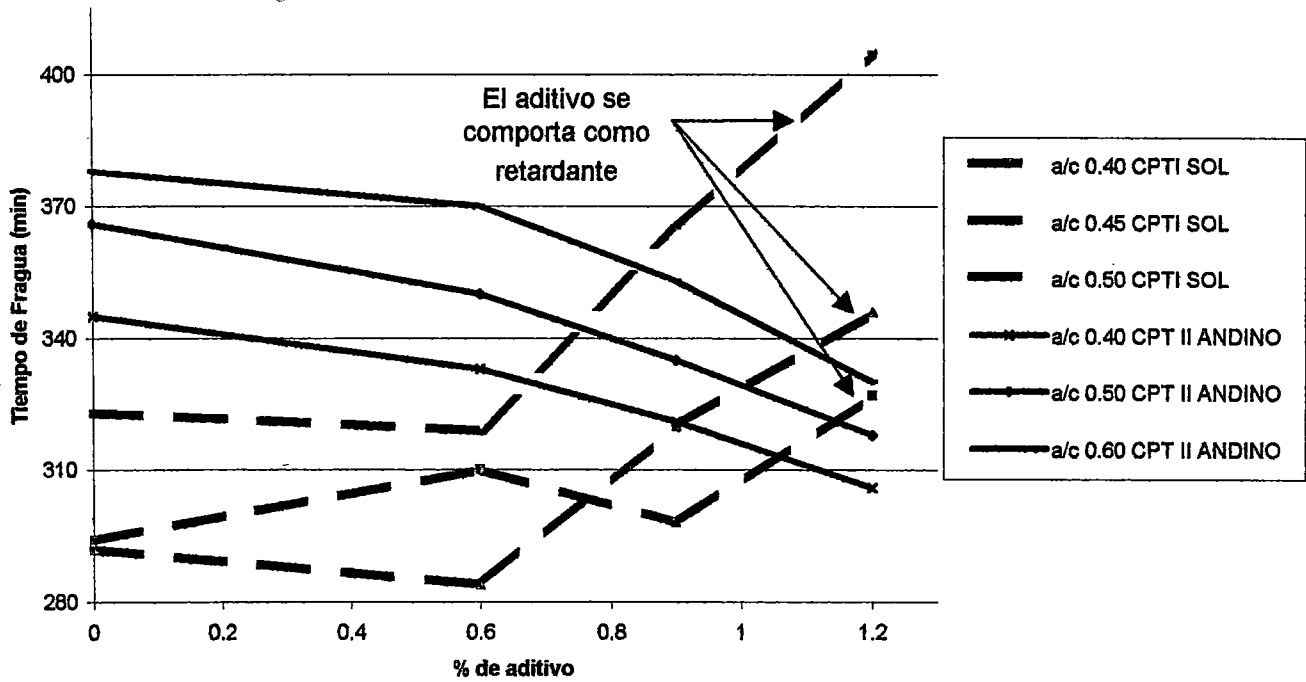


GRAFICO 8.3.1.4 – Efectos del aditivo Chema Struct sobre el Tiempo de Fragua Final de diferentes mezclas de concreto



CUADRO 8.3.1.6 – Efectos del aditivo Chema Puzolana sobre el tiempo de fragua en mezclas de concreto con diferente relación a/c

a/c	aditivo %	TFi min	ΔTFi min	TFf min	ΔTFf Min
0,60	0	291	0	404	0
	0,25	232	-59	376	-28
	0,375	160	-131	365	-39
	0,5	153	-138	352	-52
0,65	0	340	0	442	0
	0,25	266	-74	403	-39
	0,375	209	-131	376	-66
	0,5	221	-119	346	-96
0,70	0	349	0	455	0
	0,25	315	-34	418	-37
	0,375	267	-82	370	-85
	0,5	277	-72	373	-82

CUADRO 8.3.1.7 – Efectos del aditivo Adikret Rápido sobre el tiempo de fragua en mezclas de concreto con diferente relación a/c

a/c	aditivo %	Tfi min	ΔTFi min	TFf min	ΔTFf min
0,40	0	296	0	360	0
	0,5	227	-70	310	-50
	0,75	204	-92	265	-94
0,45	0	283	0	344	0
	0,5	205	-78	289	-55
	0,75	199	-85	290	-54
0,50	0	258	0	350	0
	0,5	249	-9	327	-23
	0,75	209	-49	284	-67

CUADRO 8.3.1.8 – Efectos del aditivo Chema 3 sobre el tiempo de fragua en mezclas de concreto con diferente relación a/c

a/c	aditivo %	Tfi min	ΔTFi min	TFf min	ΔTFf min
0,40	0	227	0	300	0
	1	224	-3	286	-14
	1,3	264	37	334	34
	2	255	28	326	26
0,45	0	232	0	311	0
	1	235	3	316	5
	1,3	236	4	315	4
	2	246	14	323	12
0,50	0	270	0	345	0
	1	241	-29	327	-18
	1,3	250	-20	326	-19
	2	218	-52	350	5

CUADRO 8.3.1.9 – Efectos del aditivo Muroxcrete 161 HE sobre el tiempo de fragua en mezclas de concreto con diferente relación a/c

a/c	aditivo %	Tfi min	ΔTFi min	TFf min	ΔTFf min
0,40	0	229	0	314	0
	0,125	242	13	325	11
	0,25	222	-7	300	-14
	0,375	272	43	369	55
0,45	0	278	0	382	0
	0,125	261	-17	364	-18
	0,25	255	-23	363	-19
	0,375	252	-26	366	-16
0,50	0	308	0	416	0
	0,125	275	-32	394	-22
	0,25	270	-38	367	-49
	0,375	249	-59	394	-22
0,55	0	353	0	482	0
	0,125	250	-103	361	-122
	0,25	266	-87	382	-101
	0,375	259	-94	386	-97

CUADRO 8.3.1.10 – Efectos del aditivo Sika Rapid 1 sobre el tiempo de fragua en mezclas de concreto con diferente relación a/c

a/c	aditivo %	Tfi min	ΔTFi min	TFf min	ΔTFf min
0,46	0	223	0	303	0
	2	188	-35	273	-30
0,50	0	272	0	365	0
	2	221	-51	329	-36
0,56	0	259	0	388	0
	2	199	-60	319	-69
0,63	0	254	0	375	0
	2	206	-53	316	-59
0,69	0	338	0	491	0
	2	278	19	445	-46

CUADRO 8.3.1.11 – Efectos del Cloruro de Sodio sobre el tiempo de fragua de distintas mezclas de concreto

Cemento	a/c	aditivo %	Tfi min	ΔTFi min	TFf min	ΔTFf min
tipo I Sol	0,45	0	240	0	360	0
		1	150	-90	270	-90
		2	115	-125	235	-125
tipo I Andino	0,45	0	245	0	370	0
		1	160	-85	285	-85
		2	110	-135	235	-135
tipo I Sol	0,60	0	243	0	333	0
		0,5	239	-4	326	-7
		1	236	-7	322	-11
		1,5	234	-9	312	-21
		2	227	-16	306	-27

GRAFICO 8.3.1.5 – Efectos del Cloruro de Sodio sobre el Tiempo de Fragua Inicial de diferentes mezclas de concreto

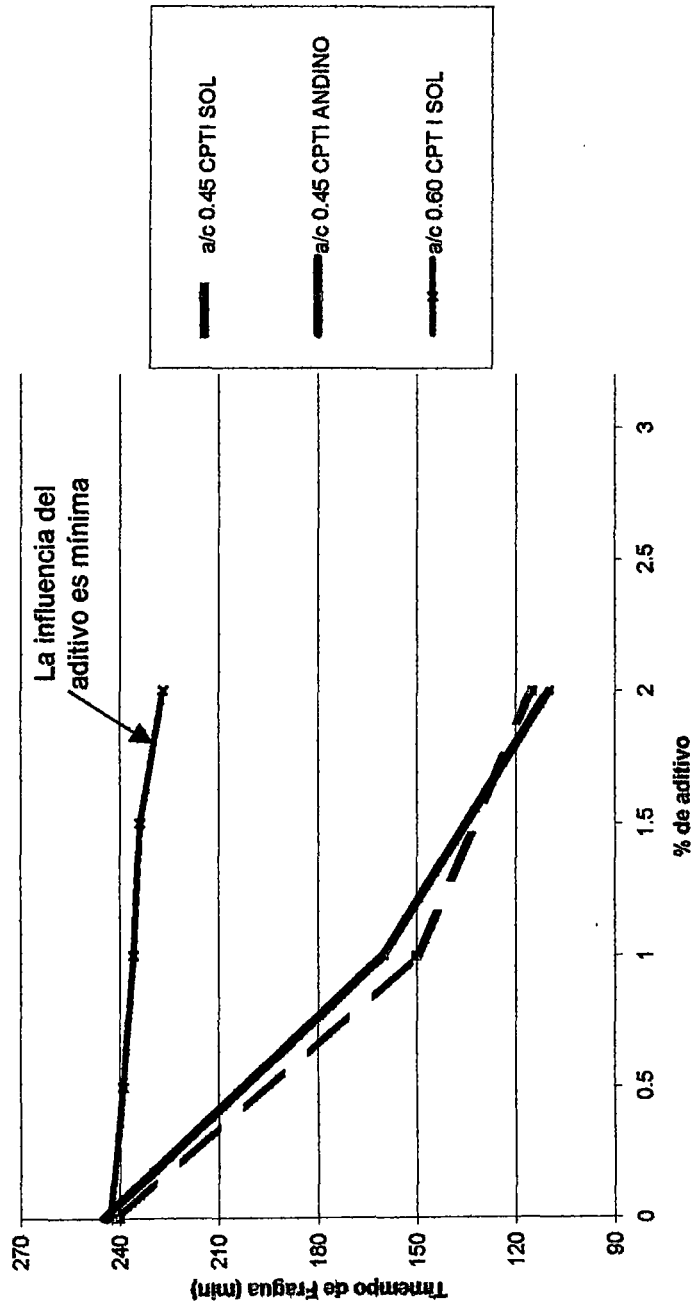
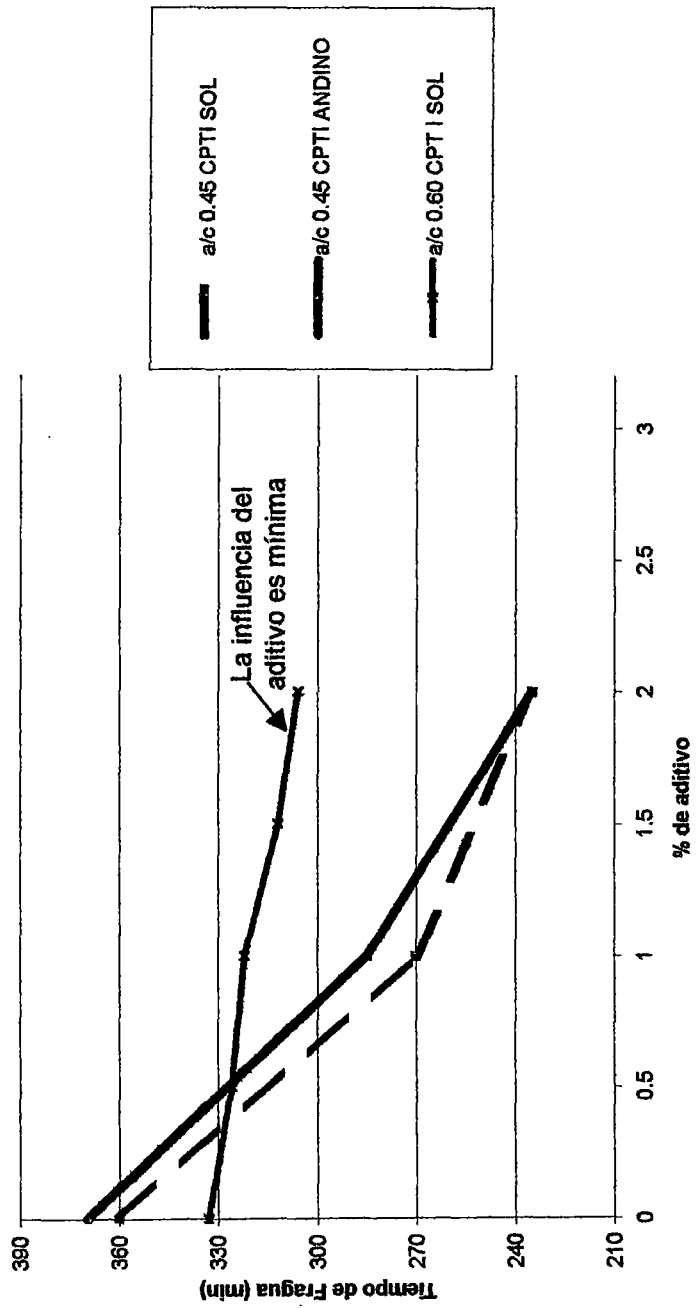


GRAFICO 8.3.1.6 – Efectos del aditivo Chema Struct sobre el Tiempo de Fragua Final de diferentes mezclas de concreto



CUADRO 8.3.1.12 – Efectos del Cloruro de Calcio sobre el tiempo de fragua de distintas mezclas de concreto

Cemento	a/c	aditivo		Tfi min	Δ Tfi min	TFf min	Δ TFf min		
		tipo	%						
tipo I Sol	0,61	Haen	0	240	0	360	0		
			1	90	-150	210	-150		
			2	60	-180	180	-180		
		Solvay	1	180	-60	300	-60		
			2	120	-120	240	-120		
		Chema5	1	180	-60	300	-60		
			2	120	-120	240	-120		
		Semb.	2	120	-120	240	-120		
		Comp.	2	120	-120	240	-120		
		tipo I Andino	0,61	Haen	0	213	0	318	0
					1	63	-150	168	-150
					2	60	-153	150	-168
Solvay	1			153	-60	258	-60		
	2			93	-120	198	-120		
Chema5	1			153	-60	258	-60		
	2			93	-120	198	-120		
Semb.	2			93	-120	198	-120		
Comp.	2			93	-120	198	-120		

GRAFICO 8.3.1.7 – Efectos del Cloruro de Calcio sobre el Tiempo de Fragua Inicial de diferentes mezclas de concreto

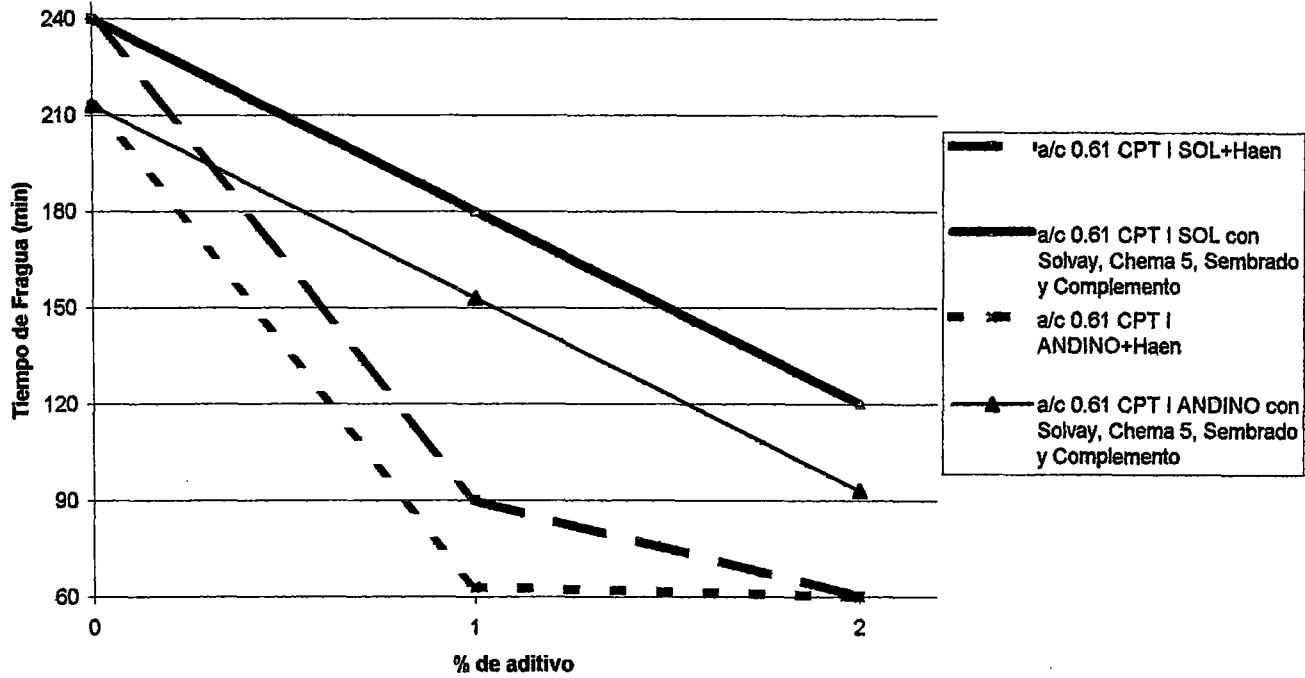
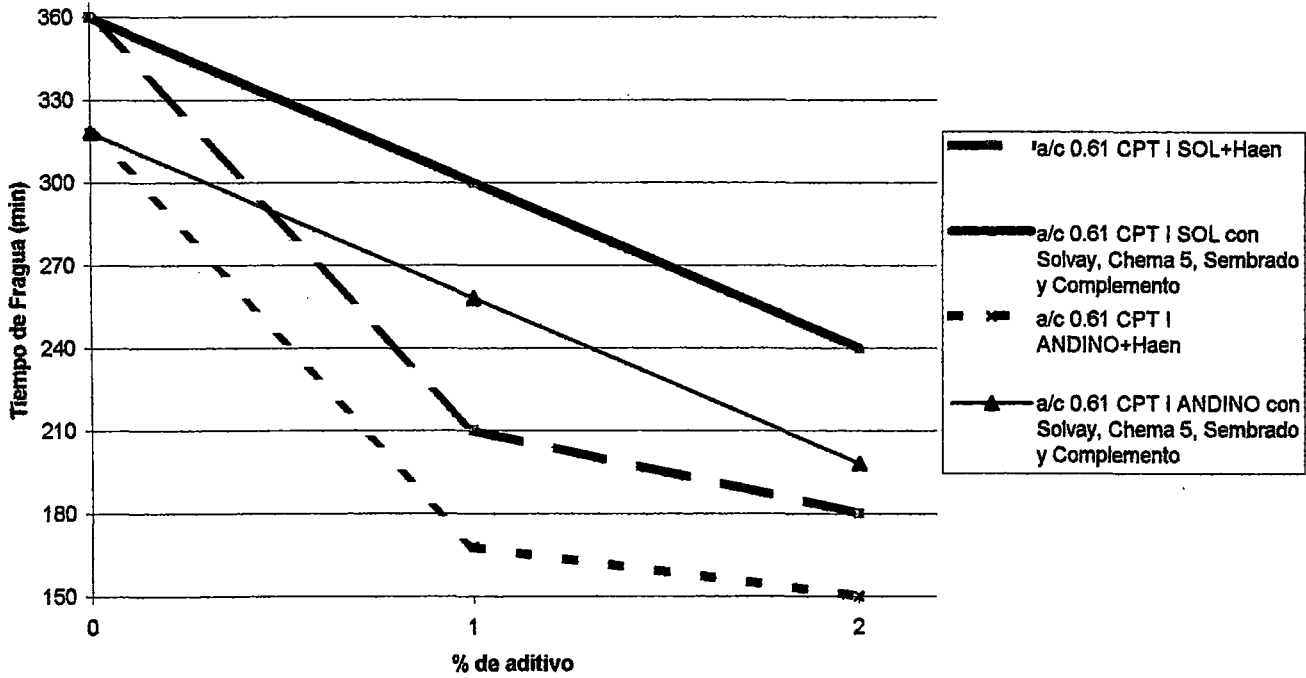


GRAFICO 8.3.1.8 – Efectos del Cloruro de Calcio sobre el Tiempo de Fragua Final de diferentes mezclas de concreto



8.3.2. Resistencia a la Compresión - Resultados Bibliográficos

En los cuadros 8.3.2.1 al 8.3.2.11 se presentan los valores de resistencia a la compresión obtenidos en los diferentes estudios de aditivos acelerantes realizados en la FIC-UNI, agrupados por el aditivo estudiado. También se pueden apreciar las resistencias a la compresión representadas porcentualmente con respecto al concreto patrón.

De acuerdo a la Norma NTP 334.088 la resistencia a la compresión a la edad de 3 días del concreto con aditivo debe ser por lo menos 125% de la resistencia del concreto patrón, requerimiento que no es cumplido en la mayoría de casos, tal como se aprecia en las tablas que se presentan a continuación, a los 7 y 28 días la norma especifica una resistencia a la compresión igual o mayor a la resistencia del concreto patrón, requerimiento que si es cumplido en la mayor parte de estudios.

CUADRO 8.3.2.1 – Efectos del aditivo acelerante Plastocrete 161 HE sobre la resistencia a la compresión de distintos diseños de mezcla

Cemento	a/c	aditivo %	f'c (kg/cm ²)			f'c (%)		
			3 días	7 días	28 días	3 días	7 días	28 días
tipo I Sol	0,40	0	298	321	401	100	100	100
		1	315	338	399	106	105	99
		2	319	345	405	107	108	101
		3	321	344	395	108	107	98
	0,50	0	247	286	347	100	100	100
		1	252	300	350	102	105	101
		2	259	312	353	105	109	102
		3	265	321	356	107	112	102
	0,60	0	178	218	285	100	100	100
		1	192	228	287	108	105	101
		2	205	232	283	115	106	99
		3	197	230	289	111	105	101
tipo II Andino	0,60	0	136	211	291	100	100	100
		0,3	156	229	331	115	109	114
		0,65	163	248	320	120	118	110
		1	177	252	322	130	119	111
	0,65	0	134	210	276	100	100	100
		0,3	133	206	316	99	98	114
		0,65	160	219	317	119	104	115
		1	152	219	322	113	104	117
	0,70	0	123	173	239	100	100	100
		0,3	138	201	288	112	116	121
		0,65	155	211	269	126	122	113
		1	154	202	278	125	117	116
Puzolánico tipo IP Atlas	0,40	0	257	298	366	100	100	100
		2	269	315	363	105	106	99
	0,50	0	207	255	330	100	100	100
		2	241	255	337	116	100	102
	0,60	0	153	205	262	100	100	100
		2	199	210	272	130	102	104
tipo I Sol clima riguroso	0,40	0	96	157	230	100	100	100
		0,3	98	168	253	102	107	110
		0,4	81	162	240	84	103	104
	0,50	0	58	137	185	100	100	100
		0,3	91	140	191	157	102	103
		0,4	87	140	184	150	102	99

CUADRO 8.3.2.2 – Efectos del aditivo acelerante Adikret WRA sobre la resistencia a la compresión en diseños de mezcla con diferente relación a/c

a/c	aditivo %	f'c (kg/cm ²)			f'c (%)		
		3 días	7 días	28 días	3 días	7 días	28 días
0,40	0	260	321	358	100	100	100
	0,125	283	345	389	105	109	109
	0,25	304	352	396	117	117	111
	0,375	324	366	403	121	125	113
0,50	0	191	257	317	100	100	100
	0,125	218	269	321	118	114	101
	0,25	234	286	336	120	123	106
	0,375	242	309	361	125	127	114
0,60	0	161	200	273	100	100	100
	0,125	176	221	284	123	109	104
	0,25	187	238	287	133	116	105
	0,375	201	248	301	137	125	110

CUADRO 8.3.2.3 – Efectos del aditivo acelerante Murox 3 sobre la resistencia a la compresión de distintos diseños de mezcla

a/c	aditivo %	f'c (kg/cm ²)			f'c (%)		
		3 días	7 días	28 días	3 días	7 días	28 días
0,40	0	278	332	402	100	100	100
	0,1	288	356	421	104	107	105
	0,167	317	377	459	114	114	114
	0,33	353	405	487	127	122	121
0,45	0	235	296	390	100	100	100
	0,1	253	316	399	108	107	102
	0,167	299	335	440	127	113	113
	0,33	319	357	457	136	121	117
0,50	0	192	255	363	100	100	100
	0,1	203	269	383	106	105	106
	0,167	226	286	418	118	112	115
	0,33	238	302	429	124	118	118

CUADRO 8.3.2.4 – Efectos del aditivo acelerante Accelguard HE sobre la resistencia a la compresión en diseños de mezcla con distinta relación a/c

a/c	aditivo %	f'c (kg/cm ²)			f'c (%)		
		3 días	7 días	28 días	3 días	7 días	28 días
0,40	0	-	248	398	-	100	100
	20	-	316	392	-	127	98
0,45	0	-	220	358	-	100	100
	20	-	287	355	-	131	99
0,50	0	-	192	314	-	100	100
	20	-	231	311	-	120	99

CUADRO 8.3.2.5 – Efectos del aditivo acelerante Chema Struct sobre la resistencia a la compresión de distintos diseños de mezcla

Cemento	a/c	aditivo %	f'c (kg/cm ²)			f'c (%)		
			3 días	7 días	28 días	3 días	7 días	28 días
tipo II Andino	0,40	0	270	291	403	100	100	100
		0,6	275	291	399	102	100	99
		0,9	289	301	402	107	104	100
		1,2	293	306	409	109	105	101
	0,50	0	202	255	364	100	100	100
		0,6	232	256	359	115	100	99
		0,9	239	267	362	118	105	99
		1,2	249	273	368	123	107	101
	0,60	0	128	197	290	100	100	100
		0,6	148	220	285	116	112	98
		0,9	156	222	286	122	113	99
		1,2	162	232	295	127	118	102
tipo I Sol	0,40	0	-	321	358	-	100	100
		0,25	-	345	389	-	107	109
		0,375	-	352	396	-	110	111
		0,5	-	366	403	-	114	113
	0,45	0	-	257	317	-	100	100
		0,25	-	269	321	-	105	101
		0,375	-	286	336	-	111	106
		0,5	-	309	361	-	120	114
	0,50	0	-	200	273	-	100	100
		0,25	-	221	284	-	111	104
		0,375	-	238	287	-	119	105
		0,5	-	248	301	-	124	110

CUADRO 8.3.2.6 – Efectos del aditivo acelerante Chema Puzolana sobre la resistencia a la compresión en diseños de mezcla con distinta relación a/c

a/c	aditivo %	f'c (kg/cm ²)			f'c (%)		
		3 días	7 días	28 días	3 días	7 días	28 días
0,60	0	169	200	242	100	100	100
	0,25	180	217	275	107	109	114
	0,375	210	254	283	124	127	117
	0,5	176	256	288	104	128	119
0,65	0	144	187	219	100	100	100
	0,25	163	195	238	113	104	109
	0,375	170	215	237	118	115	108
	0,5	180	204	249	125	109	114
0,70	0	123	148	211	100	100	100
	0,25	142	161	232	115	109	110
	0,375	143	174	229	116	118	109
	0,5	145	184	240	118	124	114

CUADRO 8.3.2.7 – Efectos del aditivo acelerante Adikret Rápido sobre la resistencia a la compresión en diseños de mezcla con distinta relación a/c

a/c	aditivo %	f'c (kg/cm ²)			f'c (%)		
		3 días	7 días	28 días	3 días	7 días	28 días
0,40	0	262	284	405	100	100	100
	0,5	229	267	397	87	94	98
	0,75	226	265	389	86	93	96
0,45	0	216	251	326	100	100	100
	0,5	189	214	316	88	85	97
	0,75	169	201	301	78	80	92
0,50	0	183	189	295	100	100	100
	0,5	161	165	265	88	87	90
	0,75	125	178	260	68	94	88

CUADRO 8.3.2.8 – Efectos del aditivo acelerante Chema 3 sobre la resistencia a la compresión en diseños de mezcla con distinta relación

a/c

a/c	aditivo %	f'c (kg/cm ²)			f'c (%)		
		3 días	7 días	28 días	3 días	7 días	28 días
0,40	0	-	325	389	-	100	100
	1	-	295	350	-	91	90
	1,3	-	330	354	-	102	91
	2	-	337	402	-	104	103
0,45	0	-	274	327	-	100	100
	1	-	281	349	-	103	107
	1,3	-	288	339	-	105	104
	2	-	293	348	-	107	106
0,50	0	-	254	308	-	100	100
	1	-	249	343	-	98	111
	1,3	-	252	338	-	99	110
	2	-	290	308	-	114	100

CUADRO 8.3.2.9 – Efectos del aditivo acelerante Muroxcrete 161 HE sobre la resistencia a la compresión en diseños de mezcla con distinta

relación a/c

a/c	aditivo %	f'c (kg/cm ²)			f'c (%)		
		3 días	7 días	28 días	3 días	7 días	28 días
0,40	0	275	280	332	100	100	100
	0,125	302	303	362	110	108	109
	0,25	302	313	372	110	112	112
	0,375	303	329	394	110	117	119
0,45	0	262	272	315	100	100	100
	0,125	272	276	341	104	101	108
	0,25	274	283	354	104	104	112
	0,375	299	347	388	114	127	123
0,50	0	221	236	274	100	100	100
	0,125	228	295	350	103	125	128
	0,25	251	306	361	114	130	132
	0,375	226	320	365	102	136	133
0,55	0	169	217	268	100	100	100
	0,125	174	221	321	103	102	120
	0,25	230	245	330	137	113	123
	0,375	248	271	364	147	125	136

CUADRO 8.3.2.10 – Efectos del aditivo acelerante Sika Rapid 1 sobre la resistencia a la compresión en diseños de mezcla con distinta relación a/c

a/c	aditivo %	f'c (kg/cm ²)			f'c (%)		
		3 días	7 días	28 días	3 días	7 días	28 días
0,46	0	277	363	450	100	100	100
	2	338	407	511	122	112	114
0,50	0	231	339	419	100	100	100
	2	267	354	439	116	104	105
0,56	0	215	280	365	100	100	100
	2	261	333	413	121	119	113
0,63	0	186	275	356	100	100	100
	2	224	296	389	120	108	109
0,69	0	130	192	275	100	100	100
	2	169	241	326	130	126	119

CUADRO 8.3.2.11 – Efectos del Cloruro de Sodio sobre la resistencia a la compresión en diseños de mezcla con distinta relación a/c

Cemento	a/c	aditivo %	f'c (kg/cm ²)			f'c (%)		
			3 días	7 días	28 días	3 días	7 días	28 días
tipo I Sol	0,45	0	274	324	395	100	100	100
		1	321	341	398	117	105	101
		2	294	324	328	107	100	83
	0,56	0	208	264	351	100	100	100
		1	240	283	351	115	107	100
		2	242	286	337	116	108	96
tipo I Andino	0,45	0	257	309	418	100	100	100
		1	282	346	389	110	112	93
		2	266	303	365	104	98	87
	0,56	0	202	266	389	100	100	100
		1	254	283	345	126	106	89
		2	232	241	339	115	91	87
tipo I Sol	0,60	0	175	198	255	100	100	100
		0,5	179	212	251	102	107	98
		1	187	214	243	107	108	95
		1,5	191	216	230	109	109	90
		2	195	218	224	111	110	88

CUADRO 8.3.2.12 – Efectos del Cloruro de Calcio sobre la resistencia a la compresión en diseños de mezcla con distinta relación a/c

Cemento	a/c	aditivo		f'c (kg/cm ²)			f'c (%)				
		tipo	%	3 días	7 días	28 días	3 días	7 días	28 días		
tipo I Sol	0,61	Haen	0	115	152	256	100	100	100		
			1	281	326	400	244	214	156		
			2	306	339	410	266	223	160		
		Solvay	1	213	253	316	185	166	123		
			2	236	263	320	205	173	125		
		Chema5	1	211	251	313	183	165	122		
			2	231	261	316	201	172	123		
		Semb.	2	205	255	300	178	168	117		
		Comp.	2	210	256	308	183	168	120		
		tipo I Andino	0,61	Haen	0	120	165	261	100	100	100
					1	299	336	415	249	204	159
					2	320	380	420	267	230	161
Solvay	1			215	258	319	179	156	122		
	2			247	289	325	206	175	125		
Chema5	1			213	254	314	178	154	120		
	2			235	266	319	196	161	122		
Semb.	2			209	265	304	174	161	116		
Comp.	2			211	270	310	176	164	119		

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A. Del aditivo acelerante Plastocrete 161 FL

1. El aditivo no origina cambios significativos en la trabajabilidad (asentamiento y consistencia), contenido de aire, exudación, y peso unitario del concreto con aditivo.
2. Se logró obtener disminuciones en el tiempo de fragua inicial y final para todas las dosificaciones de aditivo, lográndose las mayores reducciones para la dosificación de 5% de aditivo, éstas reducciones cumplieron los requerimientos de la norma NTP 334.088 en lo referente al tiempo de fragua.
3. La norma NTP 334.088 no indica requisitos para la resistencia a la compresión a 1 día de edad, sin embargo, en los resultados hallados se observa que a ésta edad el concreto incrementa su resistencia significativamente para los diseños B4, C4 y D4 (entre 13 y 31%).
4. La norma NTP 334.088 indica que el incremento mínimo de la resistencia a la compresión a los 3 días debe ser de 25% con respecto al concreto patrón como mínimo, requisito que no es cumplido para todos los diseños con aditivo estudiados, llegándose a obtener solo incrementos entre 5 y 17% para contenidos de aditivo de 5%.
5. La norma NTP 334.088 indica que la resistencia mínima a la compresión a los 7 días será igual a la del concreto patrón, requisito que cumplen todos los diseños con aditivo, alcanzando inclusive incrementos significativos.
6. La norma NTP 334.088 indica una resistencia a la compresión mínima a los 28 días igual a la del concreto patrón, requisito que cumplen todos los diseños con aditivo, alcanzando incrementos superiores al 10% para los diseños con 5% de aditivo, estos incrementos en la resistencia final

- (a los 28 días) indica que el concreto con aditivo adquiere la resistencia del concreto patrón a los 28 días en un tiempo menor.
7. Se determinó que los diseños A4, B3, C4 y D3 adquieren en menor tiempo el 70% de la resistencia a la compresión del concreto patrón respectivo a la edad de 28 días, originando así menores tiempos de encofrado, curado y protección del concreto.
 8. La norma NTP 334.088 indica un incremento mínimo de 10% de la resistencia a la flexión a los 3 días de edad con respecto al concreto patrón, requisito que cumplen sólo los diseños C4 y D4.
 9. La norma NTP 334.088 indica una resistencia a la flexión mínima a los 7 días de edad igual a la del concreto patrón, requisito que cumplen todos los diseños con 5% de aditivo acelerante; además, todos los diseños muestran incrementos en la resistencia a la flexión, siendo mayores para los diseños C4 y D4.
 10. La norma NTP 334.088 indica una resistencia a la flexión mínima a los 28 días de edad de 90% de la resistencia a la flexión del concreto patrón, requisito que cumplen todos los diseños con 5% de aditivo acelerante; además, todos los diseños muestran incrementos significativos en la resistencia a la flexión.
 11. Las mayores ganancias en la resistencia a la flexión se pueden originar debido a que el aditivo promueve la hidratación de los componentes presentes en la zona de transición.
 12. Del análisis efectuado el valor óptimo de contenido de aditivo para todos los diseños de mezcla es de 5% de aditivo, teniendo dos parámetros de evaluación básicos:
 - La mayor reducción en los tiempos de fragua, tanto inicial como final.
 - La mayor ganancia en la resistencia a la compresión, teniendo como meta el logro del 70% de la resistencia a la compresión del diseño patrón a los 28 días, en el menor tiempo posible. La reducción en éste tiempo es inferior a 1 día.
 13. Nótese que el porcentaje de aditivo acelerante óptimo hallado (5%) esta fuera al rango recomendado por el fabricante (0.5 a 4%).
 14. El aditivo acelerante Plastocrete 161 FL no cumple los requerimientos de la norma NTP 334.088 dado que no alcanza los niveles mínimos de

- incremento de la resistencia a la compresión a los 3 días de edad, sólo se cumplen los requerimientos de reducción de tiempo de fragua.
15. Las diferencias entre la acción del aditivo en los diferentes diseños de mezclas se debe a que el nitrato de calcio (componente principal del aditivo acelerante Plastocrete 161 FL) actúa sobre los aluminatos del cemento, componente que se encuentran en proporciones distintas en los cementos tipo I y tipo II utilizados; así mismo, el cemento tipo II, por ser de bajo calor de hidratación, propicia también un mejor desempeño del aditivo, lo cual se confirma en los mayores incrementos obtenidos en los diseños con cemento tipo II.
 16. Se observa que el aditivo tiene mejor desempeño en los diseños con a/c 0.60, lo cual se podría originar debido a que la zona de transición en estos diseños es más porosa, así el aditivo promovería la formación de cristales en esta zona logrando mayores resultados en relación con los diseños con a/c 0.40, los cuales poseen menor cantidad de poros, por lo cual la formación de cristales por influencia del aditivo será limitada.
 17. En ensayos exploratorios con 6% de aditivo, las resistencias a la compresión disminuyen con respecto al concreto con 5% de aditivo, con lo que se confirma que el contenido óptimo de aditivo es de 5%.
 18. Los incrementos en los costos del concreto con aditivo están en función a la cantidad de aditivo utilizado, la relación a/c del diseño y el tipo de cemento. Estos incrementos varían entre 25 y 50% en relación al concreto patrón.
 19. La relación Costo – Beneficio calculada indica que económicamente es conveniente el uso del aditivo cuando se requiera menores tiempos de esperas técnicas, menores tiempos de encofrado, vaciados de concreto en climas fríos, etc.; los costos del concreto con aditivo son menores, comparando los costos requeridos para reducir la relación a/c.
 20. La relación Costo - Beneficio referida a los incrementos de la resistencia a la compresión indican que el uso del aditivo implica mayores costos para la obtención de resistencias. Sin embargo, en esta relación no se cuantificaron los beneficios obtenidos en disminuciones en esperas técnicas, menores tiempos en uso de encofrados, etc., factores que al ser considerados disminuirán los costos.

21. El nitrato de calcio, componente principal del aditivo, es irritante, por lo que se recomienda tomar previsiones en su manipulación. Al ser usado en concreto también produce irritaciones, a porcentajes de 5% de aditivo es conveniente el uso de respiradores y guantes, ya que con este porcentaje el concreto con aditivo es bastante irritante.

B. De los aditivos acelerantes estudiados en la UNI

1. Los estudios de aditivos acelerantes desarrollados en tesis FIC-UNI demuestran que un aditivo acelerante no siempre se comportará como tal, es decir, el efecto del aditivo sobre el concreto no siempre será el mismo, el comportamiento de un aditivo depende del tipo de cemento empleado, la relación agua/cemento del diseño, el porcentaje de aditivo utilizado, etc., dependiendo de estos factores un aditivo se comportará como acelerante, retardante, o no influirá en las propiedades del concreto.
2. No se puede afirmar que un aditivo acelerante se comportará como tal para una proporción de aditivo dada, ya que muchas veces la cantidad óptima de aditivo usada varía de acuerdo a la relación agua/cemento del diseño de mezcla.
3. En los estudios realizados se nota que los aditivos acelerantes tienen un mejor comportamiento en diseños con relaciones agua/cemento altas, en relación a diseños con agua/cemento bajas.
4. Los aditivos acelerantes con presencia de cloruros estudiados siempre disminuyen los tiempos de fragua e incrementan las resistencias a edades tempranas, sin embargo estas reducciones e incrementos no siempre llegan a cumplir los requerimientos de la norma NTP 334.088.
5. Las bajas temperaturas influyen favorablemente en el comportamiento de los aditivos acelerantes, esto se demuestra en los estudios desarrollados en climas fríos donde los aditivos tienen un mejor comportamiento como acelerantes en relación a estudios desarrollados en Lima, donde las temperaturas son mayores.
6. El Cloruro de Calcio es el mejor aditivo acelerante estudiado, ya que ningún otro aditivo logra reducciones en los tiempos de fragua e

incrementos en la resistencia a edades tempranas alcanzadas con 2% de cloruro de calcio en peso de cemento.

7. El "Sembrado"¹¹ de cemento muestra propiedades acelerantes superiores a la mayoría de aditivos acelerantes estudiados, sin embargo sólo ha sido estudiado en una tesis y en una sola proporción (2% en peso de cemento), por lo que es recomendable un estudio más amplio ya que muestra muchas ventajas en relación al uso de aditivos.
8. La principal limitación en el estudio de los aditivos acelerantes radica en que muchas empresas comercializan los aditivos sin indicar sus componentes, lo que restringe los estudios de estos aditivos a basarse únicamente en la comparación de las características del concreto con y sin aditivo. La elección del aditivo Plastocrete 161 FL se hizo, entre otros factores, teniendo en cuenta que la empresa Sika Perú S.A. adjunta una hoja de seguridad del aditivo suministrado, en la cual se indican los componentes principales y las principales acciones a realizar en caso de accidentes con el aditivo, esta información debería estar indicada en todos los casos, de acuerdo a normas internacionales de protección del medio ambiente.
9. En algunas de las tesis que estudian aditivos acelerantes no se determinan parámetros de evaluación indicados en la norma NTP 334.088, tales como resistencia a la compresión (a 3 días), resistencia a la flexión (a los 3, 7 y 28 días), y tiempo de fragua; estos parámetros son básicos para determinar si un aditivo cumple con los requerimientos mínimos de un aditivo acelerante, por lo que deberían ser desarrollados en toda investigación.

¹¹ El sembrado consiste en añadir a la mezcla de concreto pasta de cemento hidratada finamente molida

BIBLIOGRAFIA

1. Neville, A. M. y Brooks, J. J. TECNOLOGÍA DEL CONCRETO. Ciudad de México, México. Editorial Trillas. 1998.
2. Pasquel Carbajal, Enrique. TOPICOS DE TECNOLOGIA DEL CONCRETO. Lima, Perú. Editorial CIP. 1993 .
3. Rivva López, Enrique. TECNOLOGIA DEL CONCRETO. Lima, Perú. Editorial ACI. 1993 .
4. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto. ADITIVOS PARA CONCRETO. C. De México, México. Editorial LIMUSA. 1983.
5. Venuat, Michel. ADITIVOS Y TRATAMIENTOS DE MORTEROS Y HORMIGONES. Barcelona, España. Editores Técnicos Asociados. 1972.
6. Instituto de Ingeniería UNAM. MANUAL DE TECNOLOGIA DEL CONCRETO. C de México, México. Editorial UNAM. 1994.
7. Rixóm, M. R. ADITIVOS PARA HORMIGONES. Barcelona, España. Editores Técnicos Asociados. 1984.
8. Metha, K y Monteiro, P. CONCRETO: ESTRUCTURA, PROPIEDADES Y MATERIALES. C de México, México. Editorial IMCYC. 1998.
9. Autores Varios. SUPERVISION DE OBRAS DE CONCRETO. Lima, Perú. ACI-UNI.
10. Arroyo Escudero, Jesus. ESTUDIO DE LAS PROPIEDADES DEL CONCRETO CON UN ADITIVO ACELERANTE DE ALTO PODER QUE MEJORA LA PERFORMANCE DE LA RESISTENCIA Y FRAGUADO USANDO CPTI. 1997.
11. Ly Mendoza, Moises. PROPIEDADES DEL CONCRETO AL ESTADO FRESCO Y ENDURECIDO CON APLICACION DE ADITIVO ACELERANTE UTILIZANDO CPTV. 1999.
12. Martínez Vargas, Irma. EFFECTOS DEL ADTITOVO SIKA RAPID 1 SOBRE LAS PROPIEDADES DEL CONCRETO. 1998.

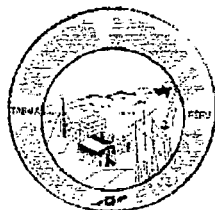
13. Costa Farfán, Rubén. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DEL CONCRETO FRESCO Y ENDURECIDO POR LA ADICION DE UN ACELERANTE DE FRAGUA, USANDO CPTII. 1996.
14. Jara Chumbez, Sandro. CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA INICIAL, CON CPTI Y ADITIVO ACELERANTE. 1997.
15. Perales Pacherras, William. DETERMINACION DE LAS PROPIEDADES DE CONCRETO POR LA ADICION DE ADITIVO ACELERANTE DE FRAGUA CON CPTII. 1997.
16. Latorroca Coronado, Robert. EFFECTOS DEL ADITIVO ACELERANTE DE FRAGUA ESPECIALMENTE ELABORADO PARA LOS CONCRETOS CON CEMENTO PUZOLANICO.
17. Gomez Cabrera, Jesús. EFFECTOS DE U ADITIVO ACELERANTE DE FRAGUA SOBRE LAS PROPIEDADES DEL CONCRETO CON CPTV. 1995.
18. Triviño Carranza, Ausberto. INFLUENCIA DEL ADITIVO ACELERANTE EN CONCRETO PREPARADO CON CEMENTO PUZOLANICO TIPO IP. 1995
19. Flores Jiménez, Roberto. DETERMINACION DE LAS CARACTERISTICAS FISICAS Y MECANICAS DEL CONCRETO FRESCO Y ENDURECIDO FACRICADO EN ALTURA Y EN CLIMA RIGUROSO CON CPTI Y ADITIVO ACELERANTE E INCORPORADOR DE AIRE. 1997.
20. Gómez Ari, Iber. EFFECTOS SOBRE LAS PROPIEDADES DEL CONCRETO POR EL USO DE DOS ADITIVOS, UN ACELERANTE DE FRAGUA Y UN PLASTIFICANTE. 1997.
21. Yanque Bernal, Genara. EFFECTOS DEL ADITIVO PLASTIFICANTE ACELERANTE SIKACRETE SOBRE LAS PROPIEDADES DEL CONCRETO. 1992.
22. Roca García, Tomás. EFFECTOS DEL ADITIVO ACELERANTE Y REDUCTOR DE AGUA SOBRE EL CONCRETO USANDO CPTIP. 1999.
23. Vera Ortiz, Janny. EFFECTOS DEL CLORURO DE SODIO EN LAS PROPIEDADES DEL CONCRETO. 1999.
24. Guerra Motta, Julio. EFFECTOS DEL CLORURO DE SODIO SOBRE LAS PROPIEDADES DEL CONCRETO. 1981.
25. Requena Soto, Elías. EFFECTOS DEL CLORURO DE CALCIO SOBRE LAS PROPIEDADES DEL CONCRETO. 1996.

26. ASOCRETO. CONCRETO: SERIE DE CONOCIMIENTOS BÁSICOS.

Bogota, Colombia, ICPC. 1998.

27. Pagina Web Instituto Mexicano del Cemento y Concreto: www.IMCYC.com

ANEXO A: CEMENTO ANDINO TIPO I Y II



CARACTERISTICAS FISICOQUIMICAS TIPICAS POR TIPOS DE CEMENTO FABRICADOS POR CEMENTO ANDINO S.A.

		TIPO I	TIPO II	TIPO V	TIPO 1(PM)
Características					
Pruebas Físicas					
1) Superficie Especifica (Blaine)	cm ² /gr	3200	3250	3250	4500
2) Tiempo de Fraguado (Vicat)	hr:min				
Inicial		02:00	02:15	02:25	02:05
Final		03:30	03:45	04:00	03:20
3) Expansión Autoclave	%	0.00	0.00	0.00	0.00
4) Contenido de Aire en volumen	%	4.00	3.80	4.00	3.00
5) Resistencia a la Compresión	lb/pulg ²				
a 3 días		2500	2250	2150	2300
a 7 días		3400	3100	3000	3350
a 28 días		4600	4500	4000	4550
6) Densidad	gr/cm ³	3.15	3.15	3.15	3.03
Pruebas Químicas					
1) Pérdida por Ignición	%	0.81	0.73	0.94	1.84
2) Residuo Insoluble	%	0.50	0.60	0.49	12.62
3) Dióxido de Silicio (SiO ₂)	%	21.47	21.85	22.22	26.81
4) Óxido de Aluminio (Al ₂ O ₃)	%	4.95	4.61	3.45	5.96
5) Óxido de Hierro (Fe ₂ O ₃)	%	3.27	3.31	4.22	3.11
6) Óxido de Calcio (CaO)	%	65.02	64.65	64.80	57.99
7) Óxido de magnesio (MgO)	%	1.92	1.86	1.88	1.46
8) Cal Libre	%	1.00	1.10	0.95	N.A.
9) Trióxido de Azufre (SO ₃)	%	2.30	2.15	2.05	1.88
10) Óxido de Sodio (Na ₂ O)	%	0.08	0.07	0.06	0.58
11) Óxido de Potasio (K ₂ O)	%	0.64	0.62	0.56	1.05
Fases Mineralógicas según Bogue					
SILICATO TRICALCICO (C3S)		52.96	50.82	56.00	N.A.
SILICATO DICALCICO (C2S)		21.62	24.33	21.48	N.A.
ALUMINATO TRICALCICO (C3A)		7.58	6.62	2.00	N.A.
FERROALUMINATO TETRACALCICO (C4AF)		9.95	10.06	12.83	N.A.
Alcalis Equivalentes (Na ₂ O+0.658x1(2O))		0.50	0.48	0.43	1.27
ASTM (311 Alcali Disponible (Equivalente))		0.49	0.47	0.42	0.56
Porcentaje de Adición de Puzolana		N.A.	N.A.	N.A.	14.50
Nota: N.A. = No Aplicable					

ESTUDIO DE LA INFLUENCIA DE ADITIVOS ACCELERANTES SOBRE LAS PROPIEDADES DEL CONCRETO

ANEXO B: AGREGADOS

A. Propiedades de los Agregados

1. DETERMINACION DEL PESO UNITARIO DEL AGREGADO:

CUADRO A.1 - Peso Unitario Suelto:

Prueba no:	Agregado Fino	Agregado Grueso
1	1612	1372
2	1612	1377
3	1612	1378
Promedio	1612	1376

CUADRO A.2 - Peso Unitario Compactado:

Prueba no:	Agregado Fino	Agregado Grueso
1	1837	1583
2	1847	1584
3	1835	1584
Promedio	1840	1584

2. DETERMINACION DE LA GRANULOMETRIA:

Para la determinación de la granulometría también se efectuaron tres ensayos, cuyos datos se adjuntan, para el modulo de fineza se tomo el promedio.

Se adjuntan también las curvas granulométricas de los agregados, así como los usos, los cuales se han tomado de la norma ITINTEC 400.037.

Agregado fino:

Muestra No 1. Peso = 546.5 gr. MF = 2.62

Malla	Peso retenido	% retenido	% ret. ac.
No 4	15	3	3
8	86.5	16	19
16	105	19	38
30	91	17	55
50	100.5	18	73
100	83	15	88
Fondo	66.5	12	100

Muestra No 2. Peso = 540.0 gr. MF = 2.52

Malla	Peso retenido	% retenido	% ret. ac.
No 4	2	0	0
8	86.5	16	16
16	100	19	35
30	87	16	51
50	104.5	20	71
100	89	17	88
Fondo	68	12	100

Muestra No 3. Peso = 534.0 gr. MF = 2.74

Malla	Peso retenido	% retenido	% ret. ac.
No 4	1	0	0
8	75.5	14	14
16	94	18	32
30	89.5	17	49
50	109	21	70
100	93.5	18	88
Fondo	70.5	12	100

Módulo de Fineza:

Prueba no:	Agregado Fino
1	2.62
2	2.52
3	2.74
Promedio	2.64

Agregado Grueso:

Muestra No 1. Peso = 11337 gr. TM = 1 ½ " TMN = 1"

Malla	Peso retenido	% retenido	% ret. Ac.
1	26	0	0
¾	6578	58	58
½	4456	39	97
3/8	184	2	99
Fondo	93	1	100

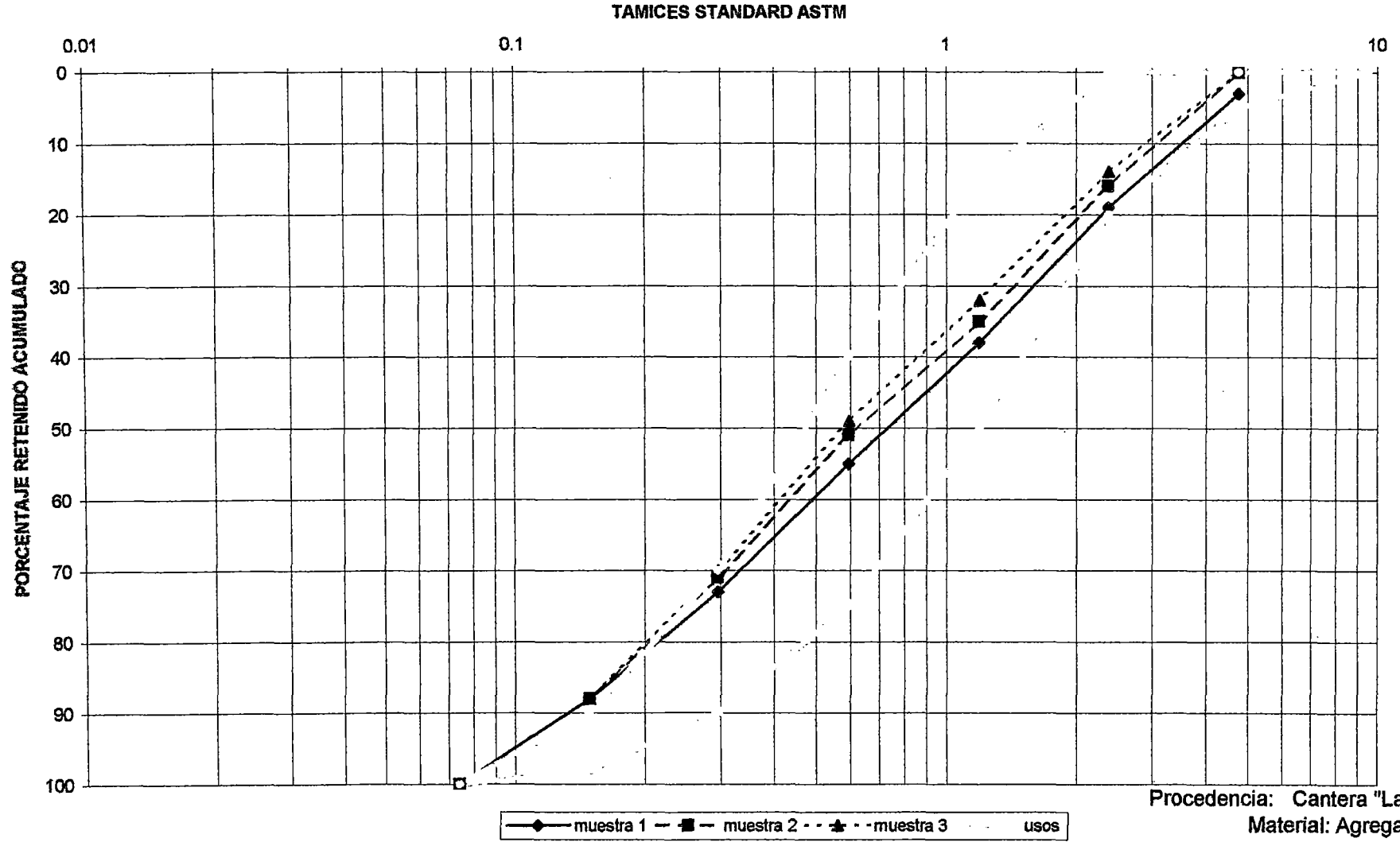
Muestra No 2. Peso = 11442 gr. TM = 1 ½ " TMN = 1"

Malla	Peso retenido	% retenido	% ret. Ac.
1	158	1	1
¾	7449	65	66
½	3726	33	99
3/8	84	1	100
Fondo	25	0	100

Muestra No 3. Peso = 12514.5 gr. TM = 1 ½ " TMN = 1"

Malla	Peso retenido	% retenido	% ret. Ac.
1	134.5	1	1
¾	8143.5	65	66
½	4008.5	32	98
3/8	171	1	99
Fondo	57	0	100

GRAFICA B1 – Curva Granulométrica del Agregado Fino



Procedencia: Cantera "La Gloria"
Material: Agregado Fino
Fecha: 31 - 01 - 02

3. DETERMINACION DEL PESO ESPECIFICO Y LA ABSORCION:

Peso Específico de masa:

Prueba no:	Agregado Fino	Agregado Grueso
1	2.51	2.78
2	2.50	2.78
3	2.52	2.77
Promedio	2.51	2.78

Peso específico de masa superficialmente seco:

Prueba no:	Agregado Fino	Agregado Grueso
1	2.56	2.80
2	2.54	2.80
3	2.56	2.81
Promedio	2.55	2.80

Peso Específico Aparente:

Prueba no:	Agregado Fino	Agregado Grueso
1	2.64	2.83
2	2.63	2.84
3	2.63	2.82
Promedio	2.63	2.83

Absorción:

Prueba no:	Agregado Fino	Agregado Grueso
1	1.83	0.51
2	2.15*	0.78*
3	1.63	0.57
Promedio	1.73	0.54

4. DETERMINACION DEL CONTENIDO DE HUMEDAD:

Prueba no:	Agregado Fino	Agregado Grueso
1	1.9	0.25
2	1.9	0.25
3	2.0	0.25
Promedio	1.9	0.25

5. DETERMINACION DEL MATERIAL MAS FINO QUE LA MALLA No 200:

Prueba no:	Agregado Fino
1	5.7*
2	4.4
3	5.2
Promedio	4.8

6. CUADRO RESUMEN DE LAS PROPIEDADES DE LOS AGREGADOS

	Agregado Fino	Agregado Grueso
Peso Unitario Suelto	1612 Kg/m ³	1376 Kg/m ³
Peso Unitario Compactado	1840 Kg/m ³	1584 Kg/m ³
Peso específico de masa	2.51 g/cm ³	2.78 g/cm ³
Peso específico de masa SSS	2.55 g/cm ³	2.80 g/cm ³
Peso específico Aparente	2.63 g/cm ³	2.83 g/cm ³
Tamaño Máximo	-	1 ½ "
Tamaño Máximo Nominal	-	1 "
Modulo de fineza	2.64	-
Porcentaje de Humedad	1.9 %	0.25 %
Absorción	1.73 %	0.54 %
Material mas fino que la malla No 200	4.8 %	-

**ANEXO C: ADITIVO ACELERANTE
PLASTOCRETE 161 FL**



Plastocrete® 161 FL

ADITIVO ACELERANTE SIN CLORUROS

Aspecto : Líquido
 Color : Azul
 Densidad : 1.33 kg/l

DESCRIPCION	Plastocrete 161 FL es un aditivo acelerante libre de cloruros para uso en concretos y morteros. Es compatible con aditivos incorporadores de aire y aditivos reductores de agua convencionales.
CAMPO DE APLICACION	<ul style="list-style-type: none"> • Para acelerar la fragua inicial sin incorporar cloruros. • Para obtener resistencias iniciales altas. • Para colocar concretos en clima frío.
VENTAJAS	<ul style="list-style-type: none"> • Plastocrete 161 FL no contiene cloruros y acelera la fragua inicial y final. Puede ser utilizado para mejorar los tiempos de fraguado para cualquier aplicación de concreto. • Acelera la fragua de concretos y morteros a cualquier temperatura. • Se puede retirar el encofrado antes y se puede abrir el tráfico de pavimentos reparados más rápido. • Mejor control de la planificación inclusive a temperaturas frías debido a un desarrollo de resistencias y acabado más rápidos. • Mayor durabilidad y resistencia al desgaste. • Mayores resistencias iniciales y finales de los concretos y morteros. • Mejor trabajabilidad. • Menor exudación y segregación. • Puede ser utilizado en mezclas de cemento y "flyash" sin perder resistencias iniciales.
MODO DE EMPLEO	<p>Dosificación: La dosificación varía de acuerdo a los tipos de cemento y temperaturas. Se deben realizar pruebas para determinar la dosificación más eficiente. Para aplicaciones especiales pueden ser utilizadas dosificaciones mayores. Para mayor información, contactar al Departamento Técnico de Sika Perú S.A.</p> <p>Mezclado: Agregar la cantidad correcta de Plastocrete 161 FL al mezclador de concreto directamente al agua de amasado. No haga la pre-mezcla con el aditivo incorporador de aire.</p>
CONSUMO	Plastocrete 161 FL es utilizado en un rango de 0.5% – 4% de la cantidad de cemento a emplearse.

**"La presente Edición anula y reemplaza la Edición N°7
 la misma que deberá ser destruida"**

OBSERVACIONES**Limitaciones:**

No haga la pre-mezcla con el aditivo incorporador de aire.

Irritante

Evitar el contacto con los ojos y la piel ya que es irritante. Se recomienda el uso de respiradores adecuados de NIOSH/MSHA, anteojos de seguridad y guantes de jebe. Evitar respirar el producto. Utilícese con ventilación adecuada. Cambie inmediatamente la ropa contaminada.

Limpieza

Recoger el producto derramado con material absorbente. Eliminar de acuerdo a regulaciones locales.

ALMACENAMIENTO

Ilimitado. Evite que el producto se congele. **Plastocrete 161 FL** se congela a -5°C o a temperaturas menores. En caso de congelarse, descongelarlo y agitarlo perfectamente antes de usar. No utilizar aire comprimido para agitarlo.

INSTRUCCIONES DE SEGURIDAD**Precauciones**

Durante la manipulación de cualquier producto químico, evite el contacto directo con los ojos, piel y vías respiratorias. Protéjase adecuadamente utilizando guantes de goma natural o sintéticos y anteojos de seguridad. En caso de contacto con los ojos, lavar inmediatamente con abundante agua durante 15 minutos manteniendo los párpados abiertos y consultar a su médico.

La Hoja de Seguridad de este producto se encuentra a disposición del interesado. Agradeceremos solicitarla a nuestro Departamento Comercial, teléfonos: 437 7055 ó 437 5888.

PRESENTACION

Cilindro de 250 kg
Balde 4 x 5 kg

**"La presente Edición anula y reemplaza la Edición N°7
la misma que deberá ser destruida"**



Sika Perú S.A. Av. Los Frutales 665 - Ate-Vitarte - Lima - Telf. 437 7055 / 437 5888 Fax 435 9541

Importante:

La información y, en particular, las recomendaciones sobre la aplicación y el uso final de los productos Sika son proporcionadas de buena fe, en base al conocimiento y experiencia actuales de Sika respecto a sus productos, siempre y cuando éstos sean adecuadamente almacenados, manipulados y transportados; así como aplicados en condiciones normales. En la práctica, las diferencias en los materiales, sustratos y condiciones de la obra en donde se aplicarán los productos Sika son tan particulares que de esta información, o de cualquier recomendación escrita o de cualquier otro consejo, no se puede deducir ninguna garantía respecto a la comercialización o adaptabilidad del producto a una finalidad particular, así como ninguna responsabilidad contractual. Los derechos de propiedad de las terceras partes deben ser respetados.

Todos los pedidos aceptados por Sika Perú S.A. están sujetos a las Cláusulas Generales de Contratación para la Venta de Productos de Sika Perú S.A. Los usuarios siempre deben remitirse a la última edición de las Hojas Técnicas de los productos; cuyas copias se entregarán a solicitud del interesado.



CONDUCTA RESPONSABLE
CON EL MEDIO AMBIENTE



SISTEMA DE CALIDAD
CERTIFICADO
ISO 9001

HOJA DE SEGURIDAD SUJETA A CONTROL
DE ACTUALIZACIÓN SI ESTE TEXTO
SE ENCUENTRA EN ROJO

Copia n° 01

Ficha de Datos de Seguridad

según Directiva 91/155/EEC y Norma ISO 11014-1
(ver instrucciones en Anexo de 93/112/EC)

Fecha de impresión: 10.02.2000

Página 1/5

Revisión: 13.09.1999

N° FDS: 1005000

1. Identificación del producto y de la empresa

Identificación del producto:

Nombre comercial
Plastocrete 161 Ft.

Usos recomendados
Aditivos para concreto / Acelerantes

Información del fabricante/distribuidor

Fabricante/distribuidor:	Sika Perú S.A.
Dirección:	Av. Los Frutales 665 Ate-Vilarte
Código postal y ciudad:	Lima 3 - Lima
País:	Perú
Número de teléfono:	(01) 437 7055 / 437 5880
Número de Fax:	(01) 435 9541
Teléfono de emergencia, Aló EsSalud:	472 - 2300 / 0801 - 10200

2. Composición/información de los componentes

Descripción química
Mezcla inorgánica

Componente: Nitrato de Calcio
Número de CAS: 10194-37-5

3. Identificación de peligros

Rango de Peligrosidad según HMIS

- Salud: 1	Ligero	- Fuego: 0	Insignificante
- Reactividad: 0	Insignificante	- PPE: 8	

4. Primeros auxilios

Instrucciones generales

Facilitar siempre al médico la hoja de datos de seguridad.

En caso de inhalación

Puede ocasionar irritación media en las vías respiratorias. Llevar a la persona al aire libre. En el caso que la respiración se haya detenido, dar respiración artificial y consultar inmediatamente con un médico.

En caso de contacto con la piel

Puede ocasionar irritación media a la piel. En este caso lave la piel completamente con agua y jabón. Quitar la ropa contaminada y si los síntomas persisten, consultar con un médico.

En caso de contacto con los ojos

Causa irritación a los ojos. En caso de contacto con el producto, lavar los ojos afectados inmediatamente con abundante agua durante 15 minutos. Acudir inmediatamente al médico.

HOJA DE SEGURIDAD SUJETA A CONTROL
DE ACTUALIZACIÓN SI ESTE TEXTO
SE ENCUENTRA EN ROJO

Nombre comercial: Plastocrete 161 FL	Página 2/5
Fecha de impresión: 10.02.2000	
Revisión: 13.09.1999	N° FDS: 1005000
4. Primeros Auxilios (continuación)	
En caso de ingestión Puede ocasionar malestar gástrico. No inducir al vómito, diluir con agua y contactar con un médico.	
5. Medidas de lucha contra incendios	
Medios de extinción adecuados: Espuma / Agua Neblina Polvo Químico Seco Dióxido de carbono para fuego circundante.	
Punto de inflamación: > 104°C Autoignición: No determinado Riesgo de fuego y explosión: No conocidos	
Equipo de protección para el personal de lucha contra incendios Usar equipo respiratorio autónomo y lentes de protección para el fuego circundante.	
Indicaciones adicionales Los restos del incendio así como el agua de extinción contaminada, deben eliminarse según las normas locales en vigor.	
6. Medidas a tomar en caso de vertido accidental	
Precauciones individuales No aplicable	
Medidas de protección del medio ambiente: En caso de penetración en cursos de agua, el suelo o los desagües, avisar a las autoridades competentes.	
Métodos de limpieza Recoger con materiales absorbentes adecuados. Tratar el material recogido según se indica en el apartado "eliminación de residuos".	
7. Manipulación y almacenamiento	
Condiciones de manipulación y almacenamiento: Almacenar en un ambiente frío y seco. Mantener los recipientes secos y herméticamente cerrados. Evitar que el producto se congele.	
Indicaciones para el almacenamiento conjunto Mantener alejado de alimentos, bebidas y comida para animales.	



HOJA DE SEGURIDAD SUJETA A CONTROL
DE ACTUALIZACIÓN SI ESTE TEXTO
SE ENCUENTRA EN ROJO

Nombre comercial: Plastocrete 161 EL	Página 3/5
Fecha de impresión: 10.02.2000	
Revisión: 13.09.1999	N° FDS: 1005000
7. Manipulación y almacenamiento (continuación)	
<p>Información adicional relativa al almacenamiento Proteger de las heladas. Proteger de temperaturas elevadas y de los rayos solares directos.</p>	
8. Límites de exposición y medidas de protección personal	
<p>Protección personal: Medidas generales de protección e higiene No fumar, ni comer o beber durante el trabajo. Lavarse las manos antes de los descansos y después del trabajo.</p> <p>Protección respiratoria Se recomienda buena ventilación en el lugar de trabajo.</p> <p>Protección de las manos Guantes de goma o de cuero</p> <p>Protección de los ojos Gafas protectoras herméticamente cerradas</p> <p>Protección corporal Evitar el contacto. Use camisas de manga larga y pantalones largos.</p>	
9. Propiedades físicas y químicas	
Aspecto:	
Estado físico:	líquido
Color:	Azul
Olor:	Nitrato suave
Datos signif. p. la seguridad	
Peso Específico:	1,325 g/l
Porcentaje de volátiles:	60%
Nivel de Evaporación:	Menor que el éter
Presión de Vapor a 20°C	No aplicable
Densidad de vapor (Aire = 1)	> aire
Solubilidad en agua a 20°C:	Miscible
pH:	7

HOJA DE SEGURIDAD SUJETA A CONTRA
DE ACTUALIZACION SI ESTE TEXTO
SE ENCUENTRA EN ROJO

Nombre comercial: Plastocrete 161 FL	Página 4/5
Fecha de impresión: 10.02.2000	
Revisión: 13.09.1999	N° FDS: 1005000
<p>10. Estabilidad y reactividad</p> <p>Estabilidad: Producto Estable</p> <p>Condiciones que deben evitarse (estabilidad): No conocidas</p> <p>Materiales incompatibles: No conocidos</p> <p>Materias que deben evitarse / Reacciones peligrosas Almacenando y manipulando el producto adecuadamente, no se producen reacciones peligrosas.</p> <p>Productos de descomposición peligrosos: No conocidos</p>	
<p>11. Informaciones toxicológicas</p> <p>Sensibilización: No se conocen efectos sensibilizantes a largo plazo</p> <p>Experiencia sobre personas</p> <p>Contacto con la piel: Puede causar irritación</p> <p>Contacto con los ojos: Irritación</p> <p>Inhalación: Puede causar irritación</p> <p>Ingestión: Puede causar perturbaciones en la salud</p>	
<p>12. Informaciones ecológicas</p> <p>Indicaciones adicionales El producto es un contaminante del agua No permitir el paso al alcantarillado, cursos de agua o terrenos. No se conocen efectos negativos sobre el medio ambiente una vez curado el producto</p>	
<p>13. Eliminación de residuos</p> <p>Producto</p> <p>Recomendaciones Ver capítulo 15, regulaciones nacionales Observadas las normas en vigor, debe ser tratado en un centro de eliminación de residuos industriales.</p> <p>Envases/embalajes sin limpiar: Recomendaciones Envases/embalajes totalmente vacíos pueden destinarse a reciclaje. Envases/embalajes que no pueden ser limpiados deben ser eliminados de la misma forma que la sustancia contenida.</p>	

HOJA DE SEGURIDAD SUJETA A CONTROL
DE ACTUALIZACION SI ESTE TEXTO
SE ENCUENTRA EN ROJO

Nombre comercial: Plastocrete 161 FL Fecha de impresión: 10.02.2000	Página 5/5
Revisión: 13.09.1999	N° FDS: 1005000
14. Información relativa al transporte ADR/RID Información complementaria Mercancía no peligrosa IMO/IMDG Información complementaria Mercancía no peligrosa IATA/ICAO Información complementaria Mercancía no peligrosa	
15. Disposiciones de carácter legal Normas / Regulaciones: Nch382 OEB9: Sustancias Peligrosas - Terminología y Clasificación General. Indicaciones y codificación para la eliminación de residuos ELIMINACION COMO RESIDUO ESPECIAL: SOLUCIÓN DE SALES INORGANICA.	
16. Otras informaciones En caso de emergencia consultar a Aló EsSalud, teléfono: 472 - 2300. /0801-10200	
La información contenida en esta Hoja de Seguridad corresponde a nuestro nivel de conocimiento en el momento de su publicación. Quedan excluidas todas las garantías. Se aplicarán nuestras Cláusulas Generales de Contratación para la Venta de Productos de Sika Perú S.A. Por favor, consulten la Hoja Técnica del producto antes de su utilización.	
Elaborado por: MP  Autorizado por: MP  Edición 1 Fecha: 10.02.2000	

ANEXO D: PLANILLAS DE RESULTADOS DE ENSAYOS

A. Propiedades del Concreto fresco y endurecido

1. Determinación de tiempo de fragua (horas : minutos):

CUADRO D.1 – Tiempo vs. Resistencia a la penetración – Diseño A1

a/c = 0.40 con cemento Andino tipo I sin aditivo

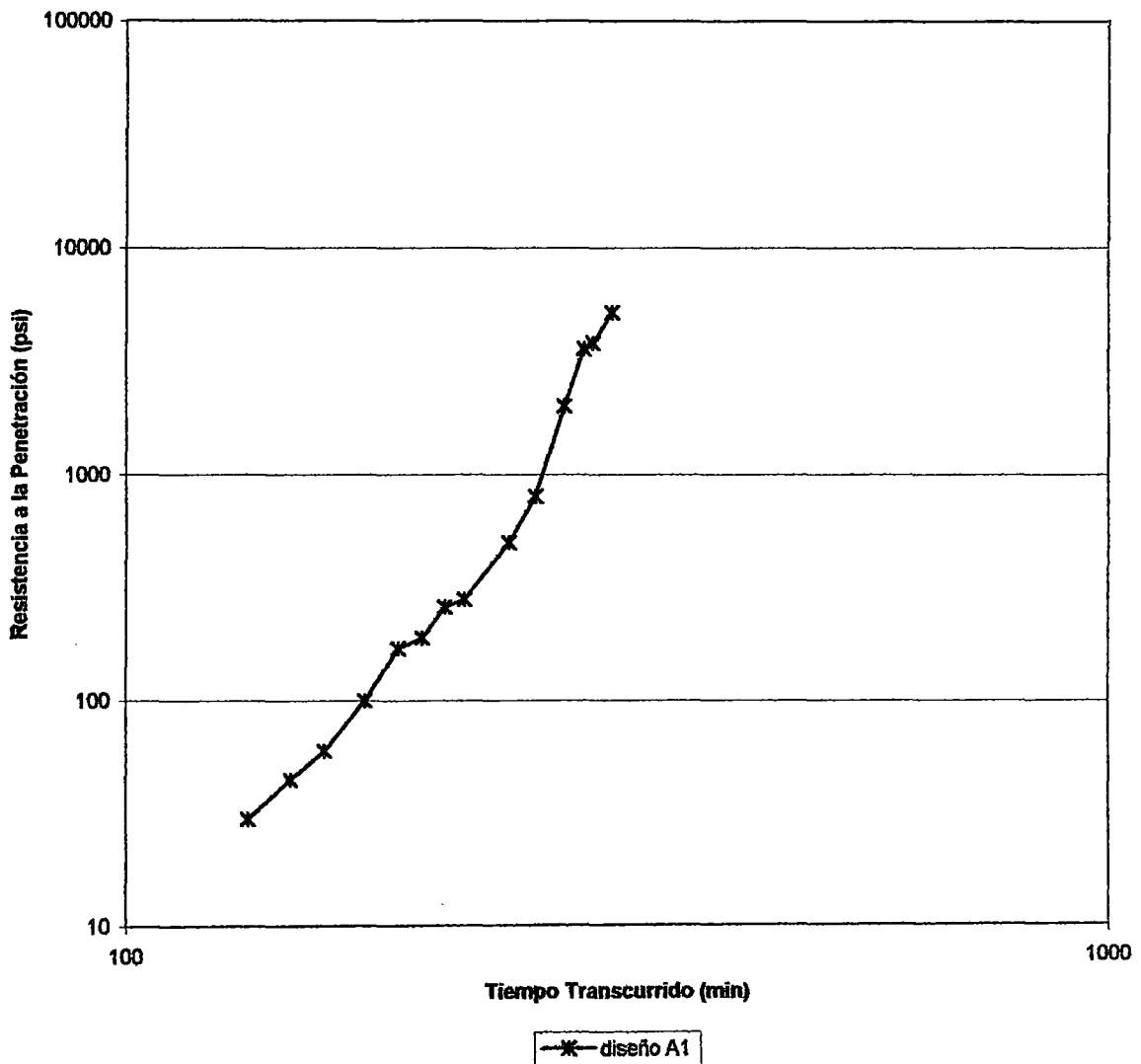
Resistencia a la penetración (RP) psi	Tiempo Transcurrido (t) Min	log (RP)	Log (t)
30	133	2,124	1,477
45	147	2,167	1,653
60	159	2,201	1,778
100	175	2,243	2,000
170	189	2,276	2,230
190	200	2,301	2,279
260	211	2,324	2,415
280	221	2,344	2,447
500	245	2,389	2,699
800	261	2,417	2,903
2000	279	2,446	3,301
3600	292	2,465	3,556
3800	298	2,474	3,580
5200	312	2,494	3,716

Tiempo de Fragua Inicial = 3:45

Tiempo de Fragua Final = 5:13

GRAFICO D1 – Tiempo Transcurrido vs. Resistencia a la penetración Diseño A1

Curva log-log de Resistencia a la Penetración vs. Tiempo Transcurrido



TIEMPO DE FRAGUA INICIAL = 3:45
TIEMPO DE FRAGUA FINAL = 5:13

CUADRO D.2 – Tiempo vs. Resistencia a la Penetración – Diseño A2

a/c = 0.40 con cemento Andino tipo I y 3% de aditivo

Resistencia a la penetración (RP) psi	Tiempo Transcurrido (t) Min	log (RP)	log (t)
35	110	2,041	1,544
65	130	2,114	1,813
140	148	2,170	2,146
220	165	2,217	2,342
360	178	2,250	2,556
600	195	2,290	2,778
900	208	2,318	2,954
1300	217	2,336	3,114
3500	238	2,377	3,544
8200	266	2,425	3,914

Tiempo de Fragua Inicial = 3:01

Tiempo de Fragua Final = 4:12

CUADRO D.3 – Tiempo vs. Resistencia a la Penetración – Diseño A3

a/c = 0.40 con cemento Andino tipo I y 4% de aditivo

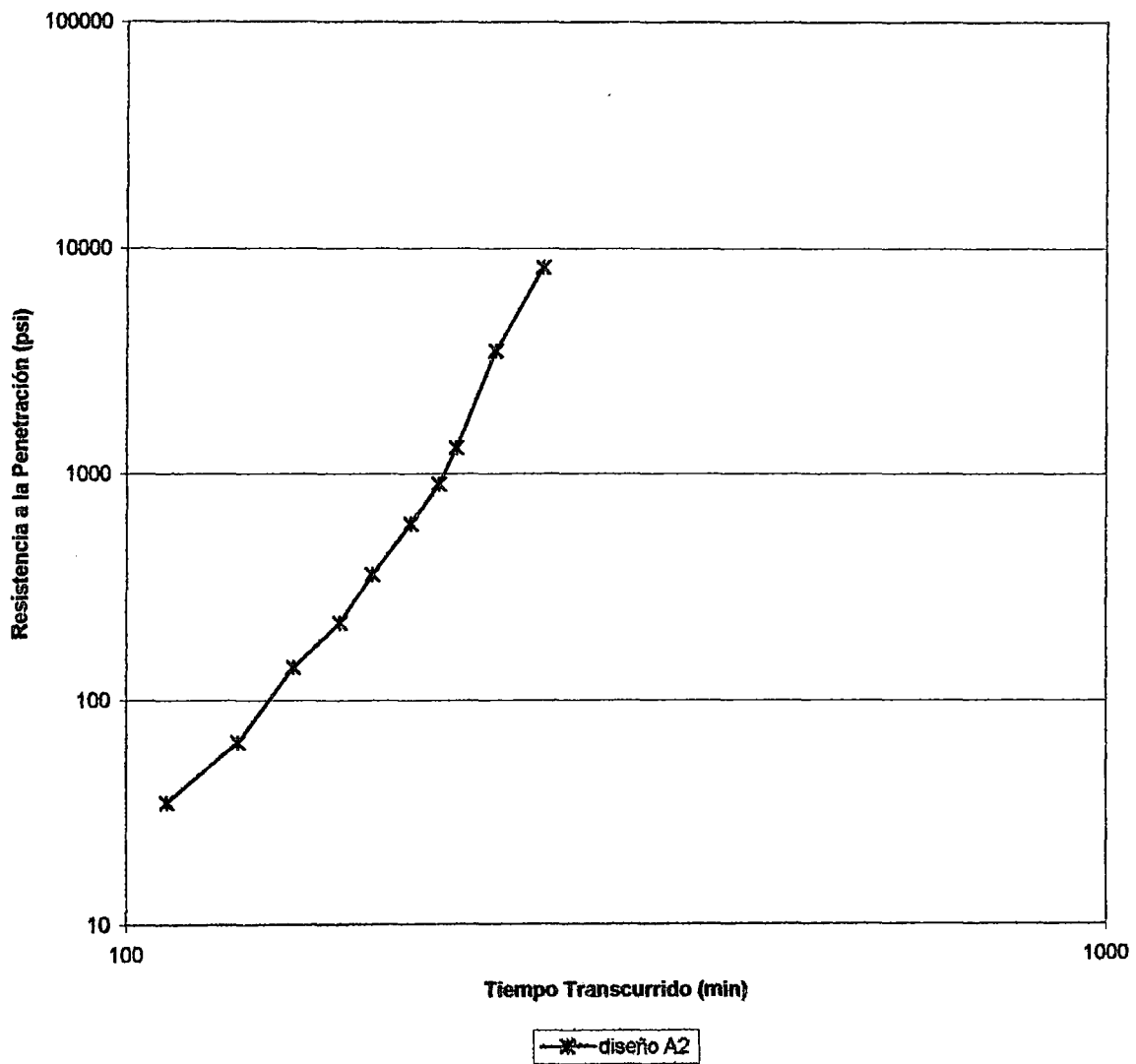
Resistencia a la penetración (RP) psi	Tiempo Transcurrido (t) min	log (RP)	log (t)
45	105	1,653	2,021
100	124	2,000	2,093
180	139	2,255	2,143
240	149	2,380	2,173
480	168	2,681	2,225
1100	191	3,041	2,281
3600	213	3,556	2,328
7800	230	3,892	2,362

Tiempo de Fragua Inicial = 2:40

Tiempo de Fragua Final = 3:39

GRAFICO D2 – Tiempo Transcurrido vs. Resistencia a la penetración Diseño A2

Curva log-lóg de Resistencia a la Penetración vs. Tiempo Transcurrido

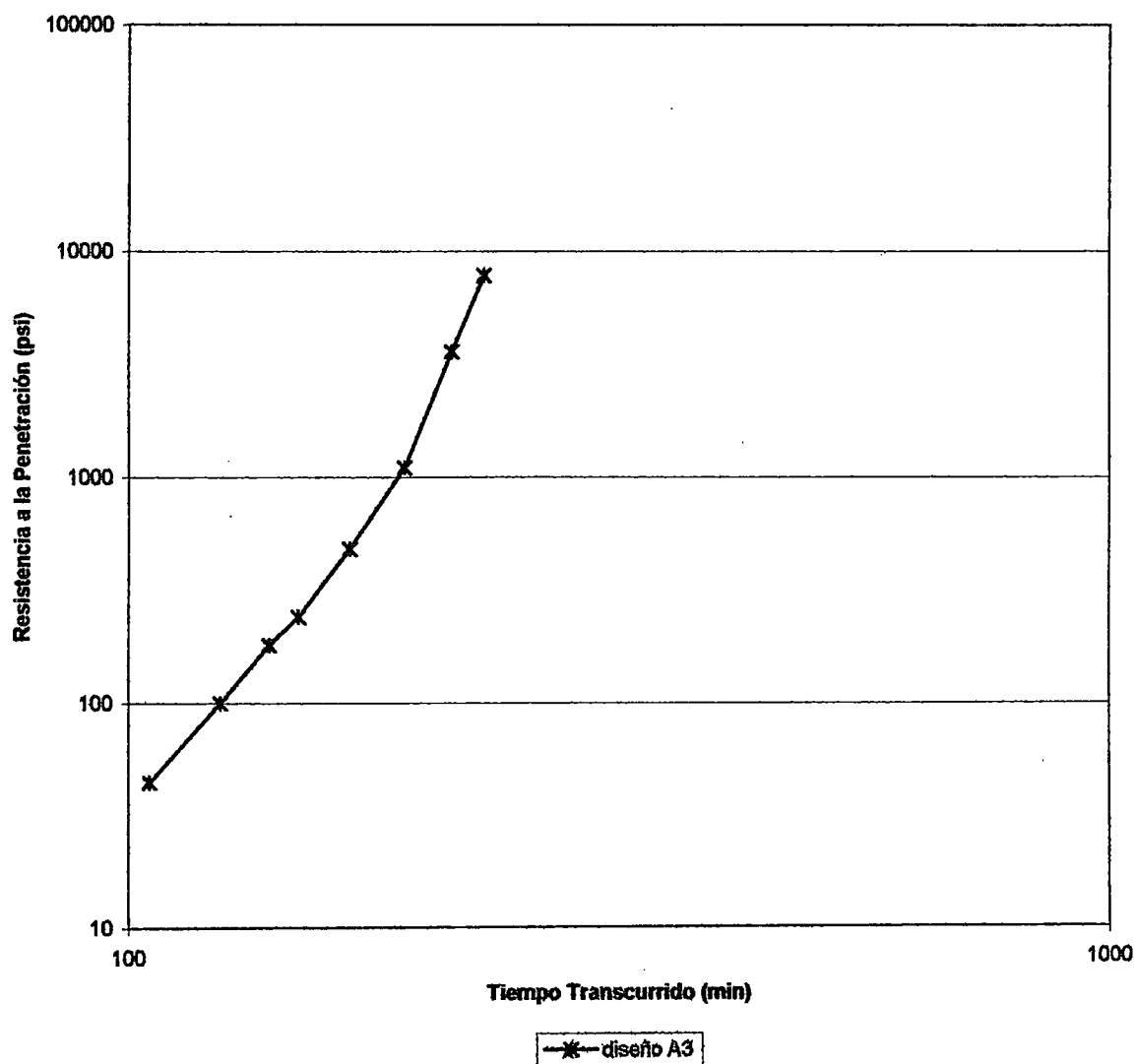


TIEMPO DE FRAGUA INICIAL = 3:01

TIEMPO DE FRAGUA FINAL = 4:12

GRAFICO D3 – Tiempo Transcurrido vs. Resistencia a la penetración Diseño A3

Curva log-log de Resistencia a la Penetración vs. Tiempo Transcurrido



TIEMPO DE FRAGUA INICIAL = 2:40
TIEMPO DE FRAGUA FINAL = 3:39

CUADRO D.4 – Tiempo vs. Resistencia a la Penetración – Diseño A4

a/c = 0.40 con cemento Andino tipo I y 5% de aditivo

Resistencia a la penetración (RP) psi	Tiempo Transcurrido (t) Min	log (RP)	log (t)
55	90	1,954	1,740
120	107	2,029	2,079
200	121	2,083	2,301
380	134	2,127	2,580
500	146	2,164	2,699
1350	173	2,238	3,130
4000	195	2,290	3,602
10800	214	2,330	4,033

Tiempo de Fragua Inicial = 2:18

Tiempo de Fragua Final = 3:14

CUADRO D.5 – Tiempo vs. Resistencia a la Penetración – Diseño B1

a/c = 0.60 con cemento Andino tipo I sin aditivo

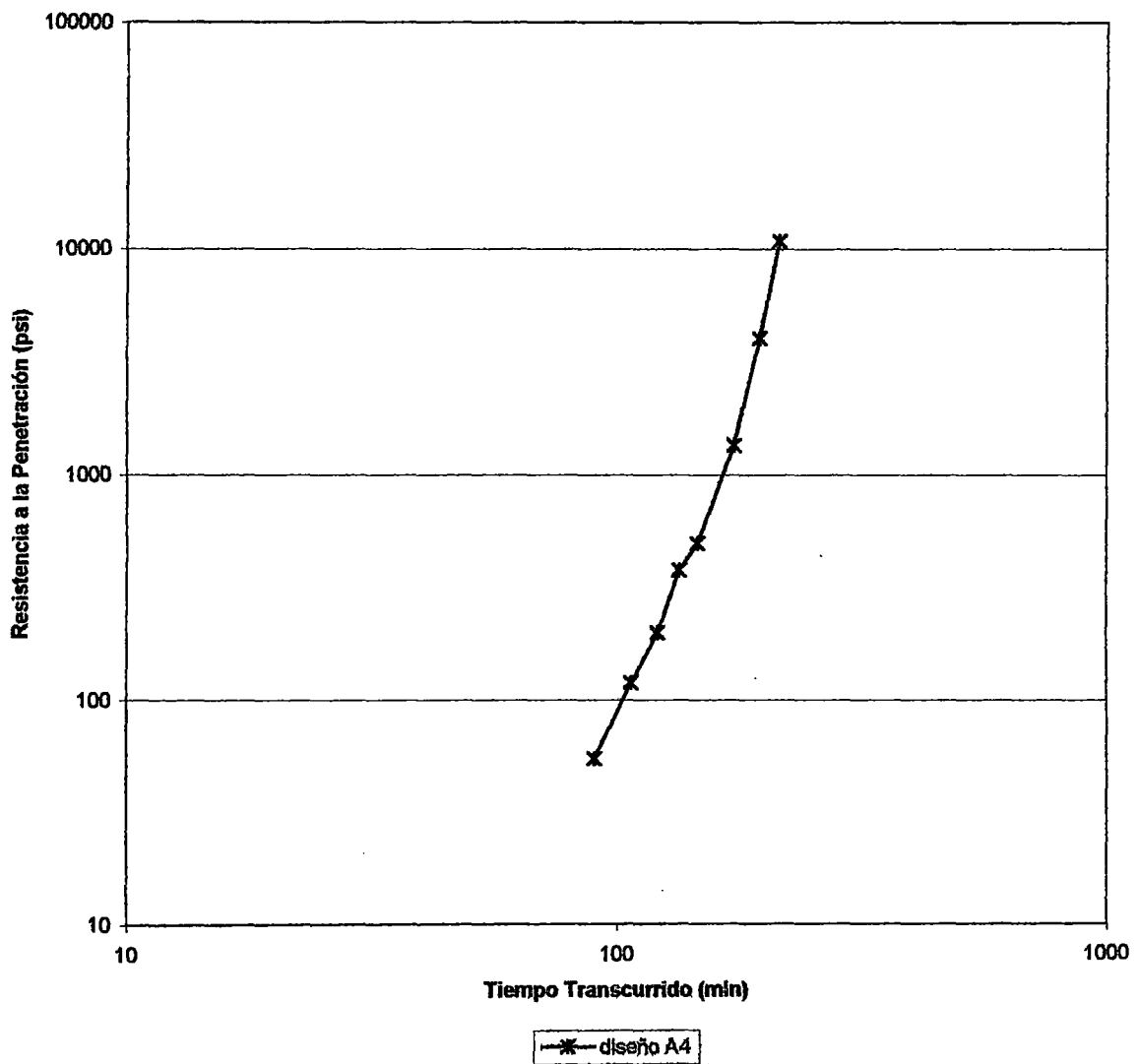
Resistencia a la penetración (RP) psi	Tiempo Transcurrido (t) min	log (RP)	log (t)
40	168	2,225	1,602
194	249	2,396	2,288
420	271	2,433	2,623
600	299	2,476	2,778
1800	318	2,502	3,255
3200	337	2,528	3,505

Tiempo de Fragua Inicial = 4:29

Tiempo de Fragua Final = 6:11

GRAFICO D4 – Tiempo Transcurrido vs. Resistencia a la penetración Diseño A4

Curva log-log de Resistencia a la Penetración vs. Tiempo Transcurrido

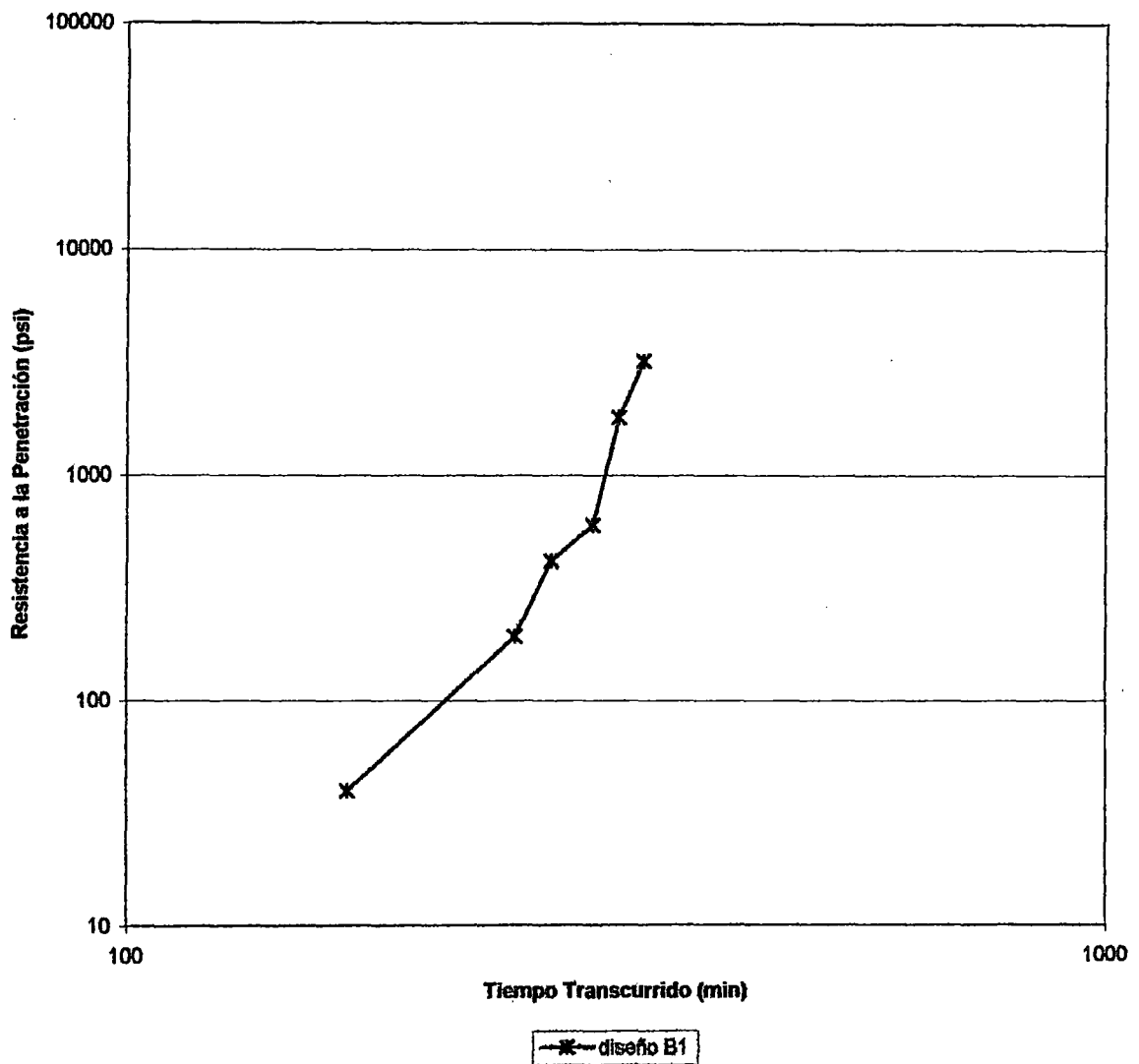


TIEMPO DE FRAGUA INICIAL = 2:18

TIEMPO DE FRAGUA FINAL = 3:14

**GRAFICO D5 – Tiempo Transcurrido vs. Resistencia a la penetración
Diseño B1**

Curva log-log de Resistencia a la Penetración vs. Tiempo Transcurrido



TIEMPO DE FRAGUA INICIAL = 4:29
TIEMPO DE FRAGUA FINAL = 6:11

CUADRO D.6 – Tiempo vs. Resistencia a la Penetración – Diseño B2

a/c = 0.60 con cemento Andino tipo I y 3% de aditivo

Resistencia a la penetración (RP) psi	Tiempo Transcurrido (t) Min	log (RP)	log (t)
35	182	2,260	1,544
210	227	2,356	2,322
500	249	2,396	2,699
850	268	2,428	2,929
2000	285	2,455	3,301
4200	304	2,483	3,623

Tiempo de Fragua Inicial = 4:06

Tiempo de Fragua Final = 5:08

CUADRO D.7 – Tiempo vs. Resistencia a la Penetración – Diseño B3

a/c = 0.60 con cemento Andino tipo I y 4% de aditivo

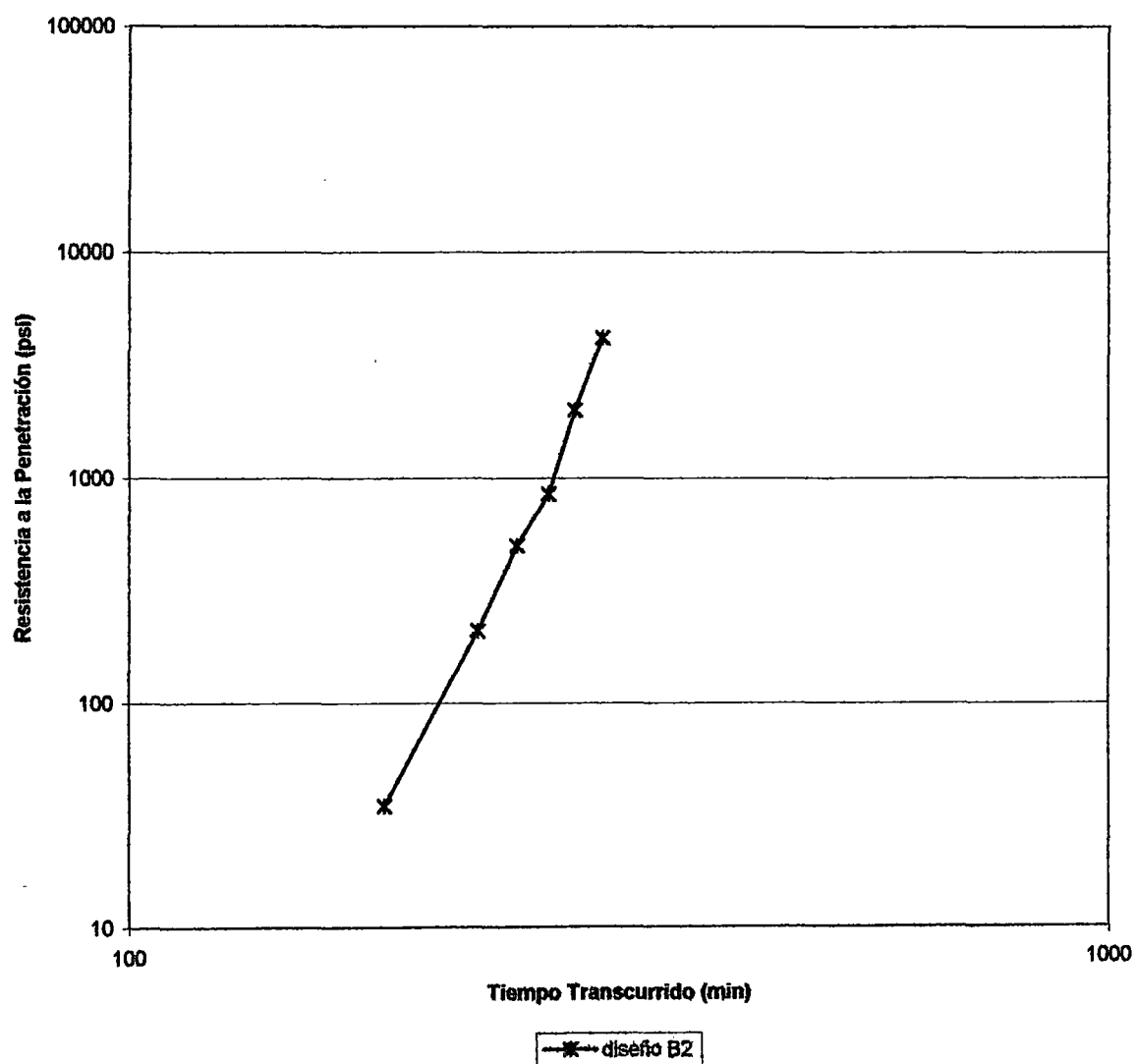
Resistencia a la penetración (RP) psi	Tiempo Transcurrido (t) Min	log (RP)	log (t)
78	183	1,892	2,262
120	200	2,079	2,301
300	223	2,477	2,348
650	244	2,813	2,387
1300	258	3,114	2,412
3000	276	3,477	2,441

Tiempo de Fragua Inicial = 3:51

Tiempo de Fragua Final = 4:51

GRAFICO D6 – Tiempo Transcurrido vs. Resistencia a la penetración Diseño B2

Curva log-log de Resistencia a la Penetración vs. Tiempo Transcurrido

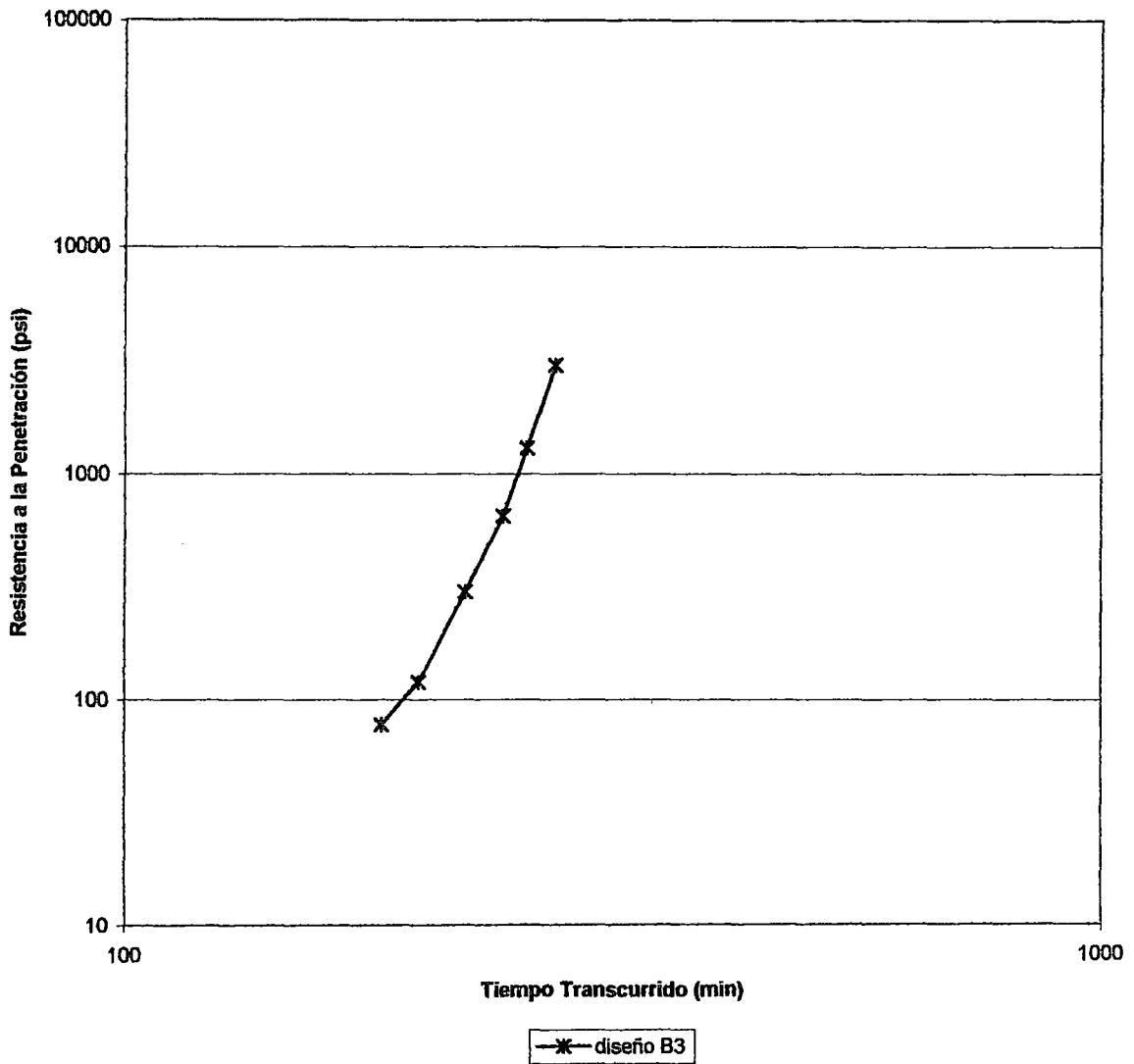


TIEMPO DE FRAGUA INICIAL = 4:06

TIEMPO DE FRAGUA FINAL = 5:08

**GRAFICO D7 – Tiempo Transcurrido vs. Resistencia a la penetración
Diseño B3**

Curva log-log de Resistencia a la Penetración vs. Tiempo Transcurrido



TIEMPO DE FRAGUA INICIAL = 3:51
TIEMPO DE FRAGUA FINAL = 4:51

CUADRO D8 – Tiempo vs. Resistencia a la Penetración – Diseño B4

a/c = 0.60 con cemento Andino tipo I y 5% de aditivo

Resistencia a la penetración (RP) psi	Tiempo Transcurrido (t) Min	log (RP)	log (t)
68	154	2,188	1,833
126	167	2,223	2,100
200	179	2,253	2,301
630	207	2,316	2,799
1200	214	2,330	3,079
2800	233	2,367	3,447
7400	258	2,412	3,869

Tiempo de Fragua Inicial = 3:15

Tiempo de Fragua Final = 4:04

CUADRO D9 – Tiempo vs. Resistencia a la Penetración – Diseño C1

a/c = 0.40 con cemento Andino tipo II sin aditivo

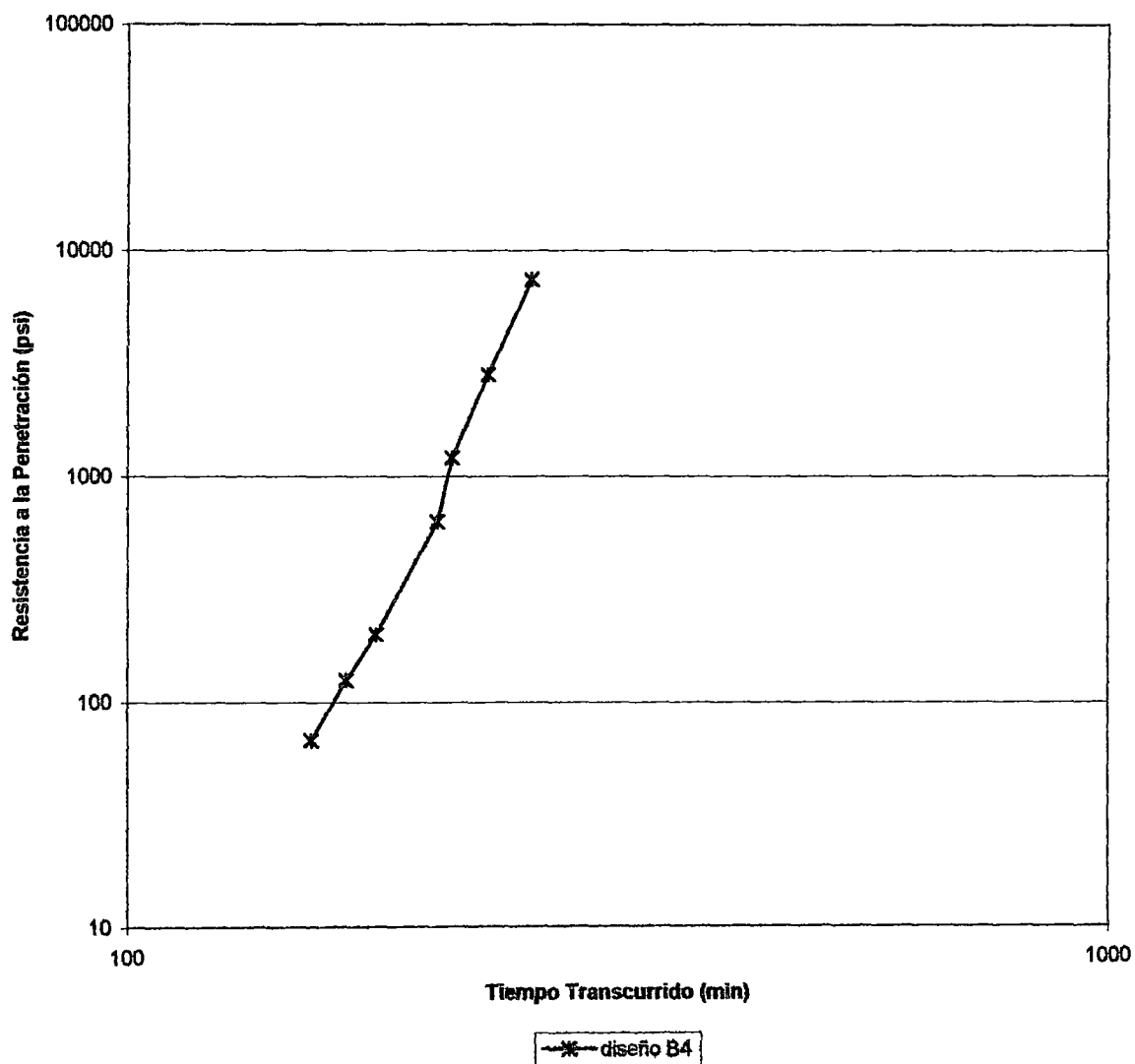
Resistencia a la penetración (RP) psi	Tiempo Transcurrido (t) Min	log (RP)	log (t)
75	177	1,875	2,248
160	198	2,204	2,297
300	212	2,477	2,326
480	232	2,681	2,365
850	247	2,929	2,393
1900	261	3,279	2,417
3680	277	3,566	2,442
4200	286	3,623	2,456
6800	299	3,833	2,476

Tiempo de Fragua Inicial = 3:45

Tiempo de Fragua Final = 4:44

**GRAFICO D8 -- Tiempo Transcurrido vs. Resistencia a la penetración
Diseño B4**

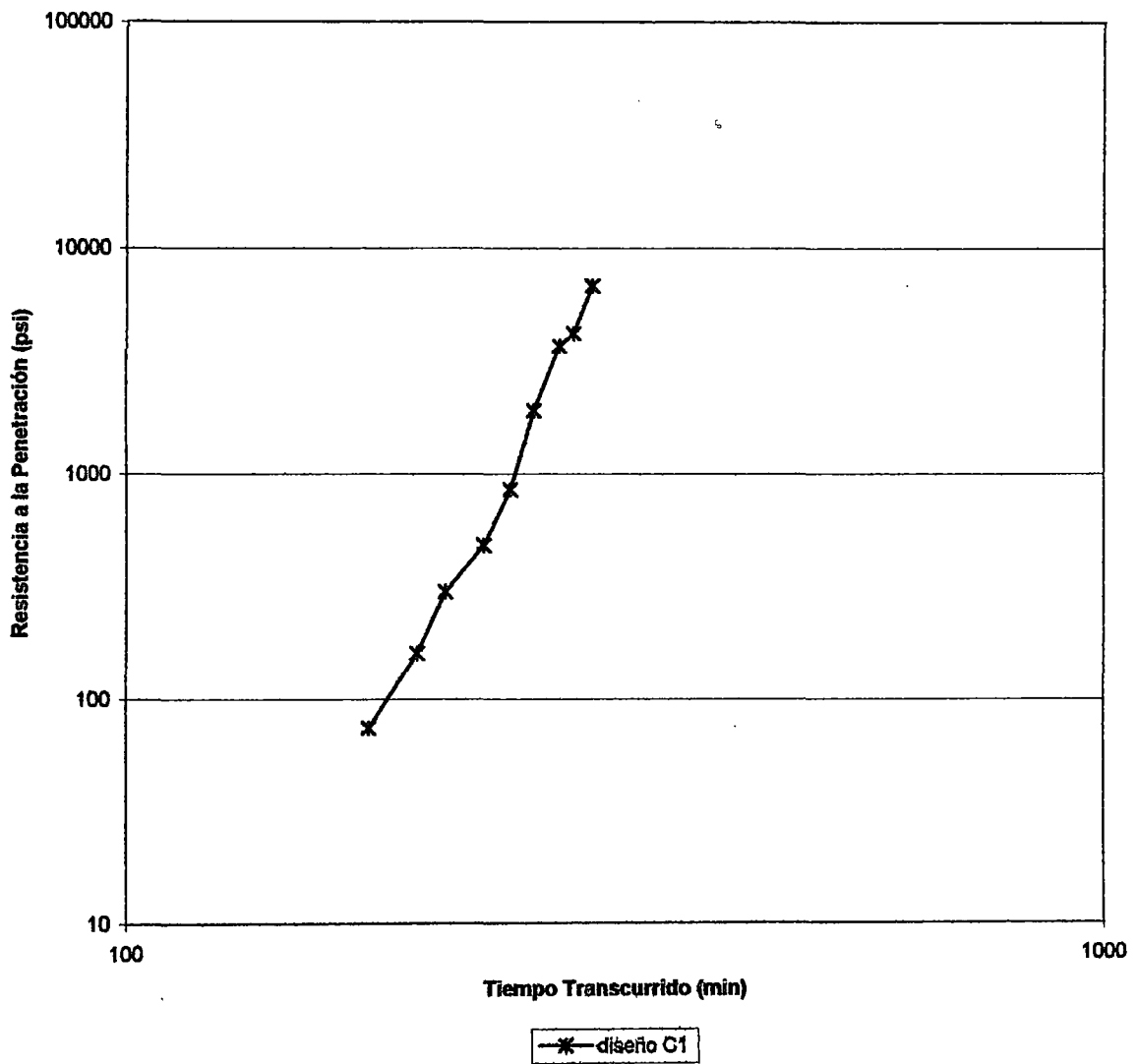
Curva log-log de Resistencia a la Penetración vs. Tiempo Transcurrido



TIEMPO DE FRAGUA INICIAL = 3:15
TIEMPO DE FRAGUA FINAL = 4:04

**GRAFICO D9 – Tiempo Transcurrido vs. Resistencia a la penetración
Diseño C1**

Curva log-log de Resistencia a la Penetración vs. Tiempo Transcurrido



TIEMPO DE FRAGUA INICIAL = 3:45

TIEMPO DE FRAGUA FINAL = 4:44

CUADRO D.10 – Tiempo vs. Resistencia a la Penetración – Diseño C2

a/c = 0.40 con cemento Andino tipo II y 3% de aditivo

Resistencia a la penetración (RP) psi	Tiempo Transcurrido (t) Min	log (RP)	log (t)
50	121	1,699	2,083
330	165	2,519	2,217
560	176	2,748	2,246
1000	189	3,000	2,276
1800	194	3,255	2,288
5200	233	3,716	2,367
5000	233	3,699	2,367
8800	247	3,944	2,393

Tiempo de Fragua Inicial = 2:49

Tiempo de Fragua Final = 3:44

CUADRO D.11 – Tiempo vs. Resistencia a la Penetración – Diseño C3

a/c = 0.40 con cemento Andino tipo II y 4% de aditivo

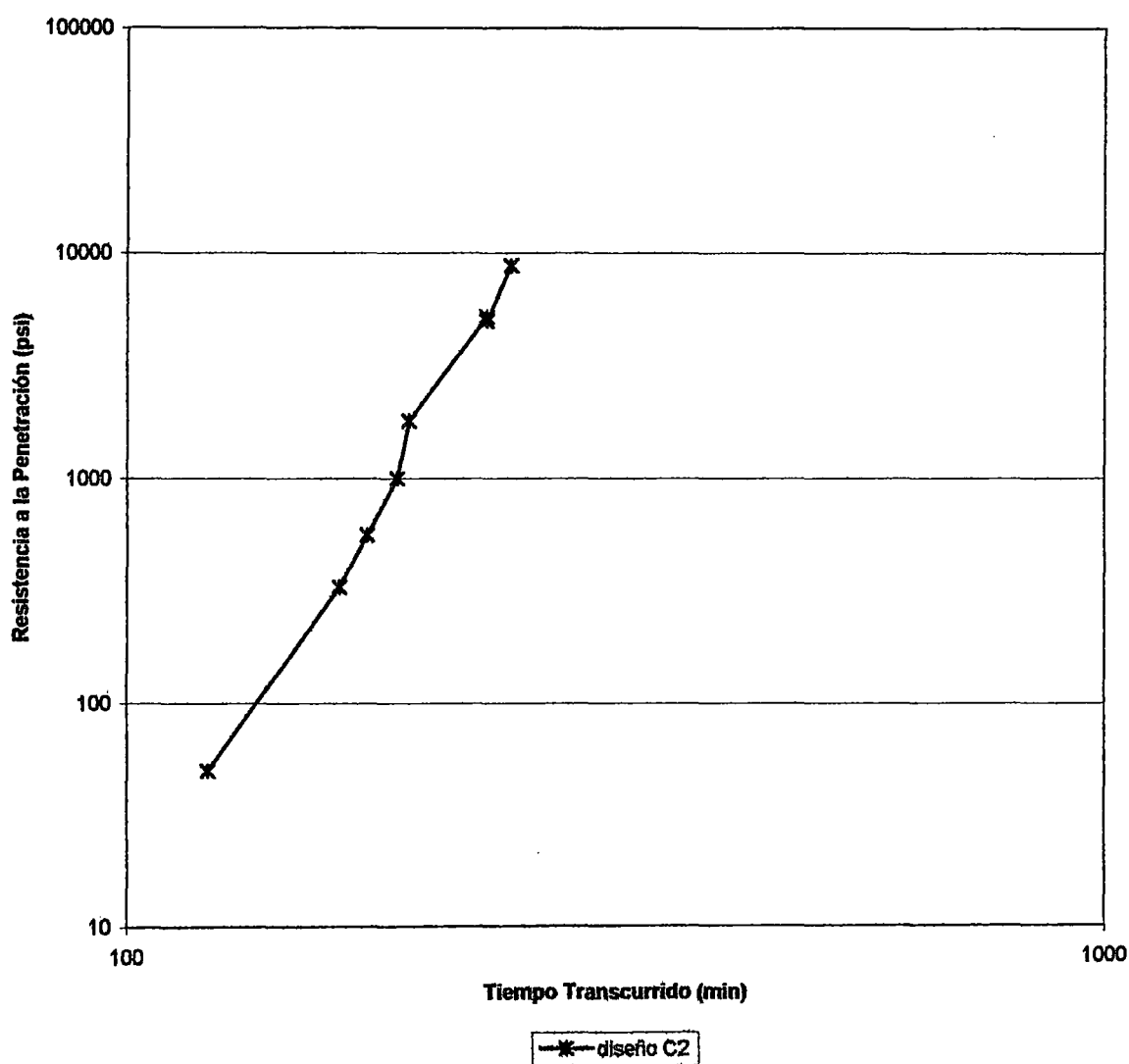
Resistencia a la penetración (RP) psi	Tiempo Transcurrido (t) Min	log (RP)	log (t)
75	107	2,029	1,875
220	129	2,111	2,342
440	143	2,155	2,643
750	154	2,188	2,875
3400	184	2,265	3,531
4000	185	2,267	3,602
5000	194	2,288	3,699
7480	203	2,307	3,874

Tiempo de Fragua Inicial = 2:22

Tiempo de Fragua Final = 3:08

GRAFICO D10 – Tiempo Transcurrido vs. Resistencia a la penetración Diseño C2

Curva log-log de Resistencia a la Penetración vs. Tiempo Transcurrido

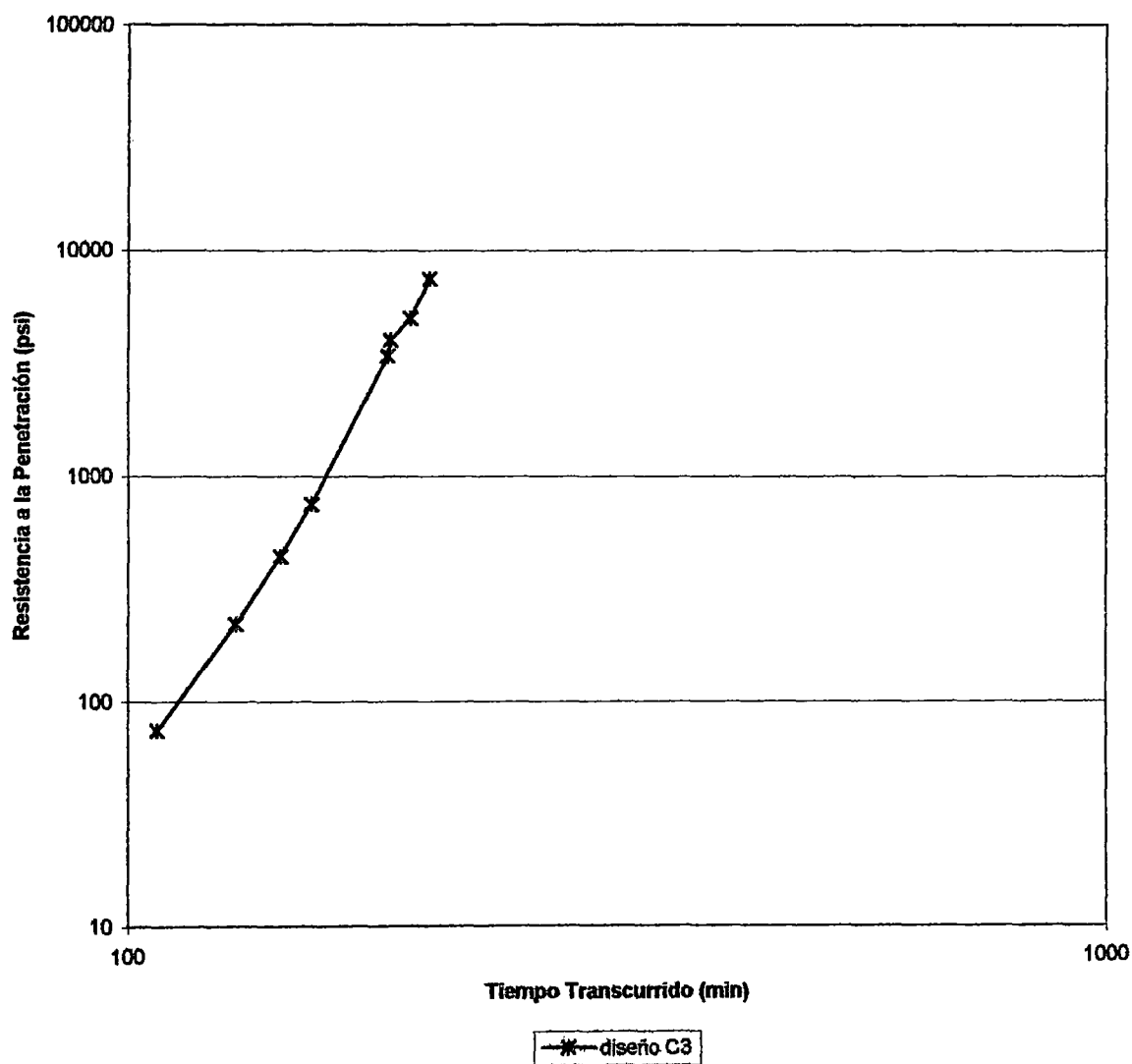


TIEMPO DE FRAGUA INICIAL = 2:49

TIEMPO DE FRAGUA FINAL = 3:44

GRAFICO D11 – Tiempo Transcurrido vs. Resistencia a la penetración Diseño C3

Curva log-log de Resistencia a la Penetración vs. Tiempo Transcurrido



TIEMPO DE FRAGUA INICIAL = 2:22

TIEMPO DE FRAGUA FINAL = 3:08

CUADRO D.12 – Tiempo vs. Resistencia a la Penetración – Diseño C4

a/c = 0.40 con cemento Andino tipo II y 5% de aditivo

Resistencia a la penetración (RP) psi	Tiempo Transcurrido (t) min	log (RP)	log (t)
60	91	1,778	1,959
100	99	2,000	1,996
300	125	2,477	2,097
1070	148	3,029	2,170
1500	149	3,176	2,173
2600	159	3,415	2,201
4000	169	3,602	2,228

Tiempo de Fragua Inicial = 2:07

Tiempo de Fragua Final = 2:52

CUADRO D.13 – Tiempo vs. Resistencia a la Penetración- Diseño D1

a/c = 0.60 con cemento Andino tipo II sin aditivo

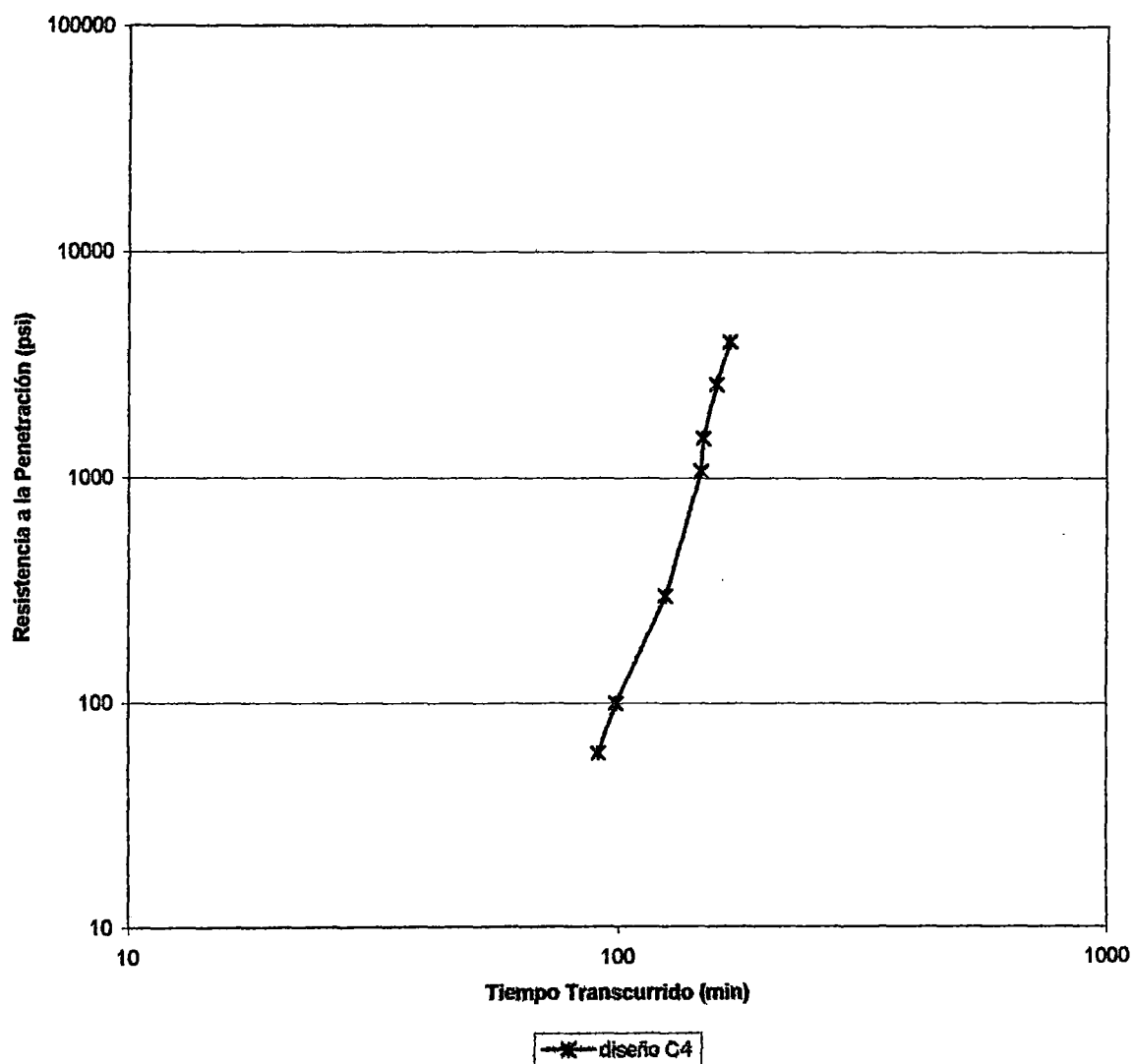
Resistencia a la penetración (RP) psi	Tiempo Transcurrido (t) Min	log (RP)	Log (t)
74	203	1,866	2,307
250	246	2,398	2,391
880	303	2,944	2,481
1650	335	3,217	2,525
4800	376	3,681	2,575
14000	395	4,146	2,597

Tiempo de Fragua Inicial = 4:31

Tiempo de Fragua Final = 5:57

GRAFICO D12 – Tiempo Transcurrido vs. Resistencia a la penetración Diseño C4

Curva log-log de Resistencia a la Penetración vs. Tiempo Transcurrido

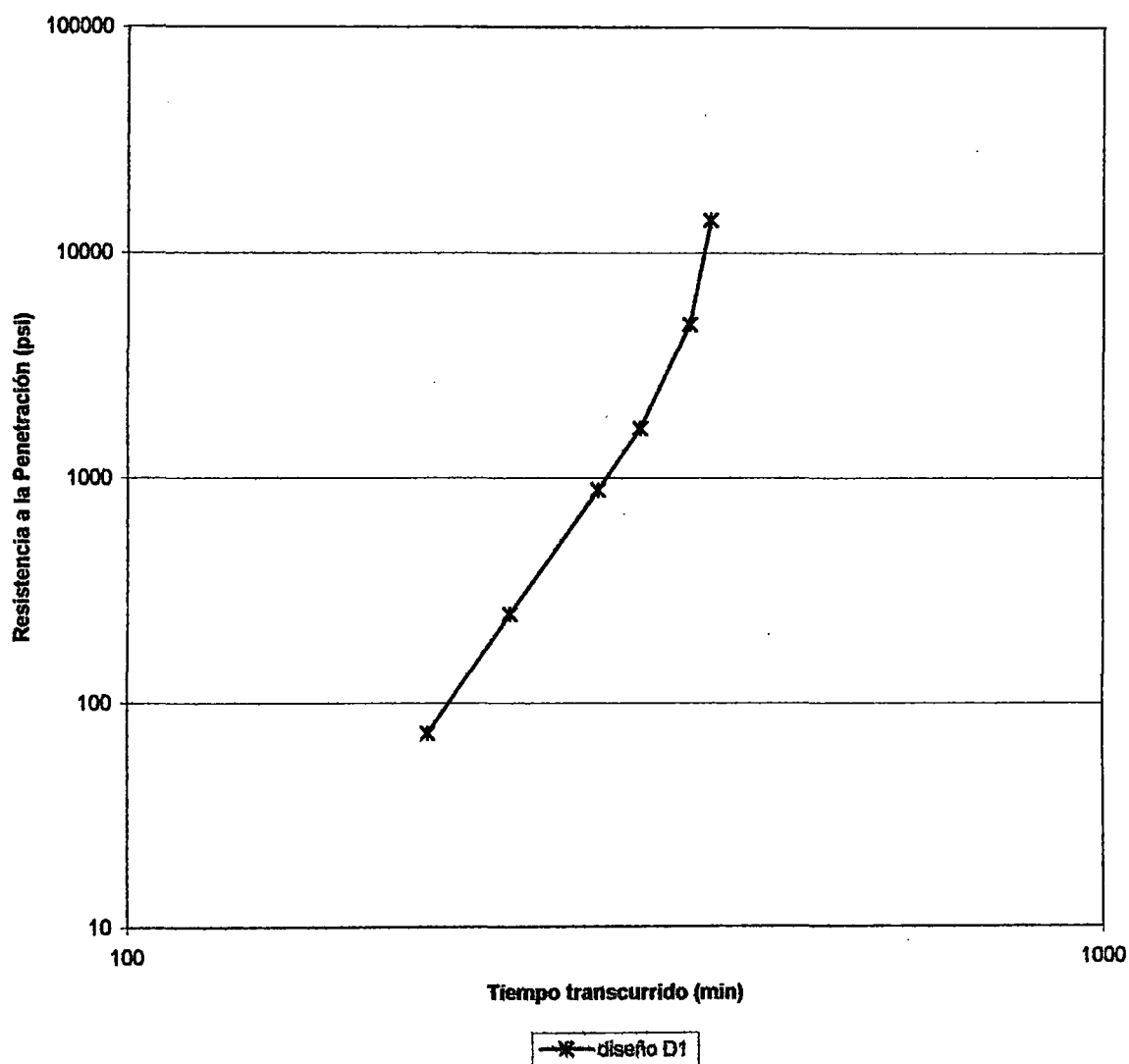


TIEMPO DE FRAGUA INICIAL = 2:07

TIEMPO DE FRAGUA FINAL = 2:52

GRAFICO D13 – Tiempo Transcurrido vs. Resistencia a la penetración Diseño D1

Curva log-log de Resistencia a la Penetración vs. Tiempo Transcurrido



TIEMPO DE FRAGUA INICIAL = 4:31

TIEMPO DE FRAGUA FINAL = 5:57

CUADRO D.14 – Tiempo vs. Resistencia a la Penetración – Diseño D2DISEÑO TIPO D2: $a/c = 0.60$ con cemento Andino tipo II

3% de aditivo

Resistencia a la penetración (RP) psi	Tiempo Transcurrido (t) Min	log (RP)	log (t)
100	174	2,000	2,241
320	214	2,505	2,330
1180	271	3,072	2,433
2450	303	3,389	2,481
7000	344	3,845	2,537
14800	363	4,170	2,560

Tiempo de Fragua Inicial = 3:49

Tiempo de Fragua Final = 5:13

CUADRO D.15 – Tiempo vs. Resistencia a la Penetración – Diseño D3 $a/c = 0.60$ con cemento Andino tipo II y 4% de aditivo

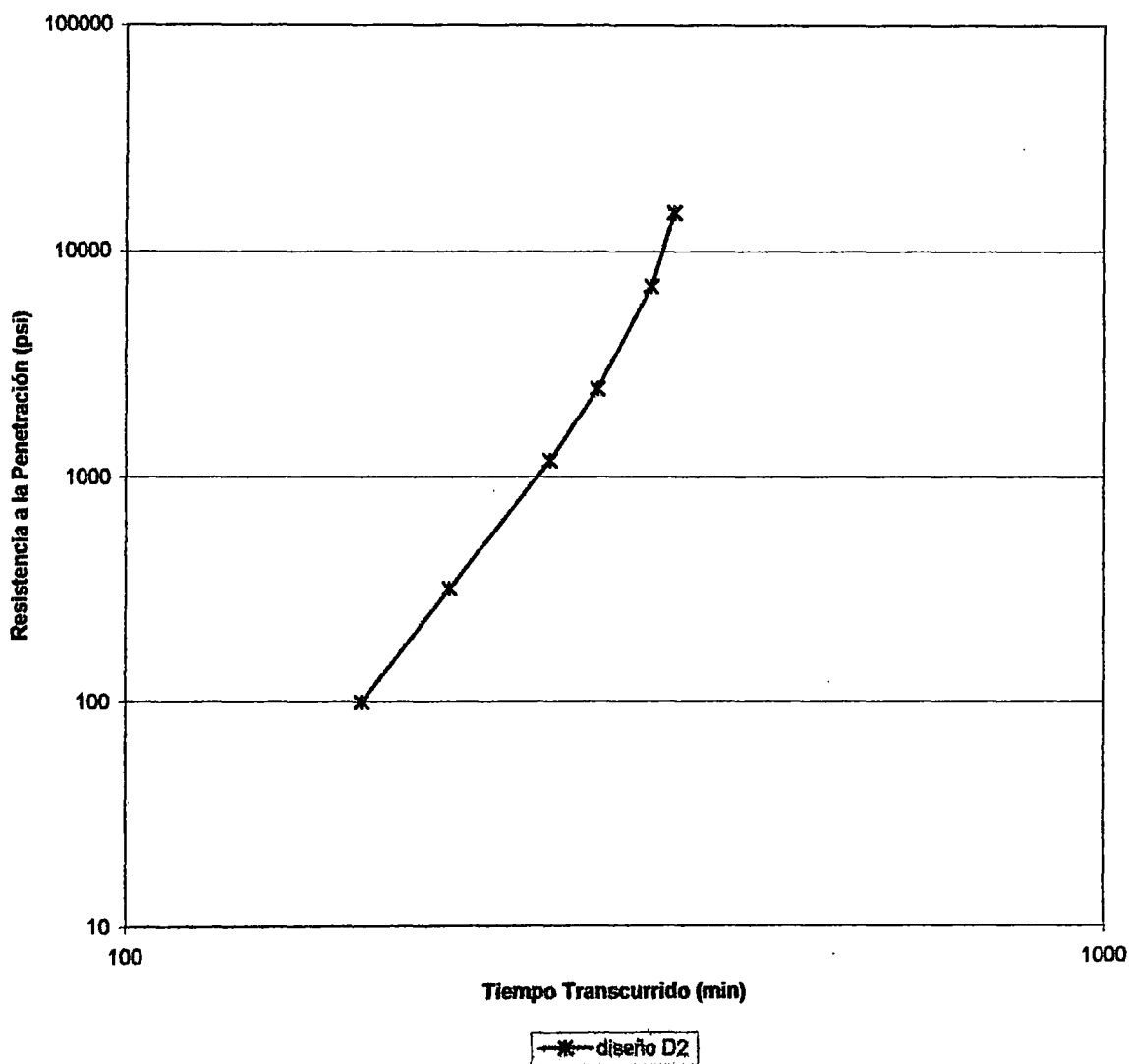
Resistencia a la penetración (RP) psi	Tiempo Transcurrido (t) min	log (RP)	log (t)
110	158	2,199	2,041
260	189	2,276	2,415
1100	245	2,389	3,041
2550	277	2,442	3,407
7200	318	2,502	3,857
14200	339	2,530	4,152

Tiempo de Fragua Inicial = 3:28

Tiempo de Fragua Final = 4:49

GRAFICO D14 – Tiempo Transcurrido vs. Resistencia a la penetración Diseño D2

Curva log-log de Resistencia a la Penetración vs. Tiempo Transcurrido

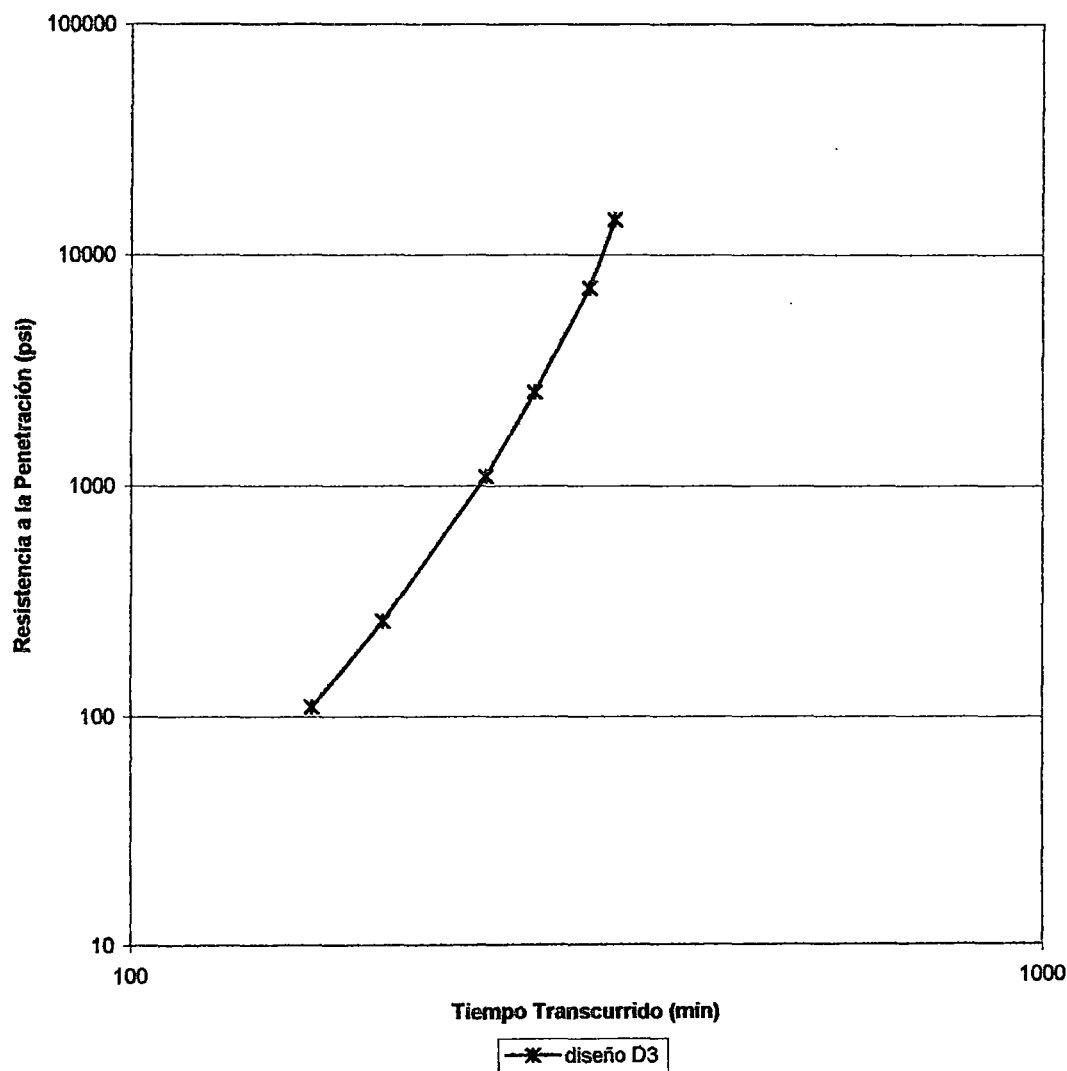


TIEMPO DE FRAGUA INICIAL = 3:49

TIEMPO DE FRAGUA FINAL = 5:13

GRAFICO D15 – Tiempo Transcurrido vs. Resistencia a la penetración Diseño D3

Curva log-log de Resistencia a la Penetración vs. Tiempo Transcurrido



TIEMPO DE FRAGUA INICIAL = 3:28

TIEMPO DE FRAGUA FINAL = 4:49

CUADRO D.16 – Tiempo vs. Resistencia a la Penetración – Diseño D4

a/c = 0.60 con cemento Andino tipo II y 5% de aditivo

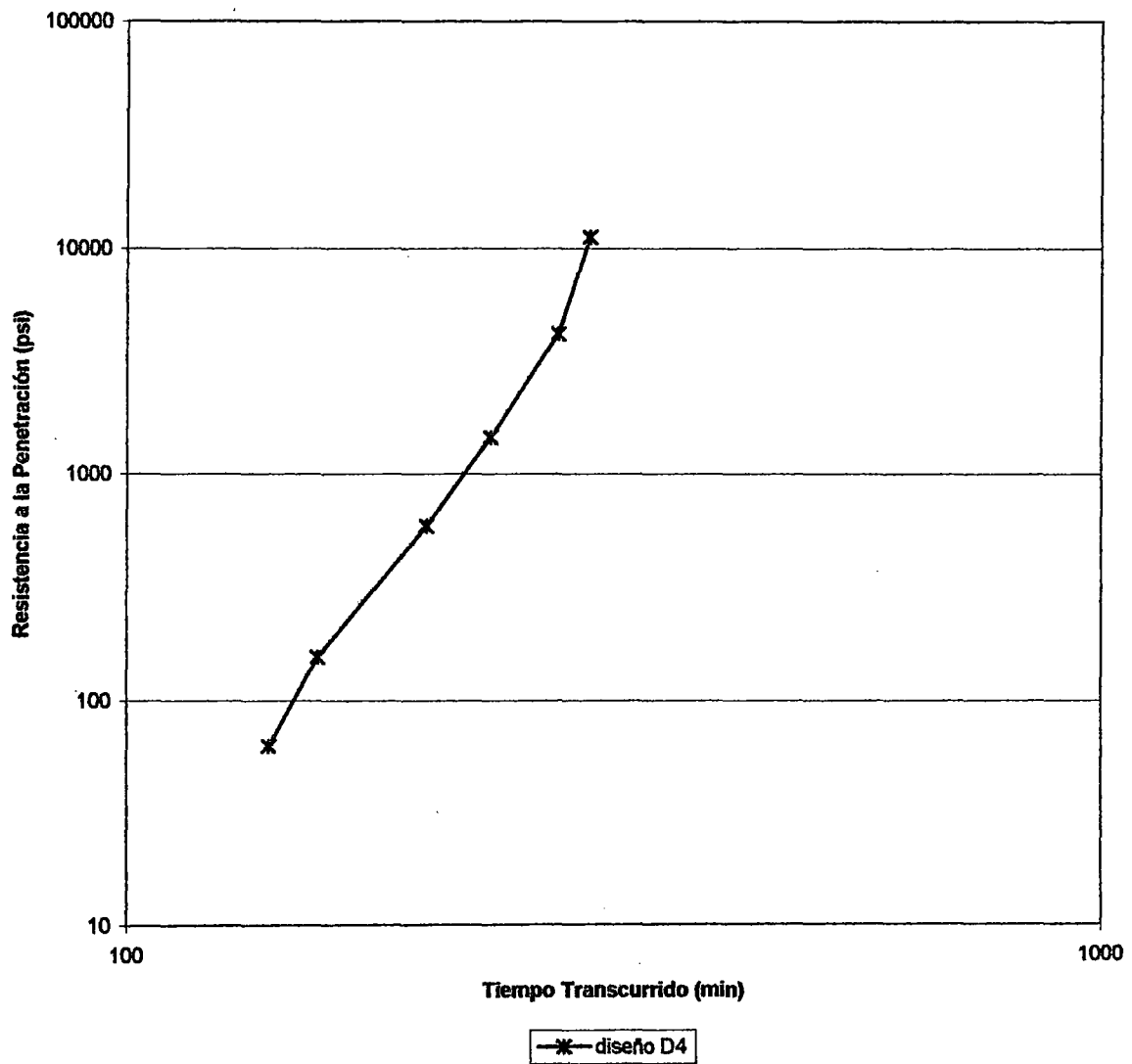
Resistencia a la penetración (RP) psi	Tiempo Transcurrido (t) Min	log (RP)	log (t)
63	140	1,799	2,146
156	157	2,193	2,196
592	203	2,772	2,307
1450	236	3,161	2,373
4200	277	3,623	2,442
11200	298	4,049	2,474

Tiempo de Fragua Inicial = 3:13

Tiempo de Fragua Final = 4:26

**GRAFICO D16 – Tiempo Transcurrido vs. Resistencia a la penetración
Diseño D4**

Curva log-log de Resistencia a la Penetración vs. Tiempo Transcurrido



TIEMPO DE FRAGUA INICIAL = 3:13

TIEMPO DE FRAGUA FINAL = 4:26

2. Determinación de la Resistencia a la Compresión:

**CUADRO D.17 – Resistencia a la compresión a la edad de 1 día –
Diseños A y B**

Diseño	diámetro cm	F kg.	f'c kg./cm ²	f'c prom. kg./cm ²	coeficiente de variación (%)
A1	15	31800	180	181	-0,60
	14,7	29900	176		-2,68
	14,9	32600	187		3,28
A2	14,7	32000	189	184	2,28
	14,8	31500	183		-0,67
	14,8	31200	181		-1,62
A3	14,9	33000	189	186	1,66
	14,7	32300	190		2,23
	14,9	31200	179		-3,89
A4	14,7	29400	173	174	-0,22
	14,8	30200	176		1,12
	14,9	30000	172		-0,90
B1	15	13200	75	75	-0,13
	14,9	13500	77		3,52
	14,9	12600	72		-3,39
B2	15	14300	81	81	-0,41
	14,8	13900	81		-0,57
	15	14500	82		0,98
B3	14,8	15200	88	87	1,34
	14,8	14900	87		-0,66
	14,85	15000	87		-0,67
B4	15	15500	88	87	0,63
	14,9	15400	88		1,33
	14,9	14900	85		-1,96

**CUADRO D.18 – Resistencia a la compresión a la edad de 1 día –
Diseños C y D**

Diseño	diámetro cm	F kg.	f'c kg./cm ²	f'c prom. kg./cm ²	coeficiente de variación (%)
C1	15	31500	178	173	2,83
	14,8	29600	172		-0,74
	14,8	29200	170		-2,09
C2	14,9	28400	163	166	-1,71
	14,8	28200	164		-1,08
	14,8	29300	170		2,78
C3	14,8	28800	167	173	-3,12
	14,9	30800	177		2,22
	14,9	30400	174		0,90
C4	14,8	33100	192	196	-1,66
	14,9	34200	196		0,25
	14,9	34600	198		1,42
D1	14,9	13200	76	76	-0,83
	14,8	13600	79		3,57
	14,7	12600	74		-2,74
D2	14,7	12800	75	73	2,68
	14,8	12600	73		-0,28
	14,9	12500	72		-2,40
D3	15	14600	83	81	1,95
	14,9	14000	80		-0,93
	14,8	13800	80		-1,02
D4	14,9	17900	103	100	2,23
	14,8	16800	98		-2,75
	14,9	17600	101		0,52

**CUADRO D.19 – Resistencia a la compresión a la edad de 3 días –
Diseños A y B**

Diseño	diámetro cm	F kg.	f'c kg./cm ²	f'c prom. kg./cm ²	coeficiente de variación (%)
A1	14,9	47700	274	266	2,87
	14,8	45200	263		-1,20
	14,9	45600	262		-1,66
A2	14,9	47900	275	275	-0,06
	14,8	46800	272		-1,03
	14,8	47800	278		1,09
A3	14,7	48000	283	283	0,02
	14,7	47300	279		-1,44
	14,9	50000	287		1,41
A4	14,9	52500	301	302	-0,26
	14,8	52100	303		0,32
	14,9	52600	302		-0,07
B1	14,9	25400	146	148	-1,67
	14,8	25300	147		-0,73
	14,8	26100	152		2,41
B2	14,8	24500	142	144	-1,16
	14,9	25200	145		0,30
	14,8	25000	145		0,86
B3	15	26000	147	148	-0,57
	14,9	25500	146		-1,17
	14,8	25900	151		1,74
B4	15	28000	158	156	1,54
	14,9	26800	154		-1,50
	14,9	27200	156		-0,03

**CUADRO D.20 – Resistencia a la compresión a la edad de 3 días –
Diseños C y D**

Diseño	diámetro cm	F kg.	f'c kg./cm ²	f'c prom. kg./cm ²	coeficiente de variación (%)
C1	14,8	46600	271	268	0,97
	14,8	44500	259		-3,58
	14,9	48000	275		2,61
C2	14,9	50600	290	286	1,58
	14,8	47600	277		-3,15
	14,9	50600	290		1,58
C3	15	51000	289	291	-0,73
	14,8	50500	294		0,97
	14,8	49900	290		-0,23
C4	14,9	52500	301	300	0,24
	14,9	54100	310		3,30
	15	51200	290		-3,54
D1	14,8	26200	152	148	2,72
	14,9	26200	150		1,35
	14,9	24800	142		-4,07
D2	15	31400	178	175	1,71
	14,9	30200	173		-0,86
	14,9	30200	173		-0,86
D3	14,8	30600	178	180	-1,27
	14,8	31600	184		1,95
	14,9	31200	179		-0,68
D4	14,8	27400	159	157	1,62
	14,8	27400	159		1,62
	15	26800	152		-3,24

**CUADRO D.21 – Resistencia a la compresión a la edad de 7 días –
Diseños A y B**

Diseño	diámetro cm	F kg.	f'c kg./cm ²	f'c prom. kg./cm ²	coeficiente de variación (%)
A1	14,9	57600	330	320	3,33
	14,9	55500	318		-0,43
	14,8	53400	310		-2,90
A2	14,9	55000	315	316	-0,07
	14,8	53000	308		-2,40
	14,9	56400	323		2,47
A3	14,9	58000	333	334	-0,34
	14,9	57600	330		-1,03
	14,9	59000	338		1,37
A4	15	63600	360	357	0,83
	14,9	62000	356		-0,39
	15	62800	355		-0,44
B1	14,9	34200	196	195	0,48
	15,1	34000	190		-2,73
	14,9	34800	200		2,25
B2	15	39000	221	222	-0,38
	14,9	40200	231		4,07
	14,9	37200	213		-3,69
B3	14,9	39600	227	220	3,14
	15	39000	221		0,23
	15	37600	213		-3,37
B4	14,9	35000	201	204	-1,41
	14,8	35300	205		0,79
	15	36200	205		0,62

**CUADRO D.22 – Resistencia a la compresión a la edad de 7 días –
Diseños C y D**

Diseño	diámetro cm	F kg.	f'c kg./cm ²	f'c prom. kg./cm ²	coeficiente de variación (%)
C1	14,9	53900	309	310	-0,20
	14,9	53800	309		-0,39
	14,8	53600	312		0,59
C2	14,8	56000	326	320	1,74
	14,9	55000	315		-1,41
	14,9	55600	319		-0,33
C3	14,9	60000	344	341	0,96
	14,8	58700	341		0,12
	14,8	58000	337		-1,08
C4	14,7	54100	319	327	-2,59
	14,9	57200	328		0,24
	14,9	58400	335		2,35
D1	14,8	32500	189	185	2,14
	14,8	32000	186		0,57
	15	31800	180		-2,71
D2	14,8	37400	217	211	2,81
	14,9	36100	207		-2,09
	15	37100	210		-0,72
D3	14,9	36200	208	210	-1,09
	14,9	37200	213		1,64
	14,9	36400	209		-0,55
D4	15	34000	192	200	-3,73
	14,9	36400	209		4,45
	14,9	34600	198		-0,72

**CUADRO D.23 – Resistencia a la compresión a la edad de 28 días –
Diseños A y B**

Diseño	diámetro cm	F kg.	f'c kg./cm ²	f'c prom. kg./cm ²	coeficiente de variación (%)
A1	14,95	66800	381	379	0,35
	15	68200	386		1,77
	15	65600	371		-2,11
A2	15	67000	379	388	-2,38
	14,9	66600	382		-1,65
	15	71400	404		4,03
A3	14,9	76400	438	439	-0,10
	14,9	76000	436		-0,62
	14,8	76000	442		0,72
A4	14,9	75500	433	424	2,05
	14,9	74200	426		0,29
	15,2	75200	414		-2,33
B1	15,1	46800	261	262	-0,13
	14,9	45700	262		0,16
	14,8	45000	262		-0,04
B2	14,8	45500	264	268	-1,26
	14,9	46800	268		0,20
	14,9	47200	271		1,06
B3	15,05	47700	268	267	0,36
	14,9	46800	268		0,46
	14,9	46200	265		-0,83
B4	14,95	50000	285	287	-0,81
	14,8	50200	292		1,62
	14,95	50000	285		-0,81

**CUADRO D.24 – Resistencia a la compresión a la edad de 28 días –
Diseños C y D**

Diseño	diámetro cm	F kg.	f'c kg./cm ²	f'c prom. kg./cm ²	coeficiente de variación (%)
C1	15	66000	373	372	0,29
	15,1	65200	364		-2,24
	14,9	66200	380		1,95
C2	15,1	72200	403	407	-1,01
	15	72000	407		0,03
	14,7	69800	411		0,98
C3	15	68400	387	387	0,02
	14,7	67000	395		2,01
	15,2	68800	379		-2,03
C4	14,9	73200	420	408	2,85
	15	73000	413		1,21
	15	69200	392		-4,06
D1	15,1	41800	233	236	-1,16
	15	42800	242		2,56
	14,9	40600	233		-1,40
D2	14,9	47000	270	262	2,93
	14,9	45800	263		0,30
	14,8	43600	253		-3,22
D3	15,1	46000	257	261	-1,48
	14,9	44400	255		-2,34
	14,9	47200	271		3,82
D4	14,7	48400	285	279	2,37
	14,9	47800	274		-1,60
	14,9	48200	276		-0,77

3. Ensayos exploratorios con 6% de aditivo a los 3 días de edad

**CUADRO D.25 – Resistencia a la compresión a la edad de 3 días –
Diseños A, B y C con 6% de aditivo**

Diseño	diámetro cm	F kg.	f'c kg./cm ²	f'c prom. kg./cm ²	coeficiente de variación (%)
A5	15	48500	274	279	-1,67
	14,6	46800	280		0,16
	14,9	49400	283		1,51
B5	14,8	25400	148	146	1,30
	14,9	25500	146		0,34
	14,6	24000	143		-1,64
C5	14,9	49800	286	288	-0,99
	15	50500	286		-0,93
	14,7	49900	294		1,93

4. Determinación de la Resistencia a la Flexión:

CUADRO C.26 – Momento resistente a la edad de 3 días – Diseños A y

B

Diseño	b cm	h cm	P kg	Mr MPa	Mr prom. MPa	coeficiente de variación (%)
A1	15,4	15,4	3150	38,81	38,82	-0,01
	15,5	15,3	3180	39,44		1,61
	15,4	15,3	3060	38,20		-1,59
A4	15,6	15,9	3605	41,13	41,14	-0,01
	15,6	15,4	3390	41,23		0,23
	15,5	15,3	3310	41,05		-0,21
B1	15,5	15,4	2000	24,48	24,96	-1,92
	15,8	15,3	2110	25,67		2,84
	15,7	15,3	2020	24,73		-0,92
B4	15,6	15,4	2175	26,45	26,27	0,69
	15,7	15,2	2100	26,05		-0,84
	15,5	16	2320	26,31		0,14

CUADRO C.27 – Momento resistente a la edad de 3 días – Diseños C y

D

Diseño	b cm	h cm	P kg	Mr MPa	Mr prom. MPa	coeficiente de variación (%)
B1	15,4	15,9	3060	35,4	36,88	-4,11
	15,5	15,5	3180	38,4		4,19
	15,6	15,4	3030	36,9		-0,08
B4	15,6	15,3	3460	42,6	41,97	1,59
	15,8	15,5	3485	41,3		-1,57
	15,6	15,4	3450	42,0		-0,02
D1	15,6	15,4	2100	25,5	24,33	4,97
	15,6	15,4	1900	23,1		-5,03
	15,5	15,9	2120	24,3		0,05
D4	15,6	15,4	2160	26,3	26,86	-2,19
	15,8	15,4	2230	26,8		-0,30
	15,5	15,3	2220	27,53		2,50

CUADRO C.28 – Momento resistente a la edad de 7 días – Diseños A y B

Diseño	b cm	h cm	P kg	Mr MPa	Mr prom. MPa	coeficiente de variación (%)
A1	15,7	15	3820	48,66	47,90	1,59
	15,7	15,1	3820	48,02		0,25
	15,7	15,4	3890	47,01		-1,85
A4	15,6	15,3	4280	52,74	52,09	1,25
	15,7	15,5	4310	51,42		-1,29
	15,4	15,6	4340	52,11		0,04
B1	15,5	15,5	2580	31,18	31,68	-1,60
	15,5	15,3	2620	32,49		2,56
	15,6	15,4	2580	31,38		-0,96
B4	15,4	16,2	2855	31,79	32,68	-2,74
	15,6	15,9	2870	32,75		0,19
	15,6	15,3	2720	33,52		2,55

CUADRO C.29 – Momento resistente a la edad de 7 días – Diseños C y D

Diseño	b cm	h cm	P kg	Mr MPa	Mr prom. MPa	coeficiente de variación (%)
B1	15,5	15,4	3520	43,1	42,68	0,96
	15,4	15,4	3430	42,3		-0,98
	15,4	15,5	3510	42,7		0,02
B4	15,5	15,5	4740	57,28	56,00	2,28
	15,6	15,3	4440	54,71		-2,30
	15,4	15,8	4785	56,01		0,02
D1	15,5	15,4	2280	27,91	28,13	-0,77
	15,7	16,3	2630	28,37		0,87
	15,6	15,4	2310	28,10		-0,11
D4	15,6	15,4	2720	33,08	31,51	4,98
	15,8	16,2	2810	30,50		-3,23
	15,8	15,3	2545	30,96		-1,75

CUADRO C.30 – Momento resistente a la edad de 28 días – Diseños A y B

Diseño	b cm	h cm	P kg	Mr MPa	Mr prom. MPa	coeficiente de variación (%)
A1	15,6	15,6	4730	56,07	55,13	1,70
	15,8	15,3	4400	53,53		-2,90
	15,5	15,2	4440	55,79		1,20
A4	15,7	15,5	5060	60,37	63,03	-4,22
	15,6	15,3	5080	62,60		-0,68
	15,7	15,3	5400	66,12		4,90
B1	15,5	15,6	2990	35,67	36,86	-3,22
	15,3	15,3	3020	37,94		2,95
	15,6	15,2	2960	36,96		0,27
B4	15,8	15,7	3960	45,76	47,78	-4,23
	15,8	15,3	4150	50,49		5,68
	15,8	15,3	3870	47,09		-1,45

CUADRO C.31 – Momento resistente a la edad de 28 días – Diseños C y D

Diseño	b cm	h cm	P kg	Mr MPa	Mr prom. MPa	coeficiente de variación (%)
B1	15,8	15,4	4560	54,76	55,02	-0,48
	15,7	15,8	4810	55,23		0,37
	15,6	15,3	4470	55,08		0,11
B4	15,8	15,3	5120	62,29	61,94	0,57
	15,6	15,3	5000	61,61		-0,53
	15,6	15,4	5090	61,91		-0,05
D1	15,7	15,3	3280	40,16	39,81	0,89
	15,6	15,4	3330	40,50		1,75
	15,6	15,6	3270	38,76		-2,63
D4	15,7	15,4	3700	44,72	46,17	-3,15
	15,7	15,4	3810	46,05		-0,27
	15,5	15,3	3850	47,75		3,42

ANEXO E: PANEL DE FOTOGRAFIAS

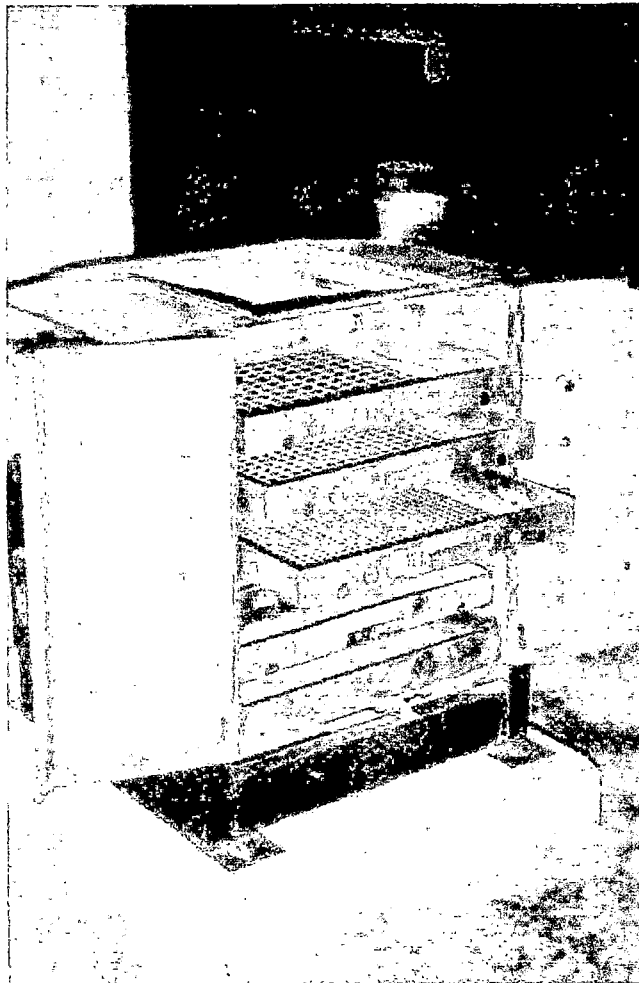


Foto N°1: Máquina de Sacudidas con mallas estándar para Agregado Grueso

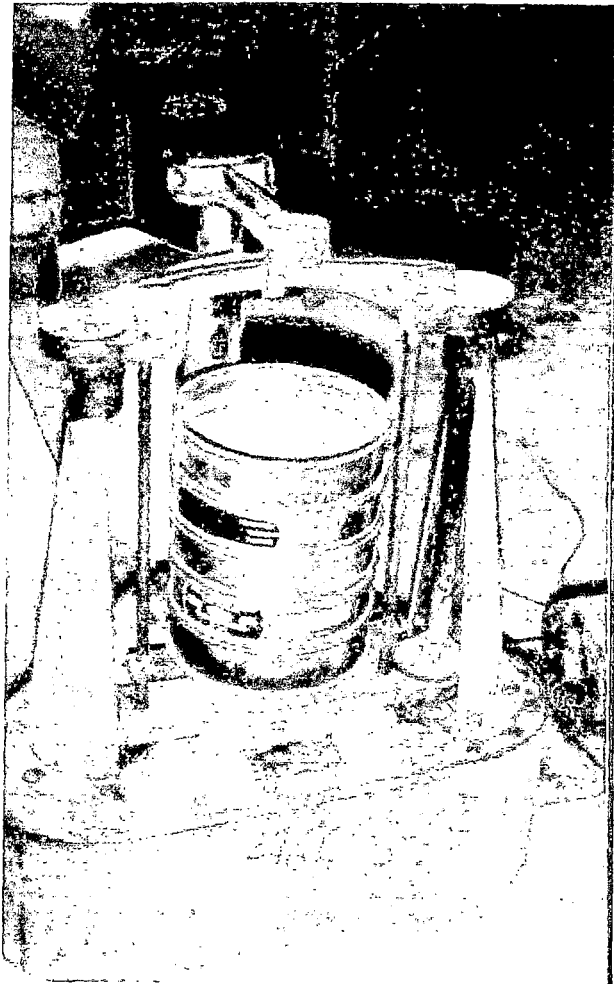


Foto N°2: Máquina de Sacudidas con mallas estándar para Agregado Fino

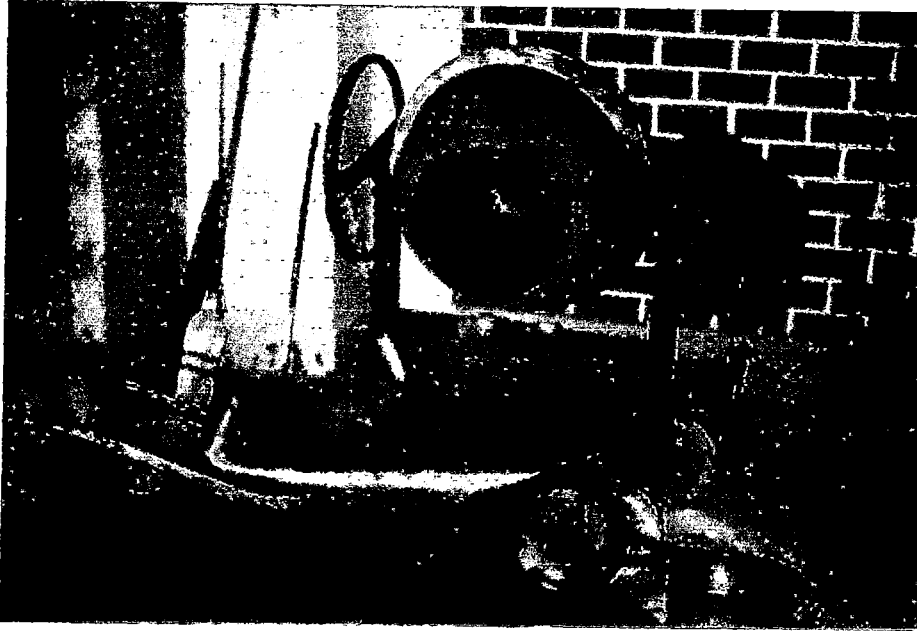


Foto N°3: Tanda de 54 kg. de Concreto Fresco



Foto N°4: Compactación de probetas de concreto fresco

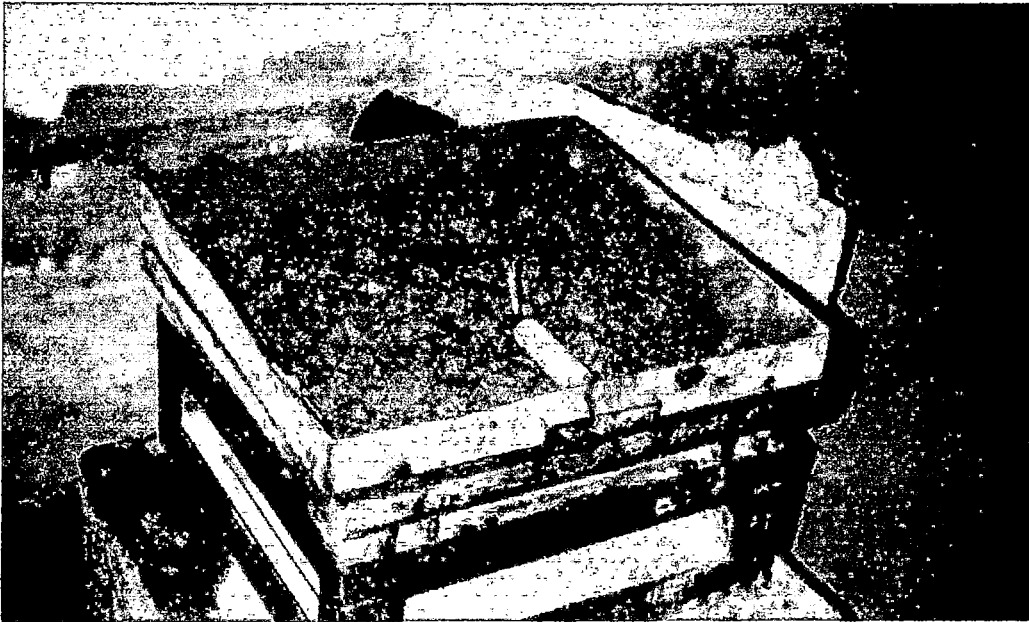


Foto N°5: Separación de pasta de cemento para ensayo de penetración

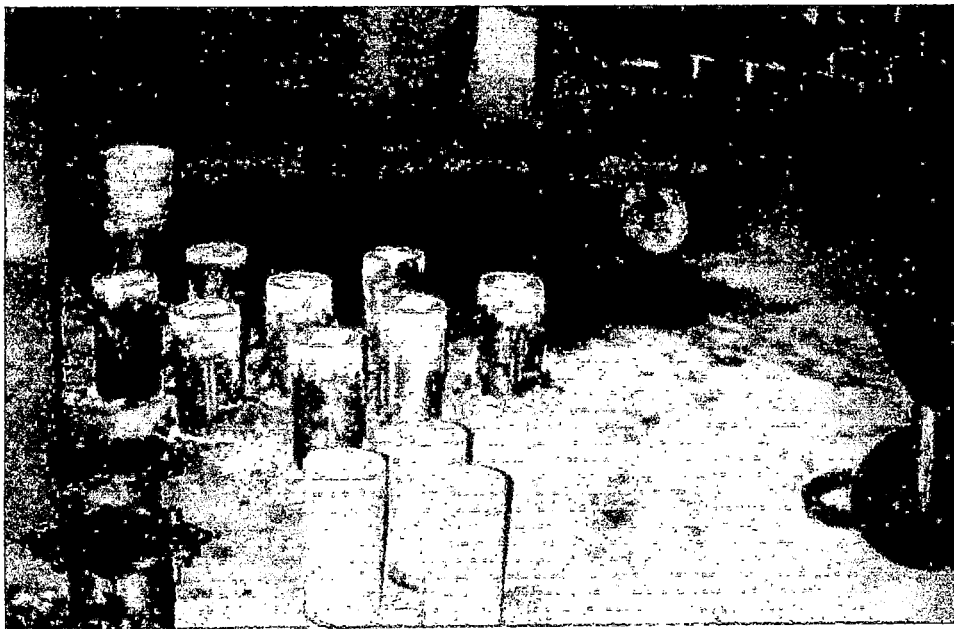


Foto N°6: Probetas Estándar de concreto



Foto N°7: Curado de probetas cilíndricas de concreto

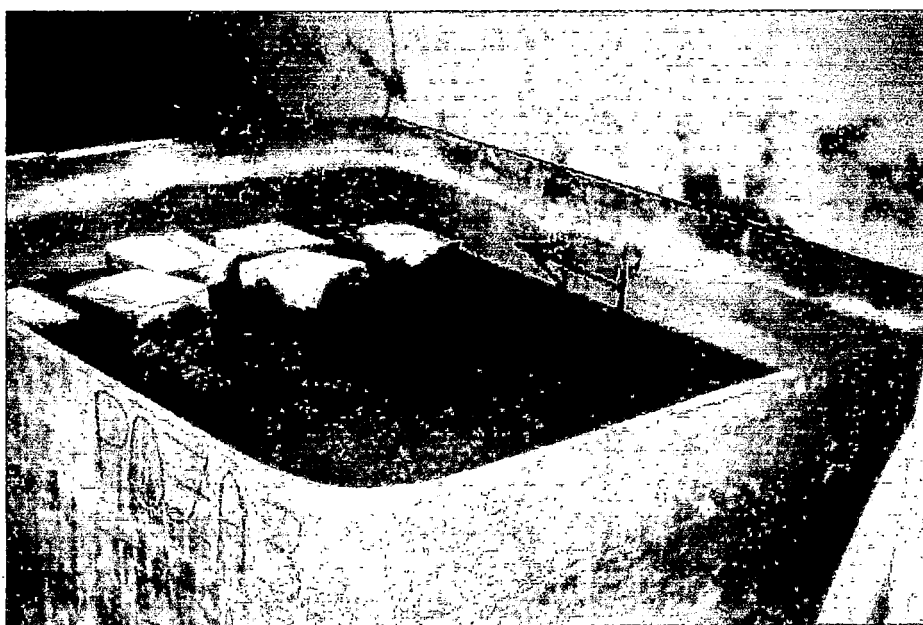


Foto N°8: Curado de viguetas de concreto

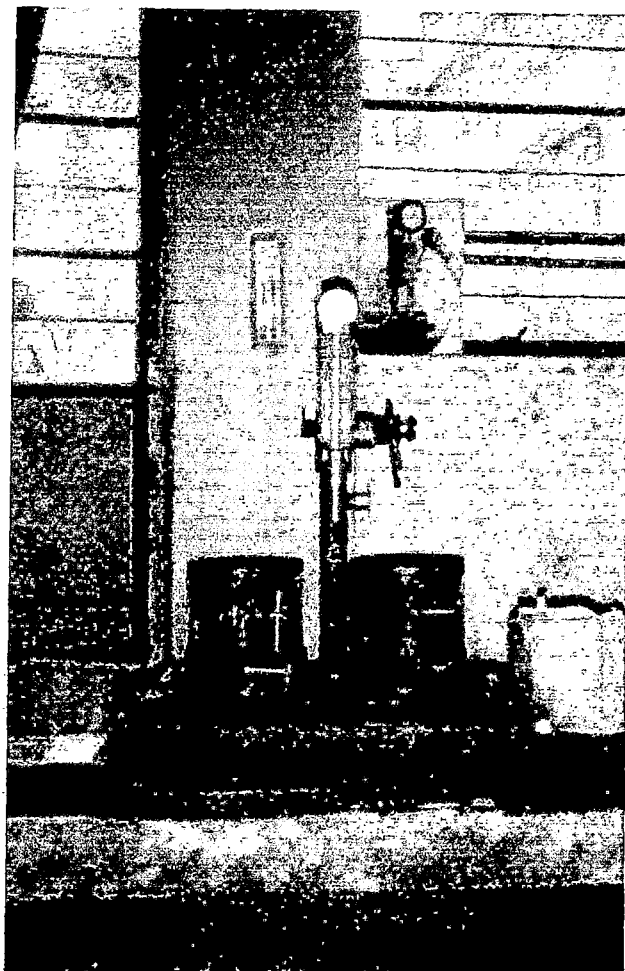


Foto N°9: Ensayo de penetración para determinar el tiempo de fragua del concreto

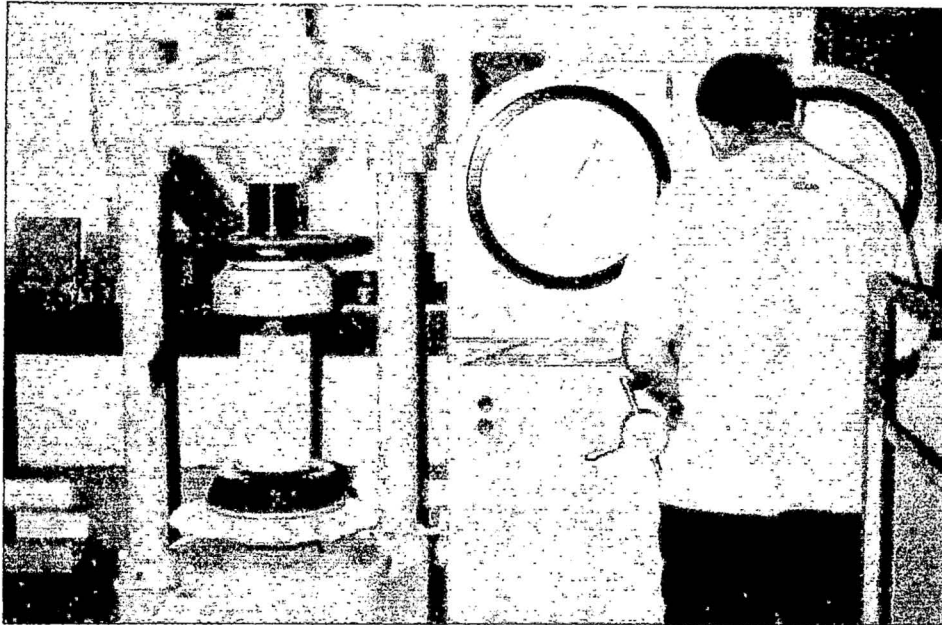


Foto N°10: Ensayo a la compresión de probetas cilíndricas

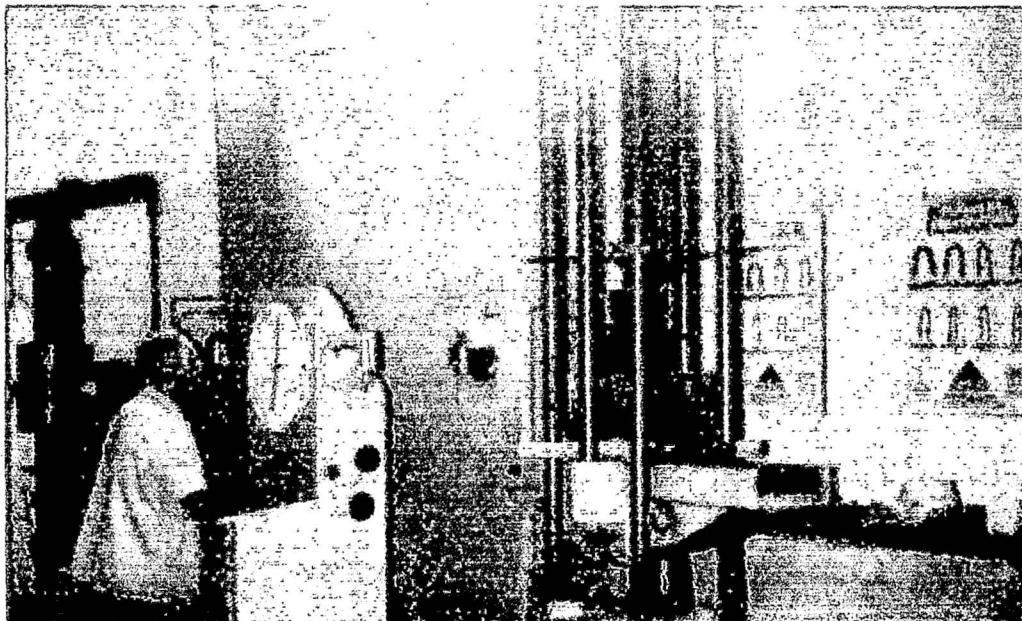


Foto N°11: Determinación del Momento Resistente de vigueta de concreto