



**Escola Tècnica Superior d'Enginyers
de Camins, Canals i Ports de Barcelona**

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

TESIS DE MÁSTER

Máster

Ingeniería Estructural y de la Construcción

Título

DETERMINACIÓN DEL TIEMPO DE CORTE ÓPTIMO PARA JUNTAS EN LOSAS DE
HORMIGÓN

Autor

Carlos Herrera Mesén

Tutores

Antonio Aguado de Cea
Pablo Pujadas Álvarez

Intensificación

Fecha

Enero 2014



**Escola Tècnica Superior d'Enginyers
de Camins, Canals i Ports de Barcelona**

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

TESIS DE MÁSTER

Máster

Ingeniería Estructural y de la Construcción

Título

DETERMINACIÓN DEL TIEMPO DE CORTE ÓPTIMO PARA JUNTAS EN LOSAS DE
HORMIGÓN

Autor

Carlos Herrera Mesen

Tutor

Antonio Aguado de Cea
Pablo Pujadas Álvarez

Intensificación

Fecha

Enero de 2014

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mis tutores Dr. Antonio Aguado y Dr. Pablo Pujadas por haberme mostrado el camino necesario para concluir este trabajo. Su apoyo, pedagogía y conocimiento fueron lo que necesitaba para lograr el objetivo.

Esta tesis está dedicada a mi familia, quienes son los más sacrificados y me han apoyado siempre en mis convicciones. En especial quiero dedicar este esfuerzo a mi tía Patricia quien me dio todo su apoyo y confianza, sin ella esto hubiera sido imposible.

Agradezco a Cristina que me acompañó en los malos y buenos momentos a lo largo del master y me dio las fuerzas para seguir adelante. A la familia Fernández Rubio por haberme dado ese calor familiar que tanto necesitaba y todo ese apoyo.

A las personas que me ayudaron cuando llegue a Barcelona, en especial a Elaine. Sin ella hubiera sido literalmente imposible mi llegada a este país.

Por ultimo dejo una de las frases de una de las personas más dignas de mi admiración: “Nadie llega a ninguna parte sin la ayuda de otra persona” Dr. Franklin Chang-Díaz, Primer costarricense en llegar al espacio.

RESUMEN

En esta tesina se evalúan temas de gran importancia en la ejecución de pavimentos rígidos como lo son: el de corte óptimo de juntas a cualquier temperatura y características, y el comportamiento durante la hidratación. Con esto se pretende contribuir con la ejecución de pavimentos en base a formulaciones y no en recomendaciones que pueden no funcionar en muchos casos.

Primeramente se evalúa la actualidad en el tema de juntas de pavimentos, el estado de conocimiento de estas y su desarrollo histórico a través de los años. Luego se realiza un análisis de la fisuración a tempranas edades y con esto los mecanismos que intervienen para que se de este proceso.

En dicho análisis se ha estimado que la normativa actual y las recomendaciones no toman en cuenta las variaciones climáticas y variables en la mezcla del hormigón para la evaluación del tiempo óptimo de corte. Para ello se ha ideado un método de evaluación tanto teórico como práctico con el fin de realizar una evaluación integral del tema.

En dicho análisis se ha observado que es posible relacionar fenómenos que le suceden al hormigón durante la etapa de reacción. Ello es debido a que la temperatura y las propiedades mecánicas evolucionan al mismo tiempo durante la hidratación. Si se enlazan ambos conceptos se tiene que al realizar una medición de temperatura es posible determinar la resistencia a compresión en cualquier instante de tiempo.

Mediante la evaluación de diferentes métodos que tratan de predecir la temperatura y la resistencia a compresión se determinó que el punto de enlace entre ellos es el grado de hidratación. Por lo tanto, se realizó un estudio integral de la evolución de la hidratación del hormigón durante el mezclado, a partir de ello se generó una ecuación capaz de reproducir la evolución de este fenómeno a todo instante de tiempo. Se validó una formulación que ha predicho correctamente el proceso de hidratación a tres diferentes temperaturas ambiente y a relaciones agua/cemento entre 0.35 y 0.8 para los tipos más comunes de conglomerado.

A partir de la ecuación que predice la hidratación a todo instante de tiempo es posible determinar en qué punto exacto de la reacción se puede afirmar que el hormigón ha iniciado su fraguado al igual para el instante de tiempo donde ha finalizado el proceso. Mediante la relación entre fraguado e hidratación se resuelve una ecuación capaz de predecir el instante donde el hormigón ha finalizado el proceso de fraguado.

Al afirmar que se tiene la finalización del fraguado esto implica que la pasta ha formado enlaces fuertes con el árido que son capaces de no ser rotos durante el aserrado de las juntas. Por lo tanto, se determina que el corte óptimo de juntas inicia en el punto donde finaliza el fraguado del material y culmina donde inicia la fisuración de la losa.

El problema que tiene el hormigón al fisurarse a edades tempranas es su durabilidad en distintos ambientes o bajo acciones externas, ya sean físicas o químicas. Es por este motivo por el que es necesario evitar cualquier tipo de fisuración a las edades en las que el hormigón es más vulnerable. Obtener el máximo rendimiento en un pavimento, más que cuestión de comodidad, es una necesidad.

Por una parte esto se consigue mediante el control de la fisuración al diseñar hormigones capaces de contrarrestar las cargas impuestas. Sin embargo, a edades más tempranas la mezcla apenas empieza a ganar resistencia, que le provee herramientas para contrarrestar los efectos de la retracción y expansión que tiene desde el inicio de la hidratación.

Actualmente existen métodos de control de la fisuración a edades tempranas, sin embargo, la mayoría son recomendaciones basadas en experiencias de trabajo. En esta tesina se plantean las bases para dar solución al corte de losas en las primeras horas posteriores al mezclado.

SUMMARY

In this work are evaluated topics of high importance due the execution of rigid pavement, in specific, the topic of the saw cutting of the joints at any temperature and characteristics of the concrete, and the behavior during the hydration is still a matter of investigation. With this the project pretends to create a road where is possible to evaluated topics of execution of pavements basing on formulation instead of empiric evaluation that probably don't work in a right way.

First, the actual state of the pavements joints is evaluated, the knowledge at this moment and their historic develop over the years. Then an integral study of the analysis on early crack behavior on slabs joints is done and with this the mechanism that are taking part of this process.

In this analysis is been estimated that the actual regulation and the recommendation on technical papers are not considering the different temperatures of curing and the mix variables to evaluate the optimal saw cutting time. Because of this, in this work a method of evaluation is been develop to provide a theoretical and practical solution.

In the analysis is been evaluated that is possible to relate singularities that happen on the concrete during the phase of reaction. This is because the evolution of temperature and the mechanical properties happened at the same time. Is possible to make a measure of temperature and determinate the strength at any given time.

During the evaluation of different methods that try to predict both phenomena is been consider the point that link them is the degree of hydration. Because of this, a integral study of the hydration evolution during the process of mixing is been done, with this an equation capable to predict the evolution of the internal hydration is been develop. The equation is been validated at different temperatures and at a range of 0.35 to 0.8 water/cement ratios to any kind of cement.

Consider the new equation that predict the hydration at any instant of time is possible to determinate the exact point during the reaction that the concrete has reach the initial and final on set time. With the connection between this two concepts is possible to solve an equation capable to predict the exact time where the concrete has reach the final on set time.

The equation is solving the final on set time of the concrete, this imply that the paste of concrete has creating the enough links with the aggregates that are capable to not break during the saw cutting of the joints. Therefore, this can be consider to be the initial period of time for saw cutting the joints and the end of this period is the creation of the first crack.

The main issue of this material is the durability against different environments or external actions that can be physical or chemical attacks. This is the motive to avoid any kind of crack at ages when the concrete is more vulnerable to that, the maximum performance of the pavements is more about a matter of comfort is becoming a need.

This problem can be solve basing by one side designing stronger concrete capable to take the normal loads. Whoever, at early age the mix is developing the evolution of mechanical properties including the evolution of strength due the hydration of the concrete.

At this time a lot of methods have been develop to control the early crack behavior, but, most of them are recommendations base on the work field experiences. Each one make the knowledge more width on the execution area, all of them give ideas to consider during the execution or provide better practice on the construction or even new materials to improve the performance.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN	1
1.1. Introducción	1
1.2. Objetivos.....	2
1.2.1. Objetivo general	2
1.2.2. Objetivos específicos	2
1.3. Metodología	4
CAPÍTULO 2 ESTADO DEL ARTE: JUNTAS EN LOS PAVIMENTOS.....	7
2.1. Introducción	7
2.2. Reseña Histórica.	7
2.3. Definición de Juntas.....	9
2.3.1. Fisuración en edades tempranas.	10
2.3.2. Tipos de mecanismos a edades posteriores.	14
2.4. Tipos de Juntas	15
2.5. Recomendaciones de ejecución.	18
2.6. Tiempo de corte de las juntas.	22
2.6.1. Concepto tiempo de finalización de fraguado.....	23
2.7. Conclusiones Parciales.....	23
CAPÍTULO 3 COMPORTAMIENTO DEL HORMIGÓN A EDADES TEMPRANAS	25
3.1. Introducción	25
3.2. Generación de Temperatura en el hormigón durante la hidratación.	26
3.2.1. Conceptos Generales	27
3.3. Calor de Hidratación	29
3.4. Grado de Hidratación del Hormigón	34
3.5. Modelado del Grado de Hidratación.	39
3.6. Modelado de Resistencia a la compresión.	43
3.6.1. Modelos de resistencia basados en el Método de la Madurez	44
3.6.2. Modelos de resistencia basados en el grado de hidratación.	45
3.7. Conclusiones Parciales.....	47
CAPÍTULO 4 MODELO PROPUESTO	49
4.1. Introducción	49
4.2. Modelo de Grado de hidratación.	49

4.2.1. Validación del modelo	51
4.2.2. Estudio Paramétrico de la temperatura.	57
4.3. Modelo de desarrollo de resistencia.	62
4.3.1. Validación del método.....	63
CAPÍTULO 5 TIEMPO DE CORTE ÓPTIMO DE LAS JUNTAS.....	71
5.1. Introducción.	71
5.2. Inicio y Final de Fraguado.....	73
5.3. Relación de la temperatura con el corte de juntas- <i>Aplicación in situ</i> -.....	77
5.3.1. Resultados.....	77
5.4. Aplicación practica.....	78
CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES	83
6.1. Introducción	83
6.2. Conclusiones de los métodos propuestos.....	83
6.2.1. Grado de Hidratación.....	83
6.2.2. Resistencia a la compresión.....	85
6.3. Conclusiones de los parámetros que afectan al calor de hidratación.....	85
6.4. Conclusiones en el corte de las Juntas.	86
6.5. Futuras líneas de investigación.	87
CAPÍTULO 7 REFERENCIAS	89
ANEJO I	95
AI.1. Introducción.	95
AI.2. Resultados Modelo Grado de Hidratación	95
AI.3. Resultados modelo de resistencia a la Compresión.....	103
AI.4. Notaciones y Símbolos	108

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Metodología seguida para resolución del planteamiento.	4
Figura 2.1 (a) Estado actual del pavimento de Bellafontaine en Ohio (b) Pavimento sin juntas (Jaramillo, 2012)	8
Figura 2.2. Mecanismo de fisuración a edades tempranas (Modificado de Gianni, 2008) (a) Pavimento recién ejecutado (b) Primera fisura.	10
Figura 2.3 Mecanismo del Asentamiento plástico (Instituto Mexicano del Concreto, 2002) (a) Mecanismo que genera la fisuración (b) Patrón de fisuración	12
Figura 2.4 Distribución de esfuerzos en la losa debidos a temperatura. (a) Situación Real (b) Representación lineal de curvatura (c) Representación no lineal de la carga. (Heath,1999).....	13
Figura 2.5 Dinámica de fisuración temprana de las losas (a) Esfuerzos de compresión producto de expansión (b) Esfuerzos de tracción producto de contracción (Modificado de TRB (1995).....	15
Figura 2.6 Distribución de los tipos de juntas.....	17
Figura 2.7.Fisuración en una losa sin juntas. (1) Transversal. (2) Longitudinal	18
Figura 2.8 Fisuración característica en elementos con formas irregulares. (Modificado de IECA, 2013).....	19
Figura 2.9 Distribución adecuada de juntas. (a) Juntas de contracción transversales. (b) Juntas de construcción. (c) Juntas Longitudinales de contracción. (d) Junta de Construcción. (IECA, 2013).....	19
Figura 2.10 Elementos pasadores comunes (a) Pasadores (b) Barras de atado (Aguado, 2010)	20
Figura 2.11 Distribución de esfuerzos en pavimentos recién colocados. (Modificado de Gianni, 2008)	21
Figura 2.12 Momento generado a partir de la restricción sin junta.(Modificado de Gianni,2008)	21
Figura 2.13 Tiempos de Corte óptimo.	22
Figura 2.14 Grado de endurecimiento óptimo de corte de junta. (a) Corte optimo (b) Corte temprano aun aceptable (c) Corte muy temprano (Modificado de Sánchez Acevedo, 2011)	22
Figura 3.1 Distribución del Capítulo.....	26
Figura 3.2 Evolución del calor durante la reacción del cemento con el agua.....	29
Figura 3.3 Modelo de elementos finitos. (a) Modelo en 3D muestra las caras a la intemperie y los cobertores en los laterales. (b) Corte en la zona media del modelo (Ballim, 2002)	31
Figura 3.4 Efecto del grosor de la muestra (Ballim, 2002) (a) Medición en el centro de la probeta (b) Medición en el fondo de la probeta (c) Medición a 50mm de la parte superior.....	31
Figura 3.5 Sistemas de intercambio de calor con el medio.	32
Figura 3.6 Efecto de las cenizas volantes en la generación de calor (Modificado de: Maekawa, 1995)	34
Figura 3.7 Etapas del grado de hidratación. (Modificado de Schindler, 2005).....	34
Figura 3.8 Método de la Madurez para temperatura (Crespo, 2010).	36
Figura 3.9 Comparación de métodos según relación de agua/cemento	38
Figura 3.10 Influencia de Parámetros en la curva. (a) Influencia del tiempo característico τ (b) Influencia del parámetro de pendiente de la gráfica β .(Crespo,2010)	40
Figura 3.11 Variación de la curva del grado de hidratación para un valor de $\lambda_1 = 0.9$ (Modificado de Crespo, 2010) (a) Variación del parámetro t_i (b) Variación del parámetro c_1	42
Figura 3.12 Influencia en la variación de parámetros en la curva de hidratación.(Modificado de Crespo,2010)	42
Figura 3.13 Métodos para la modelación de la resistencia.	43
Figura 3.14 Hidratación del cemento portland (De Schutter, 2002) modificado por Crespo (2010)	46
Figura 3.15 Efecto del agua/cemento en la resistencia a compresión. (De Schutter, 2002)	46
Figura 4.1 Representación física del punto c en el grado de hidratación, variando el valor de p.	50
Figura 4.2 Representación gráfica de los efectos de los parámetros (a) Variación de k (b) Variación de $t_{37\%}$	51
Figura 4.3 Grados de hidratación del cemento tipo I a distintas temperaturas de curado (Lerch and Ford, 1948) (a) 4°C (b) 24°C (c) 40°C	52

Figura 4.4 Grados de hidratación del cemento tipo II a distintas temperaturas ambiente (Lerch and Ford, 1948) (a) 4°C (b) 24°C (c) 40°C	53
Figura 4.5 Grados de hidratación del cemento tipo III a distintas temperaturas ambiente (Lerch and Ford, 1948) (a) 4°C (b) 24°C (c) 40°C	54
Figura 4.6 Grados de hidratación del cemento tipo IV a distintas temperaturas ambiente (Lerch and Ford, 1948) (a) 4°C (b) 24°C (c) 40°C	55
Figura 4.7 Grados de hidratación del cemento tipo I con distintas relaciones agua/cemento. Datos experimentales de Taplin (1969) (a) 0.157 (b) 0.25 (c) 0.35	55
Figura 4.8 Grados de hidratación del cemento tipo I a distintas relaciones agua/cemento. Datos experimentales de Taplin (1969) (a) 0.50 (b) 0.65 (c) 0.80	56
Figura 4.10. Aumento de temperatura en la mezcla en el cemento tipo I con distintas temperaturas ambiente. (a) Periodo de 1500 horas. (b) Periodo de 100 horas.	57
Figura 4.11 Aumento de temperatura en la mezcla en el cemento tipo I con distintas cantidades de cemento en la mezcla. (a) Periodo de 1500 horas. (b) Periodo de 100 horas.	58
Figura 4.12 Aumento de temperatura según contenido de cemento tipo I.....	58
Figura 4.13 Aumento de temperatura durante la reacción según la relación agua/ cemento. . (a) Periodo de 1500 horas. (b) Periodo de 100 horas.....	59
Figura 4.14 Efecto del aumento de la relación del agua/cemento en el aumento de la temperatura en la reacción.	59
Figura 4.15 Aumento de temperatura en condiciones adiabáticas según tipo de cemento. (a) Periodo de 1500 horas. (b) Periodo de 200 horas.....	60
Figura 4.16 Aumento de temperatura en la superficie de una muestra en condiciones semi adiabáticas.....	61
Figura 4.17 Resistencia a Compresión de una muestra de Cemento Tipo I con una Relación a/c: 0.41. Wade (2006) (a) 12.5°C (b) 21.5 (c) 32.5 °C	64
Figura 4.18 Resultados experimentales vrs curva de ajuste del método de madurez. (Modificado de Nurse (1949) tomado de Wade (2006)).....	65
Figura 4.19. Resistencia a Compresión de una muestra de Cemento Tipo I con una Relación a/c: 0.44. (a) 12.5°C (b) 21.5 (c) 32.5 °C	65
Figura 4.20 Resistencia a Compresión de una muestra de Cemento Tipo I con una Relación a/c: 0.48. (a) 12.5°C (b) 21.5 (c) 32.5 °C	66
Figura 4.21 Resistencia a Compresión de una muestra de Cemento Tipo I/II (a) 8°C (b) 23 (c) 40 °C.....	67
Figura 4.22 Resistencia a Compresión de una muestra de Cemento Tipo I/II (a) 8°C (b) 23 (c) 40 °C.....	67
Figura 4.23 Resistencia a Compresión de una muestra de Cemento Tipo III con una Relación a/c: 0.44. (a) 12.5°C (b) 21.5 (c) 32.5 °C	68
Figura 5.1 Formación de enlace alrededor del agregado. (Monteiro, 2003).....	71
Figura 5.2 Termopar midiendo la temperatura del hormigón (Heath, 1999).....	72
Figura 5.3 Tiempo de inicio y final de fragua para tres tipos de cemento.	74
Figura 5.4 Inicio y final de fraguado para cemento tipo I, II y III según época del año.....	76
Figura 5.7 Resultados del Caso Practico. (a) Relación entre la temperatura y resistencia (b) Relación entre Temperatura y Grado de Hidratación (c) Resistencia vrs .grado de hidratación	78
Figura 5.8 Variación de resultados dependiendo de la relación agua/cemento. (a) Variación del tiempo de corte según la relación agua/cemento (b) Variación del grado de hidratación en el momento de corte según la relación agua/cemento.	79
Figura 5.9 Variación de resultados dependiendo de la relación agua/cemento.	80
Figura 5.10 (a) Variación del tiempo de corte según la temperatura de curado (b) Variación de la temperatura en el momento de corte según temperatura de curado.	80
Figura 5.11 Aumento de la temperatura en el momento de corte para el caso expuesto según la cantidad de cemento.	81
Figura 5.12 (a) Variación del tiempo de corte según tipo de cemento. (b) Variación de la temperatura en el momento de corte. (c) Variación de la resistencia en el momento de corte.	82

Figura AI.1 Error en los resultados Experimentales a 4°C Cemento Tipo I. Referente a Tabla AI.1.....	96
Figura AI.2 Error en los resultados Experimentales a 24°C Cemento Tipo I. Referente a Tabla AI.2.....	96
Figura AI. 3 Error en los resultados Experimentales a 40°C Cemento Tipo I. Referente a Tabla AI.3.....	97
Figura AI.4 Error en los resultados Experimentales a 4°C Cemento Tipo II. Referente a Tabla AI.4.....	97
Figura AI.5 Error en los resultados Experimentales a 24°C Cemento Tipo II. Referente a Tabla AI.5.....	98
Figura AI.6 Error en los resultados Experimentales a 40°C Cemento Tipo II. Referente a Tabla AI.6.....	98
Figura AI.7 Error en los resultados Experimentales a 4°C Cemento Tipo III. Referente a Tabla AI.7.....	99
Figura AI.8 Error en los resultados Experimentales a 24°C Cemento Tipo III. Referente a Tabla AI.8.....	99
Figura AI 9 Error en los resultados Experimentales a 4°C Cemento Tipo III. Referente a Tabla AI.9.....	100
Figura AI.10 Error en los resultados Experimentales a 4°C Cemento Tipo IV. Referente a Tabla AI.10	100
Figura AI.11 Error en los resultados Experimentales a 24°C Cemento Tipo IV. Referente a Tabla AI.11	101
Figura AI.12 Error en los resultados Experimentales a 40°C Cemento Tipo IV. Referente a Tabla AI.12	101

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Recomendaciones de espaciamiento entre juntas de contracción (ACI,2002).....	15
Tabla 2.2 Tipos de Juntas (Aguado, 2010)	17
Tabla 2.3 Dimensiones recomendables y máximas de las losas de un pavimento (ACI 207-2R, 2002).....	18
Tabla 2.4 Características de los pasadores y barras de atado (Aguado, 2010).....	20
Tabla 3.1 Características de los cementos y sus componentes. (Neville, 1999).....	30
Tabla 3.2 Mecanismos de transferencia de calor.	33
Tabla 3.3 Etapas de evolución del grado de hidratación y sus características. (Basado en Schindler, 2005).....	35
Tabla 3.4 Formulaciones propuestas para la Energía de activación.	37
Tabla 3.5 Efectos de los parámetros en el grado de hidratación de Schindler (2005) (Modificado de Schindler, 2005) .	41
Tabla 3.6 Resumen de métodos de grado de hidratación.	43
Tabla 3.7 Resumen de métodos de predicción de propiedades mecánicas.	47
Tabla 4.1 Valores de t_c , p y k para los tipos de cemento.	51
Tabla 4.2 Composición del Cemento del cemento estudiado.	52
Tabla 4.3 Parámetros obtenidos con las ecuaciones de Schindler (2005).....	52
Tabla 4.4 Tiempo que tarda el tipo de cemento en alcanzar la mitad de su resistencia.	62
Tabla 5.1 Temperaturas medias mensuales de la ciudad de Barcelona (Organización Meteorológica Mundial, 2014)..	74
Tabla 5.2 Comparación entre resultados experimentales y propuestos.	75
Tabla 5.3 Tiempos de fraguado inicial y final a 4°C-13°C.....	75
Tabla 5.4 Tiempos de fraguado inicial y final a 32°C-41°C.....	76
Tabla 5.5 Propiedades del hormigón en estudio.	78
Tabla Al.1 Datos experimentales a 4°C Cemento Tipo I (Lerch and Ford ,1948). Referente a la: Figura 4.3	95
Tabla Al.2 Datos experimentales a 24°C Cemento Tipo I (Lerch and Ford ,1948). Referente a la: Figura 4.3.....	96
Tabla Al.3 Datos experimentales a 40°C Cemento Tipo I (Lerch and Ford ,1948). Referente a la: Figura 4.3.....	96
Tabla Al.4 Datos experimentales a 4°C Cemento Tipo II (Lerch and Ford ,1948).Referente a la: Figura 4.4.....	97
Tabla Al.5 Datos experimentales a 24°C Cemento Tipo II (Lerch and Ford ,1948).Referente a la: Figura 4.4.....	97
Tabla Al.6 Datos experimentales a 40°C Cemento Tipo II (Lerch and Ford ,1948).Referente a la: Figura 4.4.....	98
Tabla Al.7 Datos experimentales a 4°C Cemento Tipo III (Lerch and Ford ,1948).Referente a la: Figura 4.5.....	98
Tabla Al.8 Datos experimentales a 24°C Cemento Tipo III (Lerch and Ford ,1948).Referente a la: Figura 4.5.....	99
Tabla Al.9 Datos experimentales a 40°C Cemento Tipo III (Lerch and Ford ,1948).Referente a la: Figura 4.5.....	99
Tabla Al.10 Datos experimentales a 4°C Cemento Tipo IV (Lerch and Ford ,1948).Referente a la: Figura 4.6	100
Tabla Al.11 Datos experimentales a 24°C Cemento Tipo IV (Lerch and Ford ,1948).Referente a la: Figura 4.6	100
Tabla Al.12 Datos experimentales a 40°C Cemento Tipo IV (Lerch and Ford ,1948) Referente a la Figura 4.6.....	101
Tabla Al.13 Datos experimentales Predichos con a/c: 0.157 Cemento Tipo I (Taplin ,1969).Referente a la: Figura 4.7	101
Tabla Al.14 Datos experimentales Predichos con a/c: 0.25 Cemento Tipo I (Taplin ,1969).Referente a la: Figura 4.7.	102
Tabla Al.15 Datos experimentales Predichos con a/c: 0.35 Cemento Tipo I (Taplin ,1969).Referente a la: Figura 4.7.	102
Tabla Al.16 Datos experimentales Predichos con a/c: 0.5 Cemento Tipo I (Taplin ,1969).Referente a la: Figura 4.8...	102
Tabla Al.17 Datos experimentales Predichos con a/c: 0.65 Cemento Tipo I (Taplin ,1969).Referente a la: Figura 4.8.	102
Tabla Al.18 Datos experimentales Predichos con a/c: 0.8 Cemento Tipo I (Taplin ,1969).Referente a la: Figura 4.8...	103
Tabla Al.19 Datos experimentales a 12.5°C Cemento Tipo I (Wade (2006)).Referente a la Figura 4.16.....	103
Tabla Al.20 Datos experimentales a 21.1°C Cemento Tipo I (Wade (2006)).Referente a la Figura 4.16.....	103
Tabla Al.21 Datos experimentales a 35°C Cemento Tipo I (Wade (2006)).Referente a la Figura 4.16.....	104
Tabla Al.22 Datos experimentales a 4°C Cemento Tipo I (Wade (2006)).Referente a la Figura 4.18.....	104
Tabla Al.23 Datos experimentales a 21,2°C Cemento Tipo I (Wade (2006)).Referente a la Figura 4.18.....	104
Tabla Al.24 Datos experimentales a 35°C Cemento Tipo I (Wade (2006)).Referente a la Figura 4.18	104
Tabla Al.25 Datos experimentales a 12,5°C Cemento Tipo I (Wade (2006)).Referente a la Figura 4.19.....	105

Tabla Al.26 Datos experimentales a 21,2°C Cemento Tipo I (Wade (2006)).Referente a la Figura 4.19	105
Tabla Al.27 Datos experimentales a 35 °C Cemento Tipo I (Wade (2006)).Referente a la Figura 4.19	105
Tabla Al.28 Datos experimentales a 8 °C Cemento Tipo I/II (Schindler (2005)).Referente a la Figura 4.20	105
Tabla Al.29 Datos experimentales a 23 °C Cemento Tipo I/II Schindler (2005).Referente a la Figura 4.20	106
Tabla Al.30 Datos experimentales a 40°C Cemento Tipo I/II Schindler (2005).Referente a la Figura 4.20	106
Tabla Al.31 Datos experimentales a 8°C Cemento Tipo I/II Schindler (2005).Referente a la Figura 4.21	106
Tabla Al.32 Datos experimentales a 23°C Cemento Tipo I/II Schindler (2005).Referente a la Figura 4.21	107
Tabla Al.33 Datos experimentales a 40°C Cemento Tipo I/II Schindler (2005).Referente a la Figura 4.21	107
Tabla Al.34 Datos experimentales a 4°C Cemento Tipo III Wade (2006).Referente a la Figura 4.22	107
Tabla Al.35 Datos experimentales a 21.5°C Cemento Tipo III Wade (2006).Referente a la Figura 4.22	107
Tabla Al.36 Datos experimentales a 35°C Cemento Tipo III Wade (2006).Referente a la Figura 4.22	108

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1. Introducción

Las juntas en los pavimentos de hormigón forman parte de un conglomerado de sistemas de control que protegen al hormigón de la fisuración. Las juntas se definen como una serie de fisuras artificiales que se ejecutan en el pavimento recién colocado para evitar una fisuración descontrolada y que afecte la durabilidad de la estructura.

La incorporación de juntas a los pavimentos modifica el comportamiento mecánico en la estructura del mismo, especialmente cuando se trata del control de fisuración a tempranas edades. Una vez el hormigón ha sido colocado se generan una serie de mecanismos que, si no se realiza el control mediante el aserrado de juntas, iniciara la fisuración a muy corta edad del pavimento. Por otro lado, de realizar un corte muy temprano se presentará un arrastre del árido al no haber creado una capa consistente que lo enlace con la pasta del hormigón.

En este sentido se genera un rango apropiado del corte, que en esta tesina se logra simplificar mediante dos conceptos: la consistencia adecuada para el aserrado y el inicio de la fisuración. El primero se asociará con la finalización del fraguado del hormigón, donde se asegura tener una consistencia que permitirá realizar un corte limpio y sin desfragmentación del borde de la junta. El segundo se refiere a la fisuración a temprana edad que se evalúa teóricamente, en este intervienen los fenómenos de retracción plástica, cambios de volumen por temperatura y asentamiento plástico.

La aparición de una fisura en el pavimento permitirá que se presente una pronta propagación y por ende una reducción en su vida útil. Su rendimiento no será comparable con un pavimento ejecutado correctamente, es decir, con un corte dentro del rango de tiempo óptimo permitirá un ahorro de recursos en temas de reparaciones e intervenciones posteriores.

Es por ello que en este trabajo se ha desarrollado un método que evalúa el corte óptimo mediante el grado de hidratación de hormigón. Se ha validado una ecuación que logra predecir lo que sucede a lo

interno de la mezcla, y con ella se predice el tiempo donde finaliza el fraguado. Además, se logra validar otra ecuación capaz de reproducir la resistencia a compresión para tres tipos de hormigón.

Esta tesina será de utilidad al evaluar no solo el tiempo óptimo de corte de fragua de hormigón, al dar una ecuación válida para el grado de hidratación esta puede ser utilizado para otros ámbitos. Además, se formula una relación capaz de evaluar la resistencia de compresión durante la hidratación hasta los 28 días. Este proyecto pretende ser un complemento tanto de pavimentos, grado de hidratación, desarrollo de temperatura y desarrollo de resistencia.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

Actualmente el tiempo de corte de juntas se presenta en las normativas como recomendación, por ejemplo la PG-3(2011) indica periodos previos de las 24 horas. Ninguna de la bibliografía o normativa indica una formulación específica ni parámetros específicos a tomar en cuenta para el cálculo del corte óptimo. Schindler (2003) define el corte de juntas como el tiempo del fraguado, sin embargo, no se hacen más indicaciones que pretendan solucionar la base empírica existente. Esta tesina de master pretende incidir en terminar con la base empírica e iniciar a definir una formulación que resuelva la ambigüedad actual.

1.2.2. Objetivos específicos

Para alcanzar el objetivo principal se llevaron a cabo una serie de objetivos específicos que se desglosan a continuación:

Recopilación de Bibliografía

- Determinación de la función fundamental de las juntas.
- Estudiar el proceso histórico de investigación de las juntas.
- Evaluar los mecanismos de fisuración a edades tempranas de las juntas.
- Evaluar los mecanismos internos de fisuración a edades posteriores.
- Determinar un rango de tiempo para el corte de las juntas.
- Recopilación de recomendaciones constructivas en la ejecución de juntas.

Estudio de la temperatura en el hormigón

- Determinar que parámetros influyen en el aumento de temperatura durante la reacción..
- Determinar el peso de cada parámetro en la ecuación de temperatura.
- Evaluar el proceso de pérdida de temperatura posterior a la reacción del hormigón en losas de hormigón.
- Proponer una simplificación en la ecuación de intercambio de temperatura con el ambiente.

Estudio de la Hidratación del hormigón

- Recopilar ecuaciones existentes que predicen la evolución de la hidratación.
- Realizar un estudio paramétrico de cada una de estas ecuaciones, y evaluar la influencia de cada parámetro.
- Estudiar la formulación que evalué el grado último de hidratación y como se incorpora en las formulaciones existentes.
- Proponer una ecuación que simule la evolución de la hidratación del hormigón durante la reacción.
- Validar la ecuación propuesta a diferentes temperaturas.
- Validar la ecuación para diferentes relaciones agua/cemento.
- Comparar la ecuación propuesta con alguno de los métodos actuales y obtener conclusiones al respecto.

Estudio del desarrollo de la Resistencia a la Compresión en el hormigón

- Recopilar formulaciones existentes del desarrollo de la resistencia a compresión del hormigón.
- Determinar cómo utilizar la propiedad de la resistencia a compresión para calcular las diferentes propiedades mecánicas.
- Proponer una ecuación para predecir la resistencia a compresión que incorpore la hidratación y la madurez del hormigón.
- Validar para los diferentes tipos de cemento la ecuación.
- Validar la ecuación a diferentes relaciones agua/cemento y temperaturas.
- Comparar la ecuación con la formulación propuesta en la normativa EHE (2008).

Aplicación in-situ

- Proponer un método indirecto de medición in situ de la resistencia a compresión.
- Evaluar la relación entre el desarrollo de temperatura del hormigón y la resistencia a compresión.
- Proponer una forma de medición de temperatura en el hormigón capaz de determinar el corte óptimo de las juntas.

1.3. Metodología

El proceso a seguir para el estudio del corte óptimo de las juntas se expone en la siguiente figura:

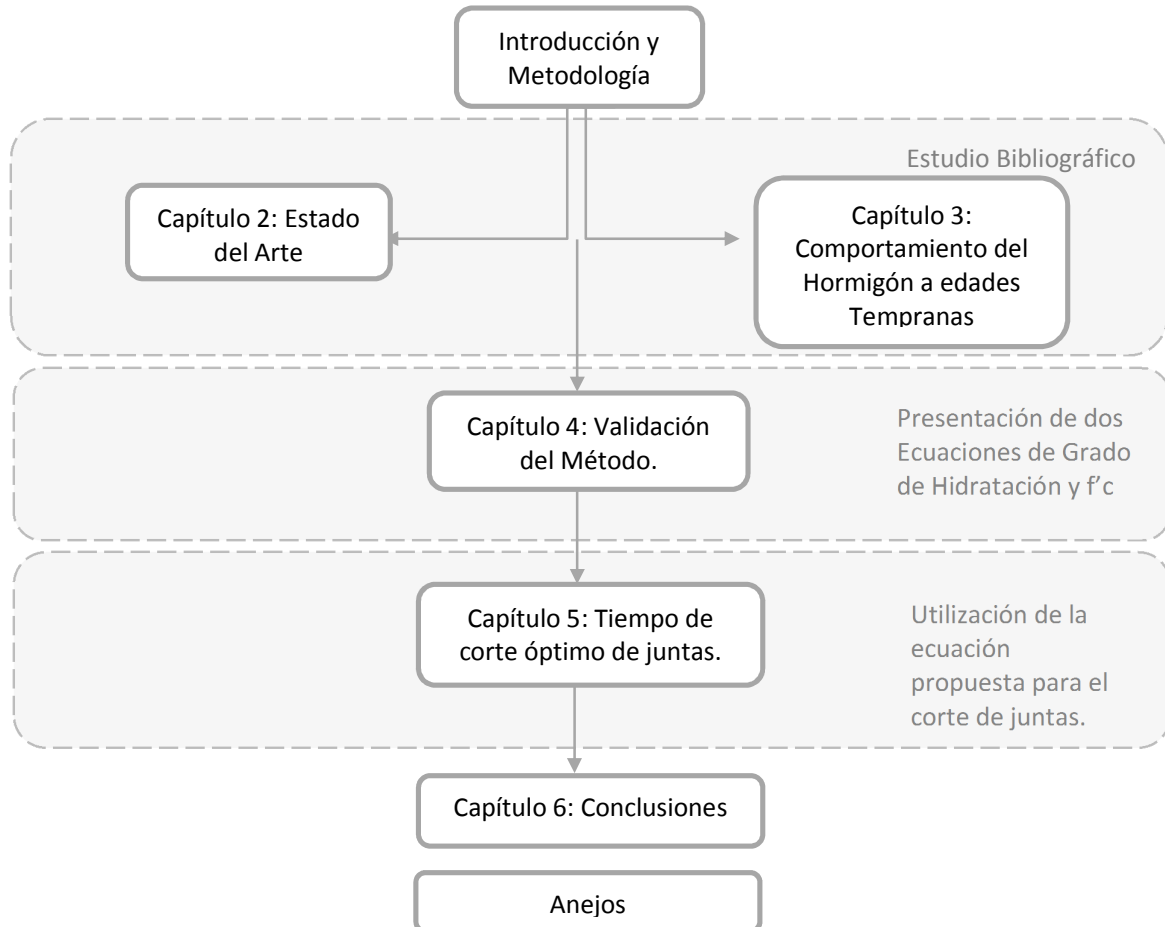


Figura 1.1. Metodología seguida para resolución del planteamiento.

La Figura 1.1, refleja el proceso seguido para la propuesta de resolución del planteamiento inicial. La tesina se divide en 6 capítulos y un anejo en los que se explica el proceso que se ha llevado a cabo para la demostración del método expuesto. A continuación se presenta una pequeña explicación del contenido de cada uno de los capítulos.

En el **capítulo 2** se encuentra el primer paso para la resolución del problema. Se estudia el estado actual del conocimiento del tema y se realiza una cronología de la evolución de concepto de juntas. En este mismo capítulo se realiza una recopilación de los mecanismos que llevan a la fisuración temprana del hormigón.

La importancia del capítulo 2, radica en establecer los criterios, basados en la recopilación, del rango de tiempo necesario para evitar dos mecanismos: el arrastre del árido al tener un hormigón sin la consistencia debida y el inicio de la fisuración. Las repercusiones de no tener un rango óptimo van desde lo económico, al planificar adecuadamente la jornada, hasta la durabilidad del hormigón al fisurarse de manera temprana.

En el **capítulo 3**, se lleva a cabo un análisis integral del concepto de la generación de temperatura durante la reacción química del cemento con el agua. Al mismo tiempo que se va dando un aumento en la temperatura interna del hormigón evolucionan sus propiedades mecánicas. Este capítulo tendrá como función ir enlazando ambos conceptos, además, de hacer un estudio de métodos actuales que se encargan de predecir la evolución de ambos fenómenos.

En el **capítulo 4**, se plantea una nueva ecuación que es capaz de reproducir la hidratación durante toda la reacción y comparándose con resultados experimentales se observa una mejora en la forma de predecir el proceso de la hidratación. En este mismo apartado se realiza también la comparación de este método con el propuesto por Schindler (2005).

Seguidamente, se presenta el método planteado para el desarrollo de la resistencia a compresión, al igual que el anterior, se explican las variables utilizadas y se hace la correspondiente validación con resultados experimentales. Sin embargo, en este caso la ecuación propuesta cumple la necesidad de enlazar el proceso de hidratación con el proceso de desarrollo de propiedades mecánicas. Además, para esta última se realiza también la comparación con el método de desarrollo de resistencia de la EHE (2008), en el cual se basa la formulación.

En el **capítulo 5** se enlaza lo expuesto en el capítulo 3 y 4, mediante la ecuación planteada para el grado de hidratación y la formulación de Schindler (2003) para el grado de hidratación de fraguado. Al igualar ambas ecuaciones se obtiene una nueva expresión capaz de reproducir el tiempo inicial y final de fraguado para cualquier temperatura de curado y relación agua/cemento. En este capítulo se analizan los diferentes factores que pueden llevar a un corte a menor o mayor rango de tiempo y el análisis práctico de aplicación de una propuesta de medición del tiempo de corte in-situ.

En el **capítulo 6** se exponen las conclusiones principales del análisis planteado en el capítulo 4 y 5. Las conclusiones se agrupan en cuatro bloques: las ecuaciones planteadas, el efecto de los parámetros en el calor durante la hidratación y los resultados obtenidos en el tiempo de corte. Se explican las conclusiones en el corte de las juntas y se proponen nuevas vías de investigación.

El **anejo I** se utilizará como capítulo recopilatorio de todos los datos obtenidos a partir de las ecuaciones planteadas, así como la exposición de los datos experimentales con los que se realizó la comparación, esto con el objetivo de ser reproducidos con mayor facilidad. Por último, un índice con la simbología del documento.

CAPÍTULO 2

ESTADO DEL ARTE: JUNTAS EN LOS PAVIMENTOS

2.1. Introducción

En este capítulo se realiza un estudio del estado de conocimiento en relación al corte de las juntas en losas de hormigón para pavimentos rígidos en términos de tiempo y distanciamiento entre ellas. Los objetivos de este capítulo son: describir el estado actual de las investigaciones en losas de pavimentos, definir los aspectos generales y aportar la bibliografía específica para este tema.

Este capítulo se subdividirá en 7 apartados. Los primeros dos se centrarán en una introducción de una breve reseña histórica seguida por la razón de ser de las juntas en los pavimentos. El objetivo de estos apartados es la presentación del tema y una breve evolución histórica de la construcción de losas para pavimentos rígidos.

El siguiente apartado se presentará con el objetivo de mostrar cual es la dinámica de fuerzas que existen en las losas, partiendo de lo que sucede en la junta y los fenómenos que gobiernan la dinámica en la misma. Seguidamente con una descripción amplia del tipo de juntas que se presentan en los pavimentos. Luego recomendaciones de ejecución con mayor énfasis en la longitud de las losas, las recomendaciones constructivas y la teoría. En el apartado 7, se culmina con una muestra de la teoría relativa al tiempo de corte de las juntas

2.2. Reseña Histórica.

En este apartado se realizará una recopilación de los eventos históricos que aumentaron el interés en la investigación de la ejecución de juntas en los pavimentos rígidos. Actualmente, la utilización del pavimento rígido como solución constructiva está vinculada a la cultura técnica del país, es decir, a la costumbre en la práctica de una solución u otra.

Con esto ha de tenerse en cuenta aspectos culturales, históricos y económicos de cada uno de los países que ha formado parte de la evolución técnica de los procedimientos. Los que tuvieron mayor

repercusión en el estudio de dichos procedimientos se citan a continuación, empezando por la evolución en América y siguiendo con los europeos, poniendo un mayor énfasis en España.

En Europa los pavimentos rígidos se inician con Tressaguet (1850) en Francia y con John Metcalfe en Reino Unido, quienes sugirieron el uso de piedras largas como superficie de ruedo, limitadas por piedras de menor tamaño. Sin embargo dichos pavimentos se diseñaron para cargas vehiculares muy bajas, y no fue hasta principios del siglo XX cuando John Loundon MacAdam inicio y planteo el modelo actual (Altamirano, 2007).

En España los pavimentos rígidos se inician en 1915 en las Islas Canarias y también en la carretera de Barcelona a Santa Cruz de Calafell, posteriormente se desarrollaron en Sevilla. En Catalunya, se construyeron aproximadamente 40Km de pavimentos de hormigón, situados entre la provincia de Lleida y Barcelona. Posterior a esta primera experiencia se detuvo la ejecución de este tipo de estructuras debido a la situación convulsa que vivía Europa en esta época (Aguado, 2010).

En 1995 en España existía una red de unos 1500km de pavimento de hormigón de gran capacidad y otros 1000 km de pistas menores. A partir de entonces se produjo un descenso en la construcción de autopistas y autovías, que fue remplazada por la pavimentación de aeropuertos, puertos, industrias, vías secundarias, etc. Estos nuevos mercados propiciaron un aumento significativo en el uso de las losas y por consiguiente una mayor especialización en el método constructivo. Algunas de las últimas vías construidas son ramales o vías de poco tamaño como lo es el tramo variante de Adra-Enlace con Albuñol en la A-7 (10.5Km).

Las primeras juntas en la construcción, específicamente de pavimentos rígidos, surgieron en el continente americano, específicamente en Estados Unidos según la TRB (1995). El primer pavimento en utilizar cemento Portland se localiza en Belafontaine, Ohio en 1891. Según los registros de esta época las juntas que se encontraron en esta obra se deben únicamente al proceso constructivo y no a evitar la interacción entre losas, sin embargo se encuentra aquí el primer paso en el desarrollo de juntas, este pavimento aún sigue en uso, su estado actual se expone en la Figura 2.1 (a).

A principios del siglo XX se empezó a intuir el proceso de expansión en el hormigón con el tiempo, por lo que, empezaron a disponerse juntas para poder absorber estas deformaciones. Es por ello que las investigaciones dirigidas al comportamiento del hormigón resultaron muy beneficiosas para el posterior estudio de las juntas, en la Figura 2.1 (b) se muestra una de las primeras construcciones de pavimentos fallidos sin juntas.



Figura 2.1 (a) Estado actual del pavimento de Bellafontaine en Ohio (b) Pavimento sin juntas (Jaramillo, 2012)

A medida que el tráfico y el peso de los vehículos aumentaban y como consecuencia de ello el espesor de los pavimentos, se empezaron a notar una cantidad importante de fisuras en forma longitudinal en el área central de la superficie de rodadura. En respuesta a ello, se introdujeron las juntas longitudinales centrales alrededor de 1920, así mismo, la colocación de barras en las juntas para impedir la separación de las losas se empezó a implementar. Años más tarde surgiría la teoría de Westergaard según TRB (1995), que indicaba que las causas de estas fisuras eran los esfuerzos por flexión.

Al mismo tiempo que lo descrito en el párrafo anterior se iniciaron las investigaciones para el uso de dispositivos de transferencia de cargas en las juntas transversales. El primer uso de dovelas para transferencia de cargas se presentó en el estado de Virginia en 1918 y en 1947 el estado de Illinois reportó el uso de una amplia gama de dispositivos para la transmisión de carga, incluyendo las dovelas. El mayor avance que se tuvo para este tema determinó la necesidad de introducir dispositivos de transferencia de cargas, con la especificación de que el diámetro mínimo debía de ser de 1/8 del ancho de la losa (Teller, 1959).

En las últimas décadas los avances en el tema han ido dirigidos hacia el estudio del correcto relleno de la junta, de los tamaños de las losas, de las técnicas de corte y de los dispositivos de transferencia de carga entre losas. Sin embargo, mucho del éxito de una investigación o de una nueva técnica de ejecución se debe al grado de efectividad que el mismo llega a tener. Una de las controversias, por ejemplo, es en el tema del desarrollo de los sellantes, los cuales se investigan bajo distintas condiciones climáticas y de colocación (TRB, 1998).

A partir de los años 30, y posterior a la crisis vivida en el país norteamericano, la mayoría de los pavimentos se empezaron a construir con una malla de acero y un sistema claro de juntas que consideraban los efectos de la contracción y de la expansión. Muchas de las juntas de expansión se disponían a una distancia de 28 metros y las de contracción a 9 metros. Las primeras no tuvieron un desempeño óptimo debido a que la misma junta presentó el defecto de la “junta abierta” y por consiguiente su colmatación que impedía la debida expansión del hormigón por efectos térmicos, lo que tuvo como consecuencia levantamientos y fisuraciones.

Durante la Segunda Guerra Mundial y con la escasez de hierro empezó una nueva etapa de construcción sin el uso de dovelas en pavimentos. Esto generó dos vías de pensamiento constructivo: la primera consistía en la ejecución de losas pequeñas sin juntas de expansión y separadas únicamente con juntas de retracción, mientras que para las segundas se introdujeron mallas simulando las dovelas.

Como consecuencia de lo descrito anteriormente, aparecieron levantamientos y fisuraciones en el pavimento, lo que llevó a implementar el uso de dovelas y juntas de contracción menos espaciadas entre sí (4,5 a 6m). Con la reaparición de las dovelas surgieron problemas de corrosión, por lo que se abrió una nueva línea de investigación, para dar solución a este problema.

2.3. Definición de Juntas

Primeramente, se debe de poner en perspectiva la definición de “Junta” la cual se presenta como la parte en que se juntan dos o más elementos, con el fin de dar solución a esfuerzos que se presentan en los mismos. En el sector de la construcción existe una gran cantidad de elementos estructurales que requieren tener una división entre ellos con finalidades que pueden ser muy distintas, las mismas se definirán posteriormente.

Las juntas en el entorno de la construcción se definen como una serie de fisuras artificiales y controladas que se realizan en el hormigón donde intervienen esfuerzos producto de retracción y temperatura que pueden llegar a fisurarlo, estos además, permite el movimiento y evitan que se genere un agrietamiento al azar. La ejecución de las juntas puede realizarse de dos maneras: antes del colado, con la segmentación de losas o una vez el hormigón ha sido colado y compactado, por ejemplo, las juntas de control. (Instituto Mexicano del Cemento y la construcción, 2005).

Según lo descrito en el ACI 224.3R-95 (2001) los cambios de volumen debidos a las condiciones anteriormente descritas pueden ser consideradas como cargas al igual que se hace para otros tipos de estructuras. Por lo que en el momento de la ejecución se tiene que tener en cuenta las condiciones de contorno para aislar el elemento en caso que por razones arquitectónicas o de finalidad constructiva deba ir junto a otro elemento.

La ejecución de pavimentos rígidos ha ido desarrollándose durante los últimos cien años aproximadamente, por lo que en este campo existen una serie de procedimientos aceptados, siendo uno de estos tópicos el estudio de la ejecución de las juntas (Transportation Research Board (TRB), 1995).

2.3.1. Fisuración en edades tempranas.

En el caso de pavimentos de hormigón recién ejecutados se presentará una retracción plástica continua y expansión que propiciara el mecanismo de fisuración. En la siguiente Figura 2.2 se muestra la manera en que se produce la fisuración a temprana edad:



Figura 2.2. Mecanismo de fisuración a edades tempranas (Modificado de Gianni, 2008) (a) Pavimento recién ejecutado (b) Primera fisura.

En sí existen 5 tipos de deformaciones que le pueden afectar al pavimento en edades tempranas que intervienen en el pavimento a edades tempranas:

- Retracción total: Autógena y de Secado.
- Temperatura: Diferencia entre el desarrollo de la temperatura interna y la temperatura ambiente. Diferencias de temperatura en el canto de la sección.
- Asentamiento Plástico.

Retracción Autógena

Se desarrolla en gran medida en las 48 horas posteriores a la colocación del hormigón, periodo durante el que se produce la hidratación. Debido a esta contracción del elemento se inicia a pensar que es probable una fisuración temprana.

Esta retracción se diferencia de otros tipos debido a que no se atribuye a la pérdida de agua, sino que es debida a la reducción de volumen que experimenta el hormigón, al combinarse químicamente el cemento (Giani, 2008). El volumen de agua que se combina es aproximadamente un 24% del peso del cemento si se comparan sus densidades, al pasar a formar parte de los productos de hidratación, pierde aproximadamente un 25% del volumen inicial.

Esta reducción de volumen da origen a poros de vacío en la masa del hormigón y en consecuencia a fuerzas capilares capaces de generar retracción. El orden de la retracción en cementos normales varía entre 50 y 100 μm , este fenómeno adquiere una mayor importancia al haber hormigones mezclados con relaciones agua/cemento menores a 0.42. Al no haber la suficiente agua para continuar la hidratación, se generaran un volumen considerable de poros vacíos.

La naturaleza, composición química, finura y distribución granulométrica del cemento también influyen en la magnitud de la retracción autógena. Los cementos con mayor generación de calor durante su hidratación presentaban una mayor retracción autógena.

La forma de cálculo de este tipo de retracción se expone en la normativa EHE (2008):

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{ca}(t) \cdot \varepsilon_{ca,\infty} \quad 2.1$$

Siendo:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2.5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad 2.2$$

$$\beta_{ca}(t) = 1 - \exp(-0.2t^{0.5}) \quad 2.3$$

Siendo $\varepsilon_{ca}(t)$ el resultado de la retracción autógena en ($\mu\text{m}/\text{m}$); f_{ck} la resistencia al hormigón a los 28 días y t el tiempo en días que se desee conocer.

Retracción Secado

Es el cambio de volumen del hormigón a largo plazo causado por la pérdida de humedad con el tiempo en su estado endurecido. La combinación de la retracción por secado y las restricciones del hormigón causan esfuerzos de tensión. Cuando este esfuerzo de tensión combinado con el producido por la retracción autógena superan los límites de la tracción se produce la fisuración (BASF, 2006)

La retracción por secado es afectada por varios factores: Contenido unitario de agua, tamaño máximo y tipo de agregado, proporciones de la mezcla y curado. Estudios indican que en pavimentos convencionales a las 72 horas de colocado el hormigón, el espesor del aserrado de las juntas de contracción, inicialmente de 2mm, aumenta en promedio en 1,3 y 1,1 mm, debido a la retracción que se da en la losa.

Estos valores superan lo aportado por la retracción autógena esperable, por lo que este fenómeno por sí solo no justifica el ancho de la junta aserrada. Por lo que el fenómeno de retracción anteriormente expuesto se debe complementar en pavimentos con el de secado (Giani, 2008).

La forma de cálculo de este tipo de retracción se expone en la normativa EHE (2008):

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds} \cdot (t - t_s) \cdot k_e \cdot \varepsilon_{cd,\infty} \quad 2.4$$

Siendo t la edad en días del instante de la evaluación, t_s la edad al comienzo de la retracción en días y β_{ds} el coeficiente de evolución temporal que se obtiene:

$$\beta_{ds} \cdot (t - t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \sqrt[2]{e^3}} \quad 2.5$$

e es el espesor medio en milímetros

$$e = \frac{2A_c}{u} \quad 2.6$$

$$\varepsilon_{cd,\infty} = 0,85 \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp(-\alpha_{ds2} \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)) \right] \cdot 10^{-6} \beta_{HR} \quad 2.7$$

Para estructuras al aire (HR<99%):

$$\beta_{HR} = -1.55 \left[1 - \left(\frac{HR}{100} \right)^3 \right] \quad 2.8$$

Asentamiento Plástico

El hormigón luego de que es colocado, el agua de su mezcla se eleva a la superficie a medida que las partículas sólidas se asientan. El agua que sube a la superficie se evapora y hay una pérdida de su volumen, es por ello que se denomina “asentamiento” a este término si no hay una restricción el resultado será de una baja del nivel de la superficie.

Si se presenta algún elemento cercano a la superficie, por ejemplo, una barra de refuerzo que evita que dicha porción de hormigón se asiente. Hay un potencial de que se forme una fisura al ocurrir este mecanismo, este se presenta en la Figura 2.3

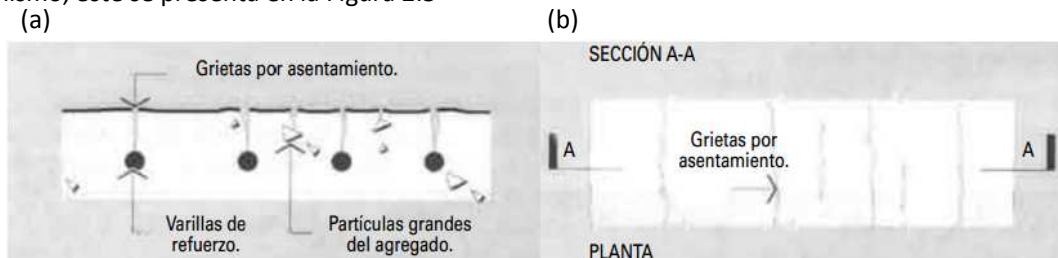


Figura 2.3 Mecanismo del Asentamiento plástico (Instituto Mexicano del Concreto, 2002) (a) Mecanismo que genera la fisuración (b) Patrón de fisuración

La fisuración se expone en la Figura 2.3 (a), se observa que dicho mecanismo puede deberse a la presencia de elementos de refuerzo o de agregado. La fisuración no es profunda pero si lo suficiente como para alcanzar el refuerzo y tener problemas de durabilidad asociados. En la Figura 2.3 (b) se observa la disposición de dicha fisuración que sigue un patrón típico dependiendo de una serie de factores:

- La tasa de capilaridad.
- La profundidad del refuerzo en relación al espesor total.
- El tiempo total de asentamiento.
- La relación entre la profundidad en el refuerzo y el tamaño.
- Los constituyentes.
- El revenimiento.

Ninguno de estos elementos tiene relación con el corte temprano o no de las juntas en el pavimento, sin embargo, si tendrá un aporte en las tensiones internas. Una serie de medidas correctivas se citan: (Instituto Mexicano del Concreto, 2002):

- Revibrado del hormigón después que el asentamiento este virtualmente completo y que haya empezado a fraguar. Esto ayuda a cerrar las fisuras y mejora el acabado final.
- Revenimientos bajos.
- Mezclas más cohesivas.
- El incremento del recubrimiento de la malla superior.

Temperatura

En su mayoría todos los sólidos tienden a contraerse o expandirse ante cambios de temperatura, situación que no es ajena a las losas de hormigón. Sin embargo, dichos elementos están en contacto permanente con otros estratos como la subbase, de allí proviene la conocida ecuación que relaciona el aumento de volumen con la temperatura:

$$\Delta L = C \cdot L (c_{exp} \cdot \Delta T + \varepsilon) \quad 2.9$$

Donde los términos son: ΔL : el cambio esperado en el tamaño de la losa, C el factor de rozamiento entre sub base y losa (0.65 para material estabilizado y 0.80 para material granular) L Longitud de la losa, c_{exp} el coeficiente de expansión o contracción térmico del hormigón con cemento Portland ($^{\circ}C^{-1}$) ΔT : el rango de temperatura máximo y por ultimo ε el coeficiente de retracción del hormigón.

Al ser el hormigón producto de una reacción exotérmica durante edades tempranas tendrá diferentes gradientes de temperatura tanto en la sección misma y con el ambiente. La distribución de la temperatura durante el calentamiento tiende a tener la forma que se observa en la siguiente figura combinando efectos no lineales y lineales:

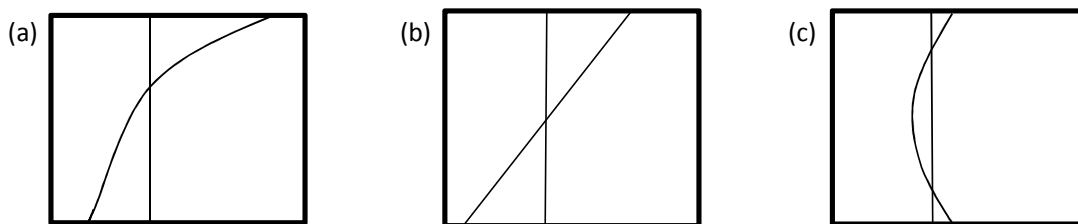


Figura 2.4 Distribución de esfuerzos en la losa debidos a temperatura. (a) Situación Real (b) Representación lineal de curvatura (c) Representación no lineal de la carga. (Heath,1999)

El mecanismo expuesto en la Figura 2.4 (a) muestra la distribución real de esfuerzos debidos a temperatura en una losa de hormigón. Claramente se observa que la mayor tensión se produce en la superficie. En la Figura 2.4 (b) se muestra la distribución de esfuerzo al curvarse la estructura, y en la Figura 2.4 (c) el esfuerzo debido a la reacción que tiene el hormigón al tratar de expandirse o contraerse que se puede considerar una carga axial.

La combinación de los mecanismos de curvados y carga axial dan como resultado la Figura 2.4 (a). Este será el causante de la fisuración debida a la temperatura y es notable que alcanza su máximo en la superficie al haber un cambio más importante de temperatura entre la superficie de la losa y el exterior.

El mecanismo expuesto en la Figura 2.4 puede producir la fisuración a edades tempranas y posteriores. A edades tempranas el hormigón tendrá un aumento de la temperatura en donde las fibras centrales tendrán un aumento de temperatura casi adiabático en un micro-instante y las zonas de contorno más parecido a una forma semi adiabática.

Al haber esta diferencia de temperaturas en el canto producirá tensiones diferenciales dentro de la losa al estar en el proceso de hidratación del hormigón. El mismo mecanismo sucede en la fibra más superficial al estar en contacto con la atmosfera.

2.3.2. Tipos de mecanismos a edades posteriores.

Movimientos causados por cambios en el contenido de humedad.

Los cambios causados por una disminución o aumento en el contenido de humedad dan como resultado movimientos en las losas de hormigón (Poblete, 1988). En lugares con bajas temperaturas, y por ende, condensaciones de vapor altas, existen más posibilidades de que aparezcan dichos movimientos debidos al incremento en el contenido de humedad (TRB, 1995). Este fenómeno también se da en países tropicales donde son usuales las temporadas lluviosas, y por tanto la humedad existente produce una expansión y compresión similar a la que se da con los cambios de temperatura (Friberg, 1962).

Lo descrito anteriormente no solo es aplicable en países con un clima con temporadas lluviosas considerables, sino que en países secos también puede presentarse este fenómeno. Por lo tanto, es errado considerar solamente los efectos de la temperatura para evaluar los cambios en el volumen del hormigón (Poblete, 1988).

Ondulación y Pandeo de losas.

La ondulación y el pandeo de losas vienen dados por las diferencias en el grado de humedad y temperatura a lo largo de su canto de estas, es decir, entre la cara expuesta a la intemperie y la que está en contacto con la subbase. La variación de la temperatura en la interfaz losa-subbase es muy baja en comparación con la variación entre la losa y el ambiente. La superficie de la losa tiende a estar más caliente en verano y más fría en invierno en comparación con la superficie en contacto con el terreno, similar proceso, pero a menor escala, sucede durante el día y la noche.

Los sistemas de pavimentos rígidos son sistemas dinámicos producto de las cargas aplicadas, de los cambios de humedad y temperatura. Las variaciones en las condiciones de soporte conllevan a la aparición de una serie de movimientos intrínsecos en las losas. En la Figura 2.5 pueden verse dos de estos movimientos a los que se hizo referencia, a la izquierda (a) se muestra el efecto del calentamiento en la superficie que produce una compresión y a la derecha (b) una retracción que lleva a cargas de tracción.

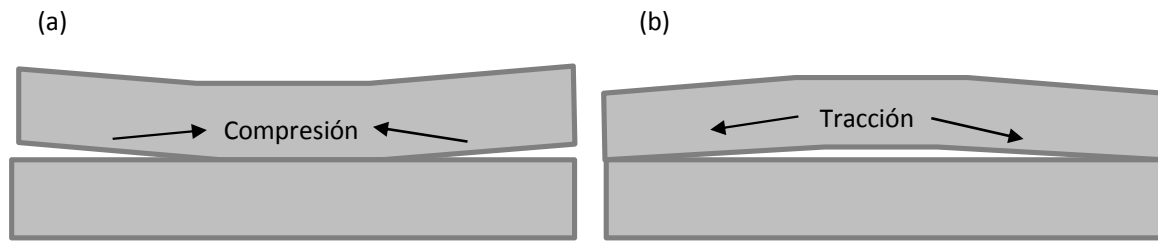


Figura 2.5 Dinámica de fisuración temprana de las losas (a) Esfuerzos de compresión producto de expansión (b) Esfuerzos de tracción producto de contracción (Modificado de TRB (1995))

En la Figura 2.5 (a) se muestra el fenómeno de la expansión de la losa producto de un aumento en la temperatura, la cual incrementa su volumen y en consecuencia crea a lo interno tensiones de compresión derivadas. Otro de los fenómenos que ocurre en las losas es la contracción (Figura 2.5 (b)) al haber una disminución en la temperatura o humedad ambiente tiende a haber una contracción del volumen produciendo tensiones de tracciones en la misma.

Flexión de Juntas.

La flexión de juntas en cualquier pavimento está condicionada por muchas variables, siendo la más importante la calidad de los cimientos de estos. Otras variables a considerar pueden ser el espesor, la efectividad en la transferencia de cargas y la magnitud de la carga aplicada sobre la junta. La flexión en la junta aumenta con el deterioro del pavimento, y tiende a tomar más relevancia a medida que la capacidad de transferencia disminuye o si se forman huecos bajo la losa (TRB, 1995).

2.4. Tipos de Juntas

Junta transversal de Contracción

Las juntas transversales se realizan para evitar las tensiones a edades tempranas. Estas tensiones, que pueden ser esfuerzos de pandeo y flexión, pueden darse por retracción asociada al endurecimiento y al curado del hormigón fresco. En la Tabla 2.1 se exponen las dimensiones entre juntas de contracción

Autor	Espaciamiento entre juntas de contracción.
Merrill (1943)	6 metros para muros con aberturas frecuentes y 7,5m para paredes, de 4,5m a 6 metros para paredes y losas en grada.
Fintel (1974)	Recomienda colocar juntas en cambios abruptos y en cambios en la altura del edificio reduciendo potenciales concentraciones de esfuerzos.
Wood (1981)	6 a 9m para muros.
PCA (1982)	6 a 7,5m para muros, dependiendo de la abertura. 20 to 25 ft
ACI 302.1R	De 4,5 a 6m se recomendaba hasta el 302.1R-89, luego cambio de 24 a 36 veces el grosor de la losa.
ACI 350R-83	9 m en estructuras sanitarias.
ACI 350R	Espaciamiento variado con un valor y grados dependiendo de la retracción y refuerzos por temperatura.
ACI 224R-92	De una a tres veces la altura del muro.

Tabla 2.1 Recomendaciones de espaciamiento entre juntas de contracción (ACI,2002)

En la tabla anterior se muestra un resumen de varios autores recopilados por ACI (2002), quienes indican distanciamientos mínimos para este tipo de junta. La fisuración de la losa se da cuando el esfuerzo

de tracción alcanza su valor límite, siendo en el caso del ACI(2002): $f_t' = 4,0^2 \sqrt{f_c'}$. En la EHE (2008) el límite se obtiene calculando $0,3f_{ck}^{2/3}$ para $f_{ck} < 50\text{N/mm}^2$ y $0,58f_{ck}^{1/2}$ para $f_{ck} > 50\text{N/mm}^2$.

Generalmente estas juntas presentan una profundidad de 1/3 del grosor de la losa, lo que controlara la aparición de fisuras por retracción que se extiendan por la losa. Una causa mayor de agotamiento de las juntas es la aparición sin control de fisuras asociadas con el corte tardío de las juntas de contracción en las losas.

Juntas de Expansión.

Son colocadas adyacentes a estructuras rígidas (puentes, drenajes, etc), lo que permite la expansión y contracción sin causar ningún daño al pavimento y al elemento colindante.

Juntas de Construcción

Las juntas de construcción, como su nombre bien lo indica, derivan del proceso de construcción y usualmente son producto de la detención del trabajo. Este tipo de junta no necesita de ningún tipo de corte por lo que no será objeto de estudio en esta tesina.

Juntas de alivio de presión

Son juntas dispuestas generalmente de manera transversal con un espaciamiento de 150 a 300m (TRB, 1995), con el fin de aliviar los movimientos asociados a la expansión de las losas del pavimento. En muchos casos este tipo de junta se coloca por la expansión causada por alguna sustancia reactiva o algún tipo de material inestable. Uno de los errores que se pueden cometer a la hora de la construcción de esta junta es la no colocación de la dovela para la transferencia de cargas entre las losas.

Este tipo de junta provee un espacio adecuado para el continuo crecimiento del pavimento y así evitar un posible daño a la infraestructura adyacente, por ejemplo cunetas, aceras, losas o adoquines. La Administración Federal de Autopistas de los Estados Unidos hace la aclaración de que el uso de este tipo de junta es solo para zonas donde existan compresiones excesivas (TRB,1995).

Juntas longitudinales de Contracción

Se usan generalmente para separar los carriles de una autopista, limitando así el ancho del carril y previniendo el pandeo en la losa. La mayoría de los carriles tienen un ancho de 4m siendo este el ancho óptimo para la realización de las juntas. La distancia entre las juntas viene definida en la Tabla 2.2 que se muestra a continuación. Esta separación varía según la función, el tipo de conexión entre losas y su función.

En la tabla se muestran las diferencias en el proceso de ejecución de las juntas longitudinales y transversales de contracción. Las juntas longitudinales siempre deben de construirse con barras de atado mientras que este elemento puede omitirse en las juntas transversales. En las juntas de contracción y expansión siempre debe existir una conexión entre losas adyacentes independientemente de su función.

Junta	Tipo	Espaciado	Conexión	Función
Transversal	Contracción	< 4 m(sin pasador) < 5 m (con pasador)	Ninguna o con pasador	Controlar la fisuración provocado por la retracción causada por los cambio de temperatura y de humedad
	Construcción	De acuerdo con proceso constructivo	Con pasador o con barra de atado	Compatibilizar comportamiento de diferentes losas producidas por la interrupción del proceso constructivo.
Longitudinal	Contracción	< 5 m	Con barra de atado	Controlar la fisuración por la retracción causada por los cambios de temperatura y de humedad
	Construcción	De acuerdo con proceso constructivo.	Con barra de atado	Compatibilizar comportamientos de diferentes losas producidas por la interrupción del proceso constructivo.
Expansión	Expansión	Localizados cerca de elementos fijos en la vía (por ejemplo estribos de puente)	Con pasador adaptado	Limitar tensiones debido a la variación de temperatura o cerca de elementos en la vía.

Tabla 2.2 Tipos de Juntas (Aguado, 2010)

En la tabla se muestran las diferencias en el proceso de ejecución de las juntas longitudinales y transversales de contracción. Las juntas longitudinales siempre deben de construirse con barras de atado mientras que este elemento puede omitirse en las juntas transversales. En las juntas de contracción y expansión siempre debe existir una conexión entre losas adyacentes independientemente de su función.

A continuación, en la Figura 2.6 ejemplifica todas las juntas antes mencionadas organizadas en un pavimento rígido.

- Junta Longitudinal de Contracción ———
- Junta Longitudinal de Construcción ———
- Junta Longitudinal de Aislamiento ———
- Junta Transversal de Contracción ———

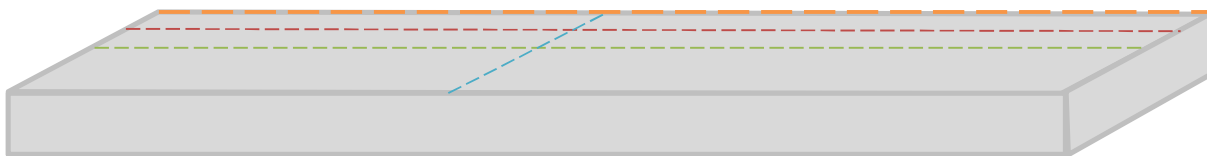


Figura 2.6 Distribución de los tipos de juntas.

2.5. Recomendaciones de ejecución.

En este apartado se expondrán una serie de recomendaciones constructivas extraídas de bibliografía especializada en el tema. Como se ha visto en el apartado 2.3, la finalidad de las juntas es “copiar” el patrón de fisuras que se presentan en la losa al carecer de las mismas, tal y como se puede ver en la Figura 2.7.

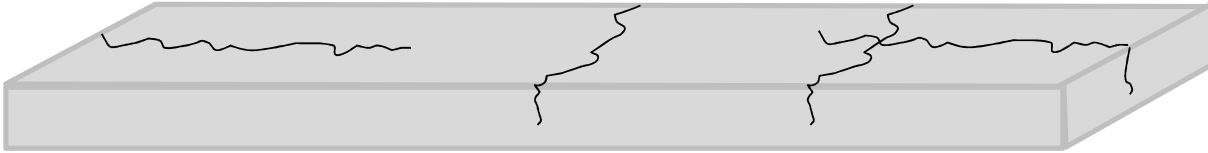


Figura 2.7. Fisuración en una losa sin juntas. (1) Transversal. (2) Longitudinal

En la figura anterior existe un patrón de fisuración definido en losas sin juntas tanto en sentido longitudinal como transversal. Debido a dicha distribución, es necesaria adoptar una serie de medidas para evitar que aparezcan, el ACI 207-2R (2002) dicta las siguientes:

- a) La distancia entre juntas queda descrita en la Tabla 2.3 aunque de manera general se comprende este valor entre 24 y 36 veces el espesor de la losa. Otro ejemplo de cálculo se encuentra en la norma NRMCA (2011) en la que para un canto de 100mm el espaciamiento entre juntas debe de ser de 3 metros, y nunca mayor de 4.5 metros.

Espesor (cm)	Distancia (m)	Recomendable Distancia máxima.(m)
14	3.50	4.00
16	3.75	4.50
18	4.00	5.00
20	4.25	5.50
22	4.50	6.00
24	4.75	6.50

Tabla 2.3 Dimensiones recomendables y máximas de las losas de un pavimento (ACI 207-2R, 2002)

Las distancias definidas en la tabla anterior se refieren a las que han de realizarse en el lado más largo de la losa. En todo caso no se recomienda la ejecución de losas muy alargadas, siendo la losa más óptima la de forma cuadrada. (Instituto Español del Cemento y sus aplicaciones, 2013)

- b) Las ranuras que componen las juntas, siendo más específico la de construcción debe tener una profundidad mínima de $\frac{1}{4}$ del espesor de la losa y nunca menos de 25mm. (Calo, 2012)
- c) El desprendimiento de los bordes o la rotura de los mismos, debido a la baja resistencia del hormigón a tempranas edades y a las características de los agregados es un problema frecuente.
- d) En los pavimentos de naves industriales, afectados por cargas importantes, suelen presentar rupturas en los bordes de las juntas, por ello es necesario que estas se rellenen con un material capaz de dar soporte a los extremos de las losas (NRMCA, 2011).

- e) La junta debe tener continuidad en paneles adyacentes, de lo contrario, la forma más probable de fisuración que aparecerá es la que se ve en la Figura 2.8 (NRMCA, 2011). Otras formas de fisuración características de las losas quedan también recogidas en dicha figura.

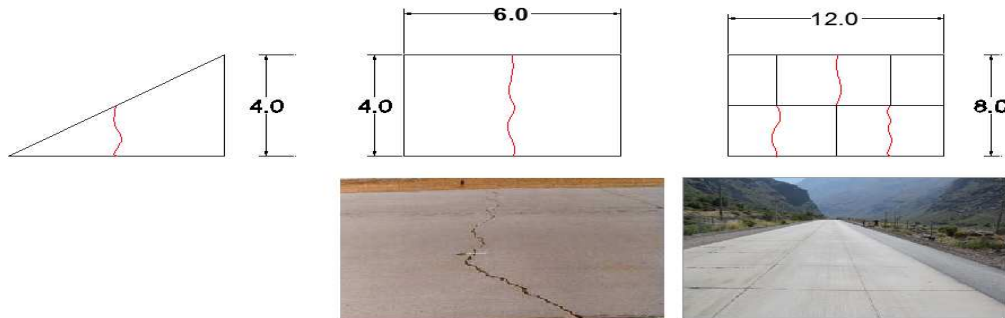


Figura 2.8 Fisuración característica en elementos con formas irregulares. (Modificado de IECA, 2013)

En la figura anterior se muestra una fisuración característica en juntas de losas mal ejecutadas producto de movimiento no uniforme o aumento de tensiones internas que superen el límite de resistencia en el hormigón. Es común que en ciertas disposiciones geométricas sea complicado realizar una distribución de juntas adecuada, sin embargo en la siguiente figura se observan la manera más eficiente de solventar algunas de estas:

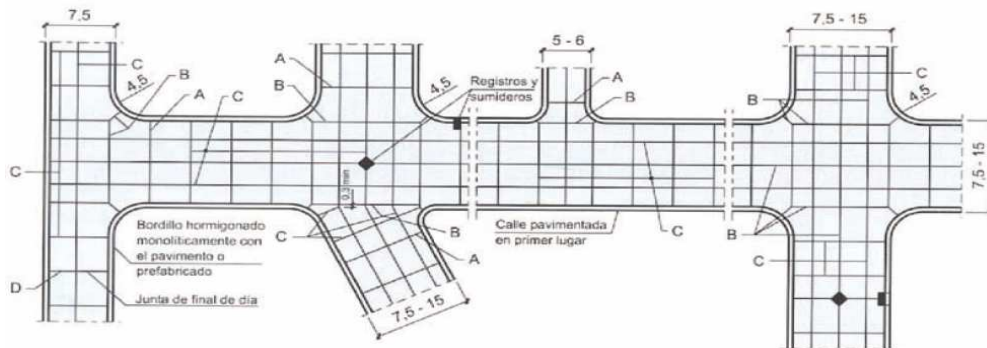


Figura 2.9 Distribución adecuada de juntas. (a) Juntas de contracción transversales. (b) Juntas de construcción. (c) Juntas Longitudinales de contracción. (d) Junta de Construcción. (IECA, 2013)

La distribución mostrada anteriormente muestra la manera adecuada de organizar juntas para geometrías distintas. Se observan el tipo de corte en forma de rombo para los registros y en cuadro para los sumideros, de esta manera se consigue no tener distribuciones irregulares.

- f) En vías de tránsito pesado es necesario el uso de pasadores y barras de atado (dovelas), ya que la junta no garantiza la transmisión de cargas. En la Figura 2.10 se muestran pasadores característicos:

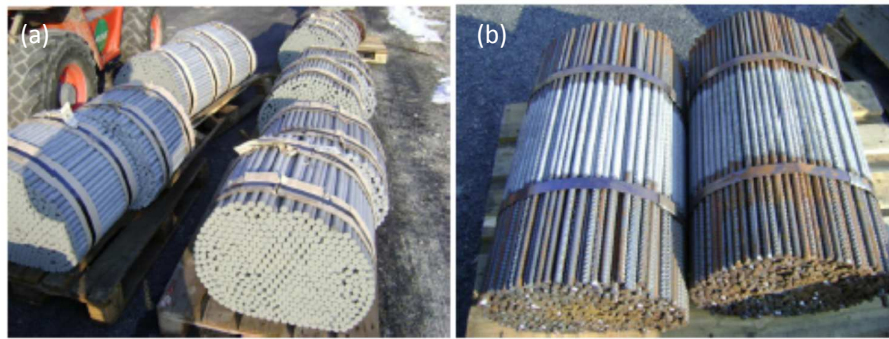


Figura 2.10 Elementos pasadores comunes (a) Pasadores (b) Barras de atado (Aguado, 2010)

Existe una diferencia entre la función de los pasadores Figura 2.10 (a) y la de las barras de atado de la Figura 2.10 (b). Los primeros sirven para transmitir esfuerzos verticales y horizontales entre losas, y las segundas hacen que las losas actúen como un conjunto en un sentido transversal además de ser corrugadas (Aguado, 2010). Las diferencias se exponen en la Tabla 2.4:

Normativa	Característica	Pasadores (Barra Lisa)	Barra de atado (Barra corrugada)
Española	Diámetro	25 mm	12 mm
	Longitud	500 mm	800mm
	Profundidad	½ espesor de la losa	½ espesor de la losa
	Disposición en planta	Cada 30cm en la zona de rodamiento y respecto a los bordes de las juntas longitudinales. En el resto, cada 60cm aproximadamente	Colocados con 1 metro de separación
Austriaca	Diámetro	25 mm	14 mm
	Longitud	500 mm	700 mm
	Profundidad	½ del espesor total de la losa	2/3 del espesor total de la losa
	Disposición en planta		3 por losa, una de ellas en el centro y las otras dos separadas 1,5m como máximo.

Tabla 2.4 Características de los pasadores y barras de atado (Aguado, 2010)

La normativa española PG-3 (2003), en su artículo 550, da a su vez una serie de recomendaciones para las juntas elaboradas en fresco y la ejecución de las juntas serradas. Recomienda que al hormigonar en una zona adyacente a una losa ya construida deben de considerarse una serie de actuaciones, entre ellas se resaltan las siguientes:

- Se debe aplicar al canto de la losa existente un producto que evite la adherencia entre el nuevo elemento y el antiguo.
- Las juntas transversales deben ir provistas de pasadores.

Longitud Máxima según Gianni (2008)

Al haber cambios en el volumen del pavimento se produce un alabeo en una longitud de la línea de pavimentos y lleva a fisurarse dicha sección. El ACI-207-2R (2002) indica que la distribución de esfuerzos producida en un pavimento es la siguiente:

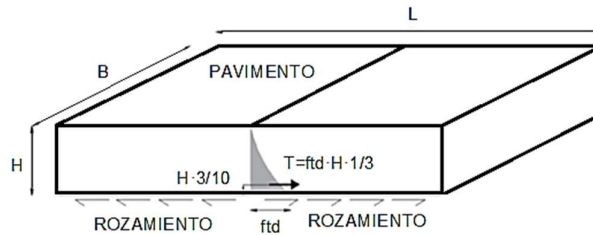


Figura 2.11 Distribución de esfuerzos en pavimentos recién colocados. (Modificado de Gianni, 2008)

En la figura anterior se muestra la distribución de los esfuerzos producto del alabeo antes mencionado. Se observa un rozamiento en la parte inferior que impide la distribución de esfuerzos homogénea y tendera a concentrar tracciones en la parte inferior producto de cambios de longitud.

El momento de fisuración ocurre cuando se sobrepasa la resistencia a la tracción del hormigón que va desarrollando con la edad. Para evitar este fenómeno se deben realizar cortes a una longitud adecuada y con ello evitar la generación de un tensión de tracción que sobrepase la capacidad.

El momento de fisuración de la losa será según ACI-207-2R (2002) para una losa:

$$Mf = \frac{f_{td} \cdot B \cdot H^2}{10} \tag{2.10}$$

Siendo f_{td} la resistencia a tracción de diseño (kgf/cm^2), los demás parámetros (en cm) se muestran en la Figura 2.11. De superar este momento se producirá una fisuración en un punto determinado de la losa, dicho momento se le denominó como momento “restrictivo”. (Gianni, 2008).

El momento que equilibra las tensiones internas depende del peso propio de la losa y de la distribución de presiones que en la base se produce debido a la reacción.

$$MR = 0.075 \cdot \gamma \cdot B \cdot H \cdot L^2 \tag{2.11}$$

Siendo γ la densidad del hormigón (kg/cm^3) la ecuación anterior se expone esquemáticamente en la Figura 2.12.

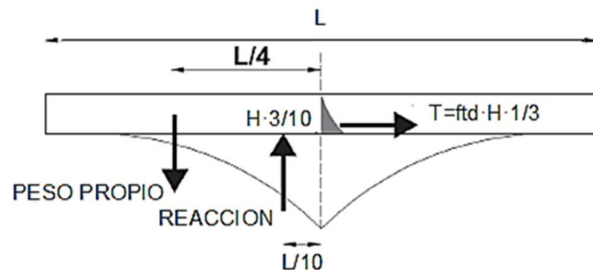


Figura 2.12 Momento generado a partir de la restricción sin junta. (Modificado de Gianni, 2008)

Si se igualan las ecuaciones 2.10 y 2.11 se tiene la longitud a la que debe ser cortado. La siguiente ecuación es el resultado de ello:

$$L^2 = \frac{f_{td} \cdot H}{0.75 \cdot \gamma} \quad 2.12$$

2.6. Tiempo de corte de las juntas.

El corte de las juntas según la PG-3 (2003) debe ser en menos de 24 horas, de igual forma Kramer et al (2004) señala un tiempo de corte óptimo debe ser entre las seis y veinticuatro horas. Es factor común indicar que el plazo resulta más crítico para las juntas transversales que para las longitudinales al tener estas un mayor espaciamiento entre sí.

Si las juntas no son premoldeadas, se realizan mediante el serrado de la losa con “sierras autopropulsadas” que usan discos de diamante o discos carborundum. La elección y el rendimiento de cada uno de los discos están relacionadas con el tipo de árido utilizado en el hormigón. El tiempo que ha de transcurrir entre la extensión y el serrado varía según las características del hormigón y sobretodo de la temperatura ambiente (Kramer et al, 2004). En el caso de que las juntas se sellen es necesario reabrir la junta en la superficie y limpiarla a fondo.

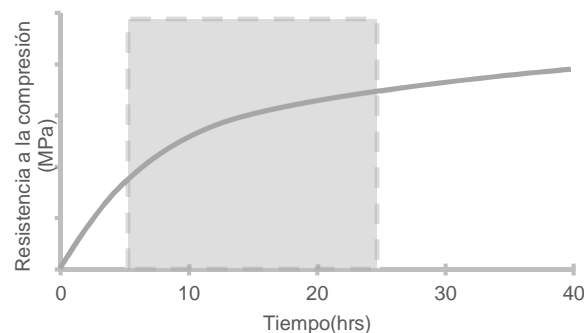


Figura 2.13 Tiempos de Corte óptimo.

En esta figura se muestra, esquemáticamente, los tiempos de corte mínimos y máximos. Los efectos de cortar muy temprano o muy tarde se observan en la Figura 2.14



Figura 2.14 Grado de endurecimiento óptimo de corte de junta. (a) Corte óptimo (b) Corte temprano aun aceptable (c) Corte muy temprano (Modificado de Sánchez Acevedo, 2011)

Como se observa en la figura anterior, el rango de tiempo óptimo para realizar el corte dependerá de la resistencia alcanzada por el hormigón en un tiempo determinado. En la Figura 2.14 se muestran tres cortes en un elemento de hormigón realizados a distintas edades, siendo el primero el tiempo adecuado, el

segundo realizado a una edad temprana y el último a una edad muy temprana y con resultados inaceptables. Si el corte se produce de manera muy temprana se tendrán desprendimientos de material en el corte, debidos al arrastre del árido al no estar bien fraguado el hormigón.

2.6.1. Concepto tiempo de finalización de fraguado

El endurecimiento del hormigón se da en una etapa gradual de paso de líquido a sólido, y la definición del momento donde se considera terminada es muchas veces arbitraria. El periodo de finalización de fraguado se relación al momento donde las tensiones y rigidez empiezan a desarrollarse en el hormigón, el periodo de inicio de fraguado es importante debido a que da la información de cuando el hormigón ha llegado al punto donde es demasiado rígido para vibrarse. (Schindler, 2003)

Bajo un clima con temperaturas altas, el periodo inicial de temperatura es más corto que lo normal y esto puede afectar los periodos de acabados en el pavimento incluyendo el aserrado de las juntas. Si el pavimento se coloca a bajas temperaturas el periodo de fraguado es mayor y se aumenta el riesgo de fisuración por retracción plástica.

Byfors (1980) define el término “grado de hidratación crítico” al grado donde se llega al punto donde se inician la ganancia de resistencia en el hormigón. Concluye que el grado crítico de hidratación es dependiente de la relación agua/cemento.

$$\alpha_{CR} = k_s \cdot (a/c) \cdot \quad 2.13$$

donde k_s es un valor que varia entre 0.4 y 0.46, es obtenido mediante ensayos de laboratorio. Esta definición es muy similar al punto donde el fraguado concluye, y este valor fue obtenido con la extrapolación del grado de hidratación contra el punto donde la resistencia ha iniciado.

Schindler (2003) desarrollo un método que propone que los términos de inicio y finalización de fraguado se relacionen con el grado de hidratación que se va desarrollando. Incorporo la relación agua/cemento debido a que se demostró por Byfos (1980) que esta tenía una relación directa en el concepto. Schindler (2003) realizo una amplia campaña para darle valores concretos a k_s y definición para el inicio de fragua que dicho parámetro debía ser 0.15 y el finalizado de fragua 0.26.

Siguiendo por lo dicho por Schindler (2003) define que el conocimiento del tiempo inicial y finalización de fragua los contratistas serán capaces de “planear las medidas para el acabado final, textura y el corte de los pavimentos a tiempo”. Schindler (2003) establece este periodo de tiempo como el adecuado para la ventana inicial de corte.

2.7. Conclusiones Parciales.

- Las juntas en los pavimentos cumplen la función de comportarse como un sistema de fisuras artificiales para aliviar los esfuerzos que se derivan producto de mecanismos internos en el hormigón.

- La fisuración a tempranas edades es causada por los esfuerzos producidos por la retracción plástica, cambios de temperatura y asentamiento plástico. Durante la hidratación todos tendrán efecto en la aparición de la primera fisura.
- La forma geométrica de la losa más efectiva es la cuadrada. Al no ser longitudinalmente muy extensas, la losa tenderá a no padecer de encorvados producto de contracciones o retracciones que puedan llegar a fisurarla.
- Cada tipo de junta tendrá una función en el sistema de “fisuras artificiales”. Sin embargo, todas en sí cumplen con aliviar las tensiones producidas por cargas externas o internas en el hormigón.
- El tiempo de corte óptimo de la junta será el periodo donde finalice el fraguado hasta el punto donde inicia la fisuración. El inicio del periodo se debe a que se crean los enlaces fuertes para que la interacción árido-pasta sea la ideal para que se pueda aserrar sin desprendimiento.

CAPÍTULO 3

COMPORTAMIENTO DEL HORMIGON A EDADES TEMPRANAS

3.1. Introducción

Este capítulo tendrá como objetivo el estudio de la evolución de las variables de la resistencia en compresión y la hidratación en función del tiempo. La importancia del estudio de estas características tiene como finalidad conocer el desarrollo de un método teórico que simule el comportamiento de ambos.

Se iniciará con el tema 1: el estudio de la temperatura, la descripción de la ecuación que gobierna el intercambio de temperatura. El calor que se produce durante la hidratación de los componentes del cemento, es el causante del aumento de la temperatura interna del hormigón. La finalidad del estudio de la temperatura es relacionarla con el aumento de resistencia a la compresión.

El tema 3 se basa en la explicación de los parámetros que afectan directamente en la generación de calor, uno de ellos es el grado de hidratación. En este apartado se describirán los parámetros que afectan la hidratación de los componentes del cemento. Seguidamente se exponen una serie de formulaciones empíricas que describen la hidratación del cemento.

En segunda instancia se estudiará el desarrollo de resistencia en el hormigón. Se inicia con una descripción del fenómeno, en seguida, se realizara una recopilación de métodos que se pueden utilizar para la descripción del desarrollo de resistencia. En la Figura 3.1 se muestra en forma esquematizada la distribución del capítulo.

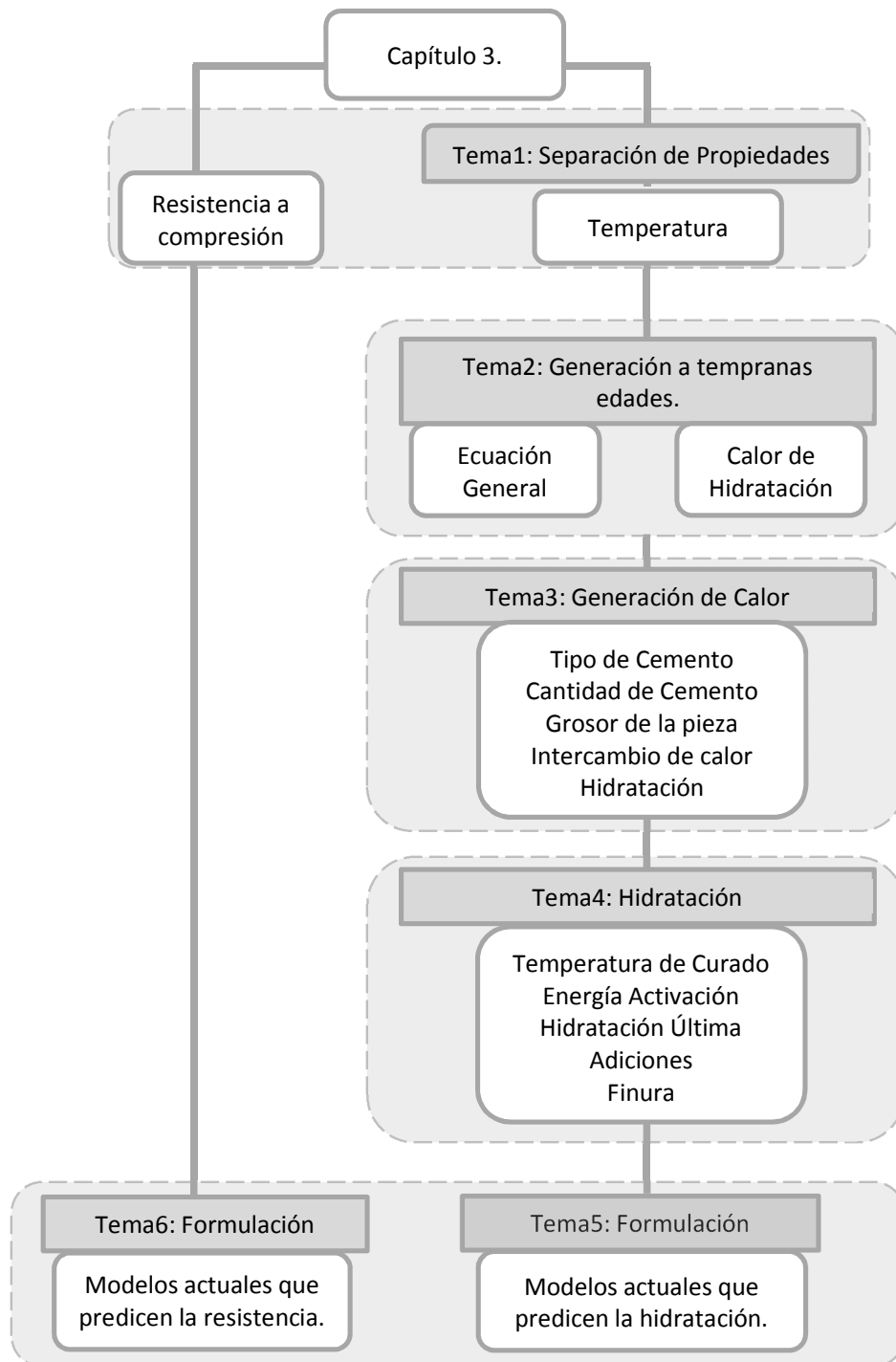


Figura 3.1 Distribución del Capítulo.

Siguiendo el esquema planteado se iniciara la explicación por la descripción de la ganancia de temperatura en el hormigón.

3.2. Generación de Temperatura en el hormigón durante la hidratación.

Este apartado tendrá como objetivo aportar información sobre la evolución de temperatura con respecto al tiempo, con el fin de establecer una formulación que simplifica el comportamiento. Al final del

apartado se conocerán los términos para el conocimiento inicial de la generación de temperatura en la hidratación del hormigón. Se iniciará con una descripción general de los parámetros que rigen el fenómeno para luego estudiar los modelos actuales de predicción del grado de hidratación.

3.2.1. Conceptos Generales

Ecuación General

Al aplicar el teorema de la conservación de la energía a una superficie cerrada que se le llamara S con un volumen V, aparecerá un flujo de calor debido a la reacción exotérmica del hormigón. Este flujo será igual al calor generado en la reacción menos el acumulado por un diferencial de tiempo, generado por un cambio en la temperatura. La ecuación que expone lo anterior es la siguiente:

$$\iint_S \vec{q} \cdot \vec{n} \cdot ds = \iiint_V Q(t) \cdot dV - \iiint_V \rho c \frac{dT}{dt} dV \quad 3.1$$

Se tiene la primera parte de la expresión 3.1 que se refiere al intercambio de calor con el ambiente, el segundo se refiere al calor producido por una fuente de calor. El tercero se refiere al cambio de temperatura debido a estos dos componentes anteriores. El sistema que reproduce el intercambio del calor es:

$$\text{div}(-k\nabla T) - \dot{q} = \rho c \frac{dT}{dt} \quad 3.2$$

donde, T es el vector de temperatura, \dot{q} es el calor generado por unidad de volumen y unidad de tiempo, ρ es la densidad del material, c es el calor específico y k es la conductividad térmica del material. Dicha resolución de la ecuación general, que ha sido utilizada por Calmón (1995), Mirambell (1987) y Schindler (2005), dictará las bases para los modelos teóricos de temperatura estudiados.

De la ecuación 3.2 se deriva el cambio de temperatura en el borde del cuerpo, el cual descrito por Schindler (2005), tendrá la siguiente expresión:

$$\frac{dT}{dt} = \frac{dQ/dt}{c \cdot \rho \cdot \Delta Z} \quad 3.3$$

La simplificación de la ecuación se debe a que se considera el material como un medio anisótropo y de régimen transitorio, esto elimina el factor k y hace el vector de temperaturas en una sola dirección para un eje. El hormigón es un material que no presenta las mismas características en sus ejes al ser heterogéneo y discontinuo, por ello las propiedades del mismo varían según la temperatura (problema no lineal) y la madurez.

Por lo tanto al desintegrar la expresión para la superficie el factor ΔZ tendera a cero y se desintegra la derivada parcial. En condiciones adiabáticas se tiene la condición:

$$Q(t) = Q_T \cdot C_C \cdot \alpha(t) \quad 3.4$$

Siendo $\alpha(t)$ el grado de hidratación y C_c la cantidad de cemento; en el siguiente apartado se ampliará sobre el término Q_T referente al calor total.

Por lo tanto, la expresión final será:

$$T = T_{ambiente} + \frac{Q_T \cdot C_c \cdot \alpha(t)}{c \cdot \rho} \quad 3.5$$

Los estudios teóricos de la conducción a través de la masa del hormigón exigen de la aceptación de un conjunto de hipótesis que el material ha de cumplir de forma más o menos precisa (Mirambell, 1987):

- Hipótesis de medio continuo
- Hipótesis de isotropía térmica
- Hipótesis de homogeneidad térmica
- Hipótesis de permanencia térmica

Las hipótesis planteadas para el estudio de losas en fase de construcción implica que la densidad (ρ) y el calor específico (c) sean vectores escalares constantes. La conductividad térmica (k) se define como un campo tensorial de 2º orden isótropo y constante cuya expresión matricial es:

$$\begin{bmatrix} k & 0 & 0 \\ 0 & k & 0 \\ 0 & 0 & k \end{bmatrix} \quad 3.6$$

lo que hace que la ecuación general de conducción de calor se transforme en la ecuación general de calor de Fourier (Calmon, 1995)

$$\nabla^2 T + \frac{Q}{k} = \frac{\rho \cdot c}{k} \cdot \frac{dT}{dt} \quad 3.7$$

La ecuación de calor de Fourier es la que gobierna el fenómeno de la conducción de calor en un régimen controlado, que debe de ser continuo, homogéneo e isótropo y donde la variable de temperatura está en función del tiempo. El factor $\nabla^2 T$ se define:

$$\nabla^2 T = \left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right) \quad 3.8$$

El componente Q de la ecuación de Fourier identifica la fuente de calor interno y determina el aumento de temperatura del hormigón debido al proceso exotérmico. Viene dado por una función denominada $Q(t)$ (Kaszyhska, 2002), que define el calor de hidratación en el hormigón y que queda representada por la ecuación 3.7:

$$Q(t) = \int_0^t W(t) dt \quad 3.9$$

En la ecuación 3.9 intervienen una serie de factores para el desarrollo de la función calor, que dependerá del balance entre el calor generado durante la reacción y el cedido al ambiente. En la siguiente figura se representa la función calor dividida en 5 etapas:

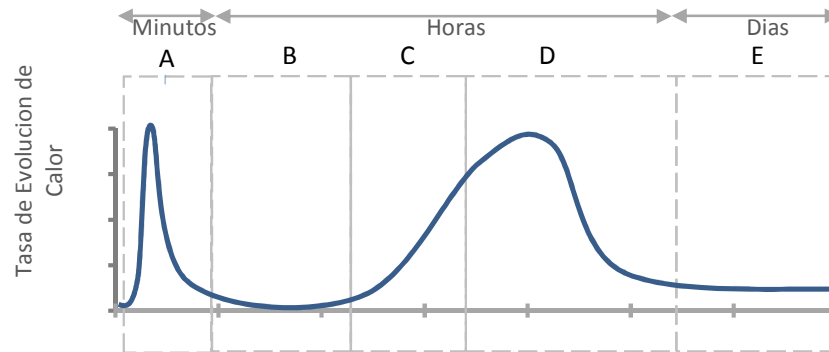


Figura 3.2 Evolución del calor durante la reacción del cemento con el agua.

En la figura anterior se muestra la velocidad con que la muestra exuda calor y se observa un aumento significativo en los primeros 15 minutos donde el C_3A reacciona. Seguidamente se representa la zona durmiente o zona B. La zona C y D corresponden a un segundo pico de aumento de la tasa de evolución del calor que es característico en los intercambios de temperatura. Para predecir esta función es necesario entender las etapas observadas en la figura anterior. El siguiente apartado define dichas etapas y darán un mayor sentido a la función del calor.

3.3. Calor de Hidratación

Existen numerosos factores que determinan el aumento de calor debido a que la interacción entre ellos es compleja. Algunos ejemplos son: el contenido y la composición del cemento, el grado de hidratación, la finura del cemento (Blaine), la relación agua/cemento, la temperatura ambiente durante el curado y la inclusión de aditivos (Schindler, 2005).

El calor que expulsa la reacción del cemento durante la hidratación tendrá una velocidad inicial de evolución alta con respecto a fases posteriores, tal como se pudo ver en la figura anterior. En condiciones adiabáticas el calor total aumentara hasta llegar a un valor máximo que se mantendrá como asíntota a dicho valor. En el siguiente esquema se define la división con la que se tratara el fenómeno del calor.

- Tipo de cemento
- Cantidad de Cemento
- Grosor de la pieza
- Intercambio de Calor
- Grado de Hidratación

El esquema anterior muestra el desglose de elementos que intervienen en la función calor, en caso de no tener intercambios con el ambiente el término se eliminaría, esto es característico en ensayos adiabáticos. La siguiente ecuación, antes ya mencionada, describe la dependencia de los elementos descritos:

$$Q(t) = Q_T \cdot C_C \cdot \alpha(t) \quad 3.10$$

donde Q_T es el calor generado por todos los componentes del cemento si se diera el cien por ciento de hidratación, C_C es la cantidad de cemento en kg/m^3 y $\alpha(t)$ es el grado de hidratación de la muestra

Influencia del Tipo de Cemento en la generación de calor:

Cada tipo de cemento está compuesto por distintas proporciones de materiales que a su vez generan un calor distinto en el momento de la reacción. Los mayores contribuyentes son el C_3A y C_3S cuyo porcentaje de contribución al calor total es de un 17% y un 62% respectivamente (Tabla 3.1 Características de los cementos y sus componentes. (Neville, 1999))

El parámetro Q_T se calcula de la siguiente manera:

$$Q_T = \sum \rho Q_i \quad 3.11$$

En la ecuación 3.11 se observa que el calor total (Q_T) es una sumatoria de los calores ideales (Q_i) de los componentes. El parámetro ρ es la relación porcentual entre el contenido del componente y la masa total de la muestra de cemento. En la Tabla 3.1 Características de los cementos y sus componentes. (Neville, 1999)

se presenta el calor total aportado por cada uno de los componentes del hormigón en condiciones ideales

Característica	C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF	MgO	Free CaO	SO ₃
Calor de Hidratación Individual (J/g)	500	260	866	420	850	1168	624
Porcentaje de Contribución al Calor total	62%	7%	17%	6%	2%	2%	4%
Contenido en Cemento Tipo I	50.3%	23.8%	10.8%	8.1%	2.1%	0.5%	1.7%
Contenido en Cemento Tipo II	41.5%	33.3%	5.4%	13.5%	2.1%	0.6%	1.6%
Contenido en Cemento Tipo III	60.0%	13.5%	9.0%	8.1%	2.4%	1.9%	2.1%
Contenido en Cemento Tipo IV	30.0%	51.3%	4.7%	12.4%	2.4%	0.2%	1.9%
Contenido en Cemento Tipo V	41.0%	39.0%	3.7%	10.0%	1.7%	0.5%	1.4%

Tabla 3.1 Características de los cementos y sus componentes. (Neville, 1999)

En la tabla se observa que los cementos I y III tienen un contenido mayor de C_3A y C_3S por lo que se intuye que estos presentarán una mayor temperatura interna en el momento de la hidratación.

Influencia de la Cantidad de Cemento en la generación de calor:

La cantidad de cemento hace variar proporcionalmente el calor total. Investigadores como Schindler (2005) lo colocan directamente en la ecuación del cálculo del calor. Sin embargo, otros como Calmón (1995) y Quinwu (2010) lo colocan en la ecuación del cálculo de temperatura directamente

Según el ACI 211.1 (1997) por cada 50kg de cemento por m³ la temperatura final aumentará entre 4.7°C y 7°C, según el tipo de cemento. Esto refleja la proporcionalidad entre el contenido de cemento y el calor, que causa en aumento de temperatura.

Influencia del Grosor de la pieza en la generación de calor

El desarrollo del calor de la pieza vendrá determinado por los principios de difusión del calor, es decir, a mayor grosor mayor tiempo demorara el calor en disiparse. El modelo desarrollado por Ballim (2002), que mediante una probeta de 1x0.7x0.7m hizo mediciones en distintos puntos, muestra el efecto del grosor de la pieza en el desarrollo del calor y por ende de la temperatura. El ensayo se puede observar en la Figura 3.3

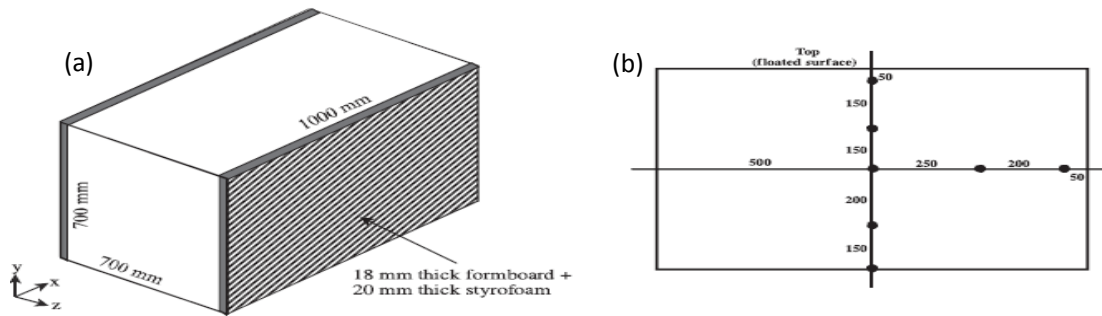


Figura 3.3 Modelo de elementos finitos. (a) Modelo en 3D muestra las caras a la intemperie y los cobertores en los laterales. (b) Corte en la zona media del modelo (Ballim, 2002)

En el modelo desarrollado por Ballim (2002) se muestra un bloque de hormigón con 220Kg de cemento por m³. Para el aislamiento lateral se usaron protectores contra la intemperie de 18mm de poliestireno extruido y 20mm de cartón pluma (compuesto de dos capas de cartón y poliestireno extruido en el centro).

A continuación se muestran los resultados medidos y desarrollados por el modelo de elementos finitos. La primera observación que puede realizarse es que el ensayo es de tipo semiadiabático. Las mediciones se realizaron en el centro de la probeta, según el corte b, una medición en el fondo de la probeta expuesta a la intemperie, una medición en la zona central y finalmente a una distancia de 50mm de la zona a la intemperie.

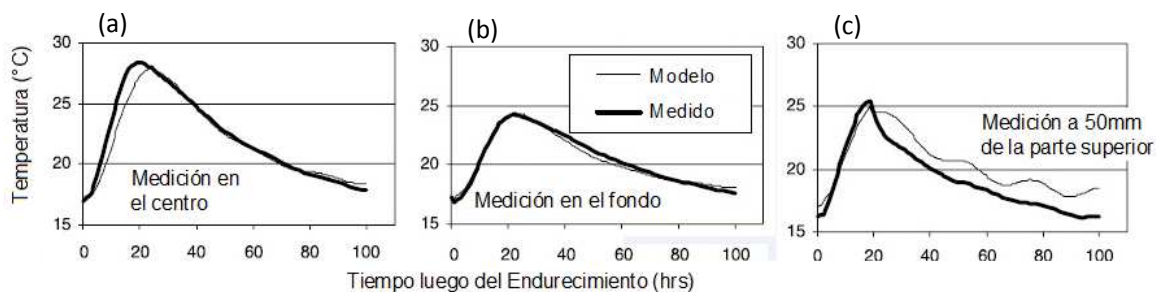


Figura 3.4 Efecto del grosor de la muestra (Ballim, 2002) (a) Medición en el centro de la probeta (b) Medición en el fondo de la probeta (c) Medición a 50mm de la parte superior.

El ensayo se realizó en una sola pieza, sin embargo, muestra el efecto de medición en distintos puntos de una probeta. Esto quiere decir que a mayor distancia de la zona expuesta a la intemperie la temperatura

aumenta más que en la superficie, es decir, una pieza muy gruesa tenderá a deshacerse del calor generado en la reacción más lentamente que una más esbelta.

Otro factor que podría extraerse de este ensayo es la conductividad térmica, ya que la disipación del calor se realiza a través del mismo hormigón. Sin embargo, al contar con un muestreo con las mismas características este parámetro deja de ser una de las variables a tomar en cuenta.

Influencia del intercambio de calor al exterior

En un sistema en el que un cuerpo presente una temperatura distinta a otro cuerpo o entorno, el sistema tenderá a equilibrarse. El calor fluirá de mayor a menor temperatura, por lo que se establecerá un gradiente térmico entre el calor generado en el hormigón y el entorno. En el caso de una losa de pavimento, esta tenderá a equilibrar su temperatura a través de la superficie que está en contacto con el ambiente y de la que se encuentra en contacto con la sub-base.

Los efectos ambientales son difíciles de reproducir debido a que son muy cambiantes para llevarlos a cabo en condiciones de laboratorio. Por lo general, la forma de medición y el modelado de la función calor dependerán de las condiciones de cada país.

Los métodos de intercambio de calor han tratado de ser reproducidos por numerosos autores Mirambell (1988), Agulló (1995) y Schindler (2005) y se encuentra el factor común de fenómenos característicos. En el siguiente esquema se exponen los sistemas de intercambio de calor a tomar en cuenta:

- Conducción
- Convección
- Radiación e Irradiación

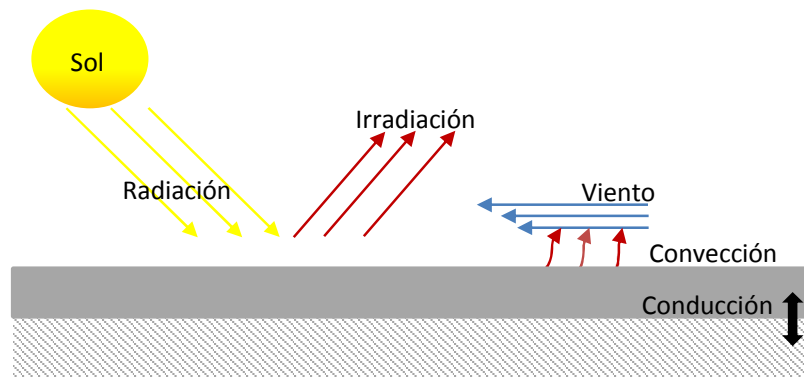


Figura 3.5 Sistemas de intercambio de calor con el medio.

En la figura anterior, se exponen cuatro de los sistemas de intercambio de calor, el peso que tiene cada uno de ellos es diferente entre sí. Existen más sistemas de intercambio, por ejemplo, Schindler (2005) evalúa el enfriamiento por la capilaridad del agua libre de la hidratación, esta enfriará la superficie de manera homologa que en cuerpo humano lo hace el sudor. En la siguiente tabla se resumen los sistemas de intercambio de calor de la Figura 3.5:

Sistema	Definición	Formulación de calor
Conducción	“Mediante dicho mecanismo la energía calorífica se transmite de las moléculas con mayor energía cinética de traslación (mayor temperatura) a las moléculas de menor” (Calmón, 1995).	$q_{conducción} = h_0 \cdot (T - T_0)$ $h_0 = \left(\frac{d_1}{k_1} + \frac{d_2}{k_2} + \frac{d_n}{k_n} \right)^{-1}$
Convección	Fenómeno producto del contacto de un fluido o gas con una superficie sólida. La convección del fluido provoca una transferencia de calor en forma de flujo calorífico entre los cuerpos en contacto. El intercambio de calor entre la superficie del bloque de hormigón masivo en construcción y se lleva a cabo en una película de espesor indefinido z. (Calmón, 1995)	$q_{convección} = h_c S (T_s - T_a)$ $hc = 3.95v + 5.58$
Radiación	Con la energía transmitida por el Sol existe una ganancia de energía en forma de calor en la losa de pavimento (radiación)	$q_{radiación} = -\beta_s I_f q_{solar}$
Irradiación	Durante la noche se invierte el proceso y se pierde la energía almacenada, debido en parte, a la re-radiación emitida por esta a los alrededores (irradiación).	$q_{irradiación} = h_{ir} \cdot (T - T_0)$ $h_{ir} = e C_{SB} (4T_{ambiente}^3)$

Tabla 3.2 Mecanismos de transferencia de calor.

En la tabla anterior se muestran las diferentes formas de intercambio de calor, en si la convección será para el tema de pavimentos la más importante. White (1979) señala que el calor transferido por conducción es muy pequeño y difícil de cuantificar, es por ello que es común añadirle un factor a la transferencia por convección para evaluarlo en forma combinada.

El coeficiente C_{SB} posee un término en el grado de 1×10^{-8} por lo que su aporte será muy bajo en el caso de la irradiación. Los pequeños valores que se obtienen hacen que la radiación tenga un efecto insignificante con respecto a la convección. Este fenómeno según Aguilar (1981) y Calmón (1995) puede ser despreciado.

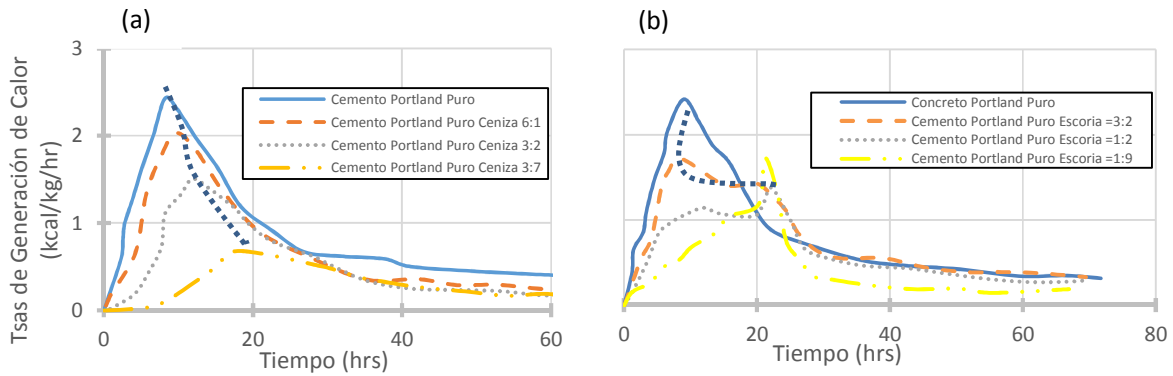
Influencia de las Adiciones en la generación de calor

Son colocadas para reducir la cantidad de cemento en la muestra con tal de mejorar las prestaciones del material endurecido. Las adiciones minerales pueden mejorar la trabajabilidad del hormigón fresco en detrimento de la permeabilidad del hormigón endurecido. Las adiciones más comunes en hormigones para pavimentos, al menos en Estados Unidos, son las cenizas volantes y la escoria (Schindler, 2005).

Cenizas Volantes: Es producto de la recolección de ceniza precipitada de gases exhaustos de plantas térmicas de carbón. La composición varía según el tipo de carbón de donde provienen, sin embargo las partículas presentan las características de ser esféricas y muy finas.

Las cenizas volantes reaccionan con el hidróxido de Calcio que es producido por la hidratación de los materiales del Clinker. Los efectos que produce el material son hipotéticos y se enumeran a continuación: reducción del calor total y la velocidad con que se libera calor, por ello reducen la temperatura total y retrasan la hidratación del cemento, especialmente a edades tempranas. Los efectos se observan en la Figura 3.6 (a)

Escoria: Su nombre completo es: escorias granuladas molidas de horno o GCBF por sus siglas en ingles. Tiene que ser molida hasta alcanzar la finura adecuada para ser usada como material cementicios (Schindler, 2005). Sus efectos en las muestras se observan la Figura 3.6 (b)



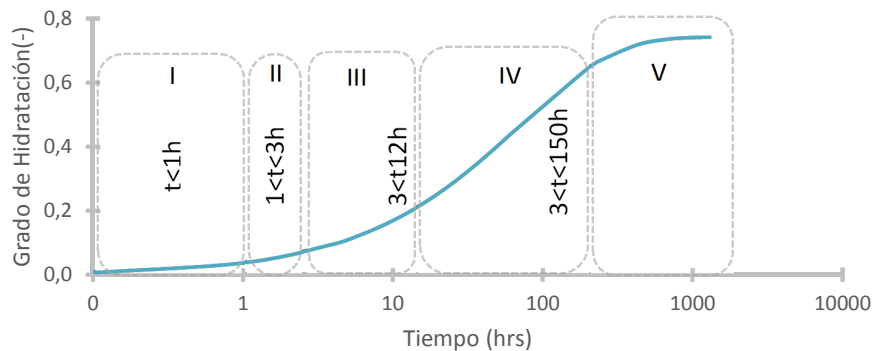
La tendencia a colocar las cenizas, como indica la teoría, es una disminución de la tasa de crecimiento de calor a edades tempranas, por lo que su pendiente inicial de crecimiento es menor. El pico mayor de calor es menor a medida que aumenta la cantidad de cenizas, sin embargo en edades posteriores la tasa es muy similar entre sí.

El efecto de la escoria en la mezcla, en las de contenido mayor, representa una disminución en el pico máximo de generación de calor. A medida que se aumenta la cantidad de escoria y se disminuye la de cemento la tasa inicial de generación disminuye y traslada su pico máximo de generación a edades posteriores.

3.4. Grado de Hidratación del Hormigón

Este sub-apartado corresponde al desarrollo del el grado de hidratación en el momento de producirse la reacción del hormigón. Recapitulando el grado de hidratación del hormigón se planteó como punto que afecta la función calor.

La definición de grado de hidratación según Schindler (2005) es: “una medida de la cantidad de gel de cemento (productos de hidratación) que se han formado, vinculados a un calor de hidratación”. La secuencia del proceso de hidratación del cemento se muestra a continuación:



Como se observa en la figura anterior la evolución del grado de hidratación se divide en 5 etapas, cada una de ellas con unas características específicas. La función se clasifica según su avance con respecto al tiempo, esta división es propuesta por Schindler (2005) y Byfors (1980) y depende de varios factores:

- Temperatura de Curado
- Energía de Activación
- Grado de Hidratación Ultimo (Relación a/c)
- Adiciones
- Finura del Cemento

De igual manera en la siguiente tabla se hace una clasificación de su duración y diferencias:

Etapa	Duración (horas)	Características
I	>1	-Inmediato luego que se mezcla el agua con el cemento. -Reacciona C_3A para formar Etringita.
II	$1 < t < 3$	-Relativa Inactividad. Inicia el endurecimiento. -Reacciones de C_3A y C_3S se proceden a intensificarse para dar paso a la siguiente etapa.
III	$3 < t < 12$	-Etapa durante la reacción de C_3S se acelera rápidamente y se alcanza la máxima velocidad de reacción. Reacción de C_3A llega al final. -La pasta aún está formando la estructura.
IV	$3 < t < 150$	-Mayoría de hidratación concluye. -Reacciona el C_4AF y se desacelera la reacción del C_2S
V	>150	-Toda la reacción concluye. -De existir cenizas volantes, esta puede ser que aún este reaccionando para formar C-S-H

Tabla 3.3 Etapas de evolución del grado de hidratación y sus características. (Basado en Schindler, 2005)

En la tabla anterior se observa cómo van reaccionando los componentes cementicios con el agua complementando la información de la Figura 3.7. A continuación se exponen los factores que definen la hidratación de la mezcla:

Influencia de la Temperatura de Curado en la hidratación

La hidratación del cemento portland en el rango de temperaturas comprendidas entre los 25 y los 100°C no difiere substancialmente con respecto a bajas temperaturas. Sin embargo las reacciones se ven aceleradas y existen diferencias en la microestructura cuando se aproximan a los 100°C, esto en la fase de la composición de los resultados de la reacción (Taylor, 1990). Esto supone que la temperatura de curado del hormigón va a tener un efecto importante en el desarrollo de capacidades mecánicas y del grado de hidratación.

La influencia de la temperatura de curado en el grado de hidratación está relacionada con la velocidad con que se va produciendo la reacción química del hormigón. Investigadores como Saúl (1951), Kaszynska (2002) y Schindler (2002) concuerdan en que la forma en que interviene la temperatura en la reacción es la siguiente. Se define una función Temperatura que se le llamara $T(t)$, y dependerá de la relación:

$$T(t) = \frac{\kappa_T}{\kappa_{TA}} \quad 3.12$$

donde el numerador es la tasa con que se produce la reacción a una temperatura T , y el denominador es con una temperatura de referencia T_a , generalmente esta temperatura de referencia es asumida como 20°C . Los valores de κ se relacionan por la ecuación de Arrhenius (ecuación 3.12).

$$\kappa_T = A e^{-\frac{E_A}{RT}} \quad 3.13$$

donde A es una constante, E_A es la energía de activación y R la constante universal de gases 8.314 J/molK . La función temperatura combinando la ecuación 3.12 en la 3.13 se obtiene la siguiente expresión:

$$T(t) = \frac{\kappa_T}{\kappa_{TA}} = e^{\left(\frac{-E_A(T_a - T)}{RT_a T}\right)} \quad 3.14$$

Si se integra dicha $T(t)$ en función de un intervalo de tiempo se obtendrá el tiempo equivalente a utilizar según una temperatura aleatoria. A dicho tiempo equivalente se denominara como t_e y su expresión corresponde a:

$$t_e = \int_0^t e^{\left(\frac{-E_A(T_a - T)}{RT_a T}\right)} dt \quad 3.15$$

La ecuación 3.25 se inició a utilizar por Freiesleben Hansen and Pedersen (1977) quienes presentaron una expresión basada en esta para el hormigón. La expresión que obtuvieron expresa el tiempo real de curado, en términos de una edad equivalente, cuando es curado a una temperatura de referencia. La siguiente ecuación refleja el resultado obtenido:

$$t_e(T_R) = \sum_0^t e^{\left(\frac{E}{R} \left(\frac{1}{273+T_a} - \frac{1}{273+T} \right)\right)} dt \quad 3.16$$

Esta expresión es lo que se conoce como el método de madurez, el cual es una aproximación usada para tomar en cuenta el efecto de la temperatura y el tiempo en el desarrollo de propiedades mecánicas y el grado de hidratación. Carino (1991) concluye que esta ecuación representa mejor el efecto de la temperatura en el desarrollo de la resistencia, no siendo tan precisa para la temperatura. Se explica mejor en la siguiente figura:

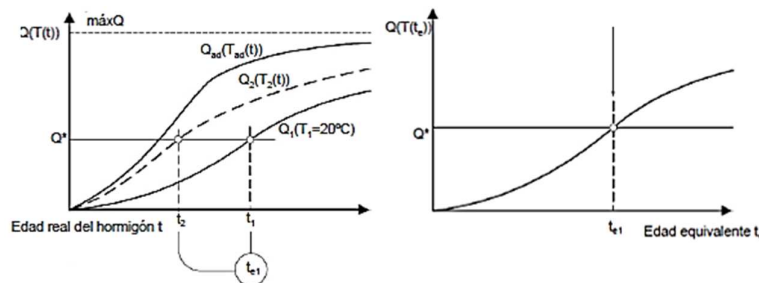


Figura 3.8 Método de la Madurez para temperatura (Crespo, 2010).

En esta figura anterior se explica que para la generación del calor a una temperatura de 20° C se tendrá un tiempo t_1 . Para otra mezcla con la misma composición pero curado a diferente temperatura se tendrá un tiempo equivalente.

Influencia de la Energía de activación en la hidratación

Se define como la energía necesaria para que se efectuó una reacción, lo cual puede trasladarse al hormigón en la etapa de la reacción química de su fraguado. Es por ello que está muy ligada con el concepto anterior de temperatura ya que el valor de la energía de activación va a depender de la temperatura a la que se lleve a cabo la reacción. Según Neville (1995), Schindler (2012) y Carino (1997) es una medida de la sensibilidad térmica de la muestra a la temperatura de curado.

Existen una gran cantidad de formulaciones para definir la energía de activación, la más usada en Europa es la desarrollada por los daneses Freiesleben and Pedersen (1977). La formulación es aplicada antes de obtener el tiempo equivalente, de ahí su importancia. La ecuación empírica que encontraron los investigadores es:

$$\begin{cases} E(T_c) = 33\,500 \frac{J}{mol}; & T_c > 20^\circ C \\ E(T_c) = 33\,500 + 1470 (20 - T_c) \frac{J}{mol}; & T_c < 20^\circ C \end{cases} \quad 3.17$$

Como se observa en esta formulación se toma como referencia una temperatura de 20°C que va a marcar el punto de inflexión entre una mayor necesidad energética de la reacción o una menor. La ecuación anterior se basa en la temperatura aunque existen más formulaciones de este tipo, como la que propone Jonasson et al (1995) que difiere al no ser lineal. En la siguiente tabla se muestran algunas de las formulaciones:

Autor	Basado en:	Formulación:
Jonasson et all (1995)	Temperatura	$E(T_c) = 44066 \left(\frac{30}{10 + T_c} \right)^{0.45}$
RILEM TC 119-TCE (1998)	Temperatura	$E(T_c) = 32\,536 \text{ j/mol}$ $E(T_c) = 32\,536 + 1\,455 (20 - T_c)$ $T_c > 20^\circ C$ $T_c < 20^\circ C$
McCullough and Rasmuseen (1999)	Tipo de Cemento	$Cem I = 41\,750 \text{ J/mol}$ $Cem II = 41\,750 \text{ J/mol}$ $Cem III = 39\,050 \text{ J/mol}$ $Cem IV = 44\,150 \text{ J/mol}$ $Cem V = 36\,350 \text{ J/mol}$
Schindler (2005)	Composición Química del Cemento.	$E_A = 22\,100 f_E \rho_{C_3A}^{0.3} \rho_{C_4AF}^{0.25} Blaine^{0.35}$ $f_E = 1 - 1.05 \rho_{FA} \left(1 - \frac{\rho_{FACaO}}{0.40} \right) + 0.40 \rho_{SLAG}$

Tabla 3.4 Formulaciones propuestas para la Energía de activación.

Estas formulaciones se unen a la recomendación de ASTM C 1074(1998) para cementos tipo I con un rango de 40 000J/mol a 45 000J/mol y no provee otro lineamiento para los demás tipos de cemento (Schindler, 2005). En la última formulación dada por Schindler (2005) se observa que se lleva los valores hasta el máximo punto de precisión, siendo ρ_{C_3A} Y ρ_{C_4AF} relaciones de peso entre los componentes y el peso total del cemento. De igual manera se definen ρ_{FA} , ρ_{FACaO} Y ρ_{SLAG} .

Grado de Hidratación Último

La influencia de este parámetro indica que raramente la hidratación se completa en un cien por ciento (Schindler, 2005). Como se dijo anteriormente, el aumento de calor dependerá del grado de hidratación conforme se da la reacción, sin embargo la hidratación ultima varia de no cumplirse los siguientes factores:

- (1) Suficiente espacio disponible para la hidratación de los productos que gradualmente llenaran los vacíos.
- (2) Suficiente agua disponible para toda la reacción.

Según estos dos argumentos se intuye que el grado de hidratación ultimo está directamente relación con la relación agua/cemento. Algunas de las formulaciones que dan un resultado de la hidratación última son directamente dependientes de dicha relación en la mezcla. La primera relación la presento Hansen (1986):

$$\alpha_u = \frac{a/c}{0.36} < 1.0 \quad 3.18$$

Esta relación asume que a partir de una relación agua/cemento superior a 0.36 todos los componentes cementicios se hidrataran. Posteriormente Breugel (1997) y Cervera (1999) propusieron la siguiente relación:

$$\alpha_u = \frac{1.031a/c}{0.194 + a/c} \quad 3.19$$

En la siguiente figura se muestra la comparación entre ambos métodos y una especial atención a relaciones agua/cemento convencionales:

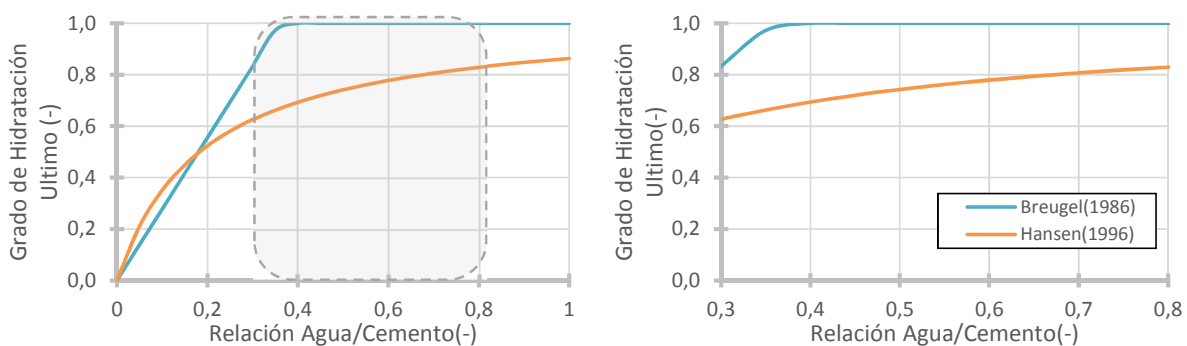


Figura 3.9 Comparación de métodos según relación de agua/cemento

Como se observa la variación entre ambos modelos es significativa, el más aceptado es el modelo de Mills (1966) ya que no presenta cambios tan drásticos, además, el modelo de Mills (1966), no alcanza el 100% de hidratación. Ya se ha mencionado anteriormente que deben darse condiciones excepcionales para lograr ese punto.

Según Kjellsen et al (1991) y Schindler (2005) el grado último de hidratación no se ve afectado por la temperatura de curado. Los autores indican “*En varios análisis se observa que el punto máximo de hidratación del cemento es independiente de la temperatura*”.

Influencia de la Finura del Cemento en la hidratación

Las partículas de cemento son muy pequeñas y no pueden ser tamizadas como se hace en el caso de los suelos. El grado de finura se mide por área específica, expresada como el área de la superficie total en unidad de área por gramo de cemento ($\text{m}^2/\text{g}_{\text{CEMENTO}}$).

Influye en el calor de hidratación liberado y en la velocidad de hidratación. A mayor finura, mayor rapidez de hidratación del cemento. Al entrar en contacto con el agua, los granos de cemento se hidratan solo a una profundidad de 0.01mm, si el grano fuese muy grueso su rendimiento sería muy pequeño al quedar el interior del núcleo casi intacto (Maguiña, 2013). Si el cemento tiene una finura excesiva, su retracción y calor de fraguado serían muy altos.

Según Mindess y Young (1981) “*el cemento más fino aumenta la velocidad con que se genera calor, sin embargo el mismo, a largo plazo, no se ve afectado*”. Esto quiere decir que la tasa inicial de calor aumentara a mayor finura del cemento, pero al llegar a la asíntota de calor máximo no tendrá ningún efecto en él.

3.5. Modelado del Grado de Hidratación.

En los apartados anteriores de este capítulo, se expusieron todas las variables que deben ser consideradas para entender lo que determina la hidratación del cemento. Existen modelos que tratan de predecir el fenómeno, todos aplican diferentes criterios para lograr una solución óptima, en este apartado se explicaran algunos de ellos. Crespo (2010) hace una recopilación de métodos y los subdivide por cantidad de parámetros. A continuación se exponen dichos métodos a los que se añadirán otros:

- Freisleben-Hansen(1985)
- Schindler(2005), Modificando de Freisleben-Hansen(1985)
- Jonasson et al (1995)
- Jonasson Modificado.

Recapitulando, en el apartado anterior tenemos que el aumento de temperatura en condiciones adiabáticas es producto de la ecuación 3.10. Al simplificar dicha ecuación se obtiene:

$$T = T_{\text{ambiente}} + \frac{Q_T \cdot C_C \cdot \alpha(t)}{c \cdot \rho} \quad 3.20$$

Para poder obtener la temperatura durante toda la hidratación del cemento se relacionó el grado de hidratación a un instante t .

Freisleben-Hansen y Pedersen (1985)

Modelo de dos parámetros que está descrito por la ecuación:

$$\alpha(t_e) = \alpha_u \cdot e^{-\left(\frac{t}{t_e}\right)^\beta} \quad 3.21$$

donde τ es la constante del tiempo característico y la abscisa en el punto de inflexión, β es la pendiente de la curva y t_e es el tiempo equivalente. Se observa en la siguiente grafica que a 0.37 de hidratación se coloca el punto de inflexión de la gráfica y este es un factor que indica el tiempo desde que el hormigón empieza a mezclarse y endurecer hasta poner los termopares para la medición. En la siguiente figura Crespo (2010) evalúa según la variación de parámetros el comportamiento de la gráfica para un grado de hidratación última de 0.9:

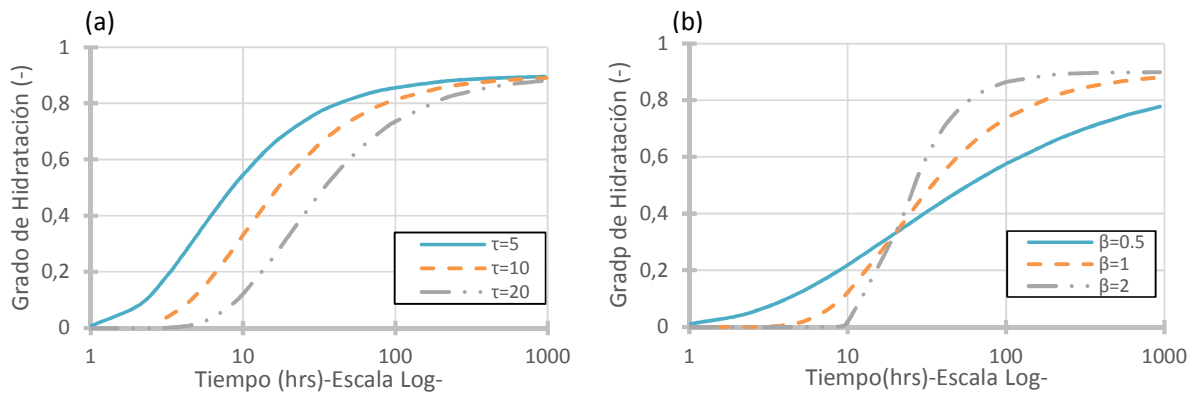


Figura 3.10 Influencia de Parámetros en la curva. (a) Influencia del tiempo característico τ (b) Influencia del parámetro de pendiente de la gráfica β . (Crespo, 2010)

En esta figura se observa la influencia de variar el tiempo donde alcanza el punto de inflexión la curva, en este caso en un grado de hidratación de 0.37. Cuanto más rápido se llegue a este punto más pronto concluye la hidratación eventualmente. El factor de pendiente de la gráfica indica la tasa con que la etapa III de la hidratación se lleva a cabo.

La variación del parámetro β da una mayor o menor rapidez en alcanzar el grado ultimo de hidratación. Un valor menor a 1 da como resultado una gráfica con mayores problemas para llegar al máximo, conforme este valor aumente la curva tenderá a un comportamiento en forma de "S".

Freisleben-Hansen y Pedersen (1985) modificado

Modificado por Schindler (2005) da un valor concreto a los valores de τ y β . Estos, van a tomar valores según la composición química del cemento empleado, a continuación se exponen los valores encontrados:

$$\tau = 66.78 \rho_{C3A}^{-0.154} \rho_{C3S}^{-0.401} BLAINE^{-0.804} \rho_{SO3}^{-0.758} e^{(2.187 \rho_{SLAG} 9.5 \rho_{FA} \rho_{FACaO})} \quad 3.22$$

$$\beta = 181.4 \rho_{C3A}^{0.146} \rho_{C3S}^{0.227} BLAINE^{-0.535} \rho_{SO3}^{0.558} e^{(-0.647 \rho_{SLAG})} \quad 3.23$$

Basado en un desarrollo de análisis multivariable, los datos se obtuvieron de análisis semi-adiabáticos que fueron discretizados. Se tomó ρ como variables (relación entre el peso del componente con respecto al peso del cemento) y se ajustó a 33 diferentes mezclas para predecir los grados de hidratación. En la siguiente tabla se muestra como se afecta el grado de hidratación dependiendo del contenido de componentes:

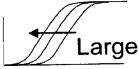






Parámetro Contenido de:	Cambio	Inicio de la fase de aceleración	Pendiente (tasa de aumento)
Finura del cemento (Valor Blaine)	↑		
C ₃ S	↑	No influye	
C ₃ A	↑	No influye	
SO ₃	↑	No influye	
Dosis de Escoria	↑	No influye	
Cenizas Volantes Clase C	↑		No influye

Tabla 3.5 Efectos de los parámetros en el grado de hidratación de Schindler (2005) (Modificado de Schindler, 2005)

En la tabla se observa la respuesta del aumento del contenido de alguno de los parámetros en el grado de hidratación final. El inicio de la fase de aceleración corresponde al parámetro τ y la pendiente al parámetro β . A pesar de tener más variables en las formulaciones, estas son las que muestran mayor efecto en la forma de la gráfica final.

Schindler (2005) da un sentido físico a las variables expuestas por Freisleben-Hansen y Pedersen (1985). Sin embargo, esta formulación resulta ser un tanto compleja para el uso y varía según el contenido de material cementicio de uno u otro tipo de cemento.

Jonasson et al (1995)

Da una formulación basada en tres parámetros acorde con las dos anteriores expuestas, la ecuación planteada por el investigador es:

$$\alpha(t_e) = e^{\left[-\lambda_1 \cdot \left(\ln\left(1 + \frac{t_e}{t_1}\right)\right)^{-\kappa_1}\right]} \tag{3.24}$$

En esta formulación los parámetros de ajuste son λ_1 , t_1 , κ_1 ; y t_e el tiempo equivalente calculando mediante la formulación del método de la madurez. Se observa que en este caso el t_1 cumple el propósito de τ en la anterior formulación y corresponde a un inicio temprano o tardío del aumento en la tasa de hidratación. El parámetro κ_1 tiene el mismo sentido que el parámetro β anterior y se refiere a la tasa de crecimiento de la etapa donde se acelera la reacción. λ_1 se muestra como un valor que ajusta el grado ultimo de hidratación. En la siguiente figura se muestra el cambio correspondiente a la variación de los valores de t_1 y κ_1 para un valor de 0.9:

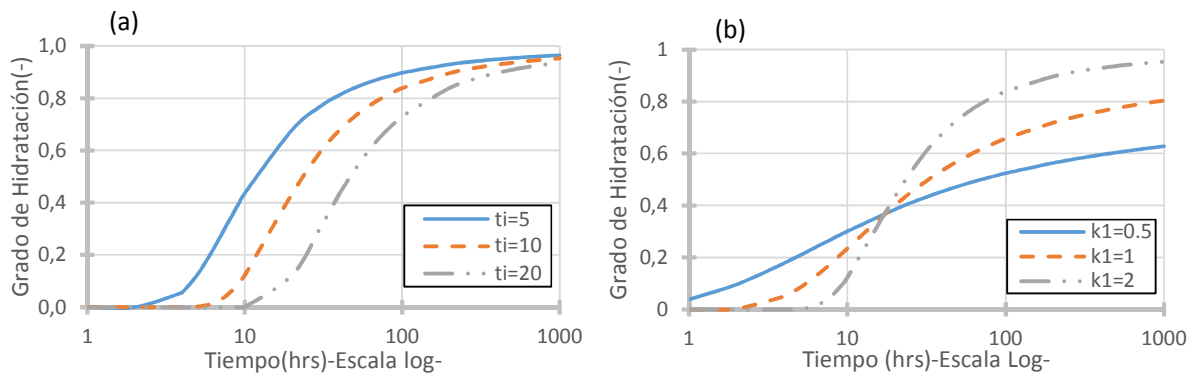


Figura 3.11 Variación de la curva del grado de hidratación para un valor de $\lambda_1 = 0.9$ (Modificado de Crespo, 2010) (a) Variación del parámetro t_i (b) Variación del parámetro k_1

Comparando las Figura 3.10 y Figura 3.11 se observa que la convergencia de datos no es la misma, y en la formulación de Jonasson et al (1995) toman en cuenta que la hidratación es un 100%. La grafica de la figura anterior se convierte en asíntota a 1.0.

Jonasson et al (1995) modificado.

Kraub et al (2001) modificaron la ecuación propuesta por Jonasson (1995) eliminando uno de los parámetros. La ecuación propuesta es:

$$\alpha(t_e) = e^{\left[-\left(\ln\left(1 + \frac{t_e}{t_k}\right) \right)^{C_1} \right]} \quad 3.25$$

Se observa que el parámetro que marca el tiempo donde se encuentra el punto de inflexión es el parámetro t_k y C_1 refleja la velocidad de reacción. Por lo tanto, con una variación del parámetro t_k y C_1 se obtiene:

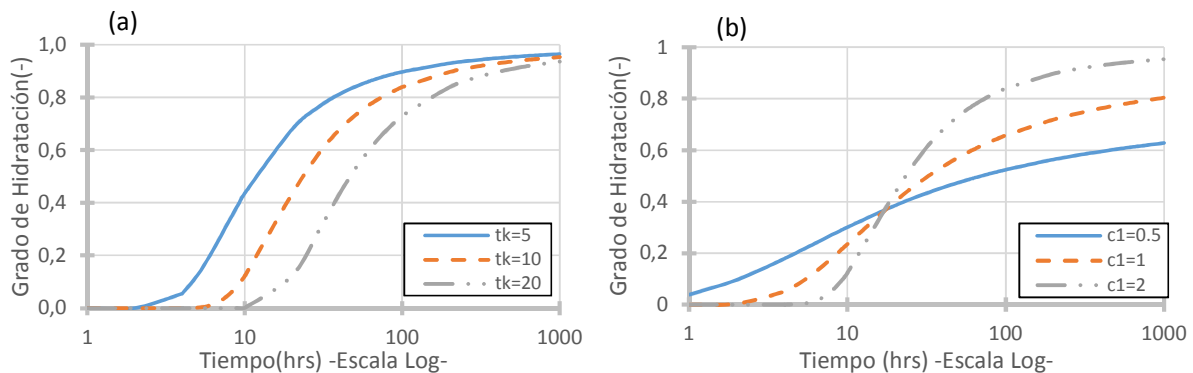


Figura 3.12 Influencia en la variación de parámetros en la curva de hidratación. (Modificado de Crespo, 2010)

La gráfica de la figura ofrece similares resultados a la anterior, el grado de hidratación tiende a un valor de 1. Quiere decir que en esta formulación se logra toda la hidratación del cemento, como anteriormente se comentó solo se puede dar si se ofrecen condiciones ideales.

El tiempo de inicio de la aceleración en esta formulación es más lento, lo que indica que los valores de t_k tienden a ser mayores que t_1 en la formulación anterior. El punto de inflexión ocurre antes del 40% de la hidratación y en la formulación anterior la inflexión de la curva se marca en ese punto.

A continuación se expone una tabla resumen con las bondades y características de todos los métodos:

Autor	2 Parámetros	3 Parámetros	Parámetros Experimentales	Parámetros con formulación	Grado Ultimo de Hidratación	Punto de Inflexión en las X	Pendiente de la curva
Freisleben-Hanse y Pedersen(1985)	•		•		•	τ	β
Schindler (2005)	•			•	•	τ	β
Jonasson et all (1995)		•	•			t_1	κ_1
Jonasson et all Modificado (1995)	•		•			t_k	C_1

Tabla 3.6 Resumen de métodos de grado de hidratación.

Se puede observar que en todas las formulaciones se establece una norma de formulación: un parámetro donde la pendiente cambia, que se denomina punto de inflexión, y un parámetro que establece la tasa de hidratación.

Todas las formulaciones involucran el método de la madurez en su formulación. Sin embargo difieren en el concepto del grado último de hidratación, por ejemplo, el modificado de Schindler (2005) utiliza la formulación de Breugel (1997) y Cervera (1999) para el cálculo. En el método de Jonasson et all (1995) establece un factor de ajuste como el parámetro λ_1 , el modificado lo elimina.

3.6. Modelado de Resistencia a la compresión.

El objetivo de este apartado es conocer los modelos planteados para la predicción de la resistencia a compresión. Los modelos pueden basarse en dos conceptos: el método de la madurez y el grado de hidratación, según la recopilación de Crespo (2010), el esquema del apartado es el siguiente:

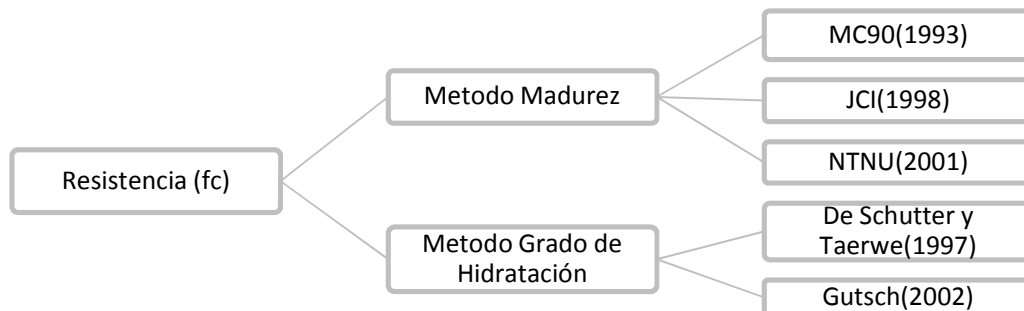


Figura 3.13 Métodos para la modelación de la resistencia.

Se recopilaron dos de los métodos para el estudio, el primero basado en la madurez y la influencia de la temperatura de curado. El segundo basado en el grado de hidratación y cómo afecta la evolución de la reacción a la resistencia final.

3.6.1. Modelos de resistencia basados en el Método de la Madurez

La idea de que la ganancia de resistencia pueda basarse en el tiempo y en la temperatura de curado fue de McIntosh (1949). Descubrió que los especímenes curados a temperaturas altas (93°C) no tenían la misma resistencia a compresión que los especímenes curados a una temperatura de 16°C (Wade, 2006).

El concepto de madurez, fue propuesto por Nurse y Saúl (1951), y dicta que: *“para muestras de un hormigón dado, estas adquieren la misma resistencia cuando alcanzan la misma madurez, independientemente de su historial de temperatura”*. Esto muestra la dependencia del desarrollo de resistencia a la temperatura de curado, ya que para una misma muestra curada a temperaturas distintas se van a obtener distintas gráficas de resistencia.

Posteriormente Rastrup (1954) aporta el concepto de edad equivalente, que se define como *“el tiempo durante el cual debería de haberse curado el hormigón a una temperatura de referencia T_r para alcanzar la misma madurez que el hormigón que sufre la historia de curado real”*. Lo que se explica como el tiempo necesario de curado de un hormigón con respecto al tiempo de curado de la misma mezcla a una temperatura de referencia (20°C). A continuación se muestra la ecuación que según De Schutter (2002) muestra mejores resultados para el tiempo equivalente con respecto a las diferentes formulaciones existentes:

$$t_e(T_R) = \sum_0^t e^{\left[\frac{E}{R} \left(\frac{1}{273+T_c} - \frac{1}{273+T_r} \right) \right] \Delta t} \quad 3.26$$

Seguidamente y partiendo de la Figura 3.13 se exponen las formulaciones basadas en el método de la madurez y recopiladas por Crespo (2010).

Código Modelo 90 (1993)

Se basa en la evolución temporal de la resistencia a compresión uniaxial (f'_c) de cilindros de 150mm de diámetro y 300mm de altura para una temperatura media de 20°C. Se calcula con la resistencia característica a compresión (f_{ck}) que es:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8MPa \quad 3.27$$

y la resistencia a compresión se calcula como:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad 3.28$$

$$\beta_{cc}(t) = e^{\left[s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t/t_1}} \right) \right]} \quad 3.29$$

siendo s un coeficiente que depende del tipo de cemento, $s = 0.2$ para cementos de alta resistencia de endurecimiento rápido, $s = 0.25$ para cemento normal y endurecimiento rápido y $s = 0.38$ para cementos de endurecimiento lento. Para tomar en cuenta el tiempo equivalente se cambia el valor de t por t_e . El valor de t_1 es igual a 1 día. La resistencia a tracción se propone como:

$$f_{ctm} = 0.9 f_{ct,sp} \quad 3.30$$

Instituto Japonés del Hormigón (1998)

La formulación anterior del Código Modelo 90 (1993) no es aplicable para edades menores a 1 día, en este caso se propuso una modificación para que pudiera ser aplicable. La resistencia a compresión y el modulo elástico se calculan como:

$$f_c(t) = f_{c,28} \cdot e^{\left(s_f \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{(28-af)}{(t-af)}} \right) \right)} \quad 3.31$$

donde $s_f = 0.0622$ para hormigones comunes, 0.0978 para hormigones de endurecimiento rápido y 0.133 para hormigón rico en belita. El valor de a_f es de 0.323 para cemento común, 0.432 para cemento con un endurecimiento rápido y 0.771 para hormigón rico en belita. La resistencia a tracción se calcula como:

$$f_t = 0.291 f_c^{0.637} \quad 3.32$$

Kanstad et al (2001)

Desarrollado en la Universidad de Ciencia y Tecnología de Noruega (NTNU) se basa la norma MC 90 (1993). Introduce un parámetro t_0 para el cual las características mecánicas son nulas. Introduciendo este parámetro la ecuación es:

$$f_c(t_e) = f_{c,28} \cdot e^{\left[s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{(t_e - t_0)}} \right) \right]} \quad 3.33$$

Los valores de s son y t_0 se determinan a partir de ensayos de compresión y de regresión lineales para ajustes de curvas.

3.6.2. Modelos de resistencia basados en el grado de hidratación.

Modelo de desarrollo de la microestructura De Schutter (2002)

Explica el efecto de la relación a/c sobre la resistencia a partir de un modelo basado en la formación de la pasta. A diferencia de la forma de análisis del grado de hidratación visto en el apartado anterior, este se verá como un crecimiento expansivo de los productos. Durante este crecimiento se forma un gel blando alrededor de un grano de cemento no hidratado (Crespo, 2010). En la siguiente figura, se muestra la forma en la que se da el endurecimiento del hormigón:

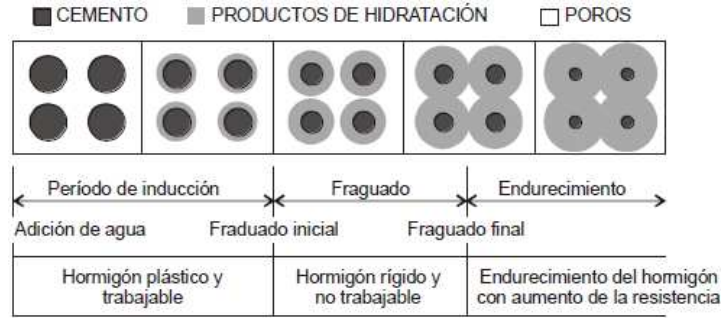


Figura 3.14 Hidratación del cemento Portland (De Schutter, 2002) modificado por Crespo (2010)

De Schutter (2002) basado en esta forma en la que evolucionan las propiedades mecánicas con el tiempo. En la primera fase las partículas de cemento se encuentran de manera dispersa y no reaccionan aun con el agua, posteriormente el agua rodea la partícula envolviéndola y creando una película superficial. La etapa 3, muestra ya un volumen de pasta más consistente que envuelve la partícula. En la etapa de endurecimiento, cuadro 4 y 5, se observa el inicio y el final de la formación de un poro. El último de los cuadros refleja la cantidad de cemento que no se termina de hidratar con el agua. En la siguiente figura se muestran los efectos de la relación agua/cemento en el proceso de hidratación y formación de la resistencia a compresión.

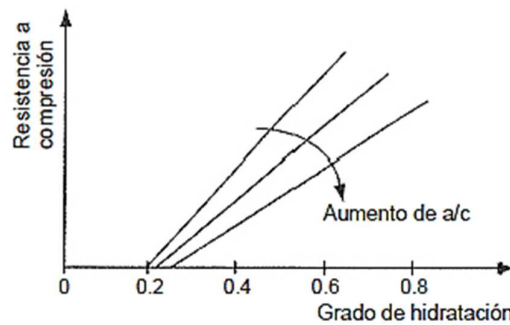


Figura 3.15 Efecto del agua/cemento en la resistencia a compresión. (De Schutter, 2002)

Esta figura complementa a la Figura 3.14 y se observa que al aumentar la relación a/c el grado de hidratación al cual inicia la formación de resistencia es mayor. Esto se debe a que la película de agua que rodea la partícula de cemento es más amplia, y por ello la cantidad de material necesario para que se inicie la hidratación es mayor. Se observa que el grado último de hidratación es mayor al aumentar la relación agua/cemento, sin embargo, esto no implica una resistencia final mayor. En este concepto se basa la presentación del modelo desarrollado por De Schutter (2002) y representado por las ecuaciones 3.32 y 3.33.

$$f_c(r) = f_c(r = 1) \left(\frac{r - r_0}{1 - r_0} \right)^a \quad 3.34$$

$$f_t(r) = f_t(r = 1) \left(\frac{r - r_0}{1 - r_0} \right)^c \quad 3.35$$

Los parámetros de ajuste del modelo son el grado de reacción inicial (r_0) y los exponentes a y c , que describen la velocidad de reacción. Los valores se obtienen mediante ensayos y ajustes de regresión.

Modelo Gutsch (2002)

Se basa en el grado de hidratación para describir el modelo. Siguiendo los conceptos especificados por De Schutter (2002), este modelo indica que la evolución de las propiedades puede ser descrita utilizando el grado de hidratación. El resultado es una formulación muy similar a la de De Schutter (2002) y queda representada en la ecuación 3.44:

$$X_{i(a)} = X_{j1} \left(\frac{\alpha(t) - \alpha_{cr}}{1 - \alpha_{cr}} \right)^{n_i} \tag{3.36}$$

La diferencia con el modelo anterior se basa principalmente en el planteamiento de las variables. En este caso se denomina α_{cr} al grado de hidratación en el que las propiedades son nulas. X_i representa el valor de resistencia a la compresión, de tracción o del módulo de elasticidad. Los valores de n_i son: para compresión: $n_i = 3/2$, para tracción $n_i = 1$ y para el módulo de elasticidad $n_i = 0.5$. El valor de X_{i1} se da cuando el grado de hidratación es igual a 1, es decir, cuando ha finalizado el desarrollo de las propiedades mecánicas.

A manera de resumen, se presenta la Tabla 3.7 que caracteriza todos los métodos:

Autor	Formulación:	Utiliza la Madurez	Utiliza la hidratación	Aplicable a edades tempranas	Aplicable a partir del fraguado	Parámetros de laboratorio.	Parámetros a partir de formulación
CM 90 (1993)	$= e^{\left[s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{(t/t_1)}} \right) \right]} \cdot f_{cm}$	•					•
JCI (1998)	$= f_{c,28} \cdot e^{\left(s_f \left(1 - \sqrt{\frac{28-a_f}{(t-a_f)}} \right) \right)}$	•		•	•		•
Kanstad et al(2001)	$= f_{c,28} \cdot e^{\left[s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{(t-t_0)}} \right) \right]}$	•		•	•		•
De Schutter (2002)	$= f_c(r = 1) \left(\frac{r - r_0}{1 - r_0} \right)^a$		•	•	•	•	
Gutsch (2002)	$= X_{j1} \left(\frac{\alpha - \alpha_0}{1 - \alpha_0} \right)^{n_i}$		•	•	•	•	

Tabla 3.7 Resumen de métodos de predicción de propiedades mecánicas.

En la Tabla 3.7 se exponen las diferentes características de cada método, es notable que las normativas se basan más en el método de la madurez para exponer su formulación. Sin embargo, a edades tempranas este método en algunos casos no es aplicable y tiende a ser inefectivo. Es por ello que la aplicación de los métodos basados en la hidratación son más efectivos en este caso, sin embargo, estos dan resultados a partir del final del fraguado.

3.7. Conclusiones Parciales.

- La generación de calor durante al hidratación es causa de la intervención del tipo de cemento, cantidad de cemento, la hidratación y las adiciones. La forma en la que perderá

este calor o lo mantendrá dependerá del grosor de la pieza y el intercambio de calor con el exterior.

- La hidratación del hormigón dependerá exclusivamente de la temperatura de curado, del grado último de hidratación y de la finura del grano de cemento; la energía de activación dependerá de la temperatura de curado.
- Las formulaciones del grado de hidratación último son muy dispersas entre sí. La utilización de una u otra influenciará de gran manera en los resultados finales.
- La evolución en la formulación de la hidratación se ha dado para simplificar el uso de ellas. Primeramente de Freisleben–Hansen y Pedersen (1985) y luego esta formulación es modificada por Schindler (2005) para darle valores a los parámetros expuestos por el primero. De igual manera Jonasson et al (1995) expone una ecuación de tres parámetros que luego es reducida a solo dos.
- Mediante el estudio paramétrico realizado a las formulaciones de hidratación se puede establecer la influencia de cada uno de ellos en el resultado final. Se establecen dos factores comunes entre las formulaciones: un parámetro de tiempo que es el punto donde cambia de pendiente la gráfica y un factor que es la tasa de hidratación de la muestra.
- La formulación de la resistencia en compresión se basa en dos temas principales: hidratación y método de la madurez. No se encontraron formulaciones que combinen ambas.
- La desventaja principal encontrada en las formulaciones de resistencia es que solo da resultados a partir de la finalización del fraguado, algunas de ellas hacen la salvedad que no son aplicables a edades tempranas.

CAPÍTULO 4

MODELO PROPUESTO

4.1. Introducción

En los apartados 3.5 y 3.6 se describieron métodos que han sido utilizados para reproducir el grado de hidratación y las propiedades mecánicas. En este capítulo se expone un nuevo método que introduce sus propios modelos de reproducción.

En el primer apartado de este capítulo, se presenta una ecuación que es capaz de reproducir el grado de hidratación. Se realizará una comparación con el modelo Schindler (2005) también mostrado en los anteriores apartados.

En el segundo apartado se expone una formulación que reproduce el desarrollo de resistencia en el hormigón. La nueva formulación se basó en la EHE (2008), y con una serie de ensayos se compararán los resultados de esta norma con la ecuación propuesta.

El objetivo principal de este capítulo es dar a conocer dos nuevas ecuaciones que reproducen tanto la hidratación como la resistencia a compresión. El tema ya ha sido estudiado con anterioridad como se expuso en el capítulo anterior, sin embargo, en este caso se le da sentido físico a las ecuaciones y se simplifican.

4.2. Modelo de Grado de hidratación.

Como se describe en el capítulo anterior, existen muchos factores a tomar en cuenta para la reproducción del aumento de temperatura en la reacción. Los mismos van desde los más importantes que son la cantidad de cemento y su composición, hasta adiciones a la mezcla.

Volviendo al capítulo 3, se tienen ecuaciones establecidas para la temperatura en condiciones adiabáticas:

$$T_t = \frac{Q_T \cdot C_C \cdot \alpha(t)}{c \rho} + T_a \quad 4.1$$

El grado de hidratación al ser el único que depende del tiempo es el que describe la evolución. Por lo tanto la ecuación tendrá como objetivo reproducir este comportamiento y se plantea de la siguiente manera:

$$\alpha(t_e) = \alpha_u \cdot \left(1 - e^{-k \left(\frac{t_e}{t_{37\%}}\right)^P}\right) \quad 4.2$$

Siendo el primer término α_u el grado de hidratación último, este es el punto donde la curva del que describe el fenómeno se convierte en asíntota, es decir, llega a un punto donde se hidrata muy poco. Este término es el momento donde la reacción culmina la aceleración que tenía en edades tempranas.

El segundo término es la evolución de la reacción siendo $t_{37\%}$ el momento donde se alcanza aproximadamente el 0.37 del grado de hidratación último aproximadamente. Este mismo criterio se utiliza para Freisleben-Hensen (1985) y Schindler (2005), El punto se observa a continuación:

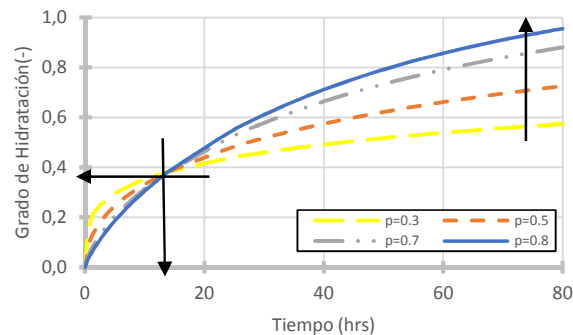


Figura 4.1 Representación física del punto c en el grado de hidratación, variando el valor de p.

El punto $t_{37\%}$ (τ en la formulación de Schindler (2005)) en la Figura 4.1 Figura 4.7 se muestra para una mezcla de Cemento tipo III y una relación agua/cemento de 0.5. El tiempo en alcanzar un 0.37 del grado de hidratación para un cemento tipo III son 14 horas. Este valor fue obtenido con la formulación propuesta por Schindler (2005). Su método fue expuesto en el capítulo anterior y su formulación en la ecuación 3.22 y 3.23 se basa en el porcentaje de contenido de los materiales dentro del cemento.

Para un cemento de rápida hidratación este término será menor, es decir, alcanzara dicho punto más rápidamente. El punto P, (β en la formulación de Schindler (2005)) se refiere a la tasa con la que se produce la hidratación con respecto al tiempo, o bien, la pendiente de la curva de hidratación. Si el cemento tiene una rápida hidratación menor será el valor de p.

Por último el factor k, es función del tipo de cemento, su valor se sitúa entre 0.45 y 0.6. Los valores de p y $t_{37\%}$ también dependerán del tipo de hormigón. Y se clasifican de la siguiente manera y son basados en los porcentajes expuestos en la Tabla 3.1:

Tipo de Cemento	$t_{37\%}$ (hrs)	P (adimensional)	K (adimensional)
I	26	0.67	0.55
II	33	0.69	0.50
III	14	0.55	0.60
IV	30	0.69	0.50

Tabla 4.1 Valores de $t_{37\%}$, p y k para los tipos de cemento.

En la Tabla 4.1 el valor de k varia con respecto al tipo de cemento, cuanto más rápida sea su reacción este valor será mayor. Se considera un factor de ajuste a la gráfica debido a su mayor o menor grado de aceleración en la reacción. Su valor se obtuvo mediante un estudio para mejor ajuste, la comprobación de su valor se realizará en la validación del modelo.

Es por ello que al valor k se le atribuye el nombre de factor de ajuste de la gráfica. Su función principal será modificar la parte final de la gráfica con el fin de ajustar su desarrollo. En Figura 4.1 se observó que pasa con la gráfica de variar el parámetro p. Ahora bien, de variar los otros dos parámetros los resultados se observan en la Figura 4.2 (a) variación del parámetro k y Figura 4.2 (b) la variación del parámetro $t_{37\%}$.

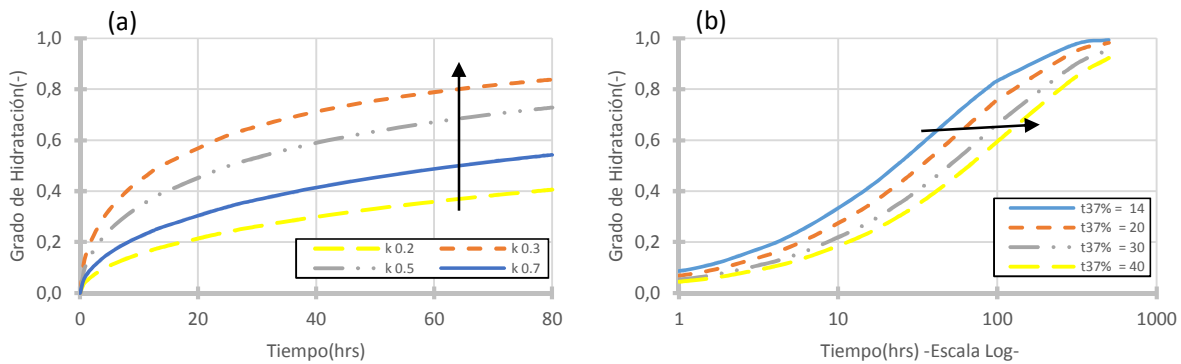


Figura 4.2 Representación gráfica de los efectos de los parámetros (a) Variación de k (b) Variación de $t_{37\%}$.

Se observa la influencia del factor k en la Figura 4.2 (a), el mismo ajusta la gráfica en el resultado final donde tomara un valor de asíntota. El aporte de este factor de forma es poder controlar el grado de hidratación que se va produciendo según el tipo de cemento. Por ejemplo, es conocido que el cemento tipo III presentará un alto contenido de C_3A y por ende una aceleración más pronunciada de la hidratación, es necesario otro factor que ajuste el proceso a parte de los otros dos parámetros contemplados.

El factor $t_{37\%}$ se eligió según Schindler (2002) a una temperatura de referencia la cual generalmente son 20° en Europa o $21.1^\circ C$ en Estados Unidos. Dicho factor no varía según la temperatura de curado y se mantiene constante.

4.2.1. Validación del modelo

En este apartado se presentan la validación del modelo planteado con la comparación de ensayos de laboratorio con distintas variables. En la primera sección se realizará la comparación basada en los tipos de cemento y temperatura ambiente.

Para la validación del modelo se realizará la comparación mediante la campaña realizada por Lenrch and Ford (1948), sus datos fueron recopilados por Lin (2006) y Schindler (2005). No se aclara la relación agua/cemento empleada, por lo tanto, se utilizó el grado ultimo de hidratación proyectado por Lin (2006) para obtener el parámetro α_u . Los componentes del cemento de las muestras utilizadas por Lenrch and Ford se muestran en la Tabla 4.2.

Tipo de Cemento	Composición (en porcentaje del total)				Finura del cemento (Blaine) (m ² /kg)
	C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF	
I	51.4	22.6	11.1	7.9	372
II	41.6	34.4	5.4	13.2	314
III	60.0	13.5	8.9	8.1	564
IV	24.0	51.5	4.9	11.6	360

Tabla 4.2 Composición del Cemento del cemento estudiado.

Dichos componentes son los que se introducen en las ecuaciones propuestas por Schindler (2005), que a manera de comparación se utilizara también en la comprobación. Los parámetros que se obtuvieron utilizando sus fórmulas se muestran en la Tabla 4.3:

Tipo de Cemento	τ (hrs)	β (adimensional)
I	23,024	0.610
II	33,601	0.609
III	13,650	0.626
IV	32,502	0.516

Tabla 4.3 Parámetros obtenidos con las ecuaciones de Schindler (2005)

En las siguientes figuras se realizara la validación del modelo para 4 tipos de cementos, los valores utilizados para la ecuación propuesta son los expuestos en la Tabla 4.1 Valores de $t_{37\%}$, p y k para los tipos de cemento.

.En el caso del cálculo en el método Schindler (2005) los datos son los de la Tabla 4.3. En la Figura 4.3 se expone la validación para el tipo de cemento I a tres diferentes temperaturas Figura 4.3 (a) a 4°C, Figura 4.3 (b) 24°C y Figura 4.3 (c) 40°C

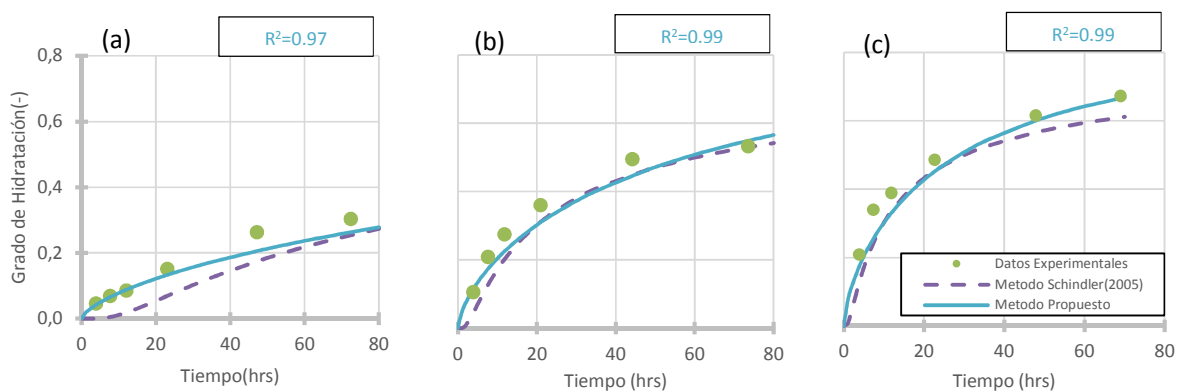


Figura 4.3 Grado de hidratación del cemento tipo I a distintas temperaturas de curado (Lerch and Ford, 1948) (a) 4°C (b) 24°C (c) 40°C

Se observa que el modelo reproduce correctamente el comportamiento para los distintos tipos de temperatura de curado. En tres ensayos diferentes se muestra que el método se ajusta a la realidad y ajusta correctamente al comportamiento de la muestra. El método de Schindler (2005) subestima la hidratación a la temperatura de 4°C (Figura 4.3 (a), situación que no ocurre en el método propuesto debido a la incorporación del factor de ajuste k.

A 24°C el método propuesto reproduce acertadamente tanto en forma como en comportamiento inicial y final, presenta la mayor desviación a 73,5 horas con una diferencia de 0.05 puntos en el grado de hidratación. Cabe destacar el último tramo en la Figura 4.3 (b), ya que el método Schindler (2005) lo reproduce correctamente y se observa que este modelo llega al punto máximo donde también lo alcanza los datos experimentales.

En la Figura 4.3 (c) se observa que el modelo propuesto se ajusta precisamente a la realidad y los datos que no se ajustan son pocos. Además, en la parte final de la curva se logra reproducir correctamente el grado de hidratación, el método de Schindler (2005) llega al valor máximo antes del periodo por lo que tendera a subestimar el valor a edades posteriores.

A continuación, se muestra el modelo para el tipo de cemento II. Este tipo de cemento tiene la particularidad de presentar un desarrollo más lento en la hidratación que el tipo I. Por ello se utiliza un factor k más bajo en su ecuación, los resultados se muestran en la Figura 4.4:

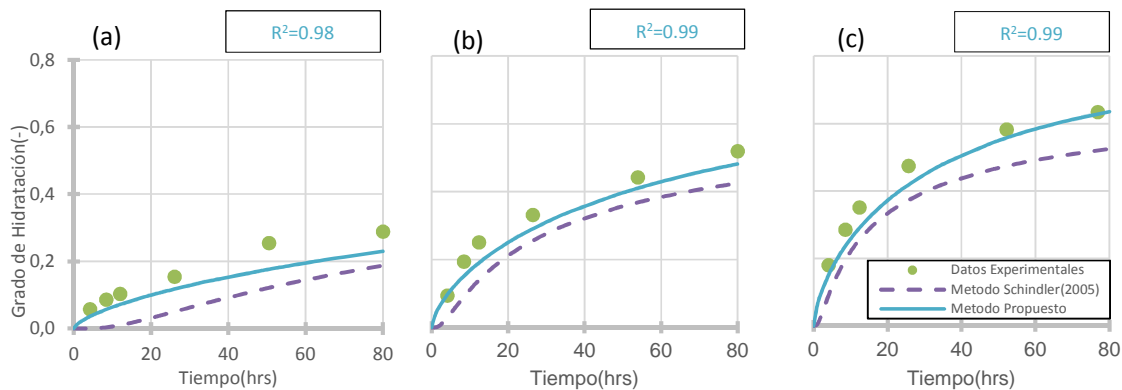


Figura 4.4 Grado de hidratación del cemento tipo II a distintas temperaturas ambiente (Lerch and Ford, 1948) (a) 4°C (b) 24°C (c) 40°C

Todas las gráficas son reproducidas tanto en su forma como en sus resultados con datos experimentales tomados de Lerch and Ford (1948). En la Figura 4.4 (a) se observa que la gráfica es subestimada en todo su trayecto, esto se da por la combinación de factores: 1. Una energía de activación baja producto de las bajas temperaturas, que implica una hidratación muy lenta. 2. Un cemento con una hidratación inicial baja producto de un bajo contenido de Aluminato Tricálcico (C₃A).

Estos dos factores antes mencionados provocan que la gráfica de la Figura 4.4 (a) sea subestimada. Misma situación ocurre para las temperaturas de 23° y 40 °C (Figura 4.4(b) y Figura 4.4(c) respectivamente), sin embargo, para esos dos casos el factor temperatura deja de pesar y pasa a ser el tipo de cemento el fundamental.

El comportamiento tanto de la Figura 4.4 (b) y Figura 4.4 (c), es reproducido de mejor manera por la ecuación propuesta. El método Schindler (2005) tiende a alcanzar el máximo de hidratación de forma más

temprana, esto es corregido en el método propuesto con la incorporación del factor K como parámetro de control de la curva.

En sí, para el cemento tipo II se reproduce de manera correcta las curvas en su máximo de hidratación y en su forma. El mayor desajuste se encuentra en la Figura 4.4 (a) correspondiente a la temperatura de curado de 4°C, en esta a las 50 horas se subestima el grado de hidratación real de 0.25 con el calculado con la ecuación propuesta que da un resultado de 0.17.

A continuación, se observarán los resultados para el cemento del tipo III .El cual posee la característica de tener una reacción rápida producto del alto contenido de C₃S combinado con un alto contenido de C₃A. Los resultados experimentales de Lernch and Ford (1948) son comparados con la formulación propuesta y con la formulación de Schindler (2005) en la Figura 4.5

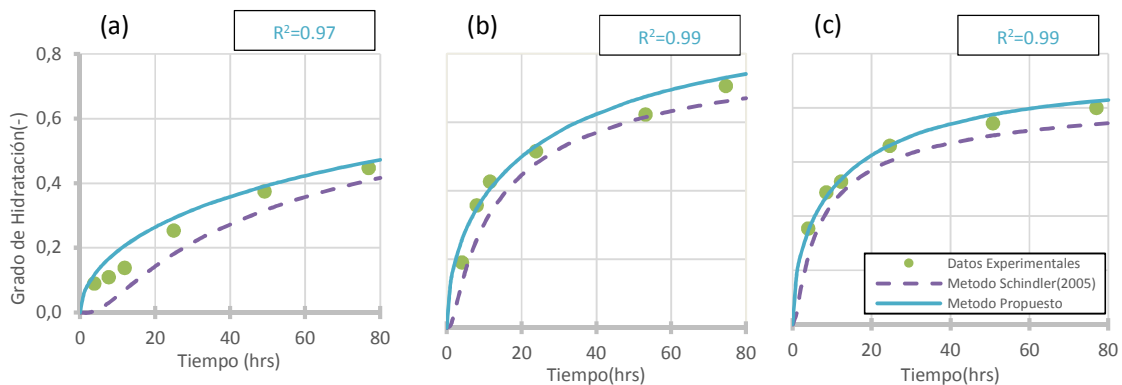


Figura 4.5 Grado de hidratación del cemento tipo III a distintas temperaturas ambiente (Lerch and Ford, 1948) (a) 4°C (b) 24°C (c) 40°C

La Figura 4.5 (a) expone un comportamiento muy interesante donde se mezclan dos factores fundamentales: 1. La baja energía de activación producto de las bajas temperaturas, que implica una hidratación más lenta de la partícula de cemento y 2. La rápida hidratación correspondiente a altos contenidos de componentes cementicos que reaccionan a las primeras horas del mezclado (C₃A y C₃S). Esta situación va a dar pie a una fase donde la hidratación es baja pero se ve contrarrestada por la reacción de dichos componentes.

Siguiendo con la Figura 4.5 (a) el comportamiento inicial previo a las 20 horas es difícil de reproducir debido a los factores antes mencionados, sin embargo, pasada esta edad inicial el ajuste es óptimo. El método de Schindler (2005) trata de simular este comportamiento como una pequeña fase durmiente, es por ello que posteriormente crece a una tasa mayor y alcanza aproximadamente el mismo grado de hidratación que el método propuesto y los datos experimentales.

La Figura 4.5 (b) y (c) poseen un comportamiento similar debido que se elimina el factor de temperatura baja que impedía una reacción a mayor velocidad. Tanto el método propuesto como el Schindler (2005) reproducen adecuadamente los valores experimentales, el método propuesto tiende a sobrestimar la hidratación y el método comparativo la subestima. Sin embargo, existe un mejor ajuste en el método propuesto en estas dos gráficas.

En la Figura 4.6 se muestra los resultados comparativos con el cemento tipo IV, el cual tiene una reacción lenta producto de la baja cantidad de C_3S y C_3A contenidos en su mezcla. Debido a que estos dos componentes son los primeros en reaccionar la hidratación se completa a menor velocidad.

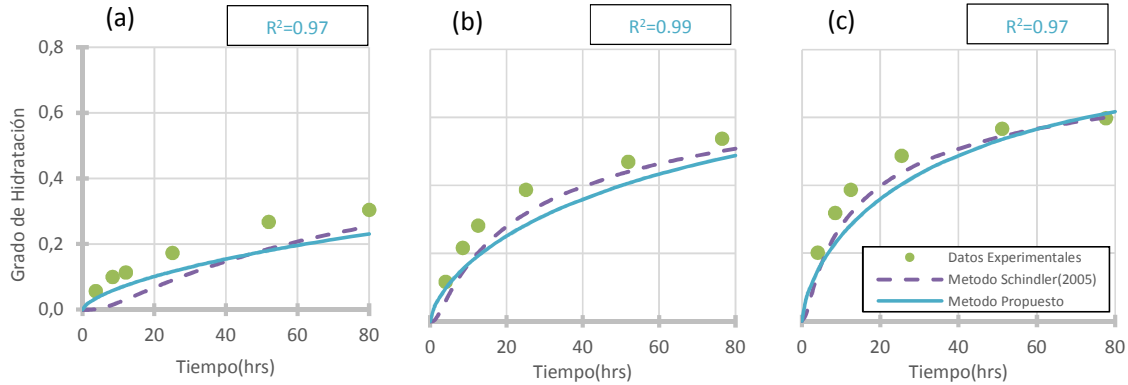


Figura 4.6 Grados de hidratación del cemento tipo IV a distintas temperaturas ambiente (Lerch and Ford, 1948) (a) 4°C (b) 24°C (c) 40°C

Los resultados obtenidos muestran que la graficas de la Figura 4.6 (a) y (b) reproducen correctamente los resultados, sin embargo, los valores entre las 20 y 40 horas en la Figura 4.6 (b) no son tan precisos. Esto se debe a las particularidades del cemento al presentar una reacción más lenta según la temperatura ambiente, al no tomar en cuenta la temperatura de curado para calcular los parámetros no se toma en cuenta la velocidad de la reacción en los periodos iniciales.

En la Figura 4.6(c) se muestra un comportamiento bien reproducido en su fase inicial, además, en la zona donde se convierte en asíntota la gráfica y llega a su punto máximo de hidratación es bien reproducido. Se observa, que de tener valores más altos de hidratación en el tiempo la curva propuesta seguiría la tendencia al crecimiento cuando en la realidad también la hidratación también sigue su proceso pero más lentamente. Se observa que entre las 20 y 40 horas en esta grafica el método de Schindler (2005) ajusta mejor.

En la Figura 4.7 se muestran valores de hidratación del cemento portland tipo I a relaciones agua/cemento por debajo de lo normal (0.4 ~ 0.6). Se realiza una comparación con el modelo propuesto y el de Schindler (2005).

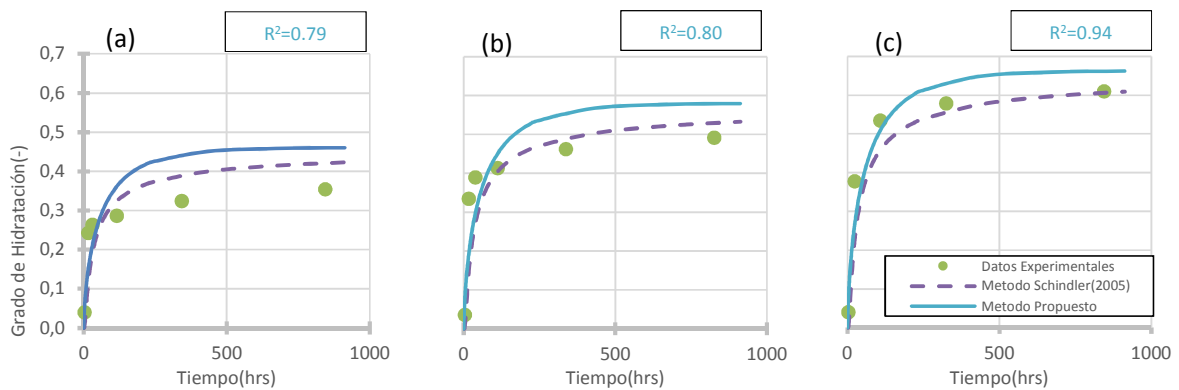


Figura 4.7 Grados de hidratación del cemento tipo I con distintas relaciones agua/cemento. Datos experimentales de Taplin (1969) (a) 0.157 (b) 0.25 (c) 0.35

En la gráfica (a) de la Figura 4.7, se observa que ninguno de los dos métodos tiene la capacidad de reproducir una relación agua/cemento tan baja. Esto se debe a que al haber una gran cantidad de cemento con poca agua para llevar a cabo la hidratación hay partículas que no se terminaran de hidratar y esto sucede aleatoriamente dependiendo del tipo de mezclado que se le aplique, por lo que reproducirlo en un modelo es complicado-El modelo Schindler (2005) muestra un comportamiento más óptimo en el cálculo a esta relación. Sin embargo, tanto a edades tempranas se subestiman los valores como a edades posteriores se sobrestiman, esto ocurre en ambos métodos.

En la Figura 4.7 (b) con una relación al igual que la anterior más bajas que lo que se suele utilizar el modelo propuesto no la reproduce correctamente, sin embargo, el modelo de Schindler (2005) ya se puede considerar acertado a partir de esta relación. Por lo tanto el método propuesto no es capaz de reproducir este tipo de graficas con relaciones tan bajas.

La Figura 4.7 (c) muestra una relación más acertada de ambas graficas el método Schindler (2005) la reproduce de mejor forma que el método propuesto. Sin embargo, a edades iniciales ambos métodos resultan correctos y entre las 100 y 300 horas el método propuesto es más acertado. En las anteriores figuras el comportamiento es similar una reproducción más acertada al inicio sin embargo si se proyectasen más el método Schindler (2005) sería mejor para edades posteriores.

En la Figura 4.8 se muestran tres graficas con relaciones agua/cemento más convencionales las cuales van desde 0.5 a 0.65 y una fuera del promedio que es 0.8. Se tomaron en cuenta para realizar dichas comparaciones los resultados obtenidos por Taplin (1969) y a manera de comparación de métodos el expuesto en Schindler (2005)

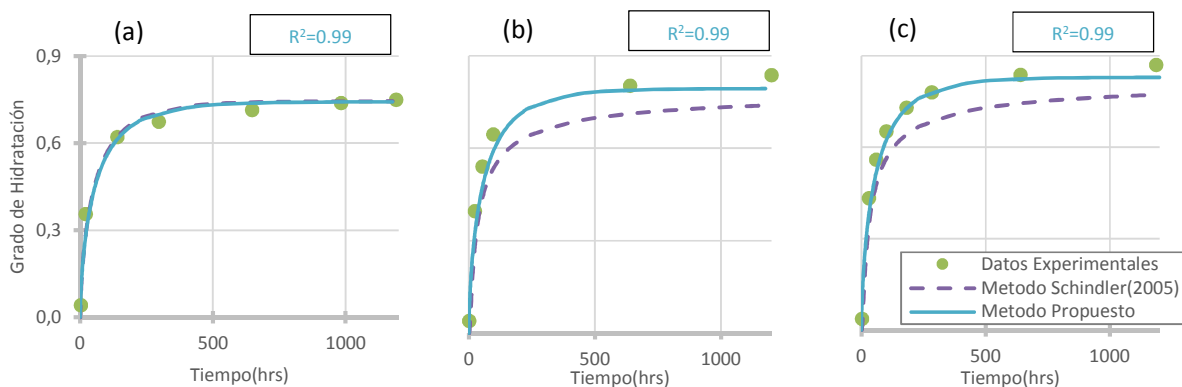


Figura 4.8 Grados de hidratación del cemento tipo I a distintas relaciones agua/cemento. Datos experimentales de Taplin (1969) (a) 0.50 (b) 0.65 (c) 0.80

En la Figura 4.8 (a) se observa que ambos métodos coinciden, no completamente como pueda aparentar la gráfica (ver anexo A para ver diferencias en valores). Ambos métodos coinciden en reproducir el comportamiento de la hidratación a esta relación agua/cemento.

En el caso de la Figura 4.8 (b) se muestra un mejor ajuste con el método propuesto, sin embargo, la gráfica del método Schindler (2005) presenta una tendencia al crecimiento al periodo de tiempo final. El método propuesto se hace asintótico de manera más rápida lo que ajusta mejor la gráfica, esto se debe como

se mencionó anteriormente al utilizar tres variables en la ecuación permitirá una mayor intervención y capacidad de ajustar de mejor manera.

La comparación expuesta en la Figura 4.8 (c) señala que el método propuesto reproduce acertadamente los valores de los datos experimentales en el periodo de tiempo de la gráfica, sin embargo, los mismos muestran una tendencia a continuar creciendo. Se observa que la gráfica del método propuesto es asíntota para el tiempo que la hidratación se sigue completando lo que inducirá a un error mínimo a largo plazo. El método expuesto en Schindler (2005) continúa la hidratación en el periodo posterior a la medición, lo que lleva a este método a tener mejor ajuste a edades no tempranas.

4.2.2. Estudio Paramétrico de la temperatura.

Los resultados anteriores validan la propuesta de ecuación para reproducir el grado de hidratación para relaciones agua/cemento superiores a 0.35. Se hace esta salvedad, ya que los resultados obtenidos no reproducen acertadamente valores inferiores a este.

A continuación se realizara un estudio paramétrico de resultados a corto y largo plazo de los valores de temperatura adiabática para cemento tipo I. El fin de realizarlo con un solo tipo de cemento es presentar la variable de la temperatura únicamente y su influencia.

En el capítulo anterior, se describe la relación entre la temperatura y sus componentes. Recapitulando la ecuación para condiciones adiabáticas es:

$$T(t) = \frac{Q_T \cdot C_C \cdot \alpha(t)}{c \rho} + T_a \tag{4.3}$$

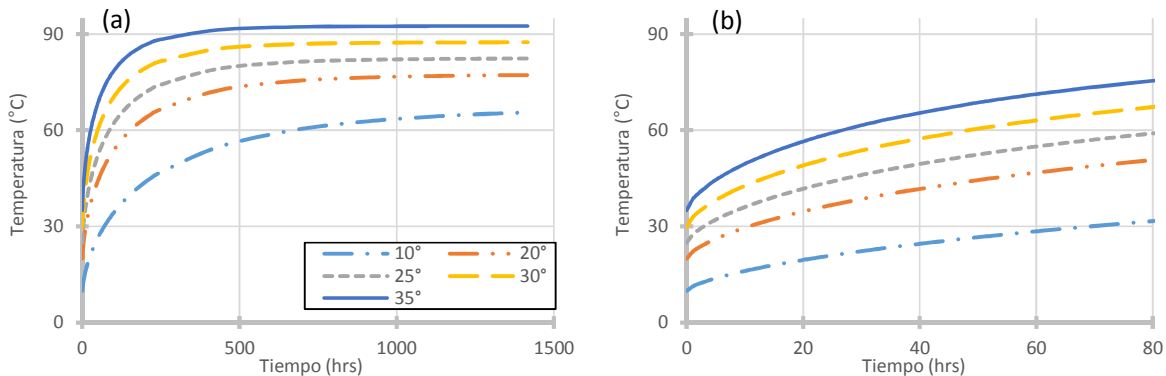


Figura 4.9. Aumento de temperatura en la mezcla en el cemento tipo I con distintas temperaturas ambiente. (a) Periodo de 1500 horas. (b) Periodo de 100 horas.

En la figura anterior se observa que el aumento de temperatura en temperaturas ambiente se da de manera muy similar entre sí. La diferencia radica en el punto inicial de partida, es decir para $T(t)=T(0)$, en el caso de temperaturas más bajas de lo normal se produce un desarrollo de temperatura a una velocidad más baja que las otras temperaturas.

Esto ocurre, debido a que al emplear el método de la madurez se introduce la activación de la reacción como concepto fundamental. A temperaturas bajas la hidratación se lleva a cabo a una tasa más

baja, sin embargo, al largo plazo llega al mismo que las otras temperaturas con la única diferencia del punto de partida inicial.

La Figura 4.9 (b) muestra el corto plazo que ejemplifica mejor lo anterior, es preferible si no se desea un aumento tan significativo de temperatura, realizar el curado a una temperatura más baja de lo habitual. A largo plazo las diferencias encontradas son las mismas que a $T(0)$, por tanto la diferencia radica en el desarrollo de temperatura con el tiempo no en el resultado a largo plazo.

En la ecuación 4.3 muestra otra variable, la cantidad de cemento, esta afecta proporcionalmente a la ecuación de temperatura. En la Figura 4.10 se muestra cómo afecta la cantidad de cemento al desarrollo de temperatura del cemento portland tipo I a una temperatura de curado de 20°C y relación agua/cemento de 0.5

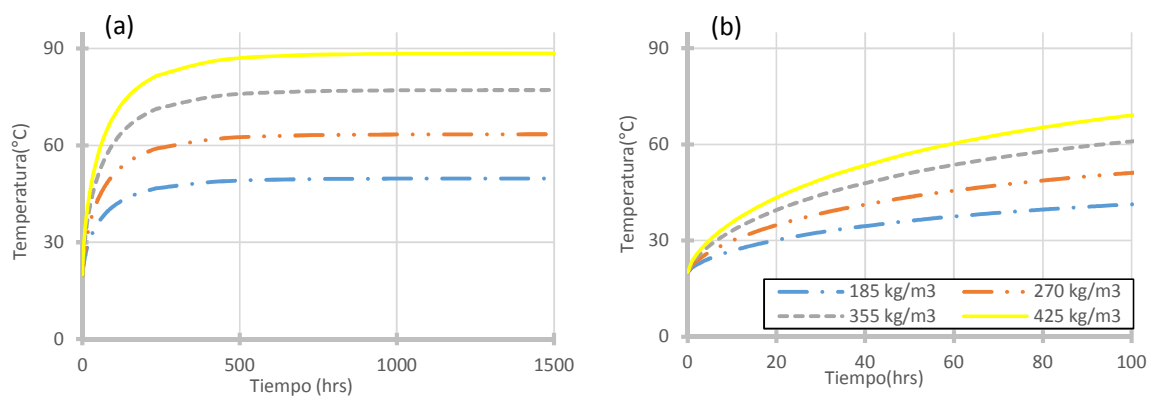


Figura 4.10 Aumento de temperatura en la mezcla en el cemento tipo I con distintas cantidades de cemento en la mezcla. (a) Periodo de 1500 horas. (b) Periodo de 100 horas.

Se demuestra la proporcionalidad en el aumento de temperatura según el aumento de cantidad de cemento en la muestra. Se observa un aumento de aproximadamente 10°C cada 100 kilos de cemento más por metro cubico. Esto sucede debido a que existe más contenido de elementos cementicios para reaccionar, en especial los que generan más calor (C_3S y C_3A) por metro cubico de muestra, lo que implica un aumento más significativo en la temperatura, la tendencia se muestra en la Figura 4.11

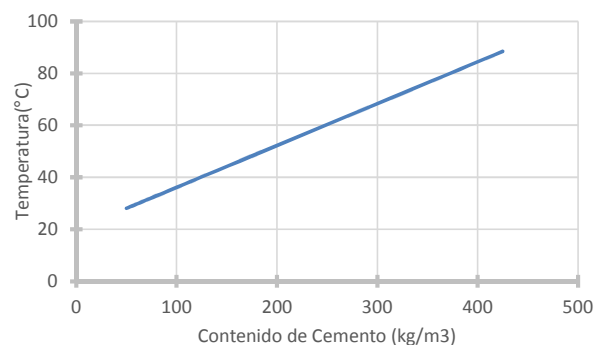


Figura 4.11 Aumento de temperatura según contenido de cemento tipo I.

En la figura anterior se muestra lo mencionado, el aumento de temperatura con respecto a la cantidad de cemento a una temperatura de 20°C y una relación agua/cemento de 0.5. Los resultados de

temperatura fueron obtenidos mediante el uso de la ecuación propuesta, los resultados de la Figura 4.11 son para el punto de máxima hidratación.

Esto es de mucha importancia para el control de la temperatura en el hormigón, es posible que a mucho contenido de cemento en la mezcla el aumento interno de calor incremente la formación de tensiones. Esto traerá como consecuencia una aceleración en el proceso de fisuración, la Figura 4.11 muestra dicho aumento para cemento tipo I

En el capítulo anterior se mencionó la influencia del agua/cemento en el grado último de hidratación. En la Figura 4.12 se muestra la variación del aumento de temperatura de una muestra en condiciones adiabáticas para diferentes relaciones agua/cemento, con un contenido de 270 kg/m³ de cemento y una temperatura de 20°C.

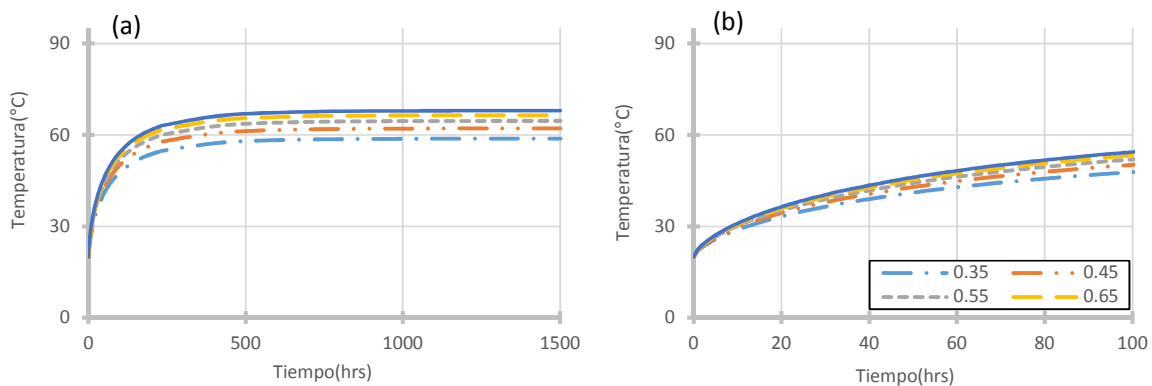


Figura 4.12 Aumento de temperatura durante la reacción según la relación agua/ cemento. . (a) Periodo de 1500 horas. (b) Periodo de 100 horas.

En la Figura 4.12 se muestra el efecto de la relación agua/cemento a 1500 horas y 100 horas respectivamente. Se observa que el efecto es un aumento en el punto final donde la gráfica de temperatura toma un valor constante en el tiempo. En la Figura 4.13 siguiente se muestra más claramente el efecto de la relación agua/cemento en el valor final de temperatura producido en la reacción.

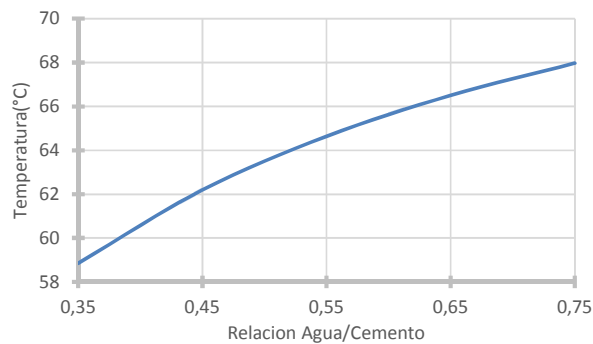


Figura 4.13 Efecto del aumento de la relación del agua/cemento en el aumento de la temperatura en la reacción.

En esta figura se muestra que a mayor relación agua/cemento mayor será la temperatura final en condiciones adiabáticas. Sin embargo, dicho aumento no es lineal y tenderá a decrecer en valores mayores que 0.5, a pesar de esto se puede afirmar que hay un aumento de aproximadamente 2°C por cada aumento

de 0.1 en la relación agua/cemento, esto para cementos del tipo I. Cabe destacar que si se produce una variación en esta relación es debido a un aumento o disminución de material cementicios por lo tanto las diferencias deberían ir de la mano con la Figura 4.11. Lo que sucederá es un aumento de temperatura a bajas relaciones agua/cemento hay un mayor contenido de cemento por ende un aumento mayor de temperatura.

En este estudio paramétrico se ha visualizado los efectos de las variables en el desarrollo de la temperatura para un cemento tipo I. En la Figura 4.14 siguiente se muestran las diferencias en la temperatura final alcanzada según el tipo de cemento utilizado, esto para una relación agua/cemento de 0.5, un curado a 20°C y un contenido de cemento de 355kg/m³.

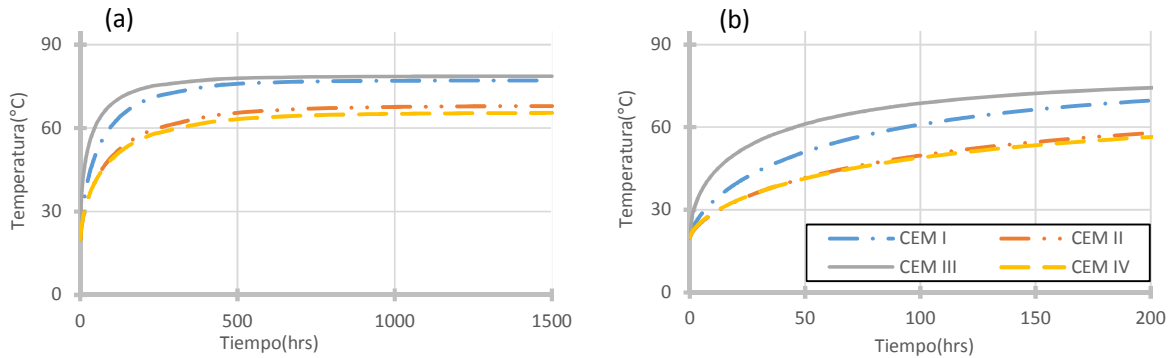


Figura 4.14 Aumento de temperatura en condiciones adiabáticas según tipo de cemento. (a) Periodo de 1500 horas. (b) Periodo de 200 horas.

En la figura anterior se muestra las diferencias entre los tipos de cemento para su uso como conglomerante. En la Figura 4.14 (a) se observa que los resultados de temperatura con tiempo infinito se separan en dos grupos el cemento tipo I y tipo III que debido a su contenido alcanzan temperaturas más alta con respecto al segundo grupo de cemento II y IV los cuales tienden a llegar a un valor menor.

La Figura 4.14 (b) muestra la diferenciación entre el cemento tipo I y tipo III, el primero presenta una reacción más lenta que el segundo producto de un menor contenido de C₃S y C₃A. Es por ello que al tener una mayor rapidez en su reacción el cemento tipo III se utiliza para el caso de requerir una mayor resistencia a edades tempranas.

Se ha observado en las figuras anteriores que ocurre en condiciones adiabáticas, sin embargo en los pavimentos esto no se da las condiciones se asemejan más a ser semi adiabáticas. Las pérdidas en el caso de una condición de este tipo serán las que se describieron en el capítulo 3, sin embargo, al ser las pérdidas por convección que tendrán un efecto significativo en el intercambio de la temperatura se obviarán las demás.

Para observar el desarrollo de temperatura en condiciones semi adiabáticas se tomara la ecuación del intercambio de temperatura en la superficie por convección de la muestra expuesto por Calmón (2001):

$$Q_C = h_c \cdot S \cdot (T_{CEM} - T_{AMBIENTE}) \quad 4.4$$

Esta ecuación describe la ley de enfriamiento de Newton, donde indica que la razón de pérdida de calor de un cuerpo es proporcional a la diferencia del cuerpo y el medio ambiente que lo circunda. Si la temperatura del cuerpo es mayor a la ambiental el cuerpo tendrá una pérdida de calor.

Si se integra dicha ecuación con respecto al tiempo se tiene que:

$$\frac{\partial T}{\partial t} = \frac{-h_c \cdot S \cdot (T_{CEM} - T_a)}{c\rho}$$

Donde S es la relación área en contacto con la superficie entre el volumen total del cuerpo (m²/m³)

$$\int_{T_0}^T \frac{\partial T}{T_{CEM} - T_a} = \frac{-h_c \cdot S}{c\rho} \int_0^t \partial t$$

La solución de dicha ecuación tiene el siguiente resultado:

$$T(t) = (T_{CEM} - T_a) \cdot e^{\frac{-t \cdot h_c \cdot S}{c \cdot \rho}} + T_a \tag{4.5}$$

Siendo T_{CEM} el aumento de la temperatura interna del hormigón (°C), T_a la temperatura ambiente (°C), el factor S una relación entre el volumen y el área de la sección que se desee. Se puede observar que al tener valores de h_c (factor de pérdida de temperatura por convección) iguales a 0 es decir en condiciones adiabáticas la formulación tomaría los valores en dicha condición.

Por lo tanto la variación de temperatura en la superficie según el tipo de cemento para una muestra a 20°C, relación agua/cemento de 0.5 y en condiciones de laboratorio, es decir, sin viento se muestra en la Figura 4.15.

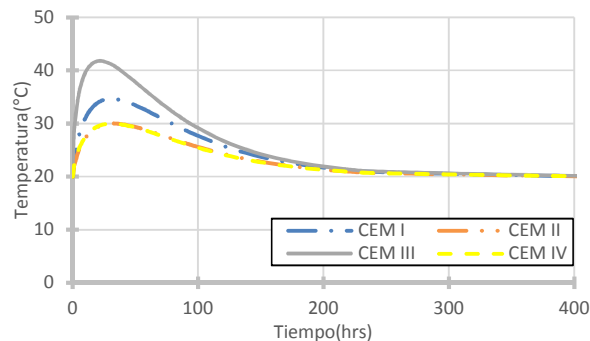


Figura 4.15 Aumento de temperatura en la superficie de una muestra en condiciones semi adiabáticas

La figura anterior muestra el aumento de temperatura en la superficie de la losa, conforme se adentre en el canto de la misma la medición el incremento será mayor. La formulación que se presenta en el interior de una muestra es complicada por tanto la simplificación realizada es con el fin de facilitar el uso de la misma.

El mayor incremento en la temperatura se da en el cemento tipo III lo que coincide con la Figura 4.14 que muestra dicho aumento en condiciones adiabáticas. Al presentar un mayor contenido de Aluminato Tricálcico tiene la tendencia de producir mayor cantidad de calor en un periodo más corto de tiempo, esto implica que la tasa de producción de calor es mayor que la tasa de pérdida.

En los cementos tipo II y IV que tienen la particularidad que son diseñados para una baja producción inicial de calor, por lo tanto, su tasa de emisión de calor se ve superada más rápidamente por la tasa de

perdida por convección. Para realizar una medición adecuada de temperatura en la losa el termopar deberá de colocarse de la manera más superficial posible para que pueda ser lo más cercano a las condiciones planteadas en este método.

4.3. Modelo de desarrollo de resistencia.

En el capítulo anterior se expusieron una serie de métodos que modelan el desarrollo de resistencia en el hormigón. En este apartado se expondrá un método basado en las ecuaciones de la EHE (2008).

El primer paso para obtener la ecuación es definir la forma de la misma, por lo que se fijara un punto máximo a los 28 días que es donde el hormigón alcanzara aproximadamente toda su resistencia. El hormigón se clasificara por tipo de cemento, al igual que lo hace la EHE (2008), es decir, en alto, bajo y de secado normal.

El modelo tomara un valor ζ que define el grado de endurecimiento de la reacción. La ecuación tendrá la misma forma que la mostrada en el apartado 4.2 para calcular el grado de hidratación.

$$\zeta(t_e) = \left(1 - e^{-\left(\frac{t_e}{t_{50\%}}\right)^p}\right) \quad 4.6$$

El factor $t_{50\%}$ se define como el tiempo que tarda el hormigón en alcanzar el 50% de su resistencia, dependerá del tipo de conglomerante y de su composición. En la siguiente tabla exponen los valores de c , obtenidos del ACI (2002):

Tipo De Cemento	$t_{50\%}$ (días)
Normal	4
Bajo	6
Alto	3

Tabla 4.4 Tiempo que tarda el tipo de cemento en alcanzar la mitad de su resistencia.

Por último, el factor p es la tasa de velocidad de reacción, tiene el mismo valor que en la ecuación del grado de hidratación. Al ser ambas funciones, relaciones matemáticas que tratan de explicar la forma que se va dando la reacción, dicha tasa con la que se da la misma, deberá ser igual en ambos casos. Los valores de este parámetro se expusieron en la Tabla 4.1 Valores de $t_{37\%}$, p y k para los tipos de cemento.

del apartado anterior.

El modelo se completa con la ecuación de resistencia, la cual al multiplicarse el grado de endurecimiento con la resistencia a compresión a los 28 días, da el resultado de la función $f_c(t)$. La misma se expone a continuación.

$$f_c(t_e) = \zeta(t) \cdot f_{cm} \quad 4.7$$

donde f_{cm} es la resistencia de diseño media si no se conociera con exactitud la resistencia a los 28 días, por lo tanto, se toma el mismo concepto que expone la EHE(2008) para tal operación.

4.3.1. Validación del método.

La validación de la ecuación 4.6 es el objetivo principal de este apartado. Para dicha validación se tomarán resultados experimentales de Wade (2006) y Schindler (2005), quienes realizaron campañas en mezclas con cementos de alto, bajo y normal secado a diferentes temperaturas de curado. Además, se comparan los resultados con el modelo expuesto en la EHE (2008)

En esta validación se utilizará al igual que en el grado de hidratación del anterior capítulo el método de la madurez del hormigón para ajustar el periodo de tiempo de evaluación. Este método es la herramienta más efectiva y estudiada para considerar el efecto de la temperatura a la que se realizó el curado.

A la hora de utilizar el método de la madurez para reproducir la resistencia a compresión se tienen ventajas, pero también tiene sus desventajas. Por ejemplo, en edades tempranas si la muestra es curada a altas temperaturas se tiende a subestimar la resistencia inicial, por otro lado al curar a bajas temperaturas se sobreestima la resistencia.

Las muestras a largo plazo mostrarán los efectos del curado inicial, por ejemplo, una mezcla que haya sido curada a alta temperatura tendrá una tasa de endurecimiento mayor a una a bajas temperaturas. Sin embargo, a largo plazo la primera mostrará una resistencia menor que la curada a menor temperatura.

Este fenómeno fue explicado por Verbeck and Helmuth (1968), concluyeron que lo que sucedía era una formación de enlaces más rápidamente a altas temperaturas, pero, los enlaces formados eran más débiles a no tener el suficiente tiempo de realizar una apropiada distribución. La creación de una coraza alrededor de la partícula curada a altas temperaturas impedirá una apropiada hidratación, esto fue comprobado posteriormente por Kjellsen et al (1991).

Kjellsen and Detwiller (1993) encontraron al estudiar el método de la madurez es válido en un 50% a los 28 días de estudio. Luego de los 28 días la resistencia calculada usando este método deja de tener precisión. Según el estudio de Wade (2006) muchos investigadores han tratado de abordar la estimación de resistencia a largo plazo usando modelos complejos a partir del método de la madurez da como ejemplo Kjellsen and Detwiler (1993) y Tank and Carino (1991), sin embargo ninguno ha sido ampliamente aceptado.

Se procederá a comparar los resultados, en primera instancia se procederá a la comparación del cemento tipo I con una resistencia de 42.5 MPa. La comparación se llevara a cabo a tres diferentes temperaturas en los cementos tipo I con el fin de observar el efecto antes mencionado, en la Figura 4.16 se observan los resultados.

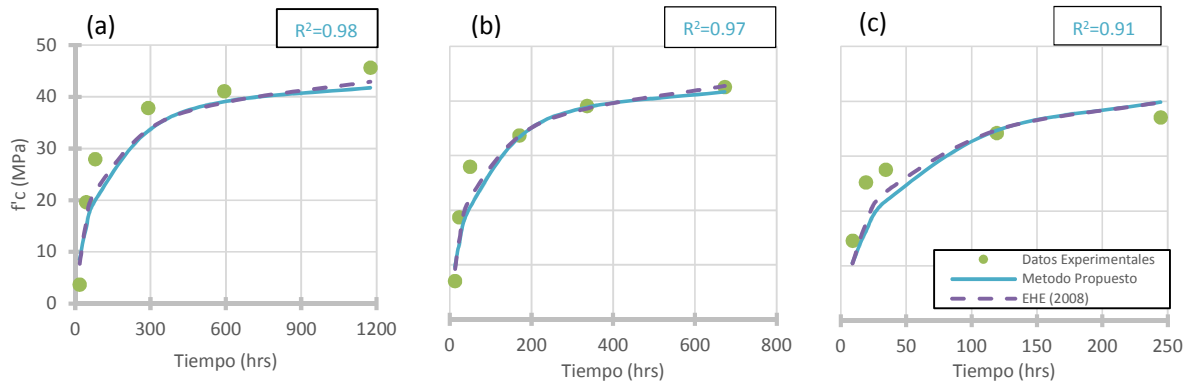


Figura 4.16 Resistencia a Compresión de una muestra de Cemento Tipo I con una Relación a/c : 0.41. Wade (2006) (a) 12.5°C (b) 21.5°C (c) 32.5°C

La Figura 4.16 muestra tres tipos de muestras curadas a temperaturas diferentes con una relación agua/cemento 0.41, los datos comparados se pueden consultar en el Anejo I. En la Figura 4.16 (a) se observa una sobrevaloración de la resistencia, sin embargo, luego la tendencia es que la gráfica tome los valores similares a los medidos. Además, se observa que posterior a los 28 días (672 horas) de medición los datos experimentales tienen la tendencia de continuar ganando en resistencia, pero la gráfica ha llegado a un valor de resistencia máximo.

En la Figura 4.16 (b) que se tiene la temperatura de curado de referencia se observa un comportamiento preciso tanto en resultados como en tendencia a edades tempranas y cercanas a los 28 días. El método de la EHE (2008) es siempre con mayor precisión que el propuesto, sin embargo, la alternativa presentada difiere en los parámetros que se emplean y es una herramienta alternativa que presenta resultados aceptables.

Al inicio del apartado se describió la tendencia que tienen los modelos basados en el grado de madurez, se indica que a altas temperaturas se tiende a subestimar los datos. En la Figura 4.16 (c) se muestra claramente que al inicio de la predicción del comportamiento la gráfica no da un resultado óptimo en las primeras 50 horas, sin embargo, esto también sucede en la ecuación de la EHE (2008). Esto sucede debido a que al tener una temperatura más alta la formación de enlaces es más rápida y el método no reproduce precisamente a edades tempranas el comportamiento.

La relación agua/cemento va a intervenir en el uso del método de la madurez y Wade (2006) lo ejemplifica como una de las limitaciones del método, el cual, a diferentes proporciones da resultados diferentes. Nurse (1949) tomó una cantidad amplia de datos y llevó a cabo sus pruebas a 18°C con diferentes mezclas obteniendo lo que se observa en la Figura 4.17.

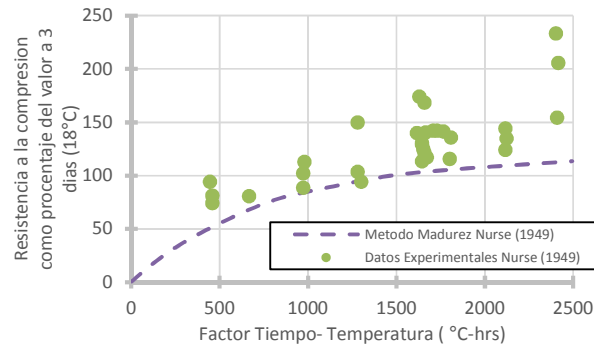


Figura 4.17 Resultados experimentales vs curva de ajuste del método de madurez. (Modificado de Nurse (1949) tomado de Wade (2006))

La Figura 4.17 muestra resultados utilizando el método de la madurez y su dispersión en el uso de diferentes mezclas. Se observa que conforme el tiempo aumenta la precisión disminuye, además, entre si los resultados son diferentes. Esto ocurre debido a que según la dosificación que se tenga en la mezcla, el grado de endurecimiento producto de la reacción química también cambiara.

La limitación mostrada en la Figura 4.17 muestra un método que estará subestimando la resistencia del hormigón. Sin embargo, como se mencionó antes la unicidad de cada una de las muestras influirá en la reacción por lo que un método global para todo tipo de mezcla es complejo, en este caso se garantiza que se subestima la resistencia para un diseño más seguro.

Siguiendo con la validación del modelo en la Figura 4.18 se muestra los resultados para las mismas temperaturas con una relación agua/cemento de 0.44. El tipo de cemento I fue el utilizado por Wade (2006):

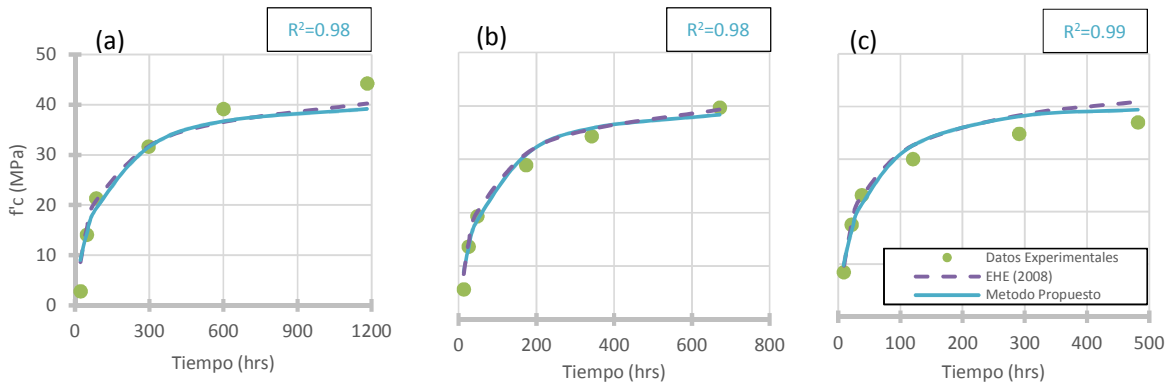


Figura 4.18. Resistencia a Compresión de una muestra de Cemento Tipo I con una Relación a/c: 0.44. (a) 12.5°C (b) 21.5 (c) 32.5 °C

En la Figura 4.18 se observa un hormigón de 40 MPa a los 28 días (672 horas), una relación agua/cemento distinta a la Figura 4.16 con el fin de variar la mezcla y observar los cambios. Lo primero que se observa es que la resistencia a los 28 días baja y adquiere un valor de 40 MPa por tanto se tendrá una mezcla con curvas distintas a las anteriores.

Se muestra otra vez en comportamiento comentado anteriormente, una sobre estimación en la resistencia de la Figura 4.18 (a) curada a una temperatura de 12.5 °C. En el método propuesto por la EHE (2008) el error es menor que en el propuesto, sin embargo, ambos no difieren entre sí en un rango muy amplio. En la parte final de la curva se observa que mientras el método propuesto ya ha llegado a su valor máximo los resultados experimentales continúan su tendencia al crecimiento, por lo tanto se incurre en el error de subestimar la resistencia posterior a los 28 días.

Al igual que la Figura 4.16 (b), la resistencia reproducida por el método en la Figura 4.18 (b) da un mejor resultado a la temperatura 21,1°C. Al ser la temperatura más cercana a la de referencia utilizada para calcular el tiempo equivalente los resultados son bastante precisos tanto en las edades tempranas como a los 28 días.

La Figura 4.18 (c) muestra la subestimación de resultados a edades tempranas producto del uso del tiempo equivalente. Al igual que a edades previas a los 28 días (672 horas) ya se inicia a sobre estimar la resistencia, esto ocurre tanto en el método propuesto como aplicando el método de la madurez en la formulación de la EHE (2008).

Seguidamente se mostrará la Figura 4.19 con resultados experimentales de Wade (2006) a tres temperaturas distintas. En este caso se tiene un hormigón con una resistencia a los 28 días de 40 MPa y una relación agua/cemento de 0.48.

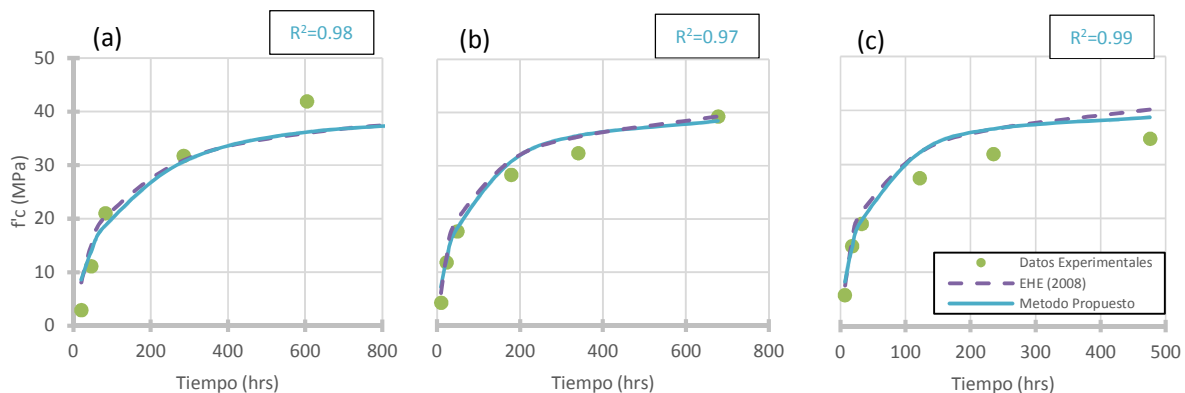


Figura 4.19 Resistencia a Compresión de una muestra de Cemento Tipo I con una Relación a/c: 0.48.
(a) 12.5°C (b) 21.5 (c) 32.5 °C

Una medición a temperaturas más bajas como se muestra en la Figura 4.19 (a) sobrestima los valores a edades tempranas y subestima los resultados a edades posteriores a los 28 días. Se observa que el último punto de dicha grafica tiene un resultado de 5 MPa de diferencia con los métodos de predicción tanto el propuesto como de la EHE (2008). Esto se da debido a que a temperaturas más bajas el cemento continua hidratándose posterior a los 28 días, dicho fenómeno se magnifica al aumentar la relación agua/cemento en la mezcla.

La Figura 4.17 mostro que es posible tener una imprecisión importante al variar los contenidos en la mezcla, sin embargo, en un 65% de los casos según Wade (2006) la precisión es bastante correcta. La Figura 4.19 (a) es un ejemplo de que los métodos basados en la madurez pueden presentar imprecisiones, pero

estas serán en el lado de la seguridad en este tipo de casos. La precisión a los 28 días es aceptable con una diferencia de 5MPa con respecto al dato experimental.

Las siguientes dos graficas correspondientes a la Figura 4.19 (b) y (c) muestran la tendencia seguida en las figuras correspondientes a relaciones agua/cemento de 0.41 y 0.44 (Figura 4.16 y Figura 4.18 respectivamente). En este caso la Figura 4.19 (c) muestra una tendencia a sobre estimar a largo plazo la resistencia, sin embargo, la curva del método propuesto ya ha alcanzado un valor máximo a tiempo infinito por lo que la sobrestimación se mantendrá constante.

En las Figura 4.16, Figura 4.18 y Figura 4.19 se mostró la validación de la ecuación para el tipo de cemento I. Seguidamente se realizara la misma comprobación a un cemento tipo I/II a partir de los resultados de laboratorio de Schindler (2005). La muestra de cemento a evaluar tiene un contenido de cemento de 245 kg/m³, 114 kg/m³ y un contenido de ceniza volante del 20%, los resultados de la evaluación se muestran en la Figura 4.20

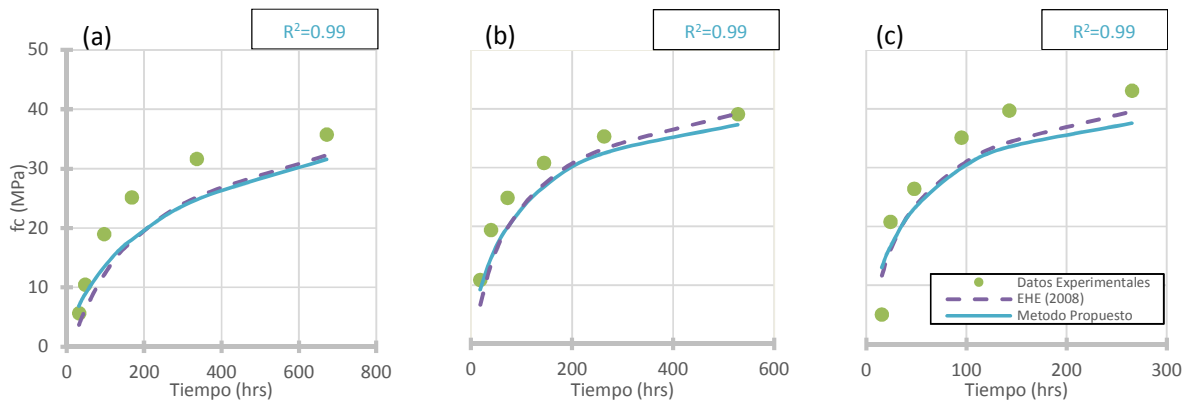


Figura 4.20 Resistencia a Compresión de una muestra de Cemento Tipo I/II (a) 8°C (b) 23 (c) 40 °C

Al variar el contenido de cemento a 251 kg/m³ y de agua a 141.2 kg/m³ se obtienen los resultados de la Figura 4.21

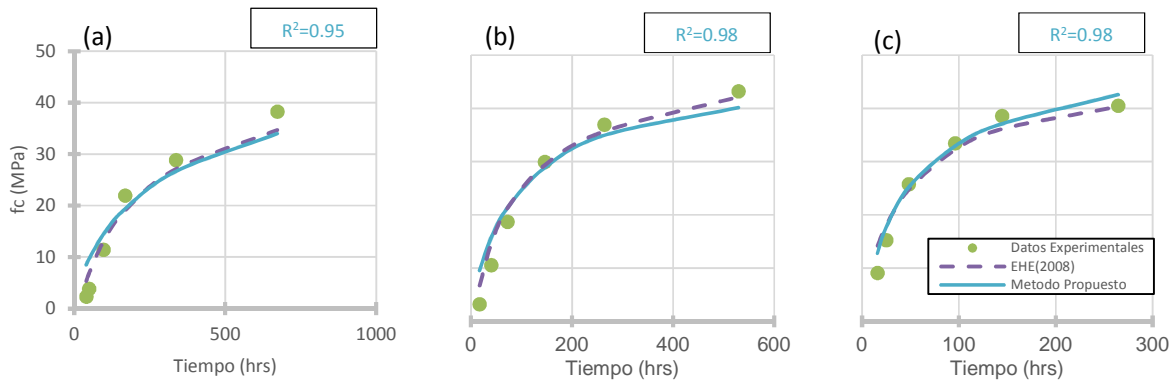


Figura 4.21 Resistencia a Compresión de una muestra de Cemento Tipo I/II (a) 8°C (b) 23 (c) 40 °C

Se observa un mejor ajuste que en la Figura 4.20, en ambos métodos de predicción de resistencia. En la Figura 4.21 (a) el método propuesto sobrestima la resistencia, mientras que la EHE (2008) lo reproduce correctamente.

Las siguientes Figura 4.21 (b) y (c) muestran el comportamiento que se ha venido tanto también con el cemento tipo I. El modelo propuesto no reproduce de manera tan precisa como lo hace la EHE (2008), sin embargo, es aceptable tanto en su forma como en sus resultados.

En las tres graficas de Figura 4.21 se presenta el factor de baja rapidez del secado producto del bajo contenido que presenta el cemento tipo de componentes reactivos a primeras horas. Esta baja rapidez de secado le es difícil al método propuesto de reproducir en sus horas iniciales. La Figura 4.22 valida el método para la resistencia a compresión del cemento Tipo III, con una relación agua/cemento de 0.44 y a 3 temperaturas distintas de 12.5 °C, 21.5 °C y 32.5 °C.

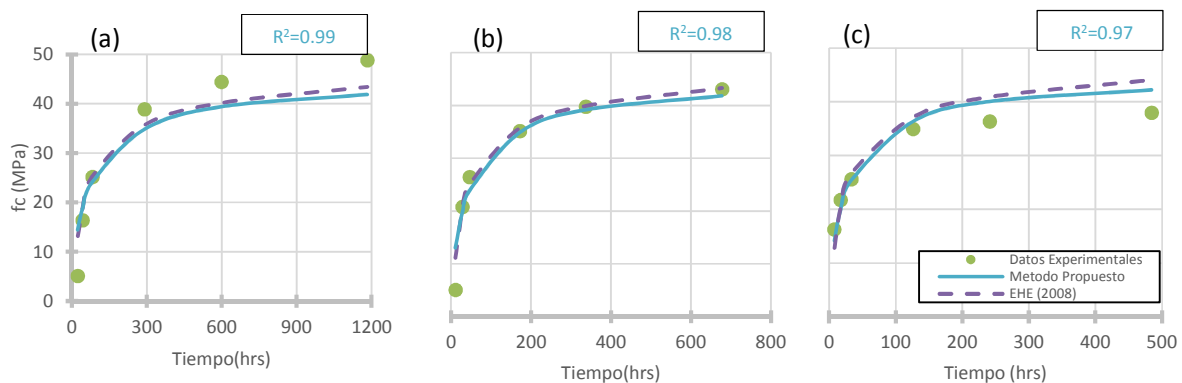


Figura 4.22 Resistencia a Compresión de una muestra de Cemento Tipo III con una Relación a/c: 0.44. (a) 12.5°C (b) 21.5 (c) 32.5 °C

La Figura 4.22 (a) muestra un resultado de sobrestimación de la resistencia inicial y una subestimación de la total. Esto es producto de la utilización del método de la madurez para reproducir la temperatura de curado, el error se produce debido a que la activación se considera mayor que la real y se tendera a tener valores de temperatura mayores a los reales a primeras horas.

El resultado de la Figura 4.22 (b) muestra el modelo de la EHE (2008) reproduciendo de manera muy precisa el comportamiento de la resistencia a compresión. El modelo propuesto sobrestima la resistencia en la zona inicial en 6 MPa, sin embargo, conforme la edad de la mezcla avanza se ajusta de manera correcta al comportamiento. Siguiendo con la Figura 4.22 (b) se identifica en la zona donde se alcanza un máximo de temperatura una tendencia al crecimiento a edades posteriores a las medidas. El modelo de la EHE (2008) reproduce de manera precisa dicho comportamiento, sin embargo, el modelo propuesto alcanza un máximo y su crecimiento en esta etapa se torna más débil lo que produce una subestimación de la resistencia a edades posteriores a 28 días.

En la Figura 4.22 (c) se muestra que se subestima la resistencia inicial en ambos métodos. Esto es producto de la combinación de dos factores: 1. La presencia de una temperatura de curado más alta, que aumenta la activación en la reacción inicial y 2. Un alta presencia de C_3A y C_5S en el tipo de cemento lo que causa una rápida ganancia de resistencia. La combinación de estos dos factores produce que el método

propuesto tenga dificultades en reproducir esa etapa inicial y lo subestima en 7MPa. En la misma Figura 4.22 (c) se produce un fenómeno característico de muestras curadas a altas temperaturas. Una rápida ganancia de resistencia que es producida por una formación de enlaces más rápida, sin embargo dichos enlaces serán más débiles lo que repercute en la resistencia a largo plazo. Se observa que el método propuesto sobrestima en menor escala que la EHE (2008) dicho fenómeno.

CAPÍTULO 5

TIEMPO DE CORTE ÓPTIMO DE LAS JUNTAS

JUNTAS

5.1. Introducción.

En el capítulo II se trataron temas relacionados al corte de juntas y a los mecanismos de fisuración, además se trató el modelo teórico para relacionar el inicio y final de fraguado con el grado de hidratación. Precisamente este capítulo servirá como el entrelazado de conceptos relacionados con el capítulo 2,3 y 4.

En el primer apartado de este capítulo se analizarán los conceptos de tiempo inicial de corte de la junta y el tiempo final. El inicio del tiempo de corte es el momento óptimo donde se puede iniciar a cortar la losa sin que se presente arrastre de árido o desprendimientos, como se muestra en la Figura 5.1, hay un enlace ya óptimo en la zona árido-pasta. El rango de tiempo óptimo finaliza donde se inicia la fisuración, se analizara de forma teórica, es ideal nunca llegar a este punto.

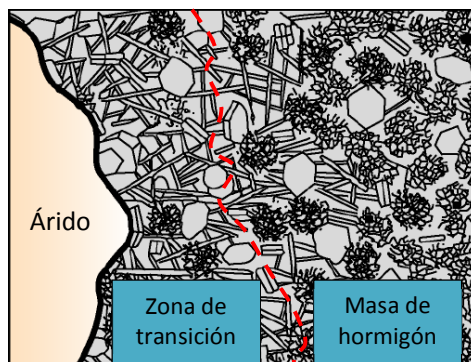


Figura 5.1 Formación de enlace alrededor del agregado. (Mehta, 2006)

A partir de este punto mencionado el hormigón tendrá una rigidez y una consistencia adecuada para que temas de retracción plástica, asentamiento plástico y temperatura tengan un efecto de crear tensiones internas en el hormigón. El inicio de la fisuración será el límite final de la ventana de corte donde estos efectos antes mencionados lleguen a un punto donde fisure el hormigón.

A partir de estos resultados se analizarán cuáles son las mejores combinaciones de mezclado dependiendo de las circunstancias. Por ejemplo, en un hormigón donde se necesite habilitar el tráfico de manera más ágil se necesitará uno de alta resistencia y secado rápido, por lo que se puede aplicar este método de manera de guía para su aplicación.

Relacionando la ecuación propuesta para la hidratación y la expuesta para el grado de hidratación crítica de Schindler (2003) se expone otra relación para el cálculo del tiempo de fraguado inicial y final. Se comparará con resultados reales para observar y comentar la similitud entre ellos.

En la segunda parte se expondrá un método de medición in situ para identificar el momento de corte óptimo en obra al ser la hidratación proporcional al cambio de temperatura es posible medir esta realizando una medición rápida in situ. En campo con un termopar es posible realizar una medición rápida que relacionará la temperatura con el tiempo de hidratación, debido a que son relaciones estrechamente vinculadas, teóricamente, de tener un determinado porcentaje de hidratación directamente se tendrá un aumento de la temperatura. En la Figura 5.2 se muestra la forma de medición con el termopar:



Figura 5.2 Termopar midiendo la temperatura del hormigón (Heath, 1999)

En esta evaluación se hacen una serie de simplificaciones que son necesarias de acotar:

- Se evalúa el tiempo inferior en el rango de corte, no así el tiempo superior que equivale a los mecanismos de fisuración que se han mencionado: asentamiento plástico, gradiente de temperatura en el canto de la losa, diferencia de temperatura entre el hormigón y el ambiente y por último la retracción total.
- La densidad y el calor específico de la muestra se tomaron como valores constantes para predecir la temperatura. Esto al hidratarse el hormigón tendrán un valor diferente a los 2400 kg/m^3 de densidad y 1000 J/kg/m^3 .
- El único mecanismo que se tuvo en cuenta para el intercambio de la temperatura es la convección al ser este el predominante. Calmón (1991) indica que tomar en cuenta los demás mecanismos no supone una variación significativa en los resultados finales.

- La formulación expresada para la temperatura en condiciones semi adiabáticas es válida solo para la superficie de la losa, dentro de ella el flujo calorífico es distinto y la ecuación planteada no es válida para ello.

5.2. Inicio y Final de Fraguado

En el capítulo II se describió el proceso donde el hormigón inicia y termina su fraguado. Se expusieron las ecuaciones para relacionar el grado de hidratación con el periodo inicial y final, con la ecuación propuesta en el capítulo anterior es posible relacionar el periodo de inicio y final de fraguado.

Esto es de mucha importancia, se observó en el primer capítulo que existe un periodo de tiempo donde se indica un límite inferior y un límite superior para el corte de las juntas. El punto donde concluye el fraguado Schindler (2003) indica que: “con el conocimiento del tiempo de fraguado, los contratistas pueden planear las medidas para darle el acabado, textura y el corte de juntas en los pavimentos de hormigón a tiempo para prevenir el endurecimiento total del hormigón”.

Por lo tanto, se establecerá el criterio del límite inferior como el periodo de finalización de fraguado para el corte de junta. Si se iguala la ecuación propuesta con las encontradas por Schindler (2003), es posible establecer una relación para encontrar el periodo de fragua inicial y final. El caso del fraguado inicial es:

$$t_e = t_{37\%} \left(-\frac{1}{k} \cdot \ln \left(1 - \frac{0.15 \cdot w/c}{\alpha_u} \right) \right)^{1/p} \quad 5.1$$

Para el caso del fraguado final:

$$t_e = t_{37\%} \left(-\frac{1}{k} \cdot \ln \left(1 - \frac{0.26 \cdot w/c}{\alpha_u} \right) \right)^{1/p} \quad 5.2$$

En la formulación anterior se igualó la formulación propuesta con la descrita por Schindler (2003), sin embargo, el tiempo encontrado es el tiempo equivalente. Por lo tanto se debe de dividir dicho tiempo entre la formulación del tiempo equivalente, con ello se toma en cuenta la temperatura a la hora de curar. La ecuación sería:

$$t = \frac{t_e}{\left(\left(\frac{E}{R} \right) \cdot \left(\frac{1}{(273 + T_r)} - \frac{1}{(1/(273 + T_{curado}))} \right) \right)} \quad 5.3$$

Con T_r siendo la temperatura de referencia que generalmente son 20°C y T_{curado} la temperatura a la que se cura el pavimento. Con esto se relaciona la temperatura a la que se cura con la formulación de la finalización del fraguado.

En la Tabla 5.1 se describen las temperaturas medias de cada mes del año para la ciudad de Barcelona, en el caso del curado se realizará a una temperatura ambiente es posible determinar los cambios en el corte de juntas según la época del año:

Mes	Temperatura Media (°C)	
	Mínima Diaria	Máxima Diaria
Enero	4.4	13.4
Febrero	5.3	14.6
Marzo	6.7	15.9
Abril	8.5	17.6
Mayo	12.0	20.5
Junio	15.7	24.2
Julio	18.6	27.5
Agosto	19.3	28.0
Septiembre	16.7	25.5
Octubre	12.6	21.5
Noviembre	8.1	17.0
Diciembre	5.7	14.3

Tabla 5.1 Temperaturas medias mensuales de la ciudad de Barcelona (Organización Meteorológica Mundial, 2014)

La información climatológica está basada en las medias mensuales para un periodo de 30 años (1971-2000). Como se puede observar hay una variación diaria, las máximas se producirán en el transcurso del día y las mínimas en el de la noche.

Si se realiza un estudio comparativo a 20°C y variando la relación agua/cemento para distintos tipos de hormigón. Se obtiene una relación directa entre el tiempo de fraguado y dicha relación, en la

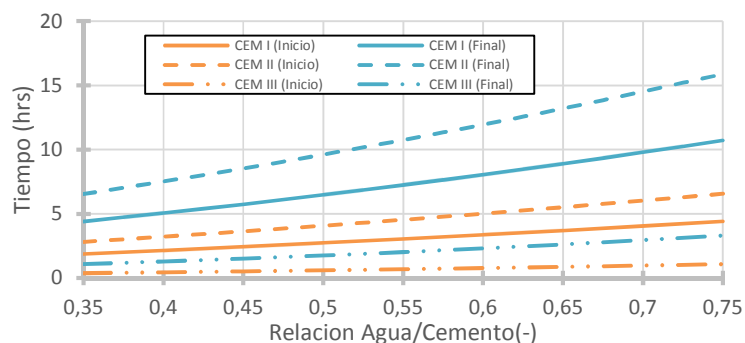


Figura 5.3 Tiempo de inicio y final de fraguado para tres tipos de cemento.

La Figura 5.3 muestra el tiempo de endurecimiento inicial y final con una relación agua/cemento variable. Como se puede observar el utilizar relaciones agua/cemento más bajas genera un tiempo menor en el momento de inicio de fraguado, el resultado es homólogo a realizar un curado a altas temperaturas.

Se expone una relación directa y lineal entre el tiempo de fraguado y el aumento de la relación agua/cemento. Esto es importante debido a la planificación para la reapertura en caso de reparaciones, de

utilizar un cemento de alta resistencia inicial el periodo de corte rondaría la hora y media en periodos de verano, pero si combinado se utiliza una relación agua/cemento baja estaría rondando la hora.

A manera de comparación, se expone en la siguiente tabla un resultado realizado por Schindler (2003) en una autopista de la ciudad de Dallas:

Mes	Tiempo de Fraguado (hrs)	
	Inicio	Final
Dato Experimental	4.10	5.40
Método Propuesto	2.36	5.57

Tabla 5.2 Comparación entre resultados experimentales y propuestos.

La anterior comparación se realizó con el ensayo de Schindler (2003), con una relación agua/cemento tipo I de 0.46 y una temperatura de 21.2°C. Los resultados al ser tiempos tan tempranos son difíciles de reproducir, sin embargo en este caso el tiempo de fraguado final tiene un error de tan solo 16 minutos por lo que es bastante aceptable.

Con la combinación de fórmulas expuestas durante este estudio obtener estos resultados es sencillo para cualquier usuario de aplicarlos. Teniendo las relaciones agua/cemento empleadas y el tipo de cemento se puede predecir dichos tiempos, los efectos de adiciones y plastificantes no son contemplados en este estudio.

En la Tabla 5.2 y Tabla 5.3, se muestran datos experimentales obtenidos por Wade et al (2010) para cementos tipo I quien en su ensayo estableció tres muestras con diferente relación agua/cemento (0.41; 0.44; 0.48) y los probó en rangos bajos y altos de temperatura. El primero con un rango de variación de 4°C a 13°C y el segundo en condición de temperatura alta de 32°C a 41°C.

A continuación, en la Tabla 5.3, los resultados de las temperaturas bajas. Al no haber una temperatura definida se realiza un rango de predicción de tiempo con temperaturas de 4°C y 13°C.

Mes	Tiempo de Fraguado a/c :0.41 (hrs)		Tiempo de Fraguado a/c :0.44 (hrs)		Tiempo de Fraguado a/c :0.48 (hrs)	
	Inicio	Final	Inicio	Final	Inicio	Final
Dato Experimental	6.64	8.83	6.01	8.22	6.75	9.42
Método Propuesto	3.43-8,54	8.06-20.05	3.70-9.20	8.70-21.66	4.06-10.11	4.06-9.59

Tabla 5.3 Tiempos de fraguado inicial y final a 4°C-13°C

Como se puede observar en la Tabla 5.3 los resultados son aceptables todos los valores se encuentran dentro del rango predicho. No está definido en sí una temperatura promedio en los resultados de Wade et al (2010) por lo tanto se tuvo que trabajar dentro de un rango con el fin de poder contemplar el efecto de la temperatura.

En la Tabla 5.4 se observan los resultados a temperaturas altas entre 32°C y 41°C, para distintas relaciones agua/cemento. En los resultados propuestos se calculó un rango debido a que no se especifica una temperatura definida en los ensayos de Wade et al (2010).

Mes	Tiempo de Fraguado a/c :0.41 (hrs)		Tiempo de Fraguado a/c :0.44 (hrs)		Tiempo de Fraguado a/c :0.48 (hrs)	
	Inicio	Final	Inicio	Final	Inicio	Final
Dato Experimental	3.40	4.12	2.87	3.63	2.82	3.59
Método Propuesto	0.82-1.29	2.07-3.02	0.95-1.39	2.23-3.26	1.04-1.52	2.46-3.59

Tabla 5.4 Tiempos de fraguado inicial y final a 32°C-41°C

En la Tabla 5.4 se exponen los resultados tanto experimentales como el rango calculado, se observa un error de al menos dos horas en la predicción para el tiempo de fraguado a una relación agua/cemento de 0.41. Al combinarse relaciones agua/cemento bajas con temperaturas tan altas es modelo no logra reproducir de manera tan exacta esta situación. La activación se subestima a dicha temperatura, en la Figura 4.3 de validación del método se observa que a la hora de comprobar resultados a tempranas edades el método tendía a tener este comportamiento a temperaturas alrededor de los 40°C.

Conforme las relaciones agua/cemento van aumento, se produce el efecto de ajuste, en la comprobación del método en la Figura 4.7 y Figura 4.8 se observan que la ecuación que define el grado de hidratación ajusta mejor para relaciones agua/cemento mayores. Es por ello que conforme se aumenta la relación agua/cemento el error ira disminuyendo hasta que el valor experimental si este dentro del rango predicho por el método.

Realizando una comparación entre la variación mensual según la Tabla 5.1 durante el día de temperatura, se exponen para una relación agua/cemento de 0.5 y un cemento tipo I, II y III los resultados en la Figura 5.4

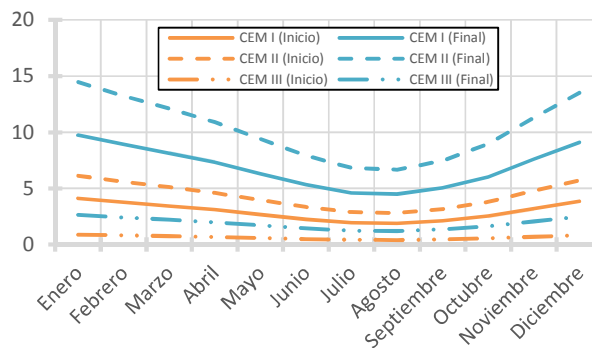


Figura 5.4 Inicio y final de fraguado para cemento tipo I, II y III según época del año

Se observa la tendencia de acortar periodos de finalización de fragua para horarios de verano, esto es característico de un hormigón curado a temperaturas altas. Posee una fragua más rápida, además, se tiene menos margen entre el inicio de fraguado y la finalización. El corte de las juntas variara desde los meses de invierno a 10 horas hasta periodos de 4 horas en verano.

En la Figura 5.4 se puede observar la diferencia entre el final de fragua anterior y para todos los tipos de hormigones en estudio. Existe una diferencia de hasta 6 horas en horarios de invierno y de tres horas en horarios de verano entre el cemento I y el II. Por lo tanto, en periodos de verano el corte de las juntas rondara las 7 horas en verano.

La tendencia del cemento tipo II debido a su naturaleza es un fraguado más lento a edades tempranas. Según la gráfica de la Figura 5.4 el aluminato tricálcico disminuye los periodos de reacción según la temperatura en la que se cure. Las consecuencias de un curado a alta temperatura se dan en la resistencia se tiene una resistencia más alta a tempranas edades, sin embargo, a edades posteriores la resistencia a la compresión es más baja en comparación de un curado a bajas temperaturas.

En el caso del cemento III se observa que el periodo de corte se reduce significativamente en un hormigón de alta resistencia. Para temperaturas que prevalecen en verano los periodos de corte no superan las dos horas, situación que asegura que al ser hormigones que alcanzan una resistencia muy rápida, también se ven afectados de manera mayor con respecto a problemas de fisuración a temprana edad.

5.3. Relación de la temperatura con el corte de juntas- *Aplicación in situ*-.

En este apartado se relacionará la evolución de la temperatura internamente en el hormigón con el fin de obtener un método práctico que pueda ser utilizado en obra. En el apartado anterior se vieron los aspectos que definen el inicio de la ventana de corte para los pavimentos, si bien es cierto ya se tiene un tiempo óptimo de corte es necesaria la corroboración en obra.

Dicha verificación dependerá del grado de hidratación estrechamente, esto debido a que conforme evoluciona este evolucionará la temperatura que desarrolla el hormigón. Es decir, se debe tener la posibilidad de medir dicho tiempo en obra y una opción de hacerlo es de la forma en que se desea plantear en este trabajo.

La temperatura en obra como se observó anteriormente es fácil de medir utilizando termopares, indirectamente, si se mide la temperatura se está midiendo a su vez propiedades mecánicas y grado de hidratación. El punto de corte se definió en el apartado anterior teóricamente, en este apartado se realizara la verificación teóricamente pero dando un aspecto práctico a la solución.

En el capítulo 3, se definieron conceptos para intercambio del calor con el exterior y en su forma adiabática se expusieron en el capítulo 4, sin embargo, esta forma adiabática será realidad solo por pocos momentos en el tiempo y en las fibras más internas de la losa. En las fibras más externas de la losa se tendrán un comportamiento desde el primer momento de intercambio de calor.

Para aplicar la formulación planteada en el capítulo 4 de intercambio de calor se tomó la ecuación derivada del intercambio de calor de Newton con la simplificación de aplicarla a la superficie. Para conocer por completo el sistema de intercambio de calor de una losa es necesario una modelación más compleja que no se puede simplificar en una ecuación.

5.3.1. Resultados

En este apartado se analizarán un caso práctico de situación en obra, posteriormente se analizarán todas las variables. A continuación los casos donde se define primeramente el tipo de hormigón utilizado, la relación agua/cemento, el contenido de cemento, el mes de colocación y su horario, la velocidad del viento y el espesor de la losa.

Se definirá para cada uno el periodo de corte óptimo y el aumento de temperatura a medir y que corresponderá a un grado de hidratación adecuado para realizar el corte. Al mismo tiempo y debido a que se

relacionó la tasa de hidratación del hormigón con la resistencia se obtiene la resistencia a la compresión que tendrá en ese momento.

5.4. Aplicación practica

En este apartado se expone un caso práctico donde se pueden establecer relaciones entre parámetros con el fin de evaluar la mejor combinación según las necesidades. Se establecen unas condiciones de partida y se irán variando con el propósito de observar los cambios y comentar los resultados.

La relación a observar es la resistencia a compresión y la temperatura. Por lo que se estudiará tanto el tiempo óptimo de corte como la temperatura optima de corte, al ser el aumento de la temperatura dependiente de la hidratación, la formulación de hidratación propuesta será utilizada para predecir la temperatura óptima de corte.

Datos de partida:

Propiedad	Variable
Tipo de Cemento	I
Relación a/c	0.5
Contenido de Cemento(kg/m ³)	255
Fecha de Colocación:	Enero (13.4°C)
Horario de trabajo	Diurno
Tamaño de Losa(m}}	0.3
f'c (MPa)	42.5

Tabla 5.5 Propiedades del hormigón en estudio.

A partir de estas propiedades y con las ecuaciones desarrolladas en el capítulo 4 se obtienen las siguientes graficas:

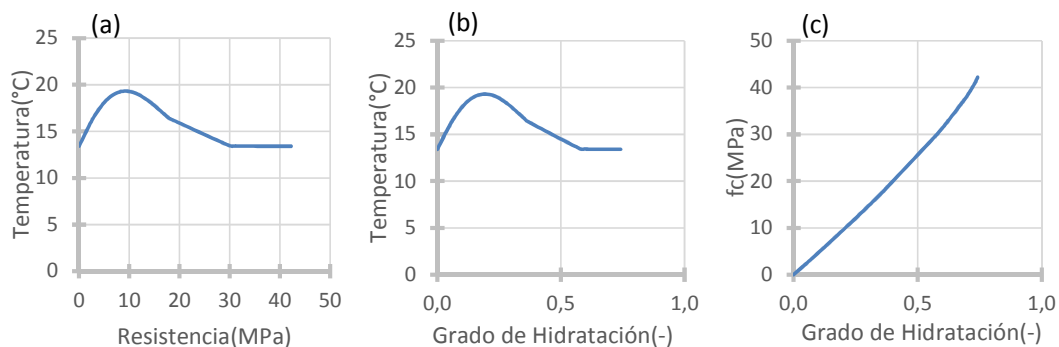


Figura 5.5 Resultados del Caso Practico. (a) Relación entre la temperatura y resistencia (b) Relación entre Temperatura y Grado de Hidratación (c) Resistencia vrs .grado de hidratación

Inicio de Fraguado	: 4 horas y 7 minutos.
Fin del Fraguado	: 9 horas y 45 minutos
Grado de Hidratación alcanzado al final del fraguado	: 0.13
Resistencia	: 6.42 MPa
Temperatura en la superficie ha subido a	: 18.7 °C

Se observa en el caso práctico, en la Figura 5.5(a) conforme se produce un aumento de la temperatura la resistencia también va en aumento. Por lo tanto, en obra es posible la medición de la resistencia que va desarrollando el hormigón a través de la temperatura de manera indirecta con un termopar se mide el aumento de la misma en la zona superficial de la losa.

Sin embargo, en el momento que se regresa a una temperatura ambiente cuando acaba el proceso exotérmico de la reacción, este método deja de ser viable al no haber más cambios en la temperatura. Cuando se llega a una temperatura constante el hormigón también deja de aumentar significativamente su resistencia, para efectos del pavimento y la temática que se está desarrollando esto no es de importancia debido a que los cortes se producen a tempranas horas donde el grado de hidratación se está desarrollando.

En el caso de Figura 5.5(b) se observa de igual manera que igual manera, se llega a un punto de hidratación máximo que dependerá estrechamente de la relación agua/cemento elegida. Sin embargo, se llega a un punto donde la hidratación y la temperatura dejan de tener variación y el método ya ha cumplido su función.

La Figura 5.5 (c) indica la estrecha relación que existe entre el proceso de hidratación del cemento y las propiedades mecánicas. Es a través de la hidratación del hormigón y de su naturaleza de reacción exotérmica que es posible una relación entre la temperatura y la resistencia a compresión. Con forme se va dando la hidratación, la resistencia aumenta al mismo tiempo que la temperatura también lo hará.

A continuación se observara la variación de los resultados para el caso práctico con distintas relaciones agua/cemento

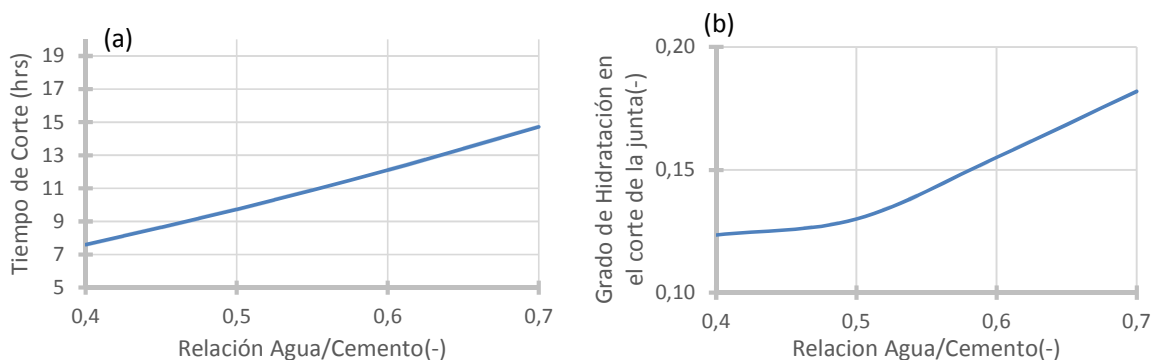


Figura 5.6 Variación de resultados dependiendo de la relación agua/cemento. (a) Variación del tiempo de corte según la relación agua/cemento (b) Variación del grado de hidratación en el momento de corte según la relación agua/cemento.

Se observa en la Figura 5.6 (a) un aumento cuasi lineal en el periodo de corte iniciando de las 7.6 horas hasta culminar a las 14.7 horas, es decir, con un aumento de 0.1 en la relación agua/cemento la hora de corte aumentaría en 1.7 horas. En el caso del grado de hidratación al aumentar el contenido de agua la hidratación se produce más rápidamente, en la Figura 5.6 (b) se muestra la tendencia mencionada, sin

embargo, se hace más evidente al pasar de una relación agua/cemento de 0.5 un aumento más marcado a la hidratación que se debe llegar para poder realizar el corte. Sin embargo, esto se realizó utilizando la misma cantidad de cemento, lo que muestra la gráfica es la afectación aislando el parámetro, sin embargo es claro un aumento en la cantidad de cemento en relaciones agua/cemento bajas producirá más temperatura que a altas relaciones.

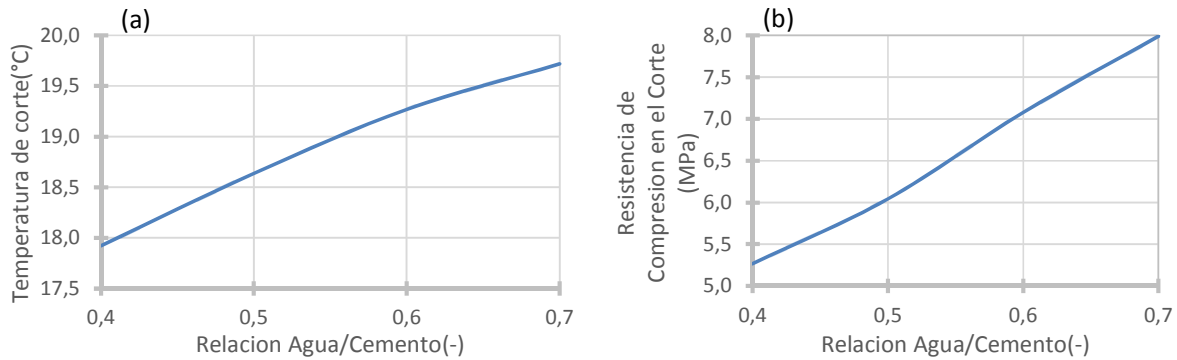


Figura 5.7 Variación de resultados dependiendo de la relación agua/cemento.

En la Figura 5.7 (a) se muestra la forma de variación de la temperatura en el momento de corte con respecto a la relación agua/cemento, se observa que a medida que aumente la relación agua/cemento aumenta la temperatura que se debe medir para el corte. Sin embargo, esto debe ir de la mano con el aumento en la cantidad de cemento lo que ocurrirá en sí es un aumento de la temperatura a relaciones agua/cemento más bajas

En la Figura 5.7 (b) se observa que la resistencia compresión en el momento del corte aumenta en 1 MPa en promedio con una paso de 0.1 en la relación agua/cemento. Esto se da debido a que al haber una relación agua/cemento mayor hay un grado de hidratación último mayor y es por ello que la resistencia a la compresión en el momento de corte aumenta.

En las dos anteriores figuras se mostró que ocurría con el tiempo de corte si se varia la relación agua/cemento, a continuación se mostrara que ocurrirá para el caso en estudio si se varia la temperatura a la que se cura. En meses de invierno o verano dicha temperatura variara por lo tanto se puede observar cuanta es la nueva temperatura a medir para realizar el corte, y el tiempo de corte. A continuación se exponen dichos resultados en la Figura 5.8:

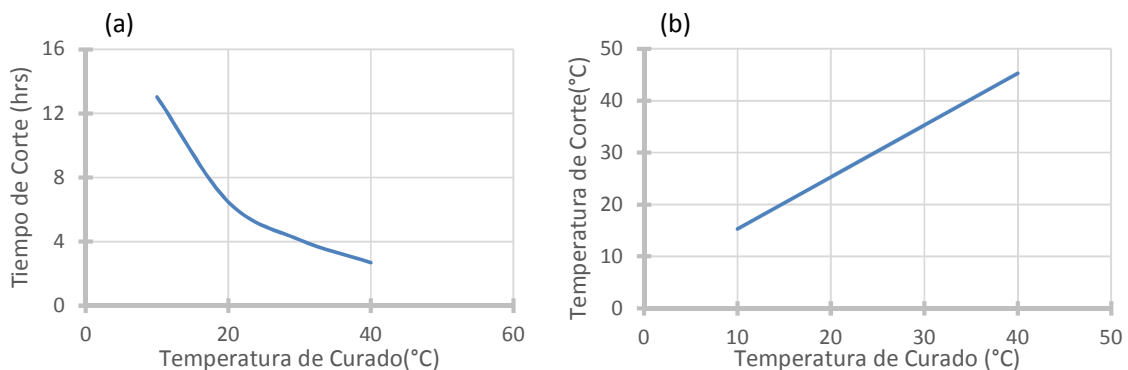


Figura 5.8 (a) Variación del tiempo de corte según la temperatura de curado (b) Variación de la temperatura en el momento de corte según temperatura de curado.

En la Figura 5.8 (a) se observa que el tiempo de corte varía en función de la temperatura de curado. Al utilizar el método de la madurez para ajustar las gráficas, la temperatura es una de las variables que se toman en cuenta. Es notable que a partir de la temperatura de referencia (20°C) la pendiente es diferente.

A temperaturas menores de 20°C el tiempo es mayor y el decrecimiento de dicho tiempo de corte es mayor que a temperaturas mayores a la temperatura de referencia. Se tiene que en temperaturas características de verano donde la temperatura de curado es más alta el tiempo de corte se reduce hasta menos de 4 horas. A partir de allí es probable que a dicha temperatura inicia la fisuración también en edades más tempranas.

Con respecto a la Figura 5.8 (b) el aumento de temperatura es proporcional al aumento de temperatura inicial, un incremento de 10 °C en la temperatura de curado tendrá un incremento también de 10°C en la temperatura que alcanza el hormigón a la hora del corte. Esto sucede porque al tener la misma relación agua/cemento el grado de hidratación último a alcanzar será el mismo y se tardará el mismo tiempo en darse ese aumento de temperatura.

La diferencia que aporta una temperatura más baja o más alta en el curado es que se necesitara menor cantidad de tiempo para alcanzar el mismo grado de hidratación. Una temperatura alta será un “acelerante” de la reacción y le dará un impulso más allá, en contraposición una temperatura más baja tenderá a necesitar de mayor cantidad de tiempo para que el hormigón suba la misma temperatura.

Por último los efectos en la resistencia a compresión y el grado de hidratación en el momento de corte se mantendrán constantes, sin embargo, el tiempo para alcanzar la misma resistencia y grado de hidratación se reduce. Esto sucede debido a lo que se mencionó anteriormente, una mayor temperatura de curado acelerará la reacción.

Otro de los efectos a tener en cuenta es la cantidad de cemento colocada en la muestra, al analizar la ecuación de la temperatura se tiene que la cantidad de cemento es directamente proporcional a un aumento de la temperatura interna del hormigón. Los resultados se muestran en la Figura 5.9:

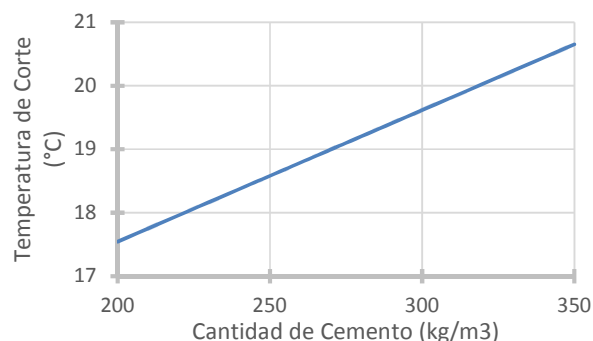


Figura 5.9 Aumento de la temperatura en el momento de corte para el caso expuesto según la cantidad de cemento.

Se observa que el aumento de 50 kg/m³ en la cantidad de cemento aumenta en 1°C la temperatura de corte inicial. Esto sucede a la temperatura de 13.4°C, al aumentar la temperatura inicial esta tasa de aumento de 1°C se aumentaría también dependiendo de la cantidad de cemento. Esto sucede al haber más cantidad de cemento por unidad de volumen, la cantidad de componentes cementicios por unidad de

volumen también aumentarán y por ende el calor que depende de la reacción de ellos aumentará. Este fenómeno también se describió en el capítulo 4 para el calor en condiciones adiabáticas.

Por último, siguiendo con el mismo caso se plantea exponer que sucede con el tiempo de corte al variar el tipo de cemento de la mezcla. Los resultados se muestran en la Figura 5.10:

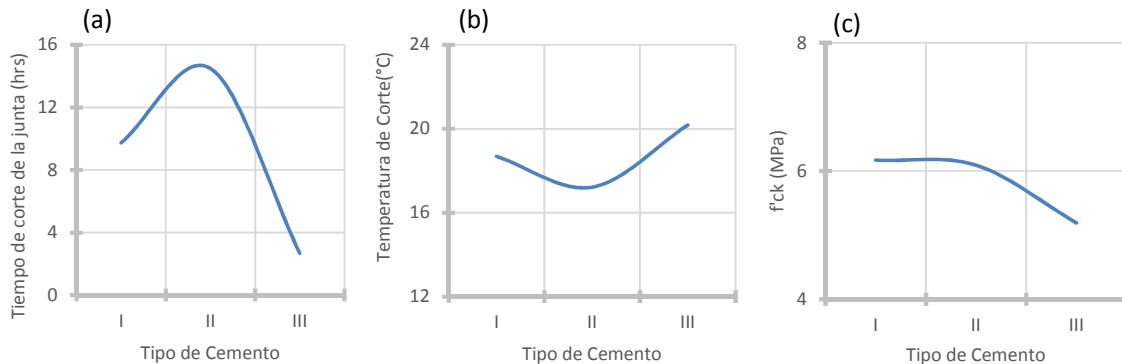


Figura 5.10 (a) Variación del tiempo de corte según tipo de cemento. (b) Variación de la temperatura en el momento de corte. (c) Variación de la resistencia en el momento de corte.

En la Figura 5.10(a) se muestra el resultado predecible de un descenso importante en el tiempo de corte según el tipo de cemento. El cemento tipo III que se caracteriza por tener una resistencia inicial mayor que los otros, esto se verá reflejado en los resultados al tener aproximadamente 2 horas en el tiempo de corte, 12 horas menos que el cemento tipo II.

En el caso de la temperatura de corte reflejada en la Figura 5.10 (b), se observa que para un cemento tipo I la temperatura de corte es mayor que para el cemento II e inferior del cemento tipo III. Esto se debe a la naturaleza del tipo de cemento, la primera parte de la reacción se debe a que el Aluminato tricálcico inicia su reacción, al tener mayor contenido de este componente tendrá un mayor aumento de temperatura a tempranas edades.

La Figura 5.10 (c) muestra una incongruencia, al tener un cemento de resistencia característica a la compresión inicial alto también a la hora del corte debería tener mayor resistencia inicial. Sin embargo, esto tiene su explicación al comparar los resultados de la Figura 5.10 (a) el tiempo que tardarán en alcanzar una resistencia similar es menor dependiendo del tipo de cemento utilizado

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES

6.1. Introducción

Después de tomar en cuenta las variables expuestas en el capítulo 3 así como de la exposición de los resultados obtenidos, es necesario realizar una recopilación de los resultados más relevantes que pueden influir en los tiempos de cortes de juntas. El análisis de los datos y las conclusiones finales que se exponen a continuación, representan una fuente de información importante para plantearse los métodos de trabajo en el acabado del aserrado del corte en las juntas de hormigón.

El objetivo de este capítulo es agrupar los condicionantes más importantes en el momento del corte por tal de obtener un producto final con un comportamiento determinado. Las conclusiones han sido extraídas de los resultados obtenidos en el capítulo 4 y capítulo 5, así como de la bibliografía consultada durante toda la tesina. Para la realización de esta tarea se ha dividido el capítulo en 4 bloques en donde se explican cada uno de los parámetros más relevantes.

6.2. Conclusiones de los métodos propuestos.

6.2.1. Grado de Hidratación

El grado de hidratación y las formulaciones que predicen este comportamiento ya han sido estudiadas con anterioridad. Sin embargo, en esta tesina se pretende **aplicar un modelo basado en tres variables que ajusten de mejor manera el comportamiento**. En el capítulo 3 se expusieron las formulaciones en las que se basó para plantear la ecuación.

La ecuación propuesta predice correctamente la hidratación de cuatro tipos de cemento tomando en cuenta las particularidades de cada uno de ellos. La ventaja de esta ecuación es que da parámetros fijos para el cálculo de la hidratación en contraposición de una formulación compleja para el cálculo de cada uno

de ellos. Al realizar esta simplificación no es necesario el conocimiento del porcentaje de cada uno de los productos cementicios como si es requisito en la formulación de Schindler (2005).

Con la obtención de esta ecuación se produce una evolución en la forma de cálculo de la hidratación. Primeramente, Freiesleben y Hansen (1977) plantean una forma basada en parámetros que deben ser determinados mediante ensayos de laboratorio, luego, Schindler (2005) da valores específicos a esos parámetros basándose en los contenidos de los productos cementicios. Este trabajo toma dichas formulaciones y las simplifica para un uso más fácil.

Los resultados de los ensayos de Lernch y Ford (1948) fueron reproducidos correctamente y se logró un mejor ajuste mediante la aplicación de un método de tres variables. Al introducir un parámetro k se observa en todos los caso un mejor ajuste del comportamiento.

Al aplicar el método de la madurez se tomó en cuenta el efecto de la temperatura de curado y los efectos que esta pueda tener en la hidratación. Sin embargo, al introducir la formulación de la madurez se parte de ecuaciones que han sido simplificadas, por lo tanto, el error es mayor en los resultados finales.

Al tener una ecuación teórica del grado de hidratación donde inicia y concluye el fraguado, es posible por medio de la ecuación propuesta obtener el tiempo donde el inicia y concluye esta fase. La ecuación ha sido probada para distintos tipos de mezcla dando resultados dentro del rango esperado.

Al compararse la ecuación propuesta con el modelo de Schindler (2005) se observa una disminución del error. Los resultados obtenidos del R^2 entre 0.97 y 0.99 concluyen que la ecuación también describe correctamente la tendencia que sigue la hidratación. El error obtenido nunca supera los niveles del 0.1 de la hidratación, por lo tanto, se considera una ecuación apropiada para el uso.

Influencia de la relación Agua/Cemento:

La formulación dependerá proporcionalmente de la relación agua/cemento que tenga la mezcla. Un valor muy alto de esta indica que hay suficiente líquido hidratante para que la mezcla llegue a tener un valor más alto en el grado de hidratación a un tiempo infinito.

Las relaciones agua/cemento bajas (<0.35) generan mezclas en las que es más complicado el poder predecir la hidratación. Hansen (1986) indica que a partir de 0.36 la hidratación será completa y que para valores más bajos no habrá la cantidad de agua suficiente para completar la hidratación. Esto coincide con los resultados obtenidos para bajas relaciones de a/c .

Influencia del tipo de cemento.

El tipo de cemento tendrá influencia en todos los parámetros de la ecuación propuesta. El parámetro p , al ser la pendiente de la curva de hidratación, dependerá completamente de la velocidad con que los componentes de la reacción química se vayan mezclando. Cementos con secados más rápidos tendrán valores más bajos si se los compara con cementos de endurecimiento lento.

El parámetro $t_{37\%}$ es afectado directamente por el tipo de cemento y es el que define el movimiento horizontal de la curva. Este parámetro aumentará si la fase durmiente es mayor, es por ello, que en cementos de secado más lento este factor tiende a ser mayor con respecto a los de secado rápido.

El método planteado introduce un parámetro k que se aplica como un valor de ajuste de la gráfica. Debido a que la hidratación de los cementos presenta fases que son solamente aproximadas por una ecuación, es necesaria la aplicación de un factor que corrija el comportamiento de la gráfica y lo ajuste a la realidad de la hidratación. Por ejemplo, el que se da en la fase durmiente o la simplificación en los términos τ y β dados por Schindler (2005).

6.2.2. Resistencia a la compresión.

El método planteado de predicción de la resistencia a compresión se basa en el planteado en la EHE (2008). Sin embargo, se le añade el parámetro de la tasa de hidratación con el fin de enlazar las ecuaciones de la hidratación y la de la resistencia a compresión.

La precisión de la ecuación mejora a medida que aumenta la relación agua/cemento. Las desventajas en la aplicación de este método numérico son las mismas que tienen todos los métodos basados en la madurez. Estas desventajas son la **sobrestimación en la etapa inicial de la muestra, donde la resistencia real es la del árido, y una subestimación de la resistencia a largo plazo.**

El comportamiento debido a la temperatura de curado está bien caracterizado. **Al curar una muestra a una temperatura alta se obtiene altas resistencias iniciales pero en contraposición la resistencia final se ve mermada.** Este comportamiento se debe de la fragilidad de los enlaces que se forman de manera rápida.

6.3. Conclusiones de los parámetros que afectan al calor de hidratación

Cantidad de cemento

- La Cantidad de cemento añadida a la mezcla tiene un efecto directo en la temperatura. En un metro cubico de mezcla, al aumentar la cantidad de cemento se generará más calor, ya que existen mayor cantidad de componentes para ser hidratados. Esto se explicó en los capítulos 4 y 5 tanto para el calor adiabático como para el semi adiabático.
- Se determinó que para una mezcla con un cemento tipo I, en condiciones adiabáticas, el aumento por cada 100 Kg/m³ de cemento es aproximadamente 10°C para un tiempo infinito. Al tener mezclas donde se alcanzar temperaturas muy altas se corre el riesgo que la evaporación del agua sea más rápida y se cree mayor porosidad.

Tipo de Cemento

- El tipo de cemento determinará la rapidez con la que se genera calor en la muestra. Contenidos altos de C₃S y C₃A determinarán una mayor rapidez en la tasa de generación de calor y por ende una mayor generación de temperatura.
- Las muestras de cemento tipo III, con mayor contenido de C₃S y C₃A, generarán mayor calor de hidratación que el cemento tipo I, II y IV (en ese orden).

Temperatura de Curado

- Una temperatura de curado más alta determinará un aumento en la tasa de generación del calor al ser esta un acelerante de la reacción química del cemento. Sin embargo, al final de la reacción y en condiciones adiabáticas, la diferencia entre la temperatura de curado y la del final de la hidratación será siempre proporcional. Por lo tanto la temperatura de curado solo influye en la tasa de generación del calor y no tanto en el resultado final.

6.4. Conclusiones en el corte de las Juntas.

- Se determinó que el tiempo inicial de corte óptimo de las juntas es el momento para el cual ya se han desarrollado enlaces fuertes entre la pasta y el árido. Este momento se describe como el tiempo para el cual el árido no es arrastrado durante el aserrado (tiempo inferior). Este tiempo teórico se estableció como la finalización del fraguado.
- Se estableció una relación entre la temperatura, la hidratación y el desarrollo de las propiedades mecánicas del hormigón. Donde a través de la temperatura es posible la medición de los otros dos parámetros.
- Se determinó el punto inicial en el tiempo para realizar el corte, el tiempo final será determinado por el inicio de la fisuración. El inicio de fisuración será determinado por el momento donde las tensiones provocadas por la retracción plástica, los efectos de la temperatura y el asentamiento plástico superan la resistencia a tracción del hormigón.
- La combinación de relación agua/cemento baja, hormigón de secado rápido y temperaturas altas se obtienen tiempos menores a una hora y media en el tiempo de corte óptimo. En contraposición de tener hormigones de secado lento, altas relaciones agua/cemento y bajas temperaturas hacen que el tiempo de corte óptimo suba hasta pasadas las 15 horas lo que vuelve más propenso al hormigón a fisuración temprana antes del fraguado final.

Relación Agua/cemento.

- Relaciones con mayor contenido de cemento tendrán una hidratación más rápida, por lo tanto el tiempo para el cual terminará el fraguado será menor.
- Al tener una mayor cantidad de cemento en la mezcla, se generará más calor durante la reacción. Es por ello que a relaciones agua/cemento bajas en el momento de la medición *in situ* de la temperatura se alcanzarán valores más altos en el momento de ejecutar el corte.

Temperatura de Curado.

- Al aumentar la temperatura de curado se produce el mismo efecto que al agregar más cemento a la mezcla, en términos de aumento de temperatura. El tiempo de corte se reducirá significativamente al aumentar la temperatura de curado, en contraposición a temperaturas frías el tiempo de corte aumentará.

- En la Figura 5.8 (a) se observa el efecto de un curado a diferentes temperaturas. Al relacionar el tiempo de corte óptimo vrs la temperatura de curado se identifica un punto de inflexión a la temperatura de 20°C. Previo a esta temperatura la pendiente es más pronunciada en la gráfica, esto ocurre al utilizar la ecuación de Freiesleben Hansen y Pedersen (1977) para el cálculo de la energía de activación que aplica un cambio de pendiente a esta temperatura y la denomina “temperatura de referencia”.
- Al subir 10°C en la temperatura de curado se aumenta proporcionalmente la temperatura a la cual se realiza el corte, esto a pesar que a temperaturas más altas la reacción se produce más rápido la hidratación. Para este caso el método presenta una inconsistencia que es explicada al ser periodos de tiempo tan cortos y al haber empleado la misma relación agua/cemento para la comparación.
- Los meses más óptimos para tener tiempos más cortos, si se cura a temperatura ambiente, son los de verano que tendrán temperaturas más altas. Sin embargo, esto repercute en una leve caída de la resistencia del hormigón a largo plazo.

Tipo de Cemento

- La utilización de un tipo de cemento u otro dependerá de cuánto tiempo se desee esperar para realizar los acabados correspondientes en la losa. Un cemento tipo III tendrá un tiempo de corte mucho menor que un tipo I o un tipo II.
- El uso de un cemento de secado rápido será óptimo si después se realiza un curado adecuado. De no ser así será más propenso a generar fisuras por ahogado producidas de la retracción plástica.

6.5. Futuras líneas de investigación.

- Una de las conclusiones de esta tesina implica la Figura 5.8(a) donde se muestra el tiempo de corte óptimo versus la temperatura de curado. Se observa que a temperaturas inferiores que 20°C hay una pendiente de disminución de tiempo mayor en comparación con la pendiente a temperaturas mayores de 20°C. Esto ocurre debido a que se utiliza la formulación de Freiesleben Hansen y Pedersen (1977) para la energía de activación, sin embargo, se intuye que este cambio no debería ser tan drástico y merece ser investigado más a detalle.
- El intercambio de temperatura se propone como una simplificación utilizando solo la pérdida de calor por convección. Además se utilizó la ley de enfriamiento de Newton para el cálculo, sin embargo, el intercambio de temperatura merece ser estudiado más a detalle y en todo el canto de la sección.
- En el recuento de formulaciones que predicen el grado último de hidratación se observa que no hay muchas para disponer. Una de ellas presenta un salto abrupto a partir de una relación agua/cemento de 0.36 y la otra es un cambio más suavizado pero hay una gran distancia entre los resultados de las dos. Se debe de evaluar la posibilidad de presentar otra formulación.
- Durante el cálculo de la temperatura se tomaron valores constantes: el calor específico, la temperatura ambiente y la densidad. Ninguno de ellos permanece constante durante el proceso de

hidratación por lo que se debe evaluar en términos del grado de hidratación, la evaluación del calor específico y la densidad.

- En el tiempo de corte óptimo de las juntas se evaluó el punto de tiempo inferior para realizar el corte. Sin embargo, el tiempo donde inicia la fisuración solo se hizo una mención de los mecanismos que le afectan. Una futura línea de investigación sería basarse siempre en la hidratación para establecer el tiempo de inicio de fisuración en los pavimentos.

CAPÍTULO 7

REFERENCIAS

- 42-CEA (1981), "Properties of Set Concrete at Early Ages". State-of-the-Art Report. Materials and Structures, Estados Unidos.
- A.C.I. 207.2R-95 (2002), "Effect of Restraint, Volume Change, and Reinforcement on Cracking of Mass concrete". (Reapproved 2002).
- ACI 211.1 (1997), "Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete. Washington D.C, Estados Unidos.
- ACI 224.3R-95 (2001), "Joints in concrete construction". ACI Committee 224. Washington D.C Estados Unidos de América.
- ACI committee 224 (2001), "Joints in Concrete Construction". American Concrete Institute. Estados Unidos.
- Aguado et al (2010), "Manual para el proyecto, construcción y gestión de pavimentos bicapa de hormigón" Universidad Politecnica de Catalunya. Barcelona, España.
- Aguilar Peris, J (1981): "Procesos de transmisión del calor (visión física general)". Cátedra de Fundamentos Físicos de las Técnicas. E.T.S. Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Santander.
- Agulló et al (1995), "Comportamiento térmico de presas de hormigón en servicio". Experimental Center for numerical methods in engineering. Barcelona, España.
- ASTM C 1074 (1998), "Standard practice for estimating concrete strength by the maturity method" ,American Society for testing materials, Pennsylvania, Estados Unidos.
- B.Glisic, N Simon (1999), "Monitoring of concrete at very early age using stiff SOFO sensor". Swiss Federal Institute of Technologic. Laussane, Suiza.

- Ballim, Yunus (2002), "A numerical model and associated calorimeter for predicting temperature profiles in mass concrete". Universidad de Witwatersrand. Johannesburg, Sudáfrica.
- BASF (2006), "Retracción por Secado". BASF Boletín Técnico. America Latina
- Byfors, J (1980), "Plain Concrete at Early Ages", (1980) Research 3:80, Swedish Cement and Concrete Research Institute. Estocolmo, Suecia.
- Byfors, J.(1980), "Plain concrete at early ages", Research 3:80, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm-
- C.E.B (1985), "Thermal effects in concrete structures" Bulletin d' Information n°67. C.E.B Laussane, Janvier.
- Calmon Nogueira da Gama, Joao Luis (1995), "Estudio Térmico y tensional en estructuras masivas de hormigón aplicación a las presas durante la etapa de construcción" . Editorial UPC, Catalunya, España
- Calo, Diego (2012), Instituto de Cemento Portland Argentino. "Diseño y construcción de Pavimentos de Hormigón. Diseño y construcción de Juntas". San Salvador de Jujuy. Argentina
- Carino, N.J (1983), "The maturity method," In:"CRC Handbook on nondestructive testing of concrete", Florida, Estados Unidos
- Carino, N.J (1991), "Nondestructive Test Methods- Chapter "Concrete Construction Engineering Handbook, Edited by Nawy, E.G., CRC Press. Florida, Estados Unidos
- CEB-FIP (1993), "Model Code 1990". Comité Euro-International du Béton, Thomas Telford, Londres.
- Cervera, M., Oliver, J and Prato, T (1999), "Thermo-chemo-mechanical model for concrete. II: damage and creep," Journal of engineering Mechanics, Estados Unidos
- Crespo, María Delia (2011), "Comportamiento del Hormigón Armado a Tempranas Edades, Efectos Estructurales de las Deformaciones Impuestas Impedidas". Universitat Politècnica de Catalunya Barcelona
- De Schutter, G. and Taerwe, L (1995), "Degree of hydration Model for Portland Cement and Blast Furnace Slag Cement" Cement and Concrete Research, Estados Unidos.
- De Schutter, G (2002), Influence of Hydration Reaction on Engineering Properties of Hardening Concrete. Materials and Structures,
- EHE (2008), "Instrucción Española del Hormigón Estructural".
- FHWA-ED-88-025, Federal Highway Administration (1990), "FHWA Pavement Rehabilitation Manual. Federal Highway Administration". Washington DC, Estados Unidos.
- Freiesleben Hansen, P., and Pedersen, E.J. ,(1977), "Maturity computer for controlling curing and hardening
- Freiesleben Hansen, P., and Pedersen, E.J. (1985) "Curing of Concrete Structures" Draft DEB-Guide to Durable Concrete Structures, Appendix 1, Comité Euro-International du Béton, Lausanne, Suiza.

- Frideber, B.F. (1962), "Highway Research Board Bulletin 332: Investigation of Prestressed concrete for Pavements, Highway Research Board", National Research Council . Washington D.C
- Giani, R. et al (2008), "La retracción autógena y su relación con la tendencia a la fisuración a temprana edad en pavimentos de hormigón". Revista de la construcción, vol. 7, num 2, 2008, pp 62-71 Pontificia Universidad Católica de Chile, Chile.
- Gillet G, Canitrot B, Laplante P, Lecrux S, Dubois P (1996), "Optimizing formwork removal time by means of naturometry: application to the Pas de l_Escalette tunnel Herault,France AFTES". Jour Intern.
- Hansen,T.C. (1986), "Physical structure of hardened cement paste. A classical approach". Material and Structures.
- <http://www.aracorte.com>
- Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones (2013), "Diseño y ejecución de juntas en pavimentos y soleras de hormigón". Madrid, España.
- Instituto Mexicano del cemento y concreto (2005), "Juntas en el concreto. Revista conceptos básicos del concreto". México
- Jaramillo, Diego. (2012), "Estado del Arte de los hormigones en América Latina". Seminario Internacional de Pavimentos de Hormigón. Córdoba, Argentina.
- JCI (1998), "Committee Report of Technical Committee on Autogenous Shrinkage of Concrete, in Autogenous Shrinkage of Concrete, in Proceedings of the International Workshop on Autogenous Shrinkage of Concrete", edited by Ei-ichi Tazawa, Hiroshima, Japon.
- Jonasson, J.E Groth,P., y Hedlund,H.(1995), "Modeling of temperature and moisture field in concrete to study early age movements as a basis for stress analysis," Proceedings of the International RILEM Symposium of Thermal Cracking in Concrete at Early Ages. Londres, Inglaterra.
- JSCE (1996) (The Japan Society of Civil Engineers), "Standard Specification for Design and Construction of Concrete Structures", Tokyo.
- Kanstad T., Hammer T. A., Bjontegaard O. and Sellevold E. J. (2001) "Mechanical Properties of Young Concrete: Evaluation of Test Methods for Tensile Strength and Modulus of Elasticity. Determination of Model Parameters". IPACS Report BE96-3843/2001:49-4, TU Lulea. Suecia
- Kaszynska, Maria (2002), "Early age properties of high-strength/high performance concrete". Universidad de Szczecin. Szczecin, Polonia.
- Kehlbeck, F (1975), "Einfluss der Sonnenstrahlung bei Brukenbauwerken (Efecto de la radiación solar en estructuras de puentes)" Werner.Verlag. Dusseldorf.
- Kishi T, Maekawa K (1994), "Thermal and mechanical modelling of young concrete based on hydration process of multi-component cement minerals". In: Springenschmid R, editor. Thermal cracking in concrete at early ages. London: E&FN Spon.

- Kjellsen, K.O., and Detwiler, R.J, (1993), "Later-Age Strength Prediction by a Modified Maturity Model," ACI Materials Journal, Vol. 90, No. 3.
- Kjellsen, K.O" (1991) "Development of Microstructure in Plain Cement Pastes Hydrated at different temperatures". Cement and Concrete Research.
- Kraemer, C. y Val, M.A (2004), "Ingeniería de Carreteras" Volumen 2. S.a. Mcgraw-Hill /Interamericana de España, 004, Madrid.
- Kraub M., Rostasy F. S. and Gutsch A.-W (2001), "Modelling of Degree of Hydration on Basis of Adiabatic Heat Release. IPACS Report BE96-3843/2001:13-3" TU Lulea.
- Laplante P, Roussel S, Lecrux S. (1998) "Maturity-measurement technique: the Arrhenius law in the service of construction sites. Concrete, from material to structure". International RILEM Conference, Arles, France.
- Lerch, W., Ford, C.L (1948), "Long-Term Study of Cement Performance in Concrete: Chaper 3". Chemical and Physical Tests of the Cements," ACI Journal, Vol. 19, No. 8.
- Lin, Feng (2006), "Modeling of hydration kinetics and shrinkage of portland cement paste". University of Columbia, Estados Unidos
- McCullough, B.F (1999), "Fast Track paving: Concrete temperature control and traffic opening criteria for bonded concrete overlays" Department of Transportation. Austin, Estados Unidos.
- Mehta (2006), "Microstructure, properties, and Materials" McGraw and Hill, Third Edition. California, USA.
- Mills, R.H (1966), "Factors Influencing Cessation of hydration in Water-Cured Cement Pastes," Proceedings of the symposium on the Structure of Portland Cement Paste and Concrete, Highway Research Board, Washington D.C. Estados Unidos
- Mindness, S., and Young, J.F (1981), "Concrete", Prentice Hall Inc., New Jersey, 671 pp.
- Mirambell, E (1987), "Criterios de diseño en puentes de hormigón frente a la acción térmica ambiental". Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Catalunya. Barcelona, España.
- Nambiar, O.N.N. y Krishnamurthy, V. (1984), "Control of Temperature in Mass Concrete Pours", Indian Concrete Journal Vol. 58, No. 3.
- National Ready México Concrete Association. (2010), "CIP 6- Juntas en el concreto. Losas sobre el suelo". México DF.
- Neville, A.M (1996), "Properties of Concrete" Cuarta Edición, John Wiley and Sons, Incorporated, New York, USA.
- Ortiz Lozano, José Angel (2005), "Estudio experimental sobre la influencia de la temperatura ambiental en la resistencia del hormigón preparado". Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona.
- PG-3 .Ministro de Fomento (2011), "Pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes"

- Poblete, M. R., Salsilli, R., Valenzuela, A., Bull, and P. Spratz (1988), "Field Evaluation of thermal deformation on undoweled PCC pavements Slabs". Transportation Research Record 1207, National Research Council, Washington D.C. Investigation of Prestressed concrete for Pavements.
- Portland Cement Association (1975), "Basic Concrete Construction Practices", John Wiley & Sons, Inc., New York, Estados Unidos
- Qinwu Xua et al (2010), "Modeling hydration properties and temperature developments of early-age concrete pavement using calorimetry tests". Department of Engineering Technology, Texas State University. Estados Unidos
- Rastrup, E (1954), "Heat of Hydration in Concrete". Magazine of Concrete Research London.
- RILEM 42-CEA (1981), "Properties of Set Concrete at early ages: state of the art report," Material and Structures.
- RILEM Technical Committee (1998), "Adiabatic and Semi-Adiabatic Calorimetry to determine the temperature increase in concrete due to hydration heat of cement" Londres,
- Roussel S, Bournazel JP, Lecrux S (1998), "The maturity method as a means for evaluating strength properties and for improving concrete durability". Rencontres internationales, Toulouse.
- Sánchez Acevedo, Ricardo (2011), "Corte y sello de juntas en pavimentos de concreto". Taller diseño y construcción de juntas en pavimentos de concreto. Medellín, Colombia.
- Saul A. G. A. (1951), "Principles Underlying the Steam Curing of Concrete at Atmospheric Pressure". Magazine of Concrete Research, 2(6).
- Schindler, Anton (2002), "Prediction of concrete setting", Department of Civil Engineering, Auburn University, Alabama, U.S.A.
- Schindler, Anton (2003), "Prediction of Concrete Setting". Departamento de Ingeniería Civil, Auburn University, Alabama, USA.
- Schindler, Anton k. Dossey, Terry y McCullough, B.F. (2005), "Temperature Control during Construction to improve the long term performance of Portland cement concrete pavements". Texas department of transportation and the federal highway administration. Austin, Texas.
- Sule M. (2003), "Effect of Reinforcement on Early-Age Cracking in High Strength Concrete". PhD Thesis, Delft University, The Netherlands, Delft University Press.
- T. Zichner (1982), "Thermal effects on concrete bridges," Bulletin d'Information, vol. 154.
- Tank, C.J., and Carino, N.J. (1991), "Rate Constant Functions for Strength Development of Concrete," ACI Materials Journal, Vol. 88, No. 1
- Taplin, J.H. (1969), "A Method for Following Hydration Reaction in Portland Cement Paste," Australian Journal of Applied Sciences, 10, 329-345.

- Taylor, H.F.W (1989), "Modification of Bogue Calculation," *Advances in Cement Research*, Vol. 2, No. 6, pp. 73-79.
- Teller, L.W y H.D. Cashell, (1959), "Highway Research Board 217: Performance of dowelled joints under Repetitive Loading". Highway Research Board, National Research Council, Washington, D.C, 1959.
- Transportation Research Board (1998), "Resealing Joints and cracks in rigid and flexible pavements". National Cooperative Highway Research Program. Washington D.C. United States.
- Transportation Research Board. (1995), "Design, Construction, and Maintenance of PPC Pavement Joints". National Cooperative Highway Research Program. Washington DC.
- Valcuende Payá, Manuel et al (2011), "Evolución de la resistencia del hormigón con la edad y la temperatura". Universidad Politécnica de Valencia. Departamento de Construcciones Arquitectónicas Valencia España.
- Van Breugel ,K (1998), "Prediction of temperature Development in Hardening concrete". RILEM Report 15, Prevention of thermal cracking in concrete at Early Ages. Londres, 1998.
- Verbeck, G.J., and Helmuth, R.H, (1968), "Structure and Physical Properties of Cement Pastes," *Proceedings of the Fifth International Symposium on the Chemistry of Cement*, Tokoyo, Vol. III.
- Wade (2006), "Evaluation of the maturity method to estimate concrete strength". Departamento de transporte de Alabama. Estados Unidos.
- Wade et al (2010) "Effect of temperature on the setting behavior of concrete". ASCE Library. Estados Unidos
- Waller, V et al (2004), "Using the maturity method in concrete cracking control at early ages". Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Cement and Concrete Composites. Guerville Cedex, France.
- White I.G (1979), "Non-linear differential temperature distributions in concrete bridge structures: a review of the current literature", *Technical Report 525*, Cement and Concrete Association, Mayo.
- www.aemet.es (2014)
- Yeon, Jung Heum. (2011), "Zero-Stress Temperature and Its Implications for Long-Term Performance of Continuously Reinforced Concrete Pavements". The University of Texas at Austin, Estados Unidos.

ANEJO I

AI.1 Introducción.

En esta sección se expondrán todos los resultados del capítulo 4, donde se expuso la validación del método que consta de resultados tanto experimentales como datos del método propuesto. También se muestran los datos obtenidos mediante el uso de métodos como el de Schindler (2005) y EHE (2008).

El capítulo consta de 2 secciones todas referentes a resultados del capítulo 4. Primeramente se exponen los resultados obtenidos para la validación del método de predicción del grado de hidratación, con su debida comparación con el método Schindler (2005). En una segunda parte se exponen los datos experimentales de la validación del método de la resistencia a compresión, comparándose con el método propuesto y los resultados de la EHE (2008). Por último, en una tercera parte la simbología de todo el documento.

AI.2 Resultados Modelo Grado de Hidratación

Tiempo (horas)	Datos Experimentales	Método Propuesto	Método Schindler(2005)
3.8	0.05	0,05	0,00
7.7	0.07	0,07	0,01
12.0	0.09	0,10	0,02
23.0	0.15	0,15	0,07
47.1	0.26	0,23	0,18
72.4	0.30	0,29	0,26

Tabla AI.1 Datos experimentales a 4°C Cemento Tipo I (Lerch and Ford ,1948). Referente a la: Figura 4.3

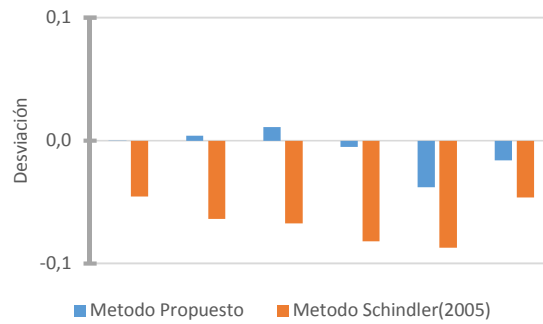


Figura AI.1 Error en los resultados experimentales a 4°C Cemento Tipo I. Referente a Tabla AI.1

Tiempo (horas)	Datos Experimentales	Método Propuesto	Método Schindler(2005)
3.8	0.11	0,12	0,04
7.5	0.21	0,19	0,13
11.8	0.28	0,25	0,20
20.9	0.36	0,34	0,32
44.2	0.50	0,48	0,46
73.5	0.53	0,58	0,54

Tabla AI.2 Datos experimentales a 24°C Cemento Tipo I (Lerch and Ford ,1948). Referente a la: Figura 4.3

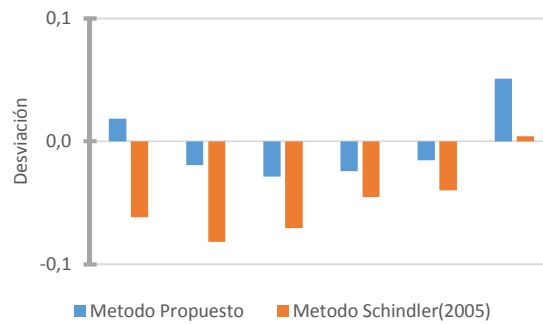


Figura AI.2 Error en los resultados experimentales a 24°C Cemento Tipo I. Referente a Tabla AI.2

Tiempo (horas)	Datos Experimentales	Método Propuesto	Método Schindler(2005)
3.8	0.21	0,19	0,13
7.3	0.34	0,28	0,25
11.8	0.39	0,36	0,34
22.6	0.49	0,49	0,46
47.8	0.62	0,63	0,57
69.0	0.67	0,70	0,62

Tabla AI.3 Datos experimentales a 40°C Cemento Tipo I (Lerch and Ford ,1948). Referente a la: Figura 4.3

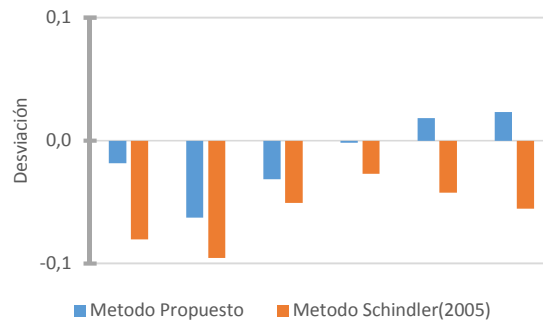


Figura AI.3 Error en los resultados experimentales a 40°C Cemento Tipo I. Referente a Tabla AI.3

Tiempo (horas)	Datos Experimentales	Método Propuesto	Método Schindler(2005)
4.2	0.06	0,03	0,00
8.4	0.09	0,05	0,00
12.0	0.10	0,07	0,01
26.1	0.15	0,11	0,05
50.5	0.25	0,17	0,13
80.0	0.29	0,22	0,19

Tabla AI.4 Datos experimentales a 4°C Cemento Tipo II (Lerch and Ford ,1948).Referente a la: Figura 4.4

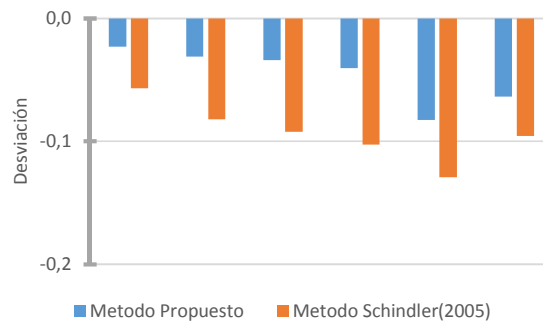


Figura AI.4 Error en los resultados experimentales a 4°C Cemento Tipo II. Referente a Tabla AI.4

Tiempo (horas)	Datos Experimentales	Método Propuesto	Método Schindler(2005)
4.1	0.09	0,09	0,03
8.4	0.19	0,15	0,09
12.4	0.25	0,19	0,14
26.5	0.33	0,29	0,26
53.9	0.44	0,41	0,38
80.0	0.52	0,48	0,44

Tabla AI.5 Datos experimentales a 24°C Cemento Tipo II (Lerch and Ford ,1948).Referente a la: Figura 4.4

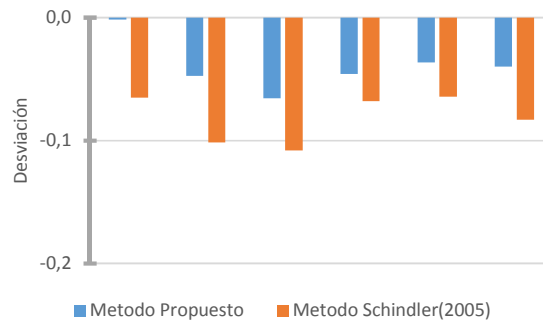


Figura AI.5 Error en los resultados experimentales a 24°C Cemento Tipo II. Referente a Tabla AI.5

Tiempo (horas)	Datos Experimentales	Método Propuesto	Método Schindler(2005)
4.0	0.18	0,14	0,09
8.6	0.29	0,22	0,19
12.4	0.35	0,28	0,25
25.6	0.47	0,40	0,37
52.2	0.58	0,53	0,47
76.8	0.63	0,60	0,52

Tabla AI.6 Datos experimentales a 40°C Cemento Tipo II (Lerch and Ford ,1948).Referente a la: Figura 4.4

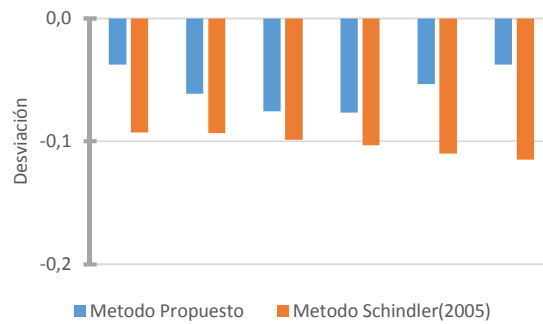


Figura AI.6 Error en los resultados experimentales a 40°C Cemento Tipo II. Referente a Tabla AI.6

Tiempo (horas)	Datos Experimentales	Método Propuesto	Método Schindler(2005)
3.8	0.09	0,12	0,02
7.6	0.11	0,17	0,06
11.9	0.14	0,21	0,10
24.9	0.25	0,29	0,21
49.1	0.37	0,39	0,32
76.9	0.45	0,47	0,40

Tabla AI.7 Datos experimentales a 4°C Cemento Tipo III (Lerch and Ford ,1948).Referente a la: Figura 4.5

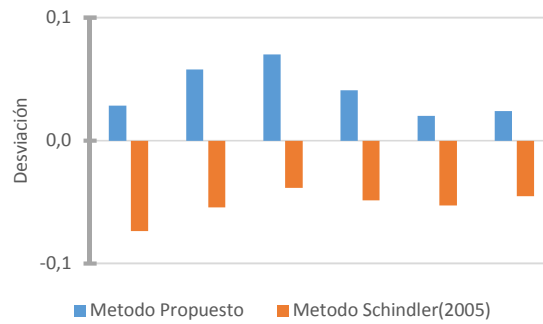


Figura AI.7 Error en los resultados experimentales a 4°C Cemento Tipo III. Referente a Tabla AI.7

Tiempo (horas)	Datos Experimentales	Método Propuesto	Método Schindler(2005)
4.0	0.19	0,26	0,16
7.9	0.36	0,35	0,27
11.5	0.43	0,41	0,34
23.8	0.52	0,54	0,46
53.1	0.62	0,68	0,59
74.6	0.71	0,74	0,63

Tabla AI.8 Datos experimentales a 24°C Cemento Tipo III (Lerch and Ford ,1948). Referente a la: Figura 4.5

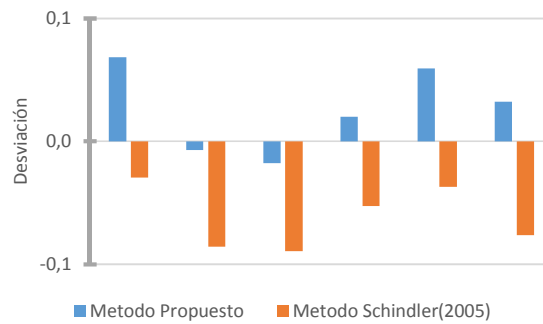


Figura AI.8 Error en los resultados experimentales a 24°C Cemento Tipo III. Referente a Tabla AI.8

Tiempo (horas)	Datos Experimentales	Método Propuesto	Método Schindler(2005)
3.9	0.35	0,35	0,27
8.4	0.49	0,47	0,40
12.2	0.53	0,54	0,47
24.5	0.66	0,67	0,57
50.7	0.74	0,78	0,67
76.9	0.80	0,83	0,71

Tabla AI.9 Datos experimentales a 40°C Cemento Tipo III (Lerch and Ford ,1948). Referente a la: Figura 4.5

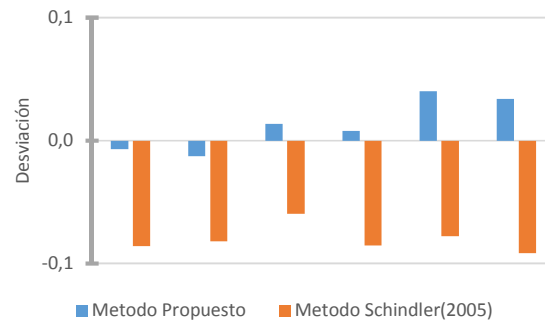


Figura AI.9 Error en los resultados experimentales a 4°C Cemento Tipo III. Referente a Tabla AI.9.

Tiempo (horas)	Datos Experimentales	Método Propuesto	Método Schindler(2005)
3.7	0.06	0,04	0,00
8.3	0.10	0,07	0,02
12.1	0.11	0,08	0,03
25.1	0.17	0,13	0,08
51.9	0.27	0,20	0,16
80.0	0.30	0,26	0,22

Tabla AI.10 Datos experimentales a 4°C Cemento Tipo IV (Lerch and Ford ,1948). Referente a la: Figura 4.6

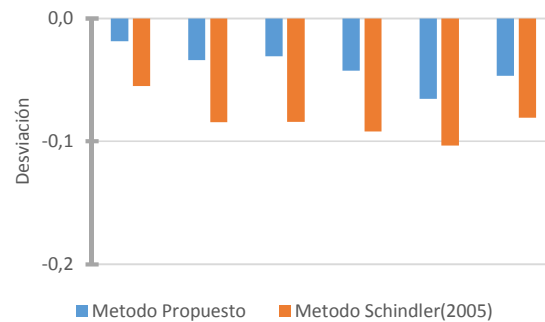


Figura AI.10 Error en los resultados experimentales a 4°C Cemento Tipo IV. Referente a Tabla AI.10

Tiempo (horas)	Datos Experimentales	Método Propuesto	Método Schindler(2005)
4.0	0.12	0,11	0,06
8.5	0.22	0,17	0,13
12.5	0.28	0,22	0,18
25.1	0.39	0,32	0,28
51.9	0.47	0,45	0,39
76.5	0.54	0,52	0,44

Tabla AI.11 Datos experimentales a 24°C Cemento Tipo IV (Lerch and Ford ,1948). Referente a la: Figura 4.6

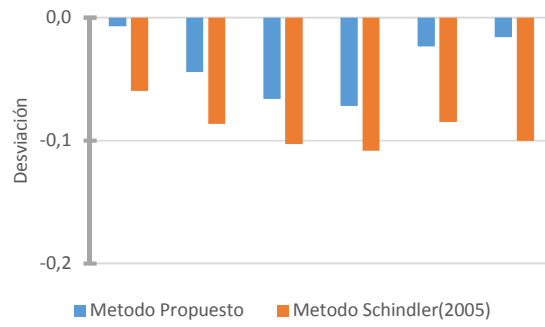


Figura AI.11 Error en los resultados experimentales a 24°C Cemento Tipo IV. Referente a Tabla AI.11

Tiempo (Horas)	Datos Experimentales	Método Propuesto	Método Schindler(2005)
3.97	0.20	0,17	0,12
8.48	0.32	0,26	0,22
12.49	0.39	0,32	0,28
25.46	0.49	0,44	0,38
51.11	0.57	0,58	0,48
77.65	0.60	0,65	0,53

Tabla AI.12 Datos experimentales a 40°C Cemento Tipo IV (Lerch and Ford, 1948) Referente a la Figura 4.6

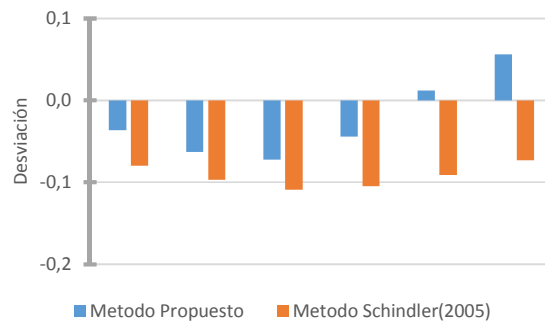


Figura AI.12 Error en los resultados experimentales a 40°C Cemento Tipo IV. Referente a Tabla AI.12

Tiempo (horas)	Datos Experimentales	Método Propuesto	Método Schindler(2005)
2.3	0.04	0.04	0.03
14.5	0.24	0.13	0.17
29.9	0.26	0.20	0.24
114.5	0.29	0.35	0.34
341.5	0.32	0.44	0.39
843.2	0.35	0.46	0.41

Tabla AI.13 Datos experimentales Predichos con a/c: 0.157 Cemento Tipo I (Taplin, 1969). Referente a la: Figura 4.7

Tiempo (horas)	Datos Experimentales	Método Propuesto	Método Schindler(2005)
2	0.04	0.05	0.04
15	0.33	0.17	0.22
38	0.39	0.28	0.32
111	0.41	0.43	0.42
337	0.46	0.55	0.49
825	0.49	0.58	0.52

Tabla A1.14 Datos experimentales Predichos con a/c: 0.25 Cemento Tipo I (Taplin ,1969).Referente a la: Figura 4.7

Tiempo (horas)	Datos Experimentales	Método Propuesto	Método Schindler(2005)
2.3	0.04	0.06	0.04
22.4	0.38	0.24	0.30
107.3	0.53	0.49	0.48
323.4	0.58	0.62	0.55
843.2	0.61	0.66	0.60

Tabla A1.15 Datos experimentales Predichos con a/c: 0.35 Cemento Tipo I (Taplin ,1969).Referente a la: Figura 4.7

Tiempo (horas)	Datos Experimentales	Método Propuesto	Método Schindler(2005)
2.3	0.041	0.07	0.05
21.4	0.356	0.26	0.33
140.0	0.621	0.59	0.56
295.8	0.674	0.69	0.61
647.3	0.715	0.73	0.66
982.8	0.738	0.74	0.67
1190.1	0.750	0.74	0.68

Tabla A1.16 Datos experimentales Predichos con a/c: 0.5 Cemento Tipo I (Taplin ,1969).Referente a la: Figura 4.8

Tiempo (horas)	Datos Experimentales	Método Propuesto	Método Schindler(2005)
2.3	0.04	0.07	0.06
24.5	0.40	0.31	0.39
54.2	0.54	0.46	0.50
96.9	0.65	0.57	0.57
639.9	0.80	0.79	0.70
1200.0	0.84	0.79	0.73

Tabla A1.17 Datos experimentales Predichos con a/c: 0.65 Cemento Tipo I (Taplin ,1969).Referente a la: Figura 4.8

Tiempo (horas)	Datos Experimentales	Método Propuesto	Método Schindler(2005)
2.3	0.04	0.08	0.06
29.7	0.43	0.36	0.43
58.1	0.56	0.49	0.53
99.4	0.65	0.60	0.59
180.3	0.73	0.71	0.65
282.7	0.78	0.77	0.69
639.9	0.84	0.82	0.74
1186.0	0.87	0.83	0.76

Tabla AI.18 Datos experimentales Predichos con a/c: 0.8 Cemento Tipo I (Taplin ,1969).Referente a la: Figura 4.8

AI.3 Resultados modelo de resistencia a la Compresión.

12.5°C A/C:0.41					
Tiempo (horas)	Método Propuesto	EHE (2008)	Datos Experimentales	Error	
				Método Propuesto	EHE (2008)
17.7	8.577	7.72	3.7	-4,89	-4,03
43.1	14.426	15.55	19.6	5,22	4,09
79.8	19.943	21.70	28.0	8,02	6,26
290.2	33.365	33.64	37.8	4,47	4,19
593.0	39.053	38.91	41.1	2,04	2,18
1174.7	41.735	42.91	45.6	-1,18	-3,90

Tabla AI.19 Datos experimentales a 12.5°C Cemento Tipo I (Wade (2006)).Referente a la Figura 4.16

21,1°C A/C:0.41					
Tiempo (horas)	Método Propuesto	EHE (2008)	Datos Experimentales	Error	
				Método Propuesto	EHE (2008)
12.7	9.66	9.25	7.03	-2,62	-2,22
22.8	13.61	14.54	18.70	5,09	4,16
49.4	20.46	22.22	27.97	7,51	5,74
169.8	33.32	33.61	33.71	0,39	0,10
335.8	38.83	38.66	39.12	0,29	0,46
672.9	41.68	42.78	42.55	-1,10	-0,87

Tabla AI.20 Datos experimentales a 21.1°C Cemento Tipo I (Wade (2006)).Referente a la Figura 4.16

35°C A/C:0.44					
Tiempo (horas)	Método Propuesto	EHE (2008)	Datos Experimentales	Error	
				Método Propuesto	EHE (2008)
8.9	9.85	9.78	8.5	4,07	4,13
21.5	16.21	17.70	17.6	9,03	7,58
37.9	21.43	23.02	23.1	5,76	4,02
120.1	32.60	32.67	30.0	-0,45	-0,53
290.8	38.12	38.36	34.9	-2,79	-2,77
481.8	39.39	40.91	37.0	4,07	4,13

Tabla AI.21 Datos experimentales a 35°C Cemento Tipo I (Wade (2006)).Referente a la Figura 4.16

4°C A/C:0.44					
Tiempo (horas)	Método Propuesto	EHE (2008)	Datos Experimentales	Error	
				Método Propuesto	EHE (2008)
21.5	9.04	8.66	2.84	-6,20	-5,82
46.8	14.16	15.35	14.11	-0,05	-1,24
84.7	19.26	20.92	21.34	2,08	0,42
297.2	31.51	31.74	31.67	0,15	-0,08
599.4	36.70	36.56	39.15	2,46	2,59
1181.0	39.16	40.28	44.23	5,07	3,95

Tabla AI.22 Datos experimentales a 4°C Cemento Tipo I (Wade (2006)).Referente a la Figura 4.18

21,2°C A/C:0.44					
Tiempo (horas)	Método Propuesto	EHE (2008)	Datos Experimentales	Error	
				Método Propuesto	EHE (2008)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12,64	8,87	8,50	5,68	-3,19	-2,82
25,29	13,26	14,30	13,68	0,42	-0,61
48,05	18,56	20,18	19,36	0,80	-0,82
173,23	30,83	31,07	28,91	-1,92	-2,15
341,41	35,81	35,67	34,33	-1,48	-1,33
671,44	38,34	39,34	39,67	1,33	0,33

Tabla AI.23 Datos experimentales a 21,2°C Cemento Tipo I (Wade (2006)).Referente a la Figura 4.18

35°C A/C:0.44					
Tiempo (horas)	Método Propuesto	EHE (2008)	Datos Experimentales	Error	
				Método Propuesto	EHE (2008)
8,85	9,85	9,78	8,5	-1,33	-1,27
21,50	16,21	17,70	17,6	1,34	-0,15
37,93	21,43	23,02	23,1	1,72	0,13
120,13	32,60	32,67	30,0	-2,57	-2,64
290,83	38,12	38,36	34,9	-3,27	-3,51
481,77	39,39	40,91	37,0	-2,39	-3,91

Tabla AI.24 Datos experimentales a 35°C Cemento Tipo I (Wade (2006)).Referente a la Figura 4.18

12,5°C A/C:0.48					
Tiempo (horas)	Método Propuesto	EHE (2008)	Datos Experimentales	Error	
				Método Propuesto	EHE (2008)
20,27	8,76	8,24	2,92	-5,84	-5,32
45,95	14,07	15,23	11,13	-2,94	-4,10
82,43	19,07	20,73	20,99	1,92	0,26
285,14	31,24	31,53	31,75	0,51	0,22
604,05	36,86	36,73	41,88	5,02	5,15
1179,73	39,29	40,41	49,55	10,26	9,14

Tabla AI. 25 Datos experimentales a 12,5°C Cemento Tipo I (Wade (2006)).Referente a la Figura 4.19

21,2°C A/C:0.48					
Tiempo (horas)	Método Propuesto	EHE (2008)	Datos Experimentales	Error	
				Método Propuesto	EHE (2008)
6,76	8,24	7,58	5,75	2,49	1,83
17,57	14,33	15,57	14,87	-0,55	0,69
32,43	19,60	21,23	18,98	0,62	2,25
121,62	32,19	32,24	27,46	4,72	4,78
235,14	36,60	36,55	31,94	4,67	4,61
475,68	38,75	40,20	34,76	3,98	5,44

Tabla AI.26 Datos experimentales a 21,2°C Cemento Tipo I (Wade (2006)).Referente a la Figura 4.19

35°C A/C:0.48					
Tiempo (horas)	Método Propuesto	EHE (2008)	Datos Experimentales	Error	
				Método Propuesto	EHE (2008)
6,76	8,24	7,58	5,75	2,49	1,83
17,57	14,33	15,57	14,87	-0,55	0,69
32,43	19,60	21,23	18,98	0,62	2,25
121,62	32,19	32,24	27,46	4,72	4,78
235,14	36,60	36,55	31,94	4,67	4,61
475,68	38,75	40,20	34,76	3,98	5,44

Tabla AI.27 Datos experimentales a 35 °C Cemento Tipo I (Wade (2006)).Referente a la Figura 4.19

8°C A/C:0.44					
Tiempo (horas)	Método Propuesto	EHE (2008)	Datos Experimentales	Error	
				Método Propuesto	EHE (2008)
31,30	6,85	3,71	5,65	1,20	-1,94
47,40	8,86	6,23	10,49	-1,63	-4,26
96,30	13,40	12,15	18,99	-5,58	-6,84
167,70	18,01	17,78	25,18	-7,17	-7,40
335,50	24,77	25,20	31,67	-6,90	-6,47
671,90	31,59	32,26	35,75	-4,16	-3,49

Tabla AI.28 Datos experimentales a 8 °C Cemento Tipo I/II (Schindler (2005)).Referente a la Figura 4.20

23°C A/C:0.44					
Tiempo (horas)	Método Propuesto	EHE (2008)	Datos Experimentales	Error	
				Método Propuesto	EHE (2008)
18,00	9,23	6,71	10,91	-1,69	-4,21
39,60	14,54	13,58	19,39	-4,86	-5,81
72,10	19,80	19,82	24,89	-5,09	-5,07
143,90	26,69	27,19	30,84	-4,15	-3,65
263,20	32,46	33,20	35,31	-2,84	-2,11
528,00	37,31	39,21	39,13	-1,83	0,08

Tabla A1.29 Datos experimentales a 23 °C Cemento Tipo I/II Schindler (2005).Referente a la Figura 4.20

40°C A/C:0.44					
Tiempo (horas)	Método Propuesto	EHE (2008)	Datos Experimentales	Error	
				Método Propuesto	EHE (2008)
15,50	13,02	11,66	5,04	7,98	6,62
24,10	16,55	16,05	20,82	-4,27	-4,77
47,90	23,04	23,37	26,42	-3,38	-3,04
95,00	29,90	30,49	35,14	-5,24	-4,65
142,70	33,53	34,38	39,75	-6,21	-5,37
265,30	37,56	39,61	43,09	-5,53	-3,47

Tabla A1.30 Datos experimentales a 40 °C Cemento Tipo I/II Schindler (2005).Referente a la Figura 4.20

°C A/C:0.44					
Tiempo (horas)	Método Propuesto	EHE (2008)	Datos Experimentales	Error	
				Método Propuesto	EHE (2008)
39,50	8,51	5,41	2,32	6,20	3,09
48,40	9,64	6,85	3,85	5,79	3,00
95,90	14,38	13,02	11,42	2,95	1,59
167,90	19,38	19,13	21,95	-2,58	-2,83
336,50	26,66	27,13	28,84	-2,18	-1,71
672,10	33,96	34,69	38,23	-4,27	-3,55

Tabla A1.31 Datos experimentales a 8 °C Cemento Tipo I/II Schindler (2005).Referente a la Figura 4.21

23°C A/C:0.44					
Tiempo (horas)	Método Propuesto	EHE (2008)	Datos Experimentales	Error	
				Método Propuesto	EHE (2008)
16,90	9,55	6,73	3,21	6,34	3,52
39,80	15,67	14,66	10,54	5,13	4,11
72,30	21,31	21,34	18,71	2,60	2,63
145,80	28,83	29,38	29,90	-1,07	-0,52
264,10	34,93	35,72	36,92	-1,99	-1,20
529,20	40,12	42,17	43,17	-3,06	-1,00

Tabla AI.32 Datos experimentales a 23 °C Cemento Tipo I/II Schindler (2005). Referente a la Figura 4.21

40°C A/C:0.44					
Tiempo (horas)	Método Propuesto	EHE (2008)	Datos Experimentales	Error	
				Método Propuesto	EHE (2008)
15,90	14,20	12,80	9,07	5,13	3,72
24,90	18,10	17,62	15,26	2,84	2,36
48,10	24,81	25,17	25,75	-0,94	-0,58
95,90	32,24	32,88	33,43	-1,19	-0,54
144,40	36,15	37,07	38,54	-2,39	-1,47
264,40	40,36	42,55	40,48	-0,12	2,08

Tabla AI.33 Datos experimentales a 40 °C Cemento Tipo I/II Schindler (2005). Referente a la Figura 4.21

4°C A/C:0.44					
Tiempo (horas)	Método Propuesto	EHE (2008)	Datos Experimentales	Error	
				Método Propuesto	EHE (2008)
22,85	14,45	13,25	16,23	-1,78	-2,98
41,48	18,65	18,91	21,74	-3,09	-2,82
81,80	24,18	25,39	25,59	-1,41	-0,19
289,57	34,82	35,73	34,95	-0,13	0,78
598,89	39,42	40,20	36,34	3,08	3,86
1182,57	41,89	43,45	37,93	3,96	5,52

Tabla AI.34 Datos experimentales a 4 °C Cemento Tipo III Wade (2006). Referente a la Figura 4.22

21.5°C A/C:0.44					
Tiempo (horas)	Método Propuesto	EHE (2008)	Datos Experimentales	Error	
				Método Propuesto	EHE (2008)
10,69	13,03	11,22	16,23	-3,20	-5,01
27,86	19,68	20,21	21,74	-2,05	-1,53
46,64	23,92	25,11	25,59	-1,66	-0,48
172,10	34,91	35,81	34,95	-0,05	0,85
336,85	39,19	39,96	36,34	2,85	3,62
677,31	41,83	43,34	37,93	3,90	5,41

Tabla AI.35 Datos experimentales a 21.5 °C Cemento Tipo III Wade (2006). Referente a la Figura 4.22

35°C A/C:0.44					
Tiempo (horas)	Método Propuesto	EHE (2008)	Datos Experimentales	Error	
				Método Propuesto	EHE (2008)
7,70	14,17	12,85	16,23	-2,07	-3,38
17,03	19,83	20,39	21,74	-1,90	-1,35
33,15	25,38	26,67	25,59	-0,20	1,08
126,16	36,35	37,15	34,95	1,40	2,19
240,99	40,04	40,90	36,34	3,70	4,56
484,19	42,21	44,06	37,93	4,28	6,13

Tabla AI.36 Datos experimentales a 35 °C Cemento Tipo III Wade (2006).Referente a la Figura 4.22

AI.4 Notaciones y Símbolos

A_c	=Área transversal de la sección	(mm ²)
af	=coeficiente que depende del tipo de cemento en el método de la JCI(1998)	(-)
c	=Calor específico	(J/(kg· °C))
c_1	= tasa de hidratación Método Kraub el al(2001)	(-)
Cc	=cantidad de cemento por unidad de volumen	(kg/m ³)
c_{exp}	=Coeficiente de expansión térmica	(1/°C)
Csb	=Coeficiente de Stefan Boltzamm	(-)
e	=espesor medio de la sección	(mm)
e_{IRR}	=emisividad de la superficie	(-)
E	=Energía de activación	(J/mol)
ϵ_{ca}	=Deformación de la retracción autógena	(µm/mm)
$\epsilon_{ca\infty}$	=Deformación infinita de la retracción autógena	(µm/mm)
ϵ_{cd}	=Deformación de la retracción por secado	(µm/mm)
$\epsilon_{cd\infty}$	=Deformación infinita de la retracción por secado	(µm/mm)
ϵ	=coeficiente de la retracción del hormigón.	(µm/mm)
f_{ck}	=Resistencia característica del hormigón.	(N/mm ²)
f_{cm}	=Resistencia a la compresión media	(N/mm ²)
f_t	=resistencia a la tracción	(N/mm ²)
hc	= Coeficiente de convección	(W/m ² · °C)
h_{ir}	=Coeficiente de irradiación	(W/m ² · °C)
h_o	=Coeficiente de conducción	(W/m ² · °C)
HR	=Humedad Relativa	(%)
I_f	=factor de intensidad del ángulo del sol	(-)
k	=Coeficiente que depende del cemento en la ecuación propuesta	(-)
k	=Conductividad térmica	(J/(m·s· °C))
k_1	=tasa de hidratación método modificado de Jonasson(1995)	(-)
\bar{q}	=flujo de calor por unidad de volumen	(J/m ³)
ks	=Parámetro que relaciona la hidratación de fraguado con la relación a/c	(-)
M_f	=Momento de fisuración de la losa	(Kgf·cm)

MR	=Momento Restrictivo de la losa	(Kgf·cm)
P	=tasa de hidratación del cemento en la ecuación propuesta	(-)
$q_{conducción}$	=Calor perdido por conducción de losa y subbase	(J/m ²)
$q_{convección}$	= Calor perdido por convección	(J/m ²)
q_{solar}	=Radiación solar	(W/m ²)
$q_{irradiación}$	=Calor perdido por irradiación	(W/m ²)
$q_{radiación}$	=Calor ganado por radiación	(W/m ²)
Q_T	=Calor total emitido por una muestra por unidad de volumen	(J/m ³)
$Q(t)$	=Cantidad de calor en el tiempo	(J/s)
R	=constante de los gases	(J/(mol· °C))
r	=porcentaje de reacción método De Schutter(2002)	(-)
s	=Coeficiente de relación área /volumen	(m ² /m ³)
s	=coeficiente que depende del tipo de cemento en el método de la EHE(2008)	(-)
sf	=coeficiente que depende del tipo de cemento en el método de la JCI(1998)	(-)
t_1	=punto de inflexión de la curva método Kraub et al (2001)	(s)
$t_{37\%}$	= tiempo donde se alcanza el 37% de la hidratación	(s)
$t_{50\%}$	=tiempo donde se alcanza el 50% de la resistencia a compresión	(s)
T_c	=Temperatura de Curado	(°C)
t_e	=tiempo equivalente	(s)
t_k	= punto de inflexión de la curva método modificado de Jonasson et al (1995)	(s)
u	=Perímetro expuesto de la sección	(mm)
$W(t)$	=Función calor	(J/s)
z	=espesor de la losa	(m)
τ	=tiempo donde se alcanza el 37% de la hidratación ultima	(s)
$\alpha(t)$	=grado de hidratación en el tiempo	(-)
α_{cr}	=Grado de hidratación de fragua	(-)
α_{ds1}	=Factor de cálculo de retracción que depende de la velocidad de endurecimiento	(-)
α_{ds2}	=Factor de cálculo de retracción que depende de la velocidad de endurecimiento	(-)
α_u	=grado de hidratación ultimo	(-)
β	=tasa de hidratación	(-)
$\beta_{as}(t)$	=Coeficiente de evolución temporal de retracción autógena	(-)
β_{ds}	=Coeficiente de evolución temporal de retracción por secado	(-)
β_{HR}	=Coeficiente de Humedad Relativa	(-)
β_s	=factor que depende del color de la losa	(-)
γ	=Peso específico del hormigón	(kgf/cm ³)
ΔT	=Diferencial de temperatura entre dos cuerpos	°C
λ_1	=parámetro de ajuste del método Jonasson et al (2006)	(-)
ρ	=densidad	(kg/m ³)
$\zeta(t)$	=grado de endurecimiento	(-)