

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA

Departamento de Construcciones Arquitectónicas.



TESIS DOCTORAL

EVOLUCIÓN DE LA RESISTENCIA DEL HORMIGÓN
DE OBRA. MÉTODOS DE PREDICCIÓN A PARTIR
DE LOS ENSAYOS DE CONTROL DE LA
CONFORMIDAD DEL HORMIGÓN.

AUTOR:

Jacinto Cánoves Valiente

DIRIGIDA POR:

Dr. José María Fran Bretones

Valencia, Junio de 2012

EVOLUCIÓN DE LA RESISTENCIA DEL HORMIGÓN EN OBRA. MÉTODOS DE PREDICCIÓN A PARTIR DE LOS ENSAYOS DE CONTROL DE LA CONFORMIDAD DEL HORMIGÓN.

RESUMEN

La última década ha supuesto un hito en lo que se refiere al empleo y desarrollo del hormigón en España, en particular en la Comunidad Valenciana. Esto en gran parte no solo se debe al aumento de la producción sino al desarrollo de las Instrucciones que regulan el control del hormigón, ya que en los últimos años han sido tres Instrucciones las que se han publicado (EH-91, EHE-98 y EHE-08).

Las consideraciones económicas y el gran incremento de la construcción de edificios de hormigón han supuesto la búsqueda de plazos de construcción más cortos. Esto ha originado la necesidad de modificar o crear nuevos métodos de cálculo del periodo de descimbrado que reflejen la evolución de los hormigones actuales. La presente tesis doctoral es el fruto de esta imperativa necesidad.

Por lo tanto, con base en los datos de resistencia a compresión obtenidos en más de 67.700 probetas de hormigón preparado de obra en la Provincia de Valencia, durante el periodo de tiempo de 1997 a 2011, se ha desarrollado un nuevo método de cálculo del periodo de descimbrado y se ha ajustado otro. Al mismo tiempo se han analizado y comparado los diferentes métodos del periodo de descimbrado, así como de cálculo de los coeficientes de carga en la estructura de hormigón.

La presente investigación también ha permitido conocer la influencia de parámetros tales como el tipo de cemento, relación agua/cemento, temperatura, tiempo de conservación de las probetas en obra, contenido de cemento, adiciones, aditivos y consistencia en la evolución de la resistencia del hormigón preparado de obra.

EVOLUCIÓ DE LA RESISTENCIA DEL FORMIGÓ D'OBRA. MÈTODES DE PREDICCIÓ A PARTIR DEL'S ENSAYOS DE CONTROL DE LA CONFORMITAT DEL FORMIGÓ.

RESUM

L'última dècada ha suposat una fita pel que fa a l'ocupació i desenvolupament del formigó a Espanya, en particular a la Comunitat Valenciana. Això en gran part no només es deu a l'augment de la producció sinó al desenvolupament de les Instruccions que regulen el control del formigó, ja que en els últims anys han sigut tres Manuals els que s'han publicat (EH-91, EHE-98 i EHE-08).

Les consideracions econòmiques i el gran increment de la construcció d'edificis de formigó han suposat la recerca de terminis de construcció més curts. Això ha originat la necessitat de modificar o crear nous mètodes de càlcul del període de descimbrat que reflecteixen l'evolució dels formigons actuals. La present tesi doctoral és el fruit d'aquesta imperativa necessitat.

Per tant, amb base en les dades de resistència a compressió obtinguts en més de 67.700 provetes de formigó preparat d'obra a la Província de València, durant el període de temps de 1997 a 2011, s'ha desenvolupat un nou mètode de càlcul del període de descimbrat i s'ha ajustat un altre. Al mateix temps s'han analitzat i comparat els diferents mètodes del període de descimbrat, així com de càlcul dels coeficients de càrrega en l'estructura de formigó.

Aquesta investigació també ha permès conèixer l'influència de paràmetres com ara el tipus de ciment, relació aigua/ciment, temperatura, temps de conservació de les provetes en obra, contingut de ciment, addicions, additius i consistència en l'evolució de la resistència del formigó preparat d'obra.

EVOLUTION OF RESISTANCE OF CONCRETE IN WORK. METHODS OF PREDICTION TO START TRIALS OF CONTROL OF THE CONFORMITY OF THE CONCRETE.

ABSTRACT

The last decade has been a landmark in it refers to the use and development of concrete in Spain, particularly in the Valencian Community. This in large part not only because the increased production but the development of instructions governing the control of the concrete, which in recent years have been three instructions have been published (EH-91, EHE-98 and EHE-08).

Economic considerations and the great increase in the construction of concrete buildings have made the search for shorter construction periods. This has given rise to the need to modify or create new methods of calculation of the period of striking reflecting the evolution of the current concrete. The present doctoral thesis is the result of this imperative need.

Therefore, based on the data of compressive strength obtained more than 67.700 test tubes prepared concrete work in the province of Valencia, during the period of 1997 to 2011, has developed a new method of calculating the period of striking and another has been adjusted. At the same time have been analyzed and compared the different methods of the period of striking, as well as for the calculation of the coefficients of cargo in the concrete structure.

This research has also allowed to know the influence of parameters such as the type of cement, water/cement ratio, temperature, conservation of the test tubes in work time, content of cement, additions, additives and consistency in the evolution of resistance of the prepared concrete work.

AGRADECIMIENTOS

Quisiera expresar en estas líneas mi gratitud a todas las personas que han hecho posible la realización de esta tesis.

En primer lugar a Javier Benlloch Marco, de cuyo trabajo de investigación salió el germen de esta Tesis, por su insistencia continua, por su apoyo constante y por sus silencios, en los momentos oportunos, que han empujado y ayudado a terminarla.

A mi director de tesis José María Fran Bretones, por su aliento y dirección en todo momento.

Como no mencionar a "Víctor", Víctor Calvet, que sin su inestimable ayuda no hubiera sido posible la redacción y desarrollo de este trabajo.

Al Dr. Rafael Díez, del INIA, por su desinteresado consejo y aliento en el análisis estadístico de los datos.

Al director del Departamento Manuel Valcuende y los compañeros de asignatura Salvador López Alfonso y José Fernández-Llebrez.

A todos los administrativos del Departamento que tantas veces me brindaron su ayuda en resolver problemas burocráticos e informáticos, Mayte, Toni y Marcos.

No quiero olvidarme de todas las empresas y laboratorios que sin su colaboración y aporte de datos, hubiera sido inviable la realización de esta Tesis, INCIVSA S.L, AIDICO (Instituto Tecnológico de la Construcción) y HORMIUNION S.L.

Y por último y no por ello las menos importantes a mi mujer y mis hijas, Mari Carmen, Elia y Adela, quienes más han soportado y aguantado y al mismo tiempo comprendido y olvidado, mis momentos de desánimo y mi falta de dedicación hacia ellas.

ÍNDICE

RESUMEN	I
AGRADECIMIENTOS	IV
ÍNDICE	V
I. INTRODUCCIÓN	
I.1. Antecedentes.....	1
I.2. Alcance y Objetivos.....	8
I.3. Metodología.....	8
I.4. Estructura de la Tesis.....	9
II. ESTADO DEL CONOCIMIENTO	
II.1. Evolución de la Resistencia del Hormigón.....	11
II.1.1. Fenómeno de Adquisición de Resistencia del Hormigón....	12
II.1.2. Factores que Influyen en la Adquisición de Resistencias del Hormigón.....	23
II.1.2.1. Cemento.....	23
II.1.2.2. Agua.....	27
II.1.2.3. Adiciones.....	29
II.1.2.4. Relación Agua/Cemento.....	31
II.1.2.5. Parámetros Térmicos Ambientales.....	32
II.1.2.5.1. Temperatura.....	32
II.1.2.5.2. Radiación Solar.....	37
II.1.2.5.3. Velocidad del Viento.....	38
II.1.2.6. Aditivos.....	39
II.2. Evolución del Control de Calidad en las Diferentes Instrucciones del Hormigón Españolas.....	42
II.3. Sistemas y Procesos de Encofrados y Cimbras.....	65
II.3.1. Introducción.....	65
II.3.2. Sistemas de Encofrados y Cimbras.....	66
	V

II.3.3. Procesos de Encofrado y Cimbrado.....	68
II.3.3.1. Proceso de Cimbrado y Descimbrado.....	68
II.3.3.2. Proceso de Cimbrado, Recimbrado y Descimbrado.	69
II.3.3.3. Proceso de Cimbrado, Clareado y Descimbrado.....	70
II.4. Transmisión de Cargas Durante el Proceso de Cimbrado.....	71
II.4.1. Antecedentes.....	71
II.4.2. Modelos Teóricos de Cálculo de Transmisión de Cargas....	73
II.4.2.1. Método Simplificado de Grundy y Kabaila, (1963)....	73
II.4.2.2. Método Refinado de Liu et al., (1985, 1986).....	90
II.4.2.3. Método E.F.M, (1990).....	93
II.4.2.4. Método de Mosallam y Chen, (1991).....	97
II.4.2.5. Método Simplificado Modificado de Mosallam y Chen, (1991).....	101
II.4.2.6. Análisis Mejorado de El-Shahhat y Chen, (1992).....	105
II.4.2.7. Método de Moragues et al., (1992, 1994, 1996).....	109
II.4.2.8. Método Simplificado Mejorado de Duan y Chen, (1995).....	111
II.4.2.9. Método Simplificado de Fang et al., (2001).....	116
II.4.2.10. Método de Beeby, (2001).....	120
II.4.3. Influencia de la Técnica del "Clareo" en los coeficientes de Carga de Forjado y Cimbra.....	121
II.4.4. Estudios Experimentales de Cálculo de Transmisión de Cargas.....	128
II.4.4.1. Estudio de Agarwal y Gardner, (1974).....	129
II.4.4.2. Estudio de Lasisi, (1979).....	129
II.4.4.3. Estudio de Moragues et al., (1992).....	130
II.4.4.4. Estudio de Ambrose et al., (1994).....	131
II.4.4.5. Estudio de Rosowsky et al., (1997).....	132
II.4.4.6. Estudio de Beeby, (2001).....	132
II.4.4.7. Estudio de Fang et al., (2001).....	134
II.4.4.8. Estudio de M. Azkune, (2007).....	136

II.4.4.9. Estudio de J. Diaz, (2008).....	142
II.4.4.10. Estudio de Y. A. Alvarado, (2009).....	145
II.4.5. Disposiciones Constructivas.....	148
II.5. Cálculo de la Edad de Descimbrado.....	152
II.5.1. Introducción.....	152
II.5.2. Planteamiento Teórico del Cálculo de la Edad de Descimbrado.....	156
II.5.3. Recomendaciones de las Diferentes Normativas.....	160
II.5.4. Métodos de Cálculo de la Edad de Descimbrado.....	174
II.5.4.1. Método LRFD.....	175
II.5.4.2. Métodos de J. Calavera y Fernández Gómez.....	177
II.5.4.2.1. Método J. Calavera, (1981). Método General..	179
II.5.4.2.2. Método Fernández Gómez, (1986) (Curvas de Referencia).....	184
II.5.4.3. Método Marí y Serrà, (1994, 1995).....	193
II.5.4.4. Método J .Benlloch, (1996).....	195

III. PLAN EXPERIMENTAL Y RESULTADOS

III.1. Objetivos del Plan Experimental.....	201
III.2. Evolución de la Resistencia a Compresión del Hormigón de Obra.....	202
III.3. Influencia de Diferentes Parámetros en la Evolución de la Resistencia a Compresión del Hormigón de Obra.....	210
III.3.1. Según Tipo de Cemento.....	215
III.3.2. Según Relación Agua/Cemento.....	223
III.3.3. Según Temperatura.....	236
III.3.4. Según Tiempo de Conservación en Obra.....	251
III.3.5. Según Contenido de Cemento.....	256
III.3.6. Según Adiciones.....	266
III.3.7. Según Aditivos.....	272
III.3.8. Según Consistencia.....	281

III.3.9. Según Combinación de Parámetros.....	292
IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS	
IV.1. Análisis de la Evolución de la Resistencia del Hormigón de Obra.....	299
IV.1.1. Evolución de la Resistencia a Compresión.....	302
IV.1.2. Evolución de la Resistencia a Tracción.....	317
IV.1.3. Comparación con otros Resultados de Ensayo.....	322
IV.2. Método Propuesto de Cálculo de Edad de Descimbrado.....	327
IV.2.1. Método J. Benlloch Modificado.....	335
IV.3. Ejemplos de Aplicación.....	336
IV.3.1. Ejemplo de Técnica de Clareo, Método Directo y Método Propuesto, Temperatura de 10°C.....	338
IV.3.2. Ejemplo de 2 Plantas Cimbradas y Temperatura de 31°C.....	342
V. CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN	
V.1. Conclusiones Generales.....	345
V.2. Futuras Líneas de Investigación.....	347
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	349
LISTA DE TABLAS.....	363
LISTA DE FIGURAS.....	379
ANEJOS.	
ANEJO I. Distribución de las variables f_{cm3} , f_{cm7} , f_{cm28} y f_{cm60} . Gráficos de función de distribución, probabilidad normal, histogramas y simetría de las variables.	
A.I.1 Distribución de la muestra de HA-25/B/20/IIa.	
A.I.2 Distribución de la muestra de HA-30/B/20/IIa.	

I. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presentan los antecedentes del cálculo del plazo de descimbrado de estructuras de hormigón armado. Posteriormente el alcance y objetivos, la metodología y la organización de la tesis.

I.1. Antecedentes

El imperativo económico de constructores y promotores sobre la rentabilidad de las obras de construcción (residencial y terciario) en la Comunidad Valenciana, a lo largo de los últimos años, ha suscitado una disminución de los plazos de ejecución de las mismas. A su vez, esta disminución de plazos de ejecución es una de las causas del aumento de la siniestralidad en obra.

Desde el punto de vista económico, hay varios motivos por los que se tiende a forzar un ritmo de construcción más rápido. En primer lugar, la ejecución de la estructura forma parte del camino crítico de la programación de las obras, por lo tanto una disminución del periodo de ejecución de la misma, producirá una disminución de los costes y cargas financieras soportados por las empresas constructoras y promotoras, ya que la reducción de los ciclos de construcción de los forjados no supone el aumento del incremento del gasto en mano de obra y materiales.

En segundo lugar, la reducción del ciclo de construcción permite un mayor rendimiento del material y mano de obra empleados.

En tercer lugar, la disminución del ciclo de construcción supone a las empresas que intervienen en el proceso constructivo una carga menor por operario, puesto que habitualmente en la ejecución de la estructura

los operarios son contratados a destajo; por lo tanto, una disminución del periodo de construcción supone un menor gasto en seguros sociales.

Por otro lado, el coste medio de encofrado, incluso su colocación, en España con la solución de forjado plano de vigueta y bovedilla se estima en torno del 25 a 30% del coste total del forjado. De tal modo, que el incremento, continuo, del coste de la mano de obra hace que cada vez más sea rentable acudir a soluciones que introduzcan una reducción de la mano de obra, aunque para ello sea necesario incrementar el consumo de material.

La sustitución de las tipologías constructivas a lo largo de los últimos años, de forjados planos de viguetas y bovedillas en favor de forjados planos de losa maciza, e incluso el incremento del canto y espesor de la losa superior de los forjados planos de viguetas y bovedillas, produce un aumento del peso propio del forjado, lo que conlleva un incremento de la inseguridad de las obras durante la fase de construcción, puesto que, las acciones durante la fase de ejecución son, prácticamente, directamente proporcionales al peso del forjado.

En la Comunidad Valenciana durante los años 80, el canto de los forjados más habitual era de 23 cm (20+3), mientras que en la actualidad los forjados más empleados presentan cantos de 30 cm (26+4), siempre con la misma solución de vigueta y bovedilla. Los pesos y carga total resistente de cálculo, aproximados, por metro cuadrado, en ambos casos, con intereje de 70 cm y bovedilla de hormigón, así como la relación entre peso propio y carga total resistente de cálculo, se muestran en la Tabla 1.1 (Brigón S.A, 2011):

Tipo de Forjado	Peso (Kg/m ²)	Carga total (Kg/m ²)	Relación peso propio/carga total (valor medio, %)
20 + 3 cm	260	550-650	43
26 + 4 cm	325	700-750	43

Tabla 1.1. Peso, carga total y relación entre ambos, de diferentes tipos de forjados de vigueta y bovedilla. Fuente Brigón S.A, 2011.

Por lo tanto, de forma aproximada, la carga del forjado representa un valor ligeramente inferior al *50% de la carga total del forjado*. Consecuentemente, se puede considerar la fase de construcción como una prueba de carga de la resistencia de la estructuraⁱ. En efecto, mediante cualquier sistema de cimbrado, independientemente del número de juego de cimbras, los valores máximos de los coeficientes de cargas, tienden al valor *2,0* (Véase apart. II.4 de la presente Tesis Doctoral). Por consiguiente, la carga total sin mayorar “Q” que se aplica durante el periodo de cimbrado será:

$$Q \approx 2,0 \cdot 1,10 \cdot 0,43 \cdot \text{carga total} \approx 0,95 \cdot \text{carga total} \quad (1)$$

Efectivamente, considerando como peso de la cimbra el *10%* del peso propio del forjado, durante la fase de ejecución de la estructura se alcanzan cargas similares a la carga total del forjado; suponiendo, que el peso del forjado sea alrededor del *43%* de la carga total resistida por el forjado. En efecto, en el análisis anterior no se ha considerado ni la sobrecarga de construcción (peso de los acopios de material en el último forjado hormigonado, más el peso de los equipos y operarios intervinientes) ni la situación más desfavorable en los forjados más cargadosⁱⁱ.

Asimismo, la carga obtenida durante la fase de construcción está aplicada realmente, mientras que la carga total es un valor característico. Es decir, la carga total para la cual es calculada la estructura introduce, entre otros, el valor característico de la sobrecarga de uso, frecuentemente no alcanzado.

ⁱ En cualquier caso, esta afirmación debe tomarse con precaución. Si bien es cierto que en la fase de construcción se alcanzan las cargas totales para las que se ha calculado la estructura, también es cierto que su aplicación se mantiene durante un periodo de tiempo reducido, no dando lugar a fenómenos debido a cargas mantenidas.

ⁱⁱ En la Ec. 1, se ha considerado como valor del coeficiente de carga *2,0*. Sin embargo, para dos juegos de cimbras, el valor más desfavorable es *2,25* y para tres juegos de cimbras es *2,36* (véase apart. II.4 de la presente Tesis Doctoral).

La resistencia del hormigón en cada momento del proceso constructivo, va a ser el factor fundamental a la hora del cálculo del plazo de descimbrado. La evolución de la adquisición de resistencias del hormigón se encuentra fuertemente condicionada por diversos factores, como son: tipo de hormigón, cantidad de cemento empleado en la fabricación del hormigón, tipo de cemento empleado, relación agua/cemento, temperatura de curado, humedad de curado, adiciones, aditivos y consistencia del hormigón.

A su vez, la conformidad del hormigón empleado en obra se realiza mediante el control de la recepción del hormigónⁱⁱⁱ (EHE-08, art. 86). Este proceso de control se divide en dos partes: la primera, consiste en la toma de muestras del hormigón de obra, y la segunda, en la realización de ensayos de resistencia por un laboratorio de control de calidad. Durante el proceso de control de recepción del hormigón, el procedimiento correspondiente a la toma de muestras del hormigón empleado en obra, también, va a ser un factor influyente en el cálculo del plazo de descimbrado; puesto que, el proceso de fabricación de las probetas de hormigón en obra, y la conservación de las probetas de hormigón durante el plazo estipulado en la misma obra, hasta la recepción por parte del laboratorio de control de calidad, influirá en la evolución de adquisición de resistencias del hormigón, y por tanto, en la resistencia del hormigón a n días.

El proceso de control de hormigón de obra consta de los siguientes apartados:

– Determinación de la consistencia del hormigón suministrado en obra, mediante el ensayo del Cono de Abrams. Se realiza según la normativa *UNE EN 12350-2:2006*.

ⁱⁱⁱ Los ensayos de control de recepción del hormigón suministrado a una obra, comprende como mínimo, el control de la resistencia y consistencia del hormigón (EHE-08, art. 86).



Fig. 1.1. Ensayo de determinación de la consistencia del hormigón.

– Ensayo de resistencia del hormigón de obra. Se realiza de acuerdo con la normativa *UNE EN 12390-2*; *UNE EN 12390-3*.

- La toma de muestras de hormigón fresco se realiza de acuerdo con la normativa *UNE 83300:1984*; *UNE EN 12350-1:2006*.



Fig. 1.2. Fabricación de probetas de hormigón.

- La fabricación de probetas de hormigón (cilíndricas de dimensiones 15 x 30 cm) se realiza de acuerdo con la normativa *UNE 83301:91*; *UNE EN 12390-2:2001*.



Fig. 1.3. Probeta de hormigón con arpillera húmeda y bolsa de plástico.

- La conservación de las probetas en obra se realiza según la normativa *UNE 83301:91*.



Fig. 1.4. Conservación de probetas en obra.

- El transporte a laboratorio y el desmoldeo de las probetas se realiza según la normativa *UNE 83301:91*.



Fig. 1.5. Transporte de probetas de hormigón al laboratorio.

- El curado de las probetas en cámara húmeda, se realiza según normativa *UNE 83301:91*.



Fig. 1.6. Curado de probetas en cámara húmeda.

- El refrentado de las probetas de hormigón se realiza según la normativa *UNE 83303:84*.



Fig. 1.7. Refrentado de probetas.

- La rotura de las probetas a compresión se realiza según la normativa *UNE 83304:84; UNE EN 12390-3:2003*.



Fig. 1.8. Ensayo de rotura a compresión.

Por lo tanto, podemos afirmar que la resistencia a compresión obtenida a través de los ensayos de control del hormigón de obra está condicionada por los factores anteriormente mencionados sobre el hormigón, más los siguientes factores influyentes durante el proceso de control del hormigón de obra: tiempo de conservación de las probetas en obra, sistema de protección de las probetas en obra y meses de producción del hormigón.

I.2. Alcance y Objetivos

La presente tesis doctoral tiene como objetivos principales:

I. El estudio de la evolución de la resistencia de los hormigones más empleados en la Comunidad Valenciana, durante el periodo tiempo de 1996 a 2011.

II. El análisis de la influencia de diferentes factores tecnológico-ambientales (tipo de cemento, relación agua/cemento, periodo de conservación en obra, etc...) en la evolución de la resistencia del hormigón.

III. La comparación de los resultados obtenidos en esta tesis doctoral con los de otras investigaciones.

IV. El análisis de los diferentes métodos de cálculo de transmisión de cargas durante el proceso de ejecución de la estructura para los diferentes sistemas y procesos de encofrados y cimbras.

V. La comprobación y calibración de los distintos métodos de cálculo de plazos de descimbrado, directos e indirectos, durante la ejecución de la estructura de hormigón armado.

VI. El examen de los plazos de descimbrado establecidos por las diferentes normativas de estructuras de hormigón armado.

I.3. Metodología

Para alcanzar los objetivos expuestos en el apartado anterior, en la presente tesis doctoral se ha establecido el siguiente proceso metodológico: inicialmente, partiendo de los datos de resistencia a compresión de las probetas de hormigón de obra proporcionados por la empresa HORMIUNION S.L, el laboratorio de control de calidad INCIVSA S.L y por el Instituto Tecnológico de la Construcción "AIDICO", durante el

periodo de tiempo de 1996 a 2011, se realiza un estudio estadístico, seleccionado el tipo de hormigón más empleado durante todo este periodo de tiempo. Posteriormente, se analiza la influencia de los diferentes factores que afectan a la evolución de la resistencia del hormigón más empleado durante el periodo de tiempo contemplado en el presente estudio (estos factores influyentes analizados se refieren tanto a los componentes del hormigón, como a los agentes externos que afectan al proceso de adquisición de resistencia del hormigón). Seguidamente, se procede a la comparación y comprobación de la evolución de la resistencia del hormigón más empleado durante el periodo de tiempo de 1996 a 2011, con las diferentes investigaciones realizadas sobre tipos de hormigones similares, en condiciones de curado normalizado. Finalmente, se calibrarán los diferentes métodos de cálculo del plazo de descimbrado de la estructura de hormigón, comparando los datos obtenidos con los estipulados por las diferentes normativas de estructuras de hormigón armado.

I.4. Estructura de la Tesis

La presente tesis doctoral se divide en cinco capítulos.

En el Capítulo I, se exponen los antecedentes que motivan el estudio de investigación, así como, el alcance y los objetivos de la tesis. También, se desarrolla la metodología empleada en el estudio, y la estructura del mismo.

En el Capítulo II, se desarrolla el estado de la cuestión del estudio considerado. Para ello, inicialmente con el objetivo de obtener un conocimiento global sobre el hormigón, se analiza el fenómeno de adquisición de resistencias y los factores que influyen en el mismo. Seguidamente, se realiza un análisis en las diferentes normativas de hormigón armado, sobre la evolución del control de calidad en España a lo largo de la historia. También, se describen los diferentes sistemas y

procesos de encofrados y cimbras empleados en España. Posteriormente, se desarrollan los diferentes modelos teóricos de cálculo y estudios experimentales de transmisión de cargas en la estructura durante el periodo de ejecución de la misma. Finalmente, se analiza y desarrolla el cálculo de la edad de descimbrado de la estructura.

En el Capítulo III, se realiza el plan experimental, en el cual se desarrollan los objetivos del mismo, así como el estudio estadístico de la evolución de la resistencia a compresión del hormigón de obra a lo largo de los años, como también, una vez seleccionado el hormigón más empleado durante el periodo de tiempo considerado, se analiza la evolución de la resistencia a compresión, y los factores que influyen en la adquisición de resistencias del mismo.

En el Capítulo IV, se analiza la evolución de la resistencia del hormigón más empleado durante el periodo de tiempo considerado en el estudio. Se coteja y ajusta la evolución de la resistencia del hormigón de obra respecto a la evolución de la resistencia del hormigón en condiciones de curado normalizado. Finalmente, se realiza el ajuste de los diferentes métodos de cálculo del plazo de descimbrado y la comparación con las disposiciones de las diferentes normativas.

En el Capítulo V, se desarrollan las conclusiones de la presente tesis doctoral, así como las futuras líneas de investigación.

II. ESTADO DEL CONOCIMIENTO

En este capítulo se desarrolla el estado de la cuestión de la materia objeto de esta investigación. Para ello, se analiza el fenómeno de adquisición de resistencias del hormigón, los diferentes sistemas y procesos de cimbras y encofrados, así como la transmisión de cargas durante el proceso de ejecución de la estructura, y finalmente, se desarrollan los diferentes métodos de cálculo del plazo de descimbrado.

II.1. Evolución de la Resistencia del Hormigón

Con el objetivo de obtener un conocimiento global de la evolución de la adquisición de resistencias del hormigón, en este apartado se analizan y desarrollan las distintas fases del proceso de adquisición de resistencias del hormigón, así como los diferentes factores que influyen en él.

Uno de los factores clave en la ejecución de estructuras de hormigón armado es el fraguado y el posterior endurecimiento del mismo. La evolución de la microestructura del hormigón en el proceso de hidratación del cemento es uno de los factores clave en la calidad final del mismo. Aunque actualmente, el control de la conformidad del hormigón se limita a ensayos a compresión a 28 días de edad; sin embargo, la evolución de las propiedades del hormigón durante las primeras horas es un dato importante para el posterior comportamiento de adquisición de resistencias; por lo tanto, una manipulación incorrecta del mismo (amasado, transporte, vertido y curado) y las condiciones ambientales durante los primeros días de edad, pueden ocasionar resistencias del hormigón inferiores a las especificadas.

II.1.1. Fenómeno de Adquisición de Resistencia del Hormigón

El fenómeno de adquisición de resistencia del hormigón se produce debido a reacciones de hidratación e hidrólisis entre los componentes anhidros del clínker portland o cemento y el agua de amasado. Este proceso de hidratación e hidrólisis es muy complejo, puesto que las reacciones químicas de las diferentes sustancias se presentan paralelamente y sucesivamente a lo largo del tiempo.

La hidratación del clínker o cemento portland es una secuencia de reacciones químicas entre los componentes del clínker, yeso y agua de amasado que conducen al fraguado y endurecimiento de la pasta de cemento. El proceso de fraguado es la consecuencia del cambio de la estructura del material, la cual, pasa de un sistema de copos a un sistema de esqueleto visco elástico capaz de resistir tensiones. La reducción de la porosidad y la formación de un material complejo inicialmente elástico y posteriormente frágil se denominan fraguado. El fraguado es un proceso físico-químico que desarrolla las propiedades mecánicas últimas del material (Jawed et al., 1983). Los compuestos que participan en las reacciones químicas de hidratación del cemento son los siguientes (Advanced Concrete Technology, 2003):

- Alita (C_3S).
- Belita (C_2S).
- Aluminato tricálcico (C_3A).
- Celita o Ferrita (C_4AF).
- Cal libre.
- Sulfatos alcalinos (Na_2O y K_2O).
- Sulfato cálcico (dihidratado, hemihidratado y anhidratado).
- Agua de amasado (H_2O).

El desarrollo de este proceso depende de la velocidad de disolución de las fases intervinientes en el proceso; de la velocidad de nucleación y formación de cristales de las sustancias obtenidas en la hidratación; de la velocidad de difusión del agua y de los iones disueltos a través del material hidratado una vez formado. Inicialmente el proceso de hidratación está controlado por la velocidad de disolución de los componentes principales del clínker y del sulfato cálcico. A medida que la hidratación progresa, la velocidad de reacción pasa a ser dominada por la velocidad de nucleación y por la formación de cristales de productos de hidratación, para concluir, finalmente, por la velocidad de difusión del agua e iones disueltos en la misma.

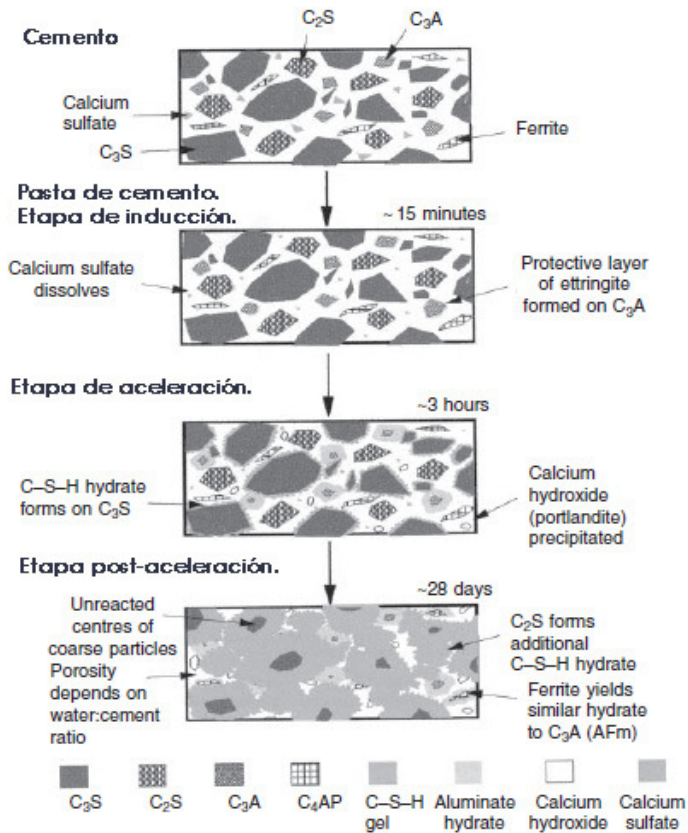


Fig. 2.1. Proceso de hidratación del cemento. Advanced Concrete Technology, 2003.

El proceso de hidratación del cemento está caracterizado por varias etapas o períodos, los cuales se describen a continuación (Fig. 2.1 y Fig. 2.2). Químicamente, la hidratación es un proceso complejo de disolución-precipitación, en el cual, las diferentes reacciones de hidratación se desarrollan a diferentes velocidades e influencia cada una. La disolución de las fases anhidras posibilita la formación de nuevas sustancias cuyas solubilidades son menores de las que forman los minerales anhidros del clínker portland, de este modo, se produce la precipitación de hidratos coloidales y cristalinos que estructuran la pasta de cemento endurecida.

La hidratación del cemento portland se desarrolla mediante reacciones exotérmicas (es decir, desprendiendo calor). El progreso de estas reacciones exotérmicas, y por consiguiente el proceso de hidratación del cemento, puede ser analizado mediante las isotermas de evolución del calor de hidratación. En la Fig. 2.2 se muestra gráficamente la hidratación del cemento en función de la cantidad de liberación de calor (Killoh, 1988).

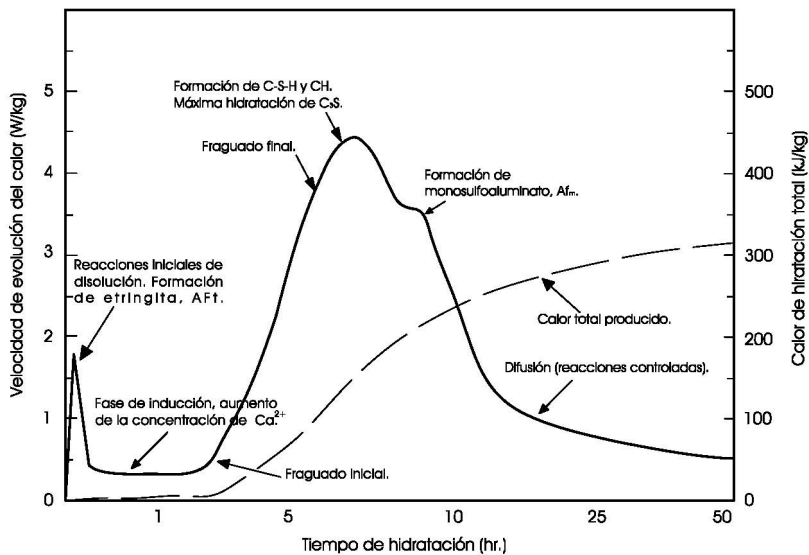


Fig. 2.2. Proceso de hidratación del cemento en función del calor de hidratación (a una temperatura media de 20°C). Killoh, 1988.

I. *Etapa de inducción o periodo inactivo (desde amasado hasta fraguado inicial).*

El hormigón permanece en un estado trabajable debido a que la posterior hidratación es retrasada por los productos de hidratación que se forman alrededor de los granos de cemento. Cuando estos revestimientos son fracturados por la presión osmótica, la hidratación continúa y el proceso de fraguado toma lugar (fase de aceleración), finalizando la etapa de inducción.

En el instante que se produce el contacto del cemento con el agua, se lleva a cabo el intercambio entre las fases sólida y líquida. La alta solubilidad de algunos compuestos del clinker conduce a un rápido aumento en la concentración de la fase líquida con respecto a los aluminatos de calcio, sulfatos y álcalis. Se libera una gran cantidad de calor, al mismo tiempo que se forman los primeros productos de hidratación como la etringita "AF". Seguidamente, la velocidad de evolución de calor disminuye muy rápidamente, sin embargo, durante el período de inducción, la concentración de Ca^{2+} de la fase líquida alcanza la sobresaturación con respecto a la portlandita "CH", y consecuentemente, comienza la nucleación y el crecimiento del gel de tobermorita "C-S-H" y CH. Esta sobresaturación es comúnmente alcanzada en la etapa inicial del período de inducción, el tiempo exacto depende de las condiciones de la reacción y del ambiente químico (Hewlett, 2001; Jawed, 1983). La pasta de cemento en este estado es plástica y trabajable.

II. *Etapa de aceleración (abarca desde fraguado inicial a 6 horas aproximadamente después del amasado).*

El inicio de esta etapa está marcado por el fraguado inicial, y la finalización de la misma por el fraguado final del hormigón. La pasta de cemento pasa de un estado poco trabajable y duro (consistencia plástica)

a un sólido rígido que adquiere resistencia con el tiempo. Termodinámicamente el fraguado inicial está dominado por un rápido incremento de la temperatura, el cual responde aproximadamente al inicio de las principales reacciones químicas. Este incremento térmico alcanzará un valor máximo cerca del fraguado final. Durante esta etapa se formarán los puentes estructurales entre los centros de crecimiento de los productos de hidratación de la pasta.

En esta etapa, la evolución de la hidratación se acelera nuevamente y es controlada por la nucleación y por el crecimiento de nuevos productos de hidratación resultantes. La velocidad de hidratación del C_3S se acelera, y entonces comienza la segunda etapa de formación de C-S-H. A su vez, tiene lugar una notable hidratación del C_2S . El hidróxido cristalino cálcico o portlandita "CH", se precipita de la fase líquida y junto con éste, disminuye gradualmente la concentración de Ca^{2+} en la fase líquida. El sulfato cálcico, en conjunto con el cemento es completamente disuelto y la concentración de SO_4^{2-} en la fase líquida comienza a disminuir debido a la formación de la fase AFt (etringita) y a la adsorción de SO_4^{2-} en la superficie del C-S-H formado (Hewlett, 2001).

III. *Etapa de post-aceleración.*

En esta etapa, la velocidad de hidratación disminuye gradualmente a medida que cantidad de material que todavía no ha reaccionado disminuye, entonces, la velocidad de hidratación pasa a ser controlada por la difusión. La velocidad de liberación de calor disminuye considerablemente, al mismo tiempo, que disminuye la porosidad debido a la evolución de la microestructura entre los centros de crecimiento de los productos de hidratación, lo que supone un incremento continuo de la resistencia de la pasta. La fase del C-S-H continúa formándose debido a la hidratación continua de los silicatos, C_3S y del C_2S . La contribución del C_2S en este proceso se incrementa con el tiempo, y por consiguiente, se

reduce la velocidad de formación del hidróxido de calcio adicional "CH". Una vez que el abastecimiento de sulfato cálcico (yeso) ha sido agotado, la concentración de SO_4^{2-} en la fase líquida disminuye. Como consecuencia de lo anterior, la fase de etringita "AFt" que ha sido formada en las etapas de hidratación iniciales, comienza a reaccionar a través de una solución con el aluminato tricálcico "C₃A" adicional y con el C₂(A,F), asimismo, también reacciona con el monosulfoaluminato producido "Afm" (Hewlett, 2001).

La microestructura de la pasta de cemento hidratada mantiene su desarrollo desde el amasado hasta el final del proceso de hidratación (Fig. 2.3). Sin embargo, es necesario distinguir entre el producto de la hidratación exterior que se desarrolla en el espacio ocupado anteriormente por el agua, y el producto de hidratación interior, que se desarrolla en el espacio del grano de cemento. A su vez, el volumen total del producto hidratado es superior a 2,25 veces el volumen del cemento no hidratado.

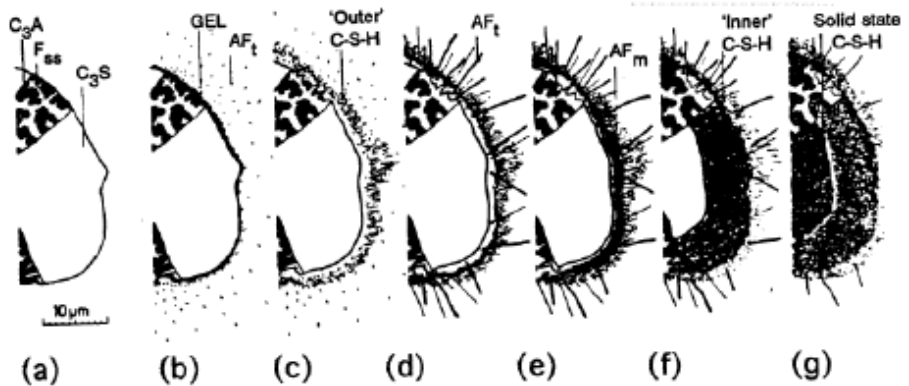


Fig. 2.3. Desarrollo microestructural de la hidratación de un grano de cemento. Hewlett, 2001.

El desarrollo microestructural de un grano de cemento se puede resumir según la Fig. 2.3:

a) Sección no hidratada de un grano polimineralizado.

b) Al cabo de *10 minutos*, una parte del C_3A ha reaccionado con el sulfato de calcio en la solución. En la superficie se forma un gel amorfo rico en aluminato, y barras cortas de AFt rodean el núcleo en los bordes del gel en la solución.

c) Al cabo de *10 horas*, comienza a reaccionar el C_3S para formar productos de hidratación exteriores de CSH sobre la cadena de barras de AFt dejando $1 \mu m$ entre la superficie del grano y la película hidratado.

d) Al cabo de *18 horas*, comienza la hidratación secundaria del C_3A produciendo barras largas de AFt. Los productos de hidratación interiores del CSH comienzan a formarse dentro de la película hidratada debido a la hidratación continua del C_3S .

e) Al cabo de *1 a 3 días*, el C_3A reacciona con el AFt dentro de la película de hidratación formando placas hexagonales de AFm. La continuación de la formación de los productos de hidratación interiores reduce la separación entre el grano anhidro y el cascaron hidratado.

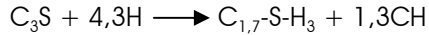
f) Al cabo de *14 días*, se han formado suficientes productos de hidratación interiores de CSH para rellenar el espacio libre entre el grano y la película de hidratación. El CSH exterior se ha convertido en más fibroso.

g) Al cabo de *años*, el material anhidro restante reacciona lentamente mediante un mecanismo de estado sólido para formar productos de hidratación interiores de CSH adicionales. La fase ferrita permanece sin reaccionar.

Las reacciones químicas que se producen durante todo el proceso de hidratación del cemento, son las siguientes:

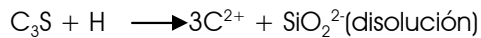
- Hidratación de los silicatos: La hidratación de los silicatos de calcio (C_3S y C_2S) durante el proceso de hidratación, da como producto de la reacción gel de tobermorita (C-S-H) y portlandita (CH). La alita es mucho más reactiva que la belita, aproximadamente reacciona la mitad

de la alita durante los 3 primeros días y alrededor del 80% tras 28 días, al contrario de lo que ocurre con la belita, la cual solo muestra una reactividad significativa tras 14 días.



Las diferentes reacciones de hidratación de la alita durante todas las etapas del fenómeno de hidratación son las siguientes:

- Etapa de pre-inducción:



- Etapa de inducción:

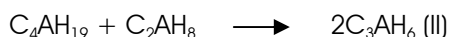


- Periodo de hidratación media: rápida precipitación del CSH junto con el $Ca(OH)_2$.

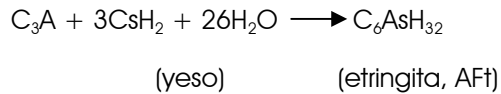
- Periodo de hidratación final: Se forma una estructura de CSH densa.

- Hidratación de la Ferrita y Aluminato tricálcico: El aluminato tricálcico es la sustancia más reactiva del cemento frente al agua y define el fraguado del cemento. La hidratación de la ferrita es similar a la del aluminato tricálcico, pero mucho más lenta (Taylor, 1997). En estas reacciones de la ferrita, el contenido de hierro en la composición de las estructuras cristalinas de etringita o monosulfato es sustituido por el aluminio.

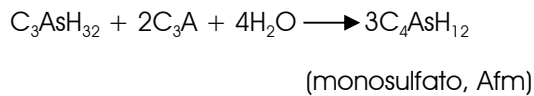
El aluminato tricálcico sin la presencia de sulfato de calcio soluble en el medio, produce una reacción altamente exotérmica.



Si en la reacción del aluminato tricálcico está presente el yeso ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) tendrá lugar un mecanismo de retraso en la hidratación de los aluminatos (Ferrita y aluminato tricálcico), y se formará una capa protectora de etringita ($\text{C}_6\text{As}_3\text{H}_{32}$) en la superficie de los gránulos de cemento.



En muchos cementos portland comerciales la cantidad de sulfatos es insuficiente para mantener la formación de etringita. Cuando los sulfatos disponibles se han consumido en su totalidad, la etringita reacciona con el C_3A para formar la fase de monosulfato con un pequeño contenido de SO_3 .



La cinética de todo el proceso de hidratación del cemento depende de los siguientes factores: de la composición del clínker portland y de la calidad y cantidad de iones externos incorporados en la estructura física de los minerales individuales del clínker portland; del proceso de obtención del clínker portland; de la cantidad y tipo de sulfatos cálcicos presentes en el cemento; de la finura del cemento; de la relación agua/cemento de la mezcla; de las condiciones de curado (temperatura, viento, radiación solar, etc.); de la presencia de aditivos y adiciones.

La mayoría de cementos, que componen los diferentes tipos de hormigones, reaccionan al mezclarlos con agua durante los primeros días; sin embargo, las velocidades de reacción de cada compuesto del clínker portland son diferentes; las reactividades de los componentes del cemento son las siguientes: $\text{C}_3\text{A} > \text{C}_3\text{S} > \text{C}_4\text{AF} > \text{C}_2\text{S}$. Las reactividades de dos cementos de igual química y composición mineralógica pueden diferir en

su velocidad de reacción debido a que cada uno de los compuestos reacciona de diferente forma en función de su historial de fabricación (debido a la velocidad de cocción, temperatura y enfriamiento del clinker). La composición del clinker y su reactividad también dependen de la mineralogía de los compuestos del crudo de cemento (Jawed et al., 1983).

La velocidad de hidratación de los minerales del clinker depende también del ambiente de hidratación. La composición de la fase líquida en las proximidades de las partículas de cemento es crítica y tiene una gran influencia en la velocidad a la cual los componentes del clinker se disuelven. La composición de la fase líquida, depende de la solubilidad de los compuestos más reactivos o solubles, a su vez, el sistema es del tipo dinámico y varía constantemente en función del tiempo. Un ejemplo, es el incremento de la velocidad de reacción del C_2S en presencia del C_3S . Las diferencias en las velocidades de reacción de los minerales puros del clinker y aquellos de misma composición que están presentes en el cemento se muestran en la Fig. 2.4. Las consideraciones antes mencionadas, son aún más importantes en el caso donde la utilización de aditivos químicos se lleva a cabo para modificar el comportamiento de la hidratación.

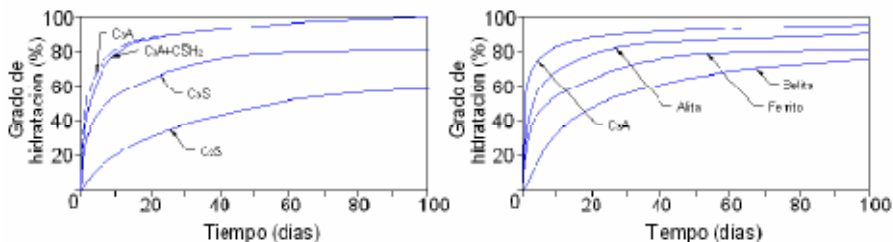


Fig. 2.4. Velocidad de hidratación de los compuestos del cemento: a) pastas de compuestos puros, b) pastas de cemento. Kiloh, 1988.

Otro factor que interviene en la cinética del proceso de hidratación es la temperatura. Las altas temperaturas incrementan la velocidad de hidratación a edades tempranas, sin embargo, los grados

de hidratación y adquisición de resistencias del hormigón a edades posteriores se reducen. Esto se debe a los cambios producidos por la misma en la solubilidad de los componentes del cemento, lo que produce cambios en la composición y morfología de los productos de hidratación.

Como se puede observar en la Fig. 2.2, la hidratación del cemento Portland está asociada a la liberación de calor de hidratación. Durante la misma se producen varias reacciones exotérmicas; esta dependencia es muy importante, puesto que la hidratación del cemento tiene un carácter auto-catalítico. El calor desarrollado en los primeros momentos de la hidratación, "Etapa de inducción" (correspondiente a las reacciones del C_3A y sulfatos cálcicos y alcalinos), influye sobre la velocidad de disolución de las especies iónicas necesarias en la fase líquida para iniciar la aceleración de la hidratación de la alita. Una vez que la hidratación de la alita tiene lugar, el calor desarrollado acelera las reacciones de la alita aún sin reaccionar (y posiblemente también las de la belita) hasta que la disminución de los espacios y los cambios en la composición de la fase líquida aminoren la velocidad de las reacciones posteriores (Jawed et al., 1983). En la Tabla 2.1, se muestra el calor de hidratación de los diferentes componentes del clínker portland o cemento.

Fase inicial.		Producto de la reacción.	Calor de hidratación.	
			kJ/kg	kJ/mol
C_3S	(+H)	CSH+CH	520	118
C_2S	(+H)	CSH+CH	260	45
C_3A	(+CH+H)	C_4AH_{19}	1.160	314
C_3A	(+H)	C_3AH_6	910	245
C_3A	(CSH ₂ +H)	C_4ASH_{12} (AFm)	1.140	309
C_3A	(CSH ₂ +H)	$C_6AS_3H_{32}$ (Aft)	1.670	452
C_4AF	(+CH+H)	$C_3(A,F)H_6$	420	203

Tabla 2.1. Calor de hidratación de los diferentes componentes del clínker portland o cemento. Jawed et al., 1983.

II.1.2. Factores que Influyen en la Adquisición de Resistencias del Hormigón

Desde el punto de vista que interesa en esta investigación, los principales factores que influyen en la adquisición de resistencias del hormigón de obra son: cemento, agua, adiciones, relación agua/cemento, parámetros térmicos ambientales y aditivos.

II.1.2.1. Cemento

El cemento es el componente del hormigón encargado de aglutinar o cohesionar toda la masa y mantenerla compacta para que sea capaz de asumir su función estructural. Es decir, su papel básico y primordial es el de cohesionar el conjunto de granos que forman el árido, para dotar al material granular de la cohesión necesaria y suficiente para cumplir las funciones de resistencia y durabilidad para las cuales ha sido diseñado.

Las propiedades del cemento que influyen en el desarrollo de resistencias del hormigón están determinadas por los siguientes parámetros clave:

- *Finura del cemento*: La velocidad de hidratación del cemento, y por consiguiente la velocidad de adquisición de resistencias del hormigón, aumenta con la finura del mismo a edades tempranas. Esto es debido a la mayor cantidad de partículas de cemento más finas, lo cual, produce una mayor superficie de contacto de cemento con el agua; como consecuencia, la velocidad de hidratación del cemento es mayor, particularmente a edades tempranas. Por el contrario, a la edad de 28 días las resistencias del hormigón se reducen. La normativa EN 196-1 calcula la pérdida de resistencia del hormigón a una edad de 28 días al incrementar la finura del cemento un 1% alrededor de 0,4 MPa.

▪ *Compuestos alcalinos del clinker y SO_3* : Los óxidos metálicos alcalinos (Na_2O y K_2O) poseen una gran afinidad con el SO_3 , y si en el cemento se encuentra suficiente SO_3 este cristalizará como sulfato alcalino. De este modo estos son altamente solubles y se disuelven rápidamente en el agua modificando las propiedades que desarrollan las resistencias del hormigón. Los álcalis solubles aceleran rápidamente el desarrollo de resistencias a corto plazo, pero la disminuyen a un periodo de 28 días (J. Oesbaek, 1980). En la Fig. 2.5 se muestra el comportamiento de la resistencia del hormigón al aumentar el contenido de compuestos alcalinos del clinker portland en el hormigón.

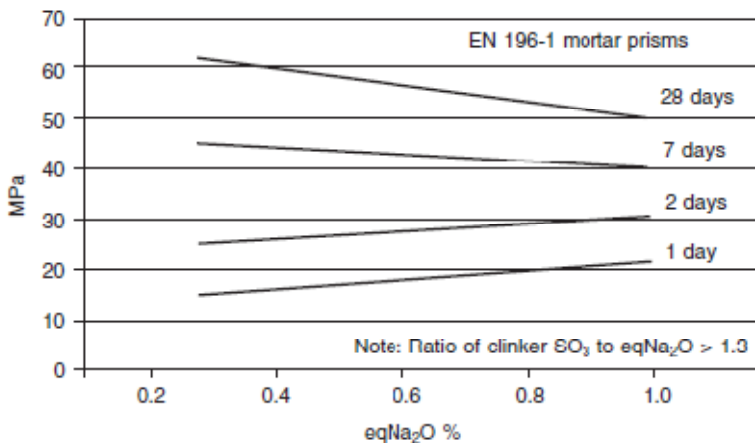


Fig. 2.5. Influencia de los compuestos alcalinos del cemento en el desarrollo de resistencias cuando este presenta sulfatos alcalinos solubles. Advanced Concrete Technology, 2003.

La normativa EN 196-1 establece que al incrementar el contenido en el cemento de Na_2O se produce un incremento de la resistencia de la pasta a 2 días alrededor de $0,8 MPa$ y una reducción a 28 días de $1,5 MPa$. Otros datos experimentales (Fig. 2.6) de clinker con un alto nivel de clinker alcalino y SO_3 muestran que la disminución a 28 días de la resistencia permanece casi lineal mientras que la aceleración de la resistencia a edades tempranas alcanza el máximo.

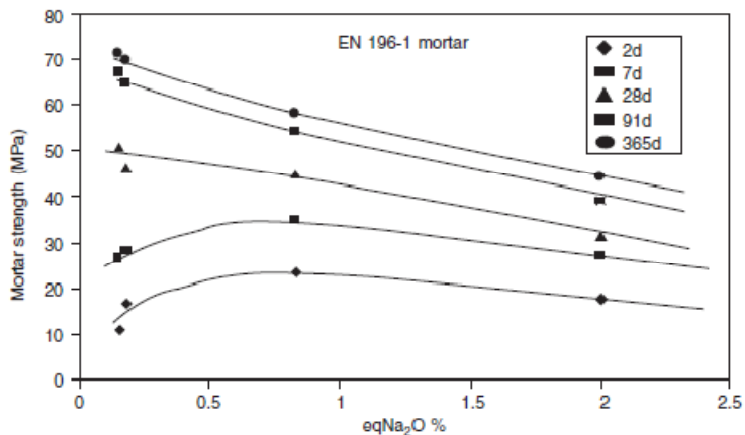


Fig. 2.6. Influencia en el clínker de altos niveles de eqNa₂O combinado con sulfatos alcalinos. Advanced Concrete Technology, 2003.

- *Cal libre del clínker:* los cementos exentos de cal normalmente presentan unos niveles de cal alrededor de 0,5-3%. Las resistencias últimas normalmente aumentan con niveles bajos de cal (de este modo se maximiza el contenido de silicato combinado), sin embargo, estos producen un incremento en el tiempo de curado. Según contempla la normativa EN 196-1, en cementos normales (LSF 9.5) y de endurecimiento rápido (SR 2.5) un incremento del nivel de cal de 1% reducirá la resistencia de la pasta a 28 días alrededor de 1,5 MPa.

- *Composición de los componentes del clínker (principalmente niveles de C₃S y C₂A):* Las resistencias del hormigón a edades de 1, 2 y 7 días están relacionadas linealmente con el contenido de C₃S. A la edad de 28 días el C₂S produce una gran contribución a la resistencia del hormigón, pero esta no depende de la reactividad del C₂S, al contrario, está determinada por la microestructura del clínker y por las impurezas presentes en la red cristalina.

Con base en la normativa EN 196-1, a 2 y 7 días el incremento de un 10% de C₃S en la composición del cemento aumentará las resistencias en 3,5 y 5 MPa respectivamente (Fig. 2.7). La influencia en la resistencia a 28 días es menos marcada, pero se incrementa ligeramente.

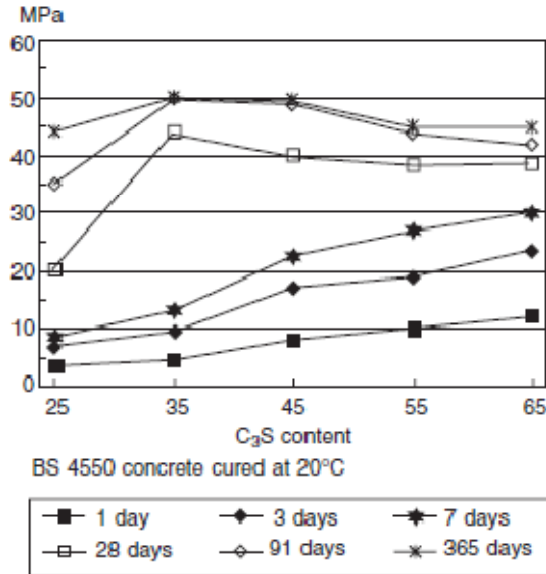


Fig. 2.7. Influencia del contenido de C₃S en el desarrollo de resistencias del hormigón. Advanced Concrete Technology, 2003.

▪ *Contenido de SO₃ y formas presentes de SO₃ en el mismo:*

Mientras las formas de sulfato cálcico presentes en el cemento poseen una marcada influencia en la necesidad de agua para la hidratación del mismo, en el hormigón esta influencia depende del nivel de SO₃, al mismo tiempo, que también dependerán las resistencias del hormigón.

La respuesta del hormigón ante cambios en el contenido de SO₃ está influenciada por los siguientes factores:

- Contenido de álcalis, en particular de sulfatos alcalinos.
- Nivel de C₃A.
- Finura del cemento.

Una gran cantidad de clínters muestran un incremento significativo de las resistencias iniciales cuando el nivel de SO₃ aumenta de 2,5 a 3%. La influencia a una edad de 28 días no es tan marcada (Fig. 2.8).

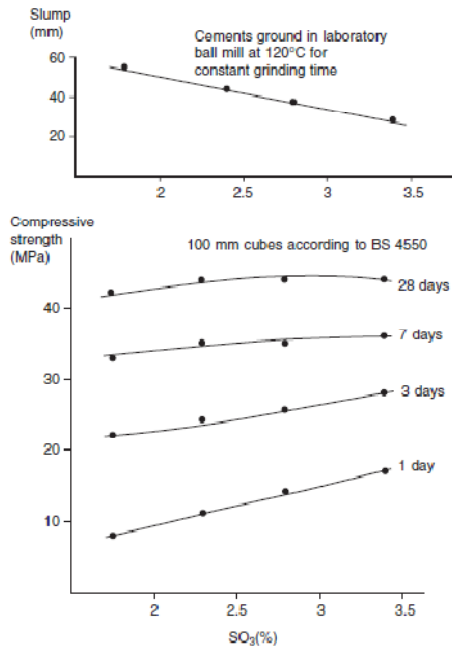


Fig. 2.8. Influencia del contenido de SO₃ en la resistencia del hormigón Advanced Concrete Technology, 2003.

II.1.2.2. Agua

La calidad del agua es muy importante en el desarrollo de resistencias del hormigón. Esta depende de parámetros como el contenido de cloruros, hidratos de carbono, sulfatos y sustancias disueltas, como también de compuestos orgánicos no solubles. Estas impurezas pueden producir manchas superficiales (eflorescencias), disminución de resistencia del hormigón y corrosión de las armaduras.

El agua excesivamente pura, rica en CO₂, es un buen disolvente y transforma con cierta facilidad los carbonatos en bicarbonatos. Esto puede producir una disminución de la resistencia del hormigón.

El agua con contenido de iones sulfato (SO₄)²⁻ o agua selenitosa, es altamente peligrosa por su gran capacidad de reacción con los aluminatos de calcio, produciendo una sal (sulfo-aluminato de calcio

hidratado) denominada Sal de Candlot, que puede producir la destrucción del hormigón debido a su expansión.

El agua mineral puede producir expansiones en función de las sales que contenga (álcalis, Litio, Sodio, Potasio, etc..)

El agua con una alta cantidad de sustancias ácidas producirá una disminución de la resistencia del hormigón, debido a que afecta al endurecimiento del mismo.

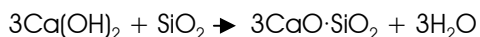
Las sustancias orgánicas no disueltas en el agua producirán una pérdida de resistencia del hormigón, debido a la modificación de la microestructura del mismo.

Respecto a la influencia de la temperatura del agua en las propiedades del hormigón fresco y endurecido, Jacomel de Mattos, (2003), en su trabajo estudia experimentalmente la influencia de la temperatura del agua de amasado en las propiedades del hormigón fresco y endurecido. La temperatura del agua se manejó en rangos desde 5 hasta 40°C, en intervalos de 5°C. En los resultados, la temperatura del agua no tiene influencia en la consistencia de la pasta de cemento ni en la del mortero. Asimismo, la temperatura del agua de amasado influye en la trabajabilidad del hormigón, siendo inversamente proporcional al asentamiento. Encontró también que cuando la relación agua/cemento es mayor, el efecto de la temperatura del agua en la trabajabilidad es menos marcado; sin embargo, la trabajabilidad en este caso es mayor. Del mismo modo a mayores consumos de cemento se obtiene una trabajabilidad menor. Por último, la influencia de la temperatura del agua sobre la resistencia a compresión no es significativa para cualquier edad del hormigón.

II.1.2.3. Adiciones

La Instrucción de Hormigón Estructural "EHE-08" contempla solo el empleo de adiciones de cenizas volantes y humo de sílice.

La incorporación de cenizas volantes (compuestas por SiO_2 , Al_2O_3 , Fe_2O_3 y otros componentes minoritarios) afecta las propiedades del hormigón fresco y endurecido. Las propiedades más valoradas de los hormigones con cenizas volantes en estado fresco son su mayor docilidad, lo que permite relaciones agua/cemento más bajas, y la reducción del calor de hidratación del hormigón debido a la disminución del contenido de cemento. Del mismo modo, también mejoran considerablemente la durabilidad del hormigón y su resistencia frente diferentes ambientes (ambientes sulfurosos, cloruros, etc.). Cuando se añaden cenizas volantes al hormigón se produce una reacción puzolánica entre el óxido de sílice y el hidróxido de calcio, obteniéndose como resultado silicato tricálcico (sustancia muy reactiva en el proceso de hidratación del cemento). Los productos obtenidos durante la hidratación del hormigón proporcionan una estructura menos porosa que aumenta la durabilidad del hormigón y mantiene el proceso de hidratación constante. Dhir et al., (1986), con base en el estudio realizado, demostró que la adición de cenizas volantes al hormigón mejora la dispersión de las partículas de cemento portland, mejorando su reactividad. La reacción puzolánica producida es la siguiente:



Hidroxido de calcio + sílice \rightarrow Silicato tricálcico (alita) + agua

Los hormigones con adiciones a base de cenizas volantes (A), al endurecerse desarrollan bajas resistencias a edades tempranas, debido a la baja reactividad durante las primeras 24 horas, ya que las cenizas volantes retardan la reacción de la alita, sin embargo, la producción de alita se acelera a edades medias debido a la provisión de conjuntos de

nucleación en la superficie de las cenizas volantes que incrementan la formación de productos hidratados y densifican la microestructura, por lo tanto la resistencia a largo plazo suele ser igual o mayor a la de los hormigones equivalentes sin cenizas (B) (Fig. 2.9).

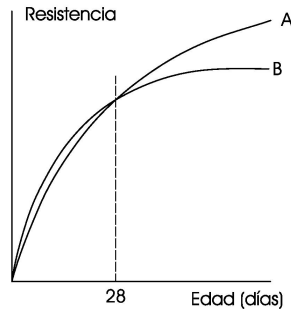


Fig. 2.9. Influencia de cenizas volantes en la evolución de la resistencia del hormigón. Adaptado de Cabrera y Flowman, 1981.

El humo de sílice produce los siguientes efectos en el hormigón fresco: aumenta la cohesividad, produciendo una disminución de la trabajabilidad y aumentando la cantidad de agua de amasado. Por lo tanto, los hormigones con humo de sílice presentan menor asentamiento. La naturaleza ultrafina de las partículas de humo de sílice aumenta la superficie de contacto entre el hormigón fresco y el armado mejorando la adherencia entre ambos. Otro aspecto importante es la disminución de la segregación del hormigón, rellenando los huecos en el hormigón fresco, evitando la pérdida de agua por exudación.

En estado endurecido el humo de sílice incrementa la resistencia a compresión, tracción y flexión del hormigón, al mismo tiempo que disminuye la permeabilidad densificando la matriz de hormigón. También mejora la adherencia, y el comportamiento de durabilidad, tanto en ambientes sulfurosos como con cloruros. El comportamiento frente a heladas se ve favorecido debido a la menor permeabilidad del hormigón.

II.1.2.4. Relación Agua/Cemento

La relación agua/cemento afecta a la reología de suspensión, a la evolución de la hidratación y a las propiedades del material hidratado. Para relaciones de agua/cemento entre 0,3 y 0,6, la suspensión tiene cierta consistencia y es llamada "pasta de cemento fresco".

La evolución de la hidratación de la pasta de cemento en función de la relación agua/cemento se muestra en la Fig. 2.10. El grado de hidratación en la figura se describe como la relación entre el peso del agua combinada y el peso de cemento anhidro, asumiendo que la composición de la pasta de cemento no se modifica durante la hidratación. Esto probablemente no es correcto a edades tempranas cuando la hidratación es selectiva, pero se puede asumir a edades más avanzadas.

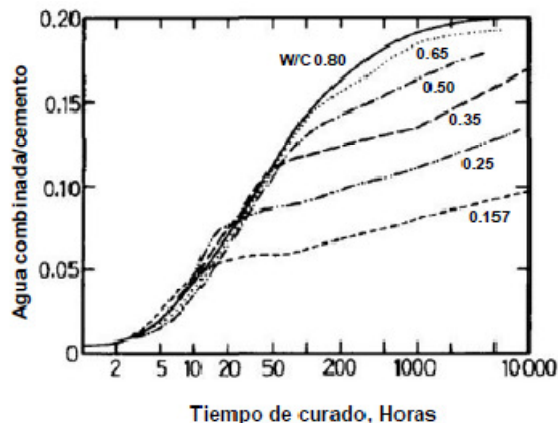


Fig. 2.10. Efecto de la relación agua/cemento en el fenómeno de hidratación del cemento Portland. J. K. Kim et al. 1998.

En la Fig. 2.10 se aprecia que la relación agua/cemento no afecta significativamente a la velocidad de hidratación durante las primeras 24 horas, sin embargo para edades más avanzadas, la velocidad de hidratación disminuye, y el decrecimiento tiene lugar antes cuanto menor es la relación agua/cemento. Por lo tanto, relaciones agua/cemento inferiores a 0,35 dan lugar a bajos grados de hidratación. Sin embargo, el

aumento de la relación agua/cemento incrementa la porosidad del hormigón, lo que produce una disminución de la resistencia del mismo (Fig. 2.11).

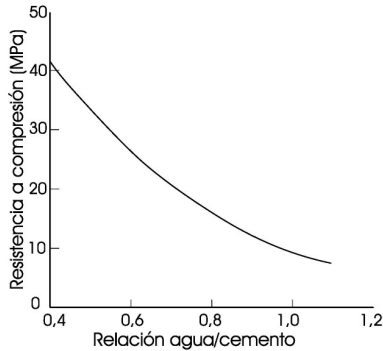


Fig. 2.11. Efecto de la relación agua/cemento en la resistencia del hormigón a 28 días. Adaptado de A. M. Neville, 1981.

II.1.2.5. Parámetros Térmicos Ambientales

Los parámetros térmicos ambientales que influyen en la evolución de adquisición de resistencia del hormigón son la temperatura, la radiación solar y el viento.

II.1.2.5.1. Temperatura

La temperatura a la cual se lleva a cabo el proceso de hidratación es otro factor importante dentro de la cinética de hidratación del hormigón. Generalmente, una temperatura alta incrementa la velocidad de hidratación en edades tempranas; sin embargo, los grados de hidratación y desarrollo de resistencia a edades posteriores son frecuentemente reducidos. La temperatura tiene influencia sobre la cinética de hidratación debido a que provoca cambios en la solubilidad de los componentes del cemento, y este efecto provoca cambios en la composición y morfología de los productos de hidratación. El efecto de la temperatura en la velocidad de desarrollo de resistencia es mostrado en la Fig. 2.12. La temperatura acelera la hidratación, y como consecuencia, el

desarrollo de la resistencia del hormigón. La alta velocidad de evaporación debida al aumento de la temperatura, puede reducir la cantidad de agua libre y por consiguiente, retrasar la velocidad de hidratación, y en algunos casos puede llegar a pararla por completo. Por lo tanto, los efectos combinados de la temperatura en la resistencia son muy variables y dependen de las condiciones específicas consideradas.

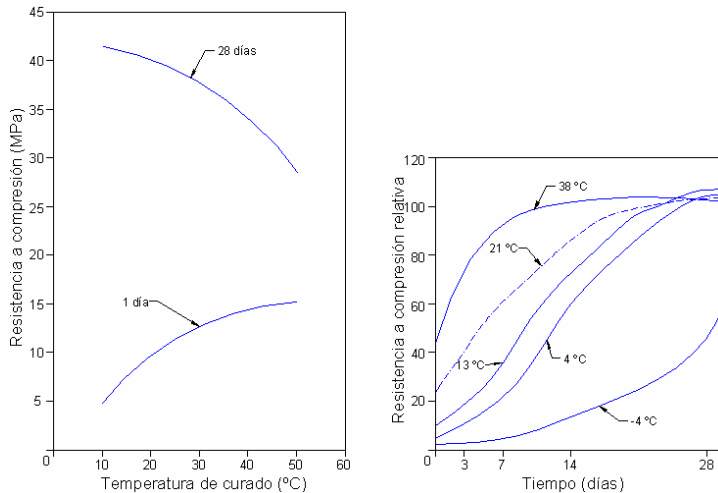


Fig. 2.12. Efecto de la temperatura en el desarrollo de la resistencia a compresión del hormigón: a) comparación de la resistencia a 1 y 28 días (temperatura de curado constante), b) resistencias a diferentes temperaturas de curado constantes.

La velocidad de las reacciones químicas en general, se ve incrementada por la temperatura. Este fenómeno acelerado se explica mediante la ley de Arrhenius:

$$\frac{d(\ln k)}{dT} = \frac{A}{RT^2} \quad (2.1)$$

Donde: k , es la velocidad de reacción específica. T , es la temperatura absoluta. A , es la constante de energía de activación. R , es la constante del gas, $8,314 \text{ J/mol } ^\circ\text{C}$.

Si la temperatura es superior a 20°C , la energía de activación del cemento es 33.500 J/mol . Si empleamos la Ec. 2.1 para el cálculo de la velocidad de hidratación del cemento para un rango de temperaturas de

20, a 30, 40, 50°C, obtenemos incrementos de la velocidad de hidratación de 1,57, 2,41 y 3,59 veces la velocidad de hidratación del cemento a 20°C, respectivamente. Este incremento de la velocidad de hidratación produce una aceleración de la formación de la estructura sólida del cemento hidratado. Al mismo tiempo, la temperatura también afecta al desarrollo de la estructura del hormigón, y en particular al sistema poroso. Soroka, (1993), con base en su investigación afirmó que la estructura del hormigón curado mediante altas temperaturas presenta una porosidad total menor a otro curado a una temperatura de 20°C; sin embargo, el sistema poroso es más grueso en el hormigón curado a altas temperaturas (Fig. 2.13), lo cual, al contrario de lo que ocurre a edades tempranas (aumenta la resistencia del hormigón), producirá una disminución de la resistencia del hormigón a edades medias y avanzadas (a partir de 7 días), y una distribución no homogénea de los productos de hidratación en la matriz cementante.

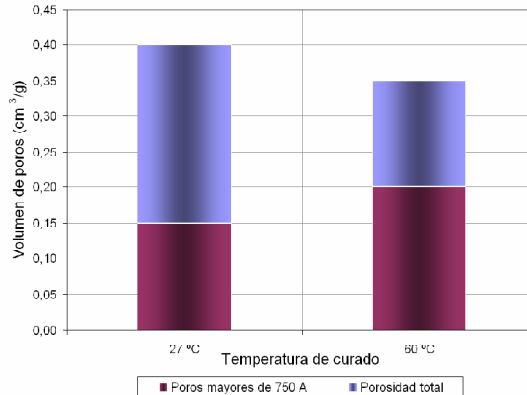


Fig. 2.13. Efecto de la temperatura en la porosidad total y en el tamaño de los poros del hormigón a una edad de 28 días (Relación a/c=0,40). Soroka, 1993.

M. Mouret, A. Bascoul y G. Escadeillas, (1999), con base en la investigación realizada sobre la influencia de la temperatura de amasado y curado en la microestructura del hormigón, obtuvieron los siguientes resultados: la resistencia a compresión se reduce alrededor del 16% al incrementar la temperatura de curado de 20°C a 35°C. Al mismo tiempo,

la matriz cementante se convierte en amorfa, con una morfología poco texturizada. Las oclusiones de aire y los conductos capilares son más visibles en las muestras ensayadas a altas que a bajas temperaturas, notablemente cercanos a la interfase árido-pasta. En la proximidad al árido, la pasta es más porosa cuando el hormigón es curado a mayor temperatura. De hecho, se observa una microestructura abierta en la superficie del árido: ésta se compone de barras de Etringita y cristales masivos de Portlandita. Para condiciones de temperaturas de curado altas, se observan sistemáticamente cristales de Portlandita en la interfase pasta-árido. Estos se encuentran orientados respecto a sus ejes longitudinales paralelos o perpendiculares a la interfase. Sin embargo, los productos de hidratación formados en la interfase árido-pasta son semejantes en los dos rangos de temperaturas de 20°C y 50°C . Por lo tanto, estas observaciones explican la disminución debido a las altas temperaturas iniciales, como un debilitamiento en la interfase pasta-árido.

M. S. Gomez L. y S. Vidal A., (2008), con base en la investigación realizada en hormigones de resistencias a compresión *20, 25 y 30 MPa* sometidos a temperaturas de curado entre 5 y 35°C , obtuvieron las siguientes conclusiones: Para hormigones con grados comprendidos entre H-20 y H-30 y un coeficiente de variación de 10% , se obtiene para bajas temperaturas (cercanas a 10°C) menores resistencias a *7 días* con relación a la resistencia a *28 días*, que para probetas confeccionadas a mayores temperaturas. En el caso de hormigones de grado H-20 con una temperatura de curado de 20°C , se obtienen resistencias a *7 días* un 3% menor que a *28 días*. Si la temperatura de curado es de 35°C , la resistencia a compresión a *7 días* es mayor en un $4,0\%$ que la resistencia a *28 días*. En hormigones H-25, para temperaturas de 10°C , la evolución de la resistencia entre *7 y 28 días* es del orden de un $0,7\%$ menor que a una temperatura de curado de 20°C . Si la temperatura de curado es de 35°C se tiene un incremento de la evolución de la resistencia en el período de *7 a 28 días* de $0,7\%$ respecto a la temperatura de 20°C . Para

hormigones H-30, con temperaturas de curado de 10°C , la evolución de la resistencia entre 7 y 28 días disminuirá en un 2% respecto a los curados a 20°C . Con una temperatura de curado de 35°C , el incremento de la resistencia entre 7 y 28 días es de 2% respecto a una temperatura de 20°C . Es importante destacar que a medida que aumenta la temperatura se tienen mayores resistencias a 7 días respecto a 28 días (Fig. 2.14).

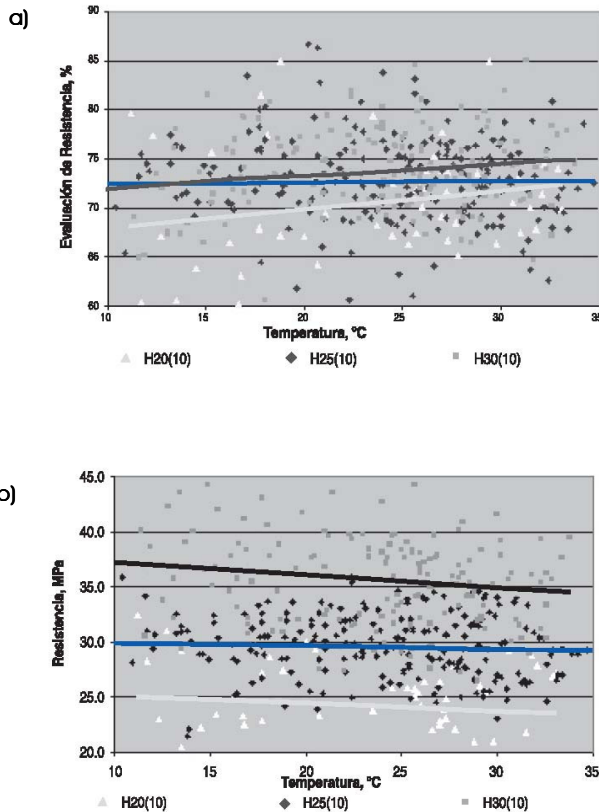


Fig. 2.14. Evolución de la resistencia a compresión en hormigones H-20, H25 y H-30, a) 7 días, b) 28 días. M. S. Gómez L. y S. Vidal A., 2008.

Otros investigadores sugieren que los efectos adversos de la temperatura en la resistencia del hormigón son atribuibles a la heterogeneidad de la pasta de cemento formada a partir del proceso de hidratación llevado a cabo a altas temperaturas. A bajas temperaturas, cuando la hidratación es relativamente lenta, hay tiempo suficiente para que los productos de hidratación puedan diseminarse y precipitarse

uniformemente entre los granos de cemento. Por el contrario, cuando el cemento se hidrata a temperaturas más altas, la velocidad de hidratación es acelerada y no permite que la precipitación de los productos de hidratación sea igual de uniforme; esto crea la tendencia de que los productos de hidratación se precipiten en las proximidades de los granos de cemento en el proceso de hidratación. Consecuentemente, se forma una pasta alrededor de los granos de cemento altamente concentrada y densa durante el proceso de hidratación, mientras que una pasta más porosa y débil se forma con un mayor distanciamiento entre los granos. Esta pasta más débil determina la resistencia del cemento hidratado y por lo tanto, explica en parte la influencia de la temperatura en la resistencia. Por otro lado, también es posible pensar que la formación de una capa densa alrededor de los granos de cemento retarda la posterior hidratación del cemento, cuando este proceso se lleva a cabo a temperaturas elevadas. De esta forma, los efectos adversos de la temperatura en la resistencia del hormigón también son debidos al bajo grado de hidratación último alcanzado, cuando la hidratación del cemento se realiza a temperaturas altas. No obstante, esta última conclusión podría ser cuestionada debido a que tal efecto de la temperatura en el grado de hidratación no ha sido observado en todos los casos.

II.1.2.5.2. Radiación Solar

La radiación solar es uno de los factores climatológicos que muestra una gran influencia sobre la respuesta térmica de las estructuras de hormigón. Cualquier material expuesto a la intemperie en horas diurnas, gana energía calorífica como resultado de la radiación solar que incide sobre su superficie. Durante la noche, tiene lugar una pérdida de la energía calorífica almacenada por el material debido a la re-radiación emitida por éste hacia los alrededores.

Este fenómeno puede afectar a los áridos almacenados a la intemperie, y al mismo tiempo, al hormigón en estado fresco y a edades muy tempranas. El hormigón se comporta como un "cuerpo gris", ya que absorben parte de la radiación solar incidente. De este modo, la cantidad de energía calorífica absorbida por el material depende de su coeficiente de absorción solar.

La radiación solar sobre el hormigón produce un incremento de su temperatura, al mismo tiempo, supone problemas al hormigón en sus dos estados (fresco y endurecido), debido a una excesiva evaporación de agua y daños adicionales anteriormente mencionados.

La ecuación empleada por diversos investigadores (Calmon, 1995), es aquella que relaciona la radiación solar total diaria sobre una superficie horizontal "W", y la duración del día solar "T₀". La intensidad de radiación solar incidente en el instante "t" puede calcularse mediante la Ec. 2.2.

$$I(t) = \frac{2W}{T_0} \text{sen}^2 \left(\frac{\pi \cdot t}{T_0} \right) \quad (2.2)$$

Esta ecuación es válida para aquellos casos en los que se dispone de medidas experimentales de radiación solar y número de horas de sol.

II.1.2.5.3. Velocidad del Viento

La velocidad del viento mediante la evaporación del agua del hormigón produce una alteración de las propiedades del hormigón en estado fresco. Al mismo tiempo, la velocidad del viento influye sobre las propiedades del hormigón en estado endurecido, principalmente sobre la resistencia mecánica y la durabilidad, ya que la hidratación del cemento no es completa, lo que produce una disminución de las propiedades mecánicas e impermeabilidad del hormigón. En la Fig. 2.15. se muestra la

cantidad de agua evaporada en función de, la temperatura del hormigón, la humedad relativa ambiental y la velocidad del viento.

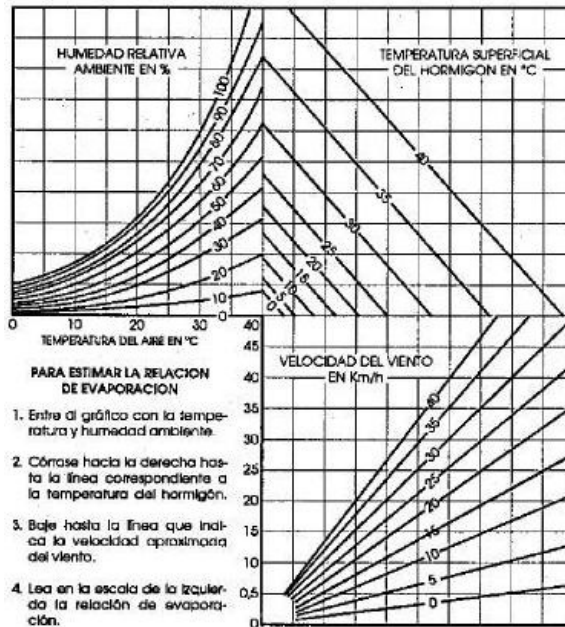


Fig. 2.15. Cantidad de agua evaporada del hormigón en función de la humedad relativa ambiental, temperatura superficial del hormigón y velocidad del viento. ACI 305-1991.

II.1.2.6. Aditivos

El empleo de aditivos en el hormigón, tanto retardante de fraguado, reductores de agua, simples o de alta actividad, producen efectos sobre las etapas de inducción y aceleración del proceso de hidratación del hormigón. Los efectos considerados de cada tipo de aditivo van a depender fundamentalmente de la composición química de cada aditivo. Así, podrán aumentar o disminuir dichas etapas en un tiempo considerado.

Los aditivos principalmente actúan sobre el cemento retrasando el fraguado (retardadores) y reduciendo la cantidad del agua (plastificantes), asimismo evitan una elevada reacción exotérmica de hidratación durante el fraguado. Los aditivos retardadores, retardarán el fraguado,

aumentando la fase de inducción y aceleración (Fig. 2.16), y reducirán la necesidad de agua, compensando parcialmente los efectos del tiempo caluroso sobre la manejabilidad, fisuración, tiempo de fraguado y demanda adicional de agua. Sin embargo, los aditivos retardadores desarrollaran resistencias después de los 28 días a menudo más elevadas que el hormigón convencional. En caso de una dosificación en exceso, el efecto de los aditivos retardadores, puede llegar a inhibir el fraguado, o por el contrario, ser invertido, transformándolos en acelerantes. Los aditivos plastificantes disminuyen la tensión en la interfase de contacto entre grano de cemento y agua, lo cual provocará el mojado de los granos. La recomendación habitual es aumentar la cantidad de aditivo polifuncional en un 1‰ en el verano (respecto a la dosificación estándar usada durante las estaciones de primavera y otoño).

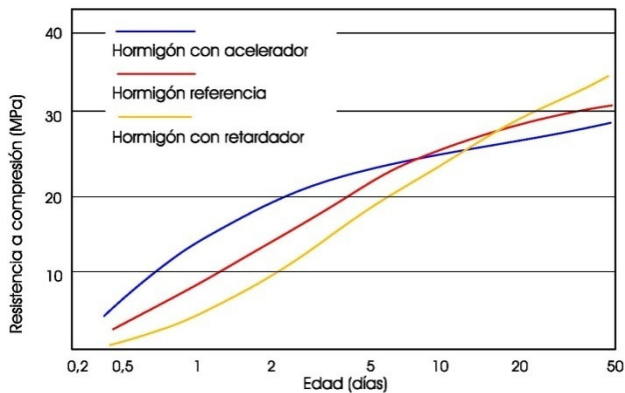


Fig. 2.16. Influencia de los aditivos retardadores y aceleradores en la evolución de la resistencia del hormigón HA-25/B/20/IIa. Ortega, 2010.

Los aditivos aceleradores y los productos anticongelantes aceleran el inicio del fraguado y liberan más rápidamente el calor de hidratación. La mayor parte de estos aditivos aceleran también el endurecimiento del hormigón. Estos permiten además desencofrar, someter a cargas o también exponer el hormigón al hielo dentro de un intervalo de tiempo bastante más corto. El efecto de aceleración depende en gran medida de su constitución química y del cemento utilizado. Prácticamente, estos

causan siempre una pérdida más o menos importante de la resistencia final del hormigón (Tabla 2.2).

Efectos sobre	Fluidificante	Acelerantes de fraguado	Retardantes de fraguado	Inclusores de aire
Trabajabilidad	++	-	+	+
Segregación	+		-	+
Fraguado	-	++		
Retardo			++	
Comportamiento frente a bombeo	+			
Resistencia inicial	+	++	-	-
Resistencia final	+	-	+	-
Permeabilidad	+	-		+
Resistencia a heladas y sales	+	-	-	++
Hormigonado a bajas temperaturas	+	+	-	
Hormigonado a temperaturas elevadas		-	+	
++ efecto deseado + efecto positivo - riesgos de efectos no deseados				

Tabla 2.2. Efectos principales de los aditivos sobre el hormigón.

En el caso de una dosificación excesiva, se observa una demora más que una aceleración del fraguado y el endurecimiento (efecto contrario).

López de la Fuente, J. Palomo, A., (2004), con base en su estudio sobre el comportamiento de hormigones con diferentes tipos de aditivos, conservados a 40°C durante 72 horas y comparado con el de referencia conservado a 20°C, y sobre datos recogidos en la bibliografía consultada (Ravina, 1994) y (Soroka, 1998), observó que ninguno de los aditivos comerciales habituales (lignosulfonatos, melaninas, naftalenos o policarboxilatos) resuelven el problema de la evolución mecánico-resistente anómala que se produce en los periodos estivales; ahora bien, es evidente que con la utilización de estos aditivos la relación agua/cemento del sistema desciende considerablemente, con lo que la resistencia final siempre se ve positivamente afectada, tanto a 20°C como a 40°C, como podemos ver en la Fig. 2.17.

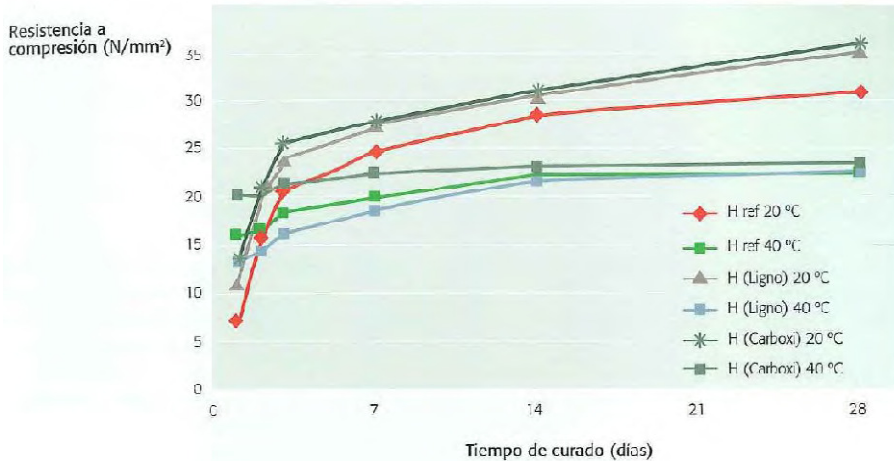


Fig. 2.17. Influencia de los aditivos plastificante en la resistencia del hormigón. López de la Fuente, J Palomo, A., 2004.

De este estudio se extrajo la siguiente conclusión: se confirmó que el empleo de la gran mayoría de aditivos comerciales no tienen capacidad para corregir las alteraciones evolutivas mecánico-resistentes que sufren los hormigones por efecto del curado a temperaturas superiores a la estándar (López de la Fuente, J Palomo, A., 2004).

II.2. Evolución del Control de Calidad en las Diferentes Instrucciones de Hormigón Españolas

La presente tesis doctoral tiene como objetivo establecer una correlación entre la evolución de la resistencia del hormigón de obra, durante el periodo de tiempo de 1996 a 2011, y la de un hormigón sometido a curado normalizado, para posteriormente, poder calibrar los diferentes métodos de cálculo del periodo de descimbrado. Los diferentes métodos de ensayo de control de la conformidad del hormigón de obra, establecidos por las diferentes instrucciones de hormigón españolas vigentes en cada periodo considerado por éstas, constituyen un factor clave; puesto que de la disposición vigente en cada periodo de ensayo, dependerán los resultados de resistencia del hormigón de obra obtenidos mediante los ensayos de control de conformidad. De este modo, en este

apartado se procede al análisis de los diferentes capítulos de control de calidad de las diferentes instrucciones de hormigón Españolas.

El Ministerio de Fomento Español recoge las diferentes Instrucciones de hormigón españolas editadas a lo largo del tiempo, estas son:

- Orden Ministerial de 3 de Febrero de 1939.
- Orden Ministerial de 20 de Marzo de 1944.
- Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado, 1968. También denominada EH-68.
- Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado, 1973. También denominada EH-73.
- Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado, 1980. También denominada EH-80.
- Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado, 1982. También denominada EH-82.
- Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado, 1988. También denominada EH-88.
- Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado, 1991. También denominada EH-91.
- Instrucción de hormigón estructural, 1998. También denominada EHE-98.
- Instrucción de hormigón estructural, 2008. También denominada EHE-08.

La **Orden Ministerial del 3 de Febrero de 1939** recoge las referencias al Control de calidad en el capítulo 5º 'Pruebas', en su artículo 23. En dicho artículo se recomienda la fiscalización directa de las condiciones del hormigón durante las obras por medio de probetas obtenidas de las mismas masas a emplear, con apisonado similar y conservadas en el mismo ambiente y con igual curado, diariamente, de

cada uno de los tipos de hormigón o tajos de obra, y, en particular, cuando las masas acusen variaciones o defectos.

Si transcurridos 28 días en hormigones con cemento Portland (7 con supercementos o 2 con aluminosos) las medias de estas probetas dieran resistencias menores de las previstas para esa fecha en más de 25%, podrá ser rechazada la parte de la obra correspondiente, salvo que obteniendo probetas de la misma obra se compruebe que su resistencia es superior a la de las probetas de ensayo. Sin perjuicio de las responsabilidades a que hubiera lugar por esta resistencia defectuosa del hormigón, podrá en todo caso aceptarse, siempre que sea factible sin peligro, la prueba de la obra con una sobrecarga superior a la de cálculo en un 50%, comprobando que resiste en buenas condiciones.

Con objeto de prever rápidamente la resistencia del hormigón a los 28 días, se recomienda la rotura de parte de las probetas a los 7 días, pero conservando a aquella su valor decisivo respecto de la calidad del hormigón.

Si la temperatura media (o la media aritmética de las máximas y mínimas de todos esos días) fuese inferior a 18°C, se considerará prorrogado el plazo en proporción inversa de esta temperatura media, calculado mediante la Ec. 2.3.

$$\text{Plazo en días} = 28 \cdot \frac{18}{\text{Temperatura media}} \quad (2.3)$$

En la Orden Ministerial del 20 de Marzo de 1944, se continúa con las disposiciones referentes al control de calidad del hormigón de la Orden Ministerial de 3 de Febrero de 1939, contempladas en su capítulo 5º 'Pruebas', artículo 23.

La orden ministerial de 20 de Marzo de 1944 fue derogada por la nueva **Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Obras de Hormigón en Masa o Armado, aprobada el 20 de septiembre de 1968 "EH-68"**, más

tarde completada por la EH PRE-72 relativa al hormigón preparado. El articulado referente al control de calidad del hormigón de obra se encuentra en el capítulo IV, artículo 23 'Ensayos de resistencia del hormigón'.

Esta Instrucción contempla el control de calidad del hormigón a partir de ensayos de resistencia (art. 23.1), estos son:

- Ensayos previos (art. 23.2).
- Ensayos característicos (art. 23.3).
- Ensayos de control (art. 23.4)
- Ensayos de información (art. 23.5).

Los tres primeros tipos de ensayo se refieren a resistencias a compresión de probetas cilíndricas de 15×30 cm, a 28 días de edad. Los ensayos de control se realizan sobre probetas ejecutadas y conservadas en obra, procediendo en todo con arreglo a los métodos de ensayo UNE 7240 y UNE 7242. Su objeto es comprobar a lo largo de la ejecución que la resistencia del hormigón continua siendo igual o superior a la exigida. Estos ensayos son preceptivos en todos los casos. Cada ensayo de control se realiza sobre 1 lote de al menos 3 probetas, enmoldadas en el transcurso del hormigonado a razón de 1 lote por cada elemento de la obra que se hormigona de una sola vez y con un mínimo de 3 lotes semanales en caso de hormigonado continuo. Se determinará la resistencia característica, σ_{bk} , correspondiente a cada conjunto de al menos 2 lotes consecutivos (es decir, sobre un mínimo de 6 probetas), la cual debe resultar igual o superior a la elegida. Si no es así, sobre los elementos en entredicho se procederá a la realización de ensayos de información consistentes en la extracción y rotura de probetas testigo, siempre que esta operación no afecte de modo sensible a la capacidad de resistencia de tales elementos. La extracción de probetas testigo

puede sustituirse, si el Director de la obra lo autoriza, por ensayos no destructivos fiables.

Si estos nuevos ensayos ofrecen resultados satisfactorios se aceptara la obra realizada. Cuando, por el contrario, la resistencia así obtenida continúe siendo inferior a la exigida deben considerarse dos casos:

1°. Si la resistencia deducida de las probetas testigo extraídas resulta comprendida entre el 80 y el 100% de la resistencia característica exigida en el proyecto se procederá a la realización de pruebas de carga. Si tales pruebas ofrecen resultados satisfactorios se aceptará la obra realizada.

2°. Si la prueba de carga no resultase satisfactoria o si la resistencia deducida de las probetas testigo extraídas resulta inferior al 80% de la resistencia característica exigida en el proyecto, la obra realizada no se aceptará, salvo que el Director de obra autorizase alguna solución adecuada.

Se cierra, así, una etapa en que los objetivos de resistencia mecánica y estabilidad, aspectos funcionales inherentes a este tipo de obras, presidieron la elaboración de la normativa (Martin, 2000).

La **Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado, del 19 de Octubre 1973 "EH-73"**, establece un punto de inflexión en la reglamentación técnica específica sobre la materia de control de calidad, estableciendo la regulación de los aspectos correspondientes relativos al proyecto, los materiales y la ejecución. El control de la conformidad del hormigón de obra (Título 3º `Del control´) consta del control de materiales (Capítulo IX) y control de ejecución (Capítulo X). En cuanto al control de materiales, se establece el control de los componentes y el control de calidad el hormigón.

El control de calidad del hormigón definido en la presente Instrucción "EH-73", comprueba la resistencia e introduce la comprobación de la consistencia del hormigón, con independencia de la comprobación del tamaño máximo del árido.

- El control de la consistencia del hormigón (art. 60), se realiza mediante el ensayo de Cono de Abrams, según la normativa UNE 7103. Se debe comprobar la consistencia del hormigón siempre que se fabriquen probetas para el control de la resistencia (casos previstos en apart. 64.2 de la presente Instrucción) y cuando lo ordene el Director de la Obra (este apartado es adquirido de la EH-73). Si no se cumple lo dispuesto las especificaciones del presente apartado en cuanto a consistencia, se procederá a rechazar automáticamente la amasada correspondiente, y seguidamente a la corrección de la dosificación del hormigón.

- El control de la resistencia del hormigón (art. 61) mantiene la misma clasificación de ensayos definida en la EH-68:
 - Ensayos previos (art. 62)
 - Ensayos característicos (art. 63)
 - Ensayos de control. (art. 64)
 - Ensayos de Información (art. 65)

Sin embargo, introduce el concepto de resistencia característica estimada " f_{est} " y, establece tres niveles de ensayos control de resistencia del hormigón de obra:

- Nivel reducido (art. 64.2).
- Nivel normal (art. 64.3).
- Nivel intenso (art. 64.4).

Estos tres niveles de ensayos de control del hormigón de obra dependen del valor adoptado del coeficiente de seguridad del hormigón,

γ_c . Estos ensayos son preceptivos en todos los casos, y su objetivo es comprobar, a lo largo de la ejecución, que la resistencia característica del hormigón de obra es igual o superior a la del proyecto.

Los *ensayos de control de la conformidad del hormigón a nivel reducido*, se realizan mediante el ensayo de consistencia del hormigón de obra. Como mínimo se deberán realizar 4 determinaciones espaciadas a lo largo del día. Únicamente es aplicable esta modalidad de control en obras en las que la resistencia característica del hormigón de proyecto no sea mayor a 150 kp/m^2 ; se empleen dosificaciones tipo, con un mínimo de 300 kg/m^3 de cemento de categoría 350, y en cuyo proyecto se haya adoptado un coeficiente de seguridad del hormigón, $\gamma_c=1,70$ (art. 24 EH-73). En elementos de hormigón en masa se puede disminuir la cantidad mínima de cemento a 250 kg/m^3 , manteniendo las restantes prescripciones del párrafo anterior.

Es aplicable el *ensayo de control de la conformidad del hormigón a nivel normal* en obras en las cuales la resistencia característica del proyecto no sea superior a 250 kp/cm^2 , y en cuyo proyecto haya sido adoptado un coeficiente de seguridad del hormigón, $\gamma_c \geq 1,50$ (art. 24 EH-73).

Para la realización del control del hormigón de obra a nivel normal, la obra se debe dividir en lotes, cuyo tamaño está definido en la Tabla 2.3.

	Tipo de elementos estructurales		
	Lineales	Superficiales	Grandes macizos
Volumen	100 m ³	200 m ³	500 m ³
Superficie	500 m ³	500 m ³	-

Tabla 2.3. División de la obra en lotes para un tipo de control a nivel normal. EH-73

Los ensayos de control a nivel normal se realizan sobre un número N de determinaciones de resistencia realizadas sobre diferentes amasadas. La determinación de la resistencia de cada amasada se

expresará mediante el valor medio de las roturas de las probetas según las normativas UNE 7240 y UNE 7242 de $n \geq 2$ probetas extraídas de la misma amasada. La resistencia característica estimada " f_{est} " de la parte de obra sometida a control se define como, el resultado de la multiplicación del valor de la determinación de resistencia más baja " x_1 ", obtenido en la serie de N determinaciones, por el coeficiente K_n (Ec. 2.4). El coeficiente K_n depende del número de determinaciones N, y del tipo de instalación en que se fabrica el hormigón (Tabla Valores de K_n , art. 64.3 EH-73).

$$f_{est} = K_n \cdot x_1 \quad (2.4)$$

Se debe verificar en todos los casos que la resistencia estimada sea mayor o igual a la resistencia característica del hormigón (Ec. 2.5.)

$$f_{est} \geq f_{ck} \quad (2.5)$$

De no verificarse la Ec. 2.5 se procederá según lo especificado en el apart. 64.5 de la presente Instrucción para los ensayos de control a nivel intenso.

Los ensayos de control de la conformidad del hormigón a nivel intenso son preceptivos siempre que la resistencia del hormigón de proyecto sea superior a 250 kp/cm^2 , o cuando se adopte un valor del coeficiente de seguridad del hormigón, $\gamma_c \leq 1,50$ (art. 24 EH-73).

	Tipo de elementos estructurales		
	Lineales	Superficiales	Grandes macizos
Por volumen	100 m3	200 m3	500 m3
Por Superficie	400 m3	400 m3	-
Por tiempo	2 semanas	2 semanas	1 semana
Por planta	1	1	-

Tabla 2.4. División de la obra en lotes para un tipo de control a nivel intenso. EH-73

Para la realización del control del hormigón de obra a nivel intenso, la obra se debe dividir en lotes, cuyo tamaño será inferior al definido en la Tabla 2.4.

Cada ensayo de control del hormigón a nivel intenso se realizará sobre un número par de determinaciones de resistencia ($N=2$), realizadas sobre diferentes amasadas. La determinación de la resistencia de cada amasada se expresa mediante el valor medio de las roturas a compresión, según las normativas UNE 7240 y UNE 7242, de n probetas de la misma. El mínimo valor del número de probetas n , se fijará en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares de la obra o por el Director de la Obra, debiendo ser $n \geq 2$.

Una vez obtenidas las $N=2$ determinaciones de resistencia de las amasadas y ordenadas de menor a mayor ($x_1 \leq x_2 \leq \dots \leq x_m \leq \dots \leq x_n$), se define como la resistencia característica estimada " f_{est} " de la parte de la obra sometida a control, el valor obtenido de la Ec. 2.6.

$$f_{est} = \frac{x_1 + x_2 + \dots + x_{m-1}}{m-1} - x_m \leq K_N \cdot x_1 \quad (2.6)$$

Se debe verificar en todos los casos que la resistencia estimada sea mayor o igual a la resistencia característica del hormigón (Ec. 2.5.)

$$f_{est} \geq f_{ck}. \quad (2.5)$$

Se tomará, $N=12$ al principio y cuando no se hayan aceptado 4 ensayos de control consecutivos; $N=6$, cuando se hayan realizado 4 ensayos consecutivos favorables con $N=12$, o cuando resulten favorables los ensayos realizados con $N=6$.

En cuanto a las *Decisiones derivadas de $f_{est} < f_{ck}$* :

- Si $f_{est} \geq 0,9 f_{ck}$, la obra se aceptará.
- Si $f_{est} < 0,9 f_{ck}$, se procederá a realizar a costa del constructor los ensayos de información previstos en el art. 68 o pruebas de carga previstas en el art. 68 de esta Instrucción a juicio del Director de Obra y, en su caso, a demolerlos o reforzarlos. En caso de haber optado por ensayos de información y resultar

estos desfavorables, el Director de Obra podrá ordenar las pruebas de carga antes de decidir la aceptación o demolición.

- Antes de tomar la decisión de aceptar, reforzar o demoler, el Director de Obra podrá consultar con el proyectista y organismos especializados, la estimación de la disminución de la seguridad, a la vista de lo cual podrá tomar aquella decisión incluso sin la realización de los ensayos previstos.

En cualquier caso, siempre que sea $f_{est} < f_{ck}$ el constructor tiene derecho a realizar a su costa los ensayos de información previstos en el art.65, en cuyo caso la base de juicio se trasladara al resultado de estos últimos.

En la **Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Obras de Hormigón en Masa o Armado "EH-80"**, mantiene la estructuración del control de calidad definido en la Instrucción "EH-73". Sin embargo, introduce varios cambios en lo referente al control de componentes y calidad del hormigón. En el apartado referente al control de los componentes del hormigón introduce el control de los aditivos del hormigón (art. 63.4 EH-80). En cuanto al control de calidad del hormigón, se modifican los ensayos de control del hormigón de obra obteniendo dos modalidades de ensayos de control de resistencia del hormigón:

- Control total (control 100 por 100) (art. 69.2).
- Control estadístico del hormigón (art. 69.3).
 - Control Estadístico a nivel reducido (art. 69.3.1).
 - Control Estadístico a nivel normal (art. 69.3.2).
 - Control Estadístico a nivel intenso (art. 69.3.3).

Los ensayos de *control total* (control 100 por 100) del hormigón son de aplicación en cualquier obra y cualesquiera que sean los valores adoptados para γ_c , de conformidad con el art. 31 de la presente

Instrucción. El control se realiza determinando la resistencia de todas las amasadas componentes de la parte de obra sometida a control y calculando a partir de sus resultados el valor de la resistencia característica real (art. 26.1). Si la obra está compuesta por $N \leq 20$ amasadas, el valor de la resistencia característica real " $f_{c,real}$ " del hormigón corresponde al valor de la amasada de menor resistencia; y si por el contrario, se compone de $N > 20$ amasadas, la resistencia característica real del hormigón corresponde a una distribución Gausiana de las muestras, en la que el valor supera el cuantil 5 por 100 de la resistencia característica real, esta viene dada por la Ec. 2.7.

$$f_{c,real} = f_{cm} \cdot (1 - 1,64 \cdot \delta) \geq f_{ck} \quad (2.7)$$

Donde: f_{cm} , es la resistencia media de las muestras. δ , es el coeficiente de variación de la población.

El control estadístico del hormigón a nivel reducido se limita a ensayos de consistencia del hormigón de obra. Este es de aplicación en obras en las que la resistencia característica exigida en el proyecto no sea superior a 150 kp/cm^2 , con una cantidad de cemento mínima de 300 kg/m^3 , de categoría 350 como mínimo, y en cuyo proyecto se haya adoptado un $\gamma_c = 1,70$. En el caso de elementos de hormigón en masa se podrá reducir el contenido de cemento a 250 kg .

La modalidad de control de calidad mediante ensayos de control estadístico a nivel normal es de aplicación en obras cuyo proyecto haya adoptado un $\gamma_c \geq 1,50$. A efectos de control, la obra se dividirá en lotes, los cuales no excederán los valores definidos en la Tabla 2.5.

	Tipo de elementos estructurales		
	Lineales	Superficiales	Grandes macizos
Por volumen	100 m ³	200 m ³	500 m ³
Por Superficie	500 m ³	500 m ³	-
Nº amasadas	100	100	100
Por tiempo	2 semanas	2 semanas	1 semana
Por planta	1	1	-

52 **Tabla 2.5.** División de la obra en lotes para un tipo de control estadístico a nivel normal. EH-80.

El control se realiza mediante determinaciones de resistencia de amasadas (art. 10), en número $N \geq 2$ y frecuencia que fijará el Director de la obra, de no estar previstos en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, tomadas al azar entre los componentes de la obra sometida a control. En todo caso el contratista podrá utilizar un número de determinaciones superior al mencionado anteriormente..

La resistencia característica estimada a compresión del hormigón se calcula mediante la Ecs. 2.8 y 2.9.

$$\text{Si } N < 6 \quad f_{est.} = K_n \cdot x_1 \quad (2.8)$$

$$\text{Si } N \geq 6 \quad f_{est} = 2 \cdot \frac{x_1 + x_2 + \dots + x_{m-1}}{m-1} - x_m \leq K_N \cdot x_1 \quad (2.9)$$

Donde: K_n , es un coeficiente que depende del tipo de instalación de fabricación del hormigón y el número de amasadas (EH-80 art. 69.3.2). x_1 es la resistencia de la amasada de menor resistencia. $m = N/2$ si N es par, y $m = N-1/2$ si es impar.

Para que la parte de la obra sometida a control sea aceptable se debe cumplir la Ec. 2.5.

$$f_{est} \geq f_{ck.} \quad (2.5)$$

Los ensayos de *control estadístico a nivel intenso* son perceptivos siempre que la resistencia de proyecto sea mayor de 250 kp/cm^2 o cuando $\gamma_c < 1,50$. A los efectos del control, la obra se dividirá en lotes, con arreglo a los criterios de la Tabla 2.13. El control de cada parte de la obra se determina sobre un número N de determinaciones de resistencia de otras tantas amasadas, tomadas al azar, entre los componentes de la parte controlada. Los valores de N se establecerán, de acuerdo con la sistemática que se define en este artículo. La resistencia característica estimada f_{est} , se calcula mediante la Ec. 2.9. Y esta, a su vez, deberá cumplir con la Ec. 2.5.

La sistemática de aplicación de este nivel de control a la totalidad de la obra será la siguiente: al comienzo del control se tomará $N=12$; cuando en 4 lotes consecutivos con $N=12$ se haya obtenido el cumplimiento de la Ec. 2.5, se tomará en los siguientes $N=6$. Se volverá a tomar $N=12$ a partir del momento en que con $N=6$ se obtenga $f_{est} < f_{ck}$, volviéndose a tomar $N=6$, tan pronto como en 4 lotes consecutivos se obtenga $f_{est} \geq f_{ck}$. Este proceso se repetirá tantas veces como sea preciso.

La **Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Obras de Hormigón en Masa o Armado de 1982 "EH-82"** mantiene todas las disposiciones de la Instrucción "EH-80" referentes al control de calidad del hormigón.

La **Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Obras de Hormigón en Masa o Armado de 1988 "EH-88"** mantiene la misma división en apartados, clasificación y disposiciones referentes al control de calidad del hormigón que la Instrucción "EH-80". Sin embargo, modifica la tabla de tamaño máximo de los lotes de hormigón de la obra en el control estadístico a nivel normal. Esta se sustituirá por la tabla 2.6.

	Tipo de elementos estructurales		
	Elementos comprimidos (pilares, muros portantes, etc..)	Elementos a flexión simple (vigas, forjados, muros de contención, etc..)	Macizos (zapatas, estribos, etc.)
Por volumen	50 m3	100 m3	100 m3
Por Superficie	1.000 m3	1.000 m3	-
Nº amasadas	25	50	100
Por tiempo	2 semanas	2 semanas	1 semana
Por planta	2	2	-

Tabla 2.6. División de la obra en lotes para un tipo de control estadístico a nivel normal. EH-88.

También se modifica, en el apartado *decisiones derivadas del control de resistencia*, lo siguiente: Si $f_{est} < 0,9 f_{ck}$, se procederá a realizar a juicio del Director de Obra a costa del constructor los estudios y ensayos que procedan de entre los siguientes:

- Estudio de la seguridad de los elementos que componen el lote, en función de la f_{est} , deducida de los ensayos de control, para estimar la variación del coeficiente de seguridad global respecto del previsto en el proyecto.

- Ensayos de información, para estimar la resistencia del hormigón puesto en obra, de acuerdo con lo especificado en el art. 70, realizando un estudio análogo al mencionado en el apartado anterior, basado en los nuevos valores de resistencia obtenidos.

- Ensayos estáticos de puesta en carga (prueba de carga), de acuerdo con 73.2, en elementos estructurales sometidos a flexión. La carga de ensayo no excederá del valor característico de la carga tenida en cuenta en cálculo.

En función de los ensayos y estudios ordenados por el Director de Obra y con la información adicional que el constructor pueda aportar a su costa, aquel decidirá si los elementos que componen el lote se aceptan, refuerzan o demuelen, habida cuenta también de los requisitos referentes a la durabilidad y a los estados límites de servicio.

La **Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Obras de Hormigón en Masa o Armado de 1991 "EH-91"** mantiene la misma división en apartados, clasificación y disposiciones referentes al control de calidad del hormigón que la Instrucción EH-88 (también, igual que EH-82, EH-80 y EH-73). Sin embargo, introduce algunas modificaciones referentes al control de componentes del hormigón y a los ensayos de control del hormigón.

En cuanto al *control de los componentes del hormigón (art. 63)*, se introduce la distinción entre:

a) hormigones fabricados en central acreditada según RD 1230/1989.

b) hormigones no fabricados en central o fabricados en central sin acreditación.

Se introduce en el apartado del control de los componentes del hormigón, que los aditivos empleados en el hormigón deberán estar en posesión de un certificado de garantía del fabricante. En cuanto a las adiciones del hormigón, las cenizas volantes deben poseer un certificado que cumpla lo dispuesto en el art. 8.2 de la presente Instrucción.

En el apartado de ensayos de control estadístico a nivel reducido se modifica las prescripciones referentes a la aplicación de dicho control de calidad, puesto que se eleva la resistencia característica exigida en el proyecto a $f_{ck} < 175 \text{ kp/cm}^2$.

En el apartado de ensayos de *control estadístico a nivel normal* introduce las siguientes modificaciones respecto a la Instrucción EH-88: en el cuadro de tamaño máximo de lotes tabla 69.3.2.a, establece que el límite del número de amasadas de hormigón no es obligatorio en obras de edificación. Al mismo tiempo, en el caso de hormigones fabricados en central de hormigón acreditada y con sello de calidad oficialmente reconocido, se podrá reducir el muestreo al 50% de los lotes, realizando éste al azar, siempre y cuando se den además las siguientes condiciones:

- Los resultados de control de producción exigidos por el Sello están a disposición del utilizador y sus valores son satisfactorios.

- El número mínimo de lotes que deberá muestrearse en obra será de 3, correspondiendo a los lotes relativos a los tres tipos de elementos estructurales que figuran en el Cuadro 69.3.2.a; en caso de que haya más lotes corresponderán preferentemente a elementos trabajando a compresión.

En el caso de que en algún lote $f_{est} < f_{ck}$, se muestreará 100% de los lotes hasta que 4 lotes consecutivos obtengan resultados correctos.

En el apartado de ensayos de control estadístico a nivel intenso la tabla que limita el tamaño de los lotes de hormigón también se modifica como en el apartado de ensayos de control estadístico a nivel normal.

La **Instrucción de Hormigón Estructural de 1998 "EHE-98"** mantiene la estructuración del control de calidad del hormigón de obra definida en la Instrucción "EH-91". Además, introduce control de calidad de las armaduras activas durante su recepción, el control de durabilidad del hormigón, la obligatoriedad de la tipificación del hormigón y de la hoja de suministro del hormigón. También, diferencia entre el control interno^{iv} ejercido por el productor, y el control externo^v, ejercido por el receptor; condicionando la eficacia final del control de calidad al resultado de la acción complementaria del control ejercido por el productor (control interno) y del control ejercido por el receptor (control externo).

El apartado referente al *control de los componentes del hormigón* se introduce (respecto a la EH-91) la distinción entre hormigones fabricados en:

a) Central con un Control de Producción y en posesión de un Sello o Marca de Calidad, oficialmente reconocido por un Centro Directivo de las Administraciones Públicas (General del Estado o Autonómicas), con competencias en el campo de la construcción (obras públicas o edificación). En este caso no es necesario el control de recepción en obra de los materiales componentes del hormigón.

b) Central en posesión de un distintivo reconocido o un certificado CC-EHE, ambos en el sentido expuesto en el Artículo 1º. En este caso no es

^{iv} El control interno se lleva a cabo por el proyectista, contratista, subcontratista o proveedor, cada uno dentro de su alcance.

^v El control externo se lleva a cabo por un profesional u organización independiente, encargados de esta labor por la Propiedad o por la autoridad competente. Consiste en comprobar las medidas de control interno y establecer procedimientos adicionales de control independientes de los sistemas de control interno.

necesario el control de recepción en obra de sus materiales componentes.

c) En otros casos, no contemplados en a) ó b), se estará a lo dispuesto en el art. 81 de la presente Instrucción.

En el *control de la calidad del hormigón* se introduce la comprobación de cada amasada de hormigón mediante el acompañamiento de su hoja de suministro (cumplimentada de acuerdo a 69.2.9.1 y firmada por persona física). Sin la respectiva hoja de suministro no está permitido el empleo del hormigón en obra.

Se introduce el control de las especificaciones relativas a durabilidad (definida en art. 85), llevándose a cabo los siguientes controles:

a) Control documental de las hojas de suministro, con objeto de comprobar el cumplimiento de las limitaciones de la relación *a/c* y del contenido de cemento especificados en art. 37.3.2.

b) Control de la profundidad de penetración de agua, en los casos indicados en art. 37.3.2, y de acuerdo con el procedimiento descrito en art. 85.2.

En el apartado referente a los ensayos de control de la resistencia del hormigón, las modalidades de control se modifican respecto a la Instrucción "EH-91", estas pasan a ser las siguientes:

- Control a nivel reducido.
- Control al 100 por 100.
- Control estadístico del hormigón.

El *control a nivel reducido* sólo puede emplearse en obras de ingeniería de pequeña importancia, en edificios de viviendas de una o dos plantas con luces inferiores a *6,00 metros* o en elementos que

trabajen a flexión de edificios de viviendas de hasta 4 plantas, también con luces inferiores a 6,00 metros. Además, deberá adoptarse un valor de la resistencia de cálculo a compresión f_{cd} no superior a 10 N/mm². No se permite la aplicación de este tipo de control para los hormigones sometidos a clases de exposición III y IV (según 8.2.2). Este tipo de control se realiza por medición de la consistencia del hormigón, fabricado de acuerdo con dosificaciones tipo. Con la frecuencia que se indique en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares o por la Dirección de Obra, y con no menos de 4 determinaciones espaciadas a lo largo del día.

El control al 100 por 100 es de aplicación a cualquier obra. Se realiza determinando la resistencia de todas las amasadas componentes de la parte de obra sometida a control y calculando, a partir de sus resultados, el valor de la resistencia característica real (art. 39.1). Para el conjunto de amasadas sometidas a control se verifica que $f_{c,real} = f_{est}$.

Límite superior	Tipo de elementos estructurales		
	Elementos comprimidos (pilares, muros portantes, etc..)	Elementos a flexión simple (vigas, forjados, muros de contención, etc..)	Macizos (zapatas, estribos, etc.)
Por volumen	100 m ³	100 m ³	100 m ³
Por Superficie	500 m ³	1.000 m ³	-
Nº amasadas ^{vi}	50	50	100
Por tiempo	2 semanas	2 semanas	1 semana
Por planta	2	2	-

Tabla 2.7. División de la obra en lotes para un tipo de control estadístico. EHE-98.

El control estadístico es de aplicación general a obras de hormigón en masa, hormigón armado y hormigón pretensado. A efectos del control salvo excepción justificada, se dividirá la obra en lotes, inferiores a los límites establecidos en la Tabla. 2.7. No se mezclarán en un mismo lote elementos de tipología estructural distinta. Todas las unidades de producto (amasadas) de un mismo lote procederán de un mismo

^{vi} Este límite no es obligatorio en obras de edificación.

Suministrador, y deberán estar elaboradas con las mismas materias primas y serán el resultado de la misma dosificación nominal.

En el caso de hormigones fabricados en central de hormigón preparado en posesión de un Sello o Marca de Calidad, en el sentido expresado en el art. 81º, se podrán aumentar los límites de la tabla 88.4.a al doble, siempre y cuando se den además las siguientes condiciones:

- Los resultados de control de producción están a disposición del Peticionario y deberán ser satisfactorios. La Dirección de Obra revisará dicho punto y lo recogerá en la documentación final de obra.

- El número mínimo de lotes que deberá muestrearse en obra será de 3, correspondiendo, si es posible, a lotes relativos a los 3 tipos de elementos estructurales que figuran en la tabla 88.4.a.

- En el caso de que en algún lote la f_{est} fuese menor que la resistencia característica de proyecto, se pasará a realizar el control normal sin reducción de intensidad, hasta que en 4 lotes consecutivos se obtengan resultados satisfactorios.

El control se realizará determinando la resistencia de N amasadas por lote, siendo:

$$\text{Si } f_{ck} \leq 25 \text{ N/mm}^2 \quad N \geq 2$$

$$\text{Si } 25 \text{ N/mm}^2 < f_{ck} \leq 35 \text{ N/mm}^2 \quad N \geq 4$$

$$\text{Si } f_{ck} > 35 \text{ N/mm}^2 \quad N \geq 6$$

Las tomas de muestras se realizarán al azar entre las amasadas de la obra sometida a control. Cuando el lote abarque 2 plantas, el hormigón de cada una de ellas deberá dar origen, al menos, a 1 determinación.

La resistencia característica estimada f_{est} se realiza del mismo modo que en las Instrucciones EH-80, EH-82, EH-88 y EH-91, mediante las

Ec. 2.8 y 2.9. Sin embargo, los valores del coeficiente K_n , que dependen de la clase de instalación de fabricación del hormigón, serán sustituidos por los correspondientes de la Tabla 88.4.b de la EHE-98. En dicha tabla se realiza una clasificación de las instalaciones de fabricación del hormigón en función del coeficiente de variación de la producción, el cual se define a partir del valor del recorrido relativo r de los valores de resistencia de las amasadas controladas de cada lote.

En cuanto a las decisiones derivadas del control, las modificaciones introducidas respecto a la Instrucción "EH-91" son:

-Si el lote de obra cumple $f_{est} \geq f_{ck}$, el lote se aceptará.

-Si resultase $f_{est} < f_{ck}$, a falta de una explícita previsión del caso en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares de la obra y sin perjuicio de las sanciones contractuales previstas, se procederá como sigue:

a) Si $f_{est} \geq 0,9 f_{ck}$, el lote se aceptará.

b) Si $f_{est} < 0,9 \cdot f_{ck}$, se procederá a realizar, por decisión de la Dirección de Obra o a petición de cualquiera de las partes, los estudios y ensayos que procedan de entre los detallados seguidamente; en cuyo caso la base de juicio se trasladará al resultado de estos últimos.

- Estudio de la seguridad de los elementos que componen el lote, en función de la f_{est} deducida de los ensayos de control, para estimar la variación del coeficiente de seguridad respecto del previsto en el Proyecto.

- Ensayos de información complementaria para estimar la resistencia del hormigón puesto en obra, de acuerdo con lo especificado en el art. 89º, y realizando en su caso un estudio análogo al mencionado

en el párrafo anterior, basado en los nuevos valores de resistencia obtenidos.

- Ensayos de puesta en carga (prueba de carga), de acuerdo con art. 99.2. La carga de ensayo podrá exceder el valor característico de la carga tenida en cuenta en el cálculo.

En función de los estudios y ensayos ordenados por la Dirección de Obra y con la información adicional que el Constructor pueda aportar a su costa, aquél decidirá si los elementos que componen el lote se aceptan, refuerzan o demuelen, habida cuenta también de los requisitos referentes a la durabilidad y a los Estados Límite de Servicio.

La **Instrucción de Hormigón Estructural de 2008 "EHE-08"**, se desarrolla con el objetivo de acabar con las dificultades surgidas de la reglamentación paralela que, en el pasado, llegó al paroxismo de mantener vigentes tres textos reglamentarios sobre el mismo material. Recuérdese a la EH, la EHPRE y la EP, que regulando el hormigón armado, el preparado, y el pretensado tenían un denominador común en el que convergían todas las contradicciones posibles: el hormigón. Ahora en esta nueva Instrucción, se regula el hormigón estructural en su conjunto.

La Instrucción EHE-08, incorpora en sus anejos textos que tienen carácter de mini instrucciones de hormigones especiales, tales como el hormigón reciclado, hormigón de fibras y el hormigón autocompactante. En cada anejo, correspondiente a cada tipo de hormigón, se desarrolla un apartado referente al control de calidad del mismo.

En lo referente al control de calidad del hormigón de obra (art. 71) especifica que el hormigón estructural debe estar fabricado en centrales con instalaciones para: almacenamiento de los materiales componentes, dosificación de los mismos, y amasado. Por lo tanto, el hormigón no fabricado en central sólo podrá utilizarse para el caso de usos no

estructurales, de acuerdo con lo indicado en el Anejo n°18. Este apartado marca un punto de inflexión respecto a las Instrucciones del hormigón anteriores, ya que sólo permite la elaboración de hormigón de central, que cumpla con los requisitos definidos en esta instrucción.

En cuanto a la conformidad de los materiales que componen el hormigón define que será suficiente el marcado CE para la comprobación de su conformidad.

En la "EHE-08" sustituye el ensayo de control del hormigón denominado 'Control reducido' por el ensayo de 'Control Indirecto', con la única modificación de los criterios de aceptación respecto a la anterior Instrucción, donde se define que esta modalidad de control sólo es aplicable en hormigones que poseen un distintivo de calidad oficialmente reconocido. A su vez en los ensayos de control estadísticos se modifican los requisitos para la formación y aceptación de lotes de hormigón:

- En el *control del hormigón de obra a nivel estadístico*, se modifica el criterio para la determinación del número de lotes por la Tabla 2.8, la cual elimina el número de amasadas. Si el hormigón suministrado posee un distintivo oficialmente reconocido podrá aumentarse su tamaño multiplicando los valores de la tabla 2.16 por 5 o por 2, en función del nivel de garantía para el que se ha efectuado el reconocimiento sea conforme con el apartado 5.1 o 6 del anejo n°. 19.

Límite superior	Tipo de elementos estructurales		
	Elementos a compresión (pilares, pilas muros portantes, pilotes, etc)	Elementos a flexión (vigas, forjados, tableros de puentes, muros de contención, etc.)	Macizos (zapatas, estribos de puente, bloques, etc)
Volumen	100 m ³	100 m ³	100 m ³
Tiempo	2 semanas	2 semanas	1 semana
Superficie construida	500 m ³	1.000 m ³	
Número de plantas	2	2	-

Tabla 2.8. División de la obra en lotes para un tipo de control estadístico. EHE-08.

Respecto al número de amasadas, se mantiene la relación entre el tamaño mínimo de la muestra y la resistencia especificada f_{ck} , pero se introduce en la Tabla 2.9 una columna dedicada al tamaño de la muestra para el control de identificación; es un control de conformidad que acepta un alto riesgo del consumidor porque la conformidad está confiada al rigor del sistema de control de producción avalado por la posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido "DOR" que cumpla con el apartado 5.1 del anejo nº. 19.

Resistencia característica especificada en proyecto f_{ck} (N/mm ²)	Hormigones con distintivos de calidad oficialmente reconocidos con nivel de garantía conforme con el apartado 5.1 del anejo 19.	Otros casos
$f_{ck} \leq 30$	$N \geq 1$	$N \geq 3$
$35 \leq f_{ck} \leq 50$	$N \geq 1$	$N \geq 4$
$f_{ck} > 50$	$N \geq 2$	$N \geq 6$

Tabla 2.9. Número de amasadas de lotes para un tipo de control estadístico. EHE-08.

- En la "EHE-08" el criterio de aceptación del hormigón contempla tres situaciones diferentes (Tabla 2.10):
 - Con distintivo, caso 1.
 - Sin distintivo.
 - o Fabricados en central ubicada fuera de la obra, caso 2.
 - o Fabricados en central ubicada en la obra, caso 3.

Caso de control estadístico	Criterio de aceptación	Observaciones
Control de identificación		
1	$X_i \geq f_{ck}$	
Control de recepción		
2	$f(\bar{x}) = \bar{x} - K_2 \cdot r_N \geq f_{ck}$	
3	$f(x_{(1)}) = x_{(1)} - K_3 \cdot S_{35} \geq f_{ck}$	A partir de la amasada 37ª $3 \leq N \leq 6$ A las amasadas anteriores a la 37ª, se les aplicará el criterio nº2.

Tabla 2.10. Criterios de aceptación de lotes para un tipo de control estadístico. EHE-08.

Donde: $f(\bar{x})$ y $f(x_{(1)})$, son funciones de aceptación. $X_{(1)}$, son cada uno de los valores medios obtenidos en las determinaciones de resistencia para cada una de las amasadas. \bar{x} , es el valor medio de los resultados obtenidos en las N amasadas ensayadas. σ , es el Valor de la desviación típica correspondiente a la producción del tipo de hormigón suministrado, en N/mm^2 , y certificado en su caso por el distintivo de calidad. δ , es el valor del coeficiente de variación de la producción del tipo de hormigón suministrado y certificado en su caso por el distintivo de calidad, f_{ck} , es el valor de la resistencia característica especificada en el proyecto. $K2$ y $K3$, son coeficientes que toman los valores reflejados en la Tabla 86.5.4.3.b de la EHE-08. $x_{(1)}$, es el valor mínimo de los resultados obtenidos en las últimas N amasadas. $x_{(N)}$, es el valor máximo de los resultados obtenidos en las últimas N amasadas. r_N , es el valor del recorrido muestral definido como $r_N = x_{(N)} - x_{(1)}$. S , es el valor de la desviación típica poblacional. s_{35} , es el valor de la desviación típica muestral, correspondiente a las últimas 35 amasadas.

II.3. Sistemas y Procesos de Encofrados y Cimbras

II.3.1. Introducción

La cimbra es un auténtico sistema estructural que recibe y transmite el peso, entre otros, del hormigón recién vertido a los forjados inferiores. Como cualquier elemento estructural debe proyectarse para resistir con la suficiente seguridad las cargas que recibe (Feld, 1975):

- Cargas gravitatorias que actúan sobre el encofrado, englobando tanto el peso del hormigón recién vertido (antes de endurecer) como de otros componentes del forjado (armaduras, piezas aligerantes) así como la sobrecarga de construcción constituida por el peso del equipo, operarios y métodos de transporte.
- Presiones hidrostáticas del hormigón en estado líquido y plástico; Incluyendo las fuerzas dinámicas no equilibradas durante el

vibrado de la masa de hormigón y las fuerzas estáticas durante el relleno de los encofrados.

- Presiones y succiones originadas por el viento, que son más desfavorables cuando todavía no se ha completado el forjado.
- Fuerzas de tracción horizontales debido al arranque y parada de equipos, en especial si se emplean pequeños vehículos de transporte o carretillas mecánicas.
- Cambio en las cargas aplicadas en los puntales durante el vertido y compactación del hormigonado, produciendo un efecto desestabilizador en la estructura sustentante con compresiones diferentes en los apoyos. Colocación no simétrica del hormigón sobre el encofrado o de acopio de materiales (Lew, 1985).

El imperativo sobre el rendimiento económico en las obras de construcción, condicionado por uno de sus factores principales como es la reducción del periodo de construcción, ha producido a lo largo de las últimas décadas la evolución y aparición de nuevos sistemas y procesos de encofrado y cimbrado, definidos en los apart. II.3.2 y II.3.3, respectivamente, de la presente tesis doctoral.

II.3.2. Sistemas de Encofrados y Cimbras

Los sistemas de encofrado y cimbrado más empleados en el proceso constructivo de forjados de hormigón in situ en el sector de la edificación, son los sistemas de puntales y sistemas de mesas.

Los sistemas de puntales pueden ser de dos tipos: Tipo A, con recuperación de material de cimbrado, y Tipo B, sin recuperación de material de cimbrado. Los de Tipo A, se dividen en: sistemas de losas, estos están formados por (Fig. 2.18a,b)), puntales, sopanda longitudinal (nº 1), cabezal recuperable (nº 2), sopanda transversal (nº 3) y tablero.

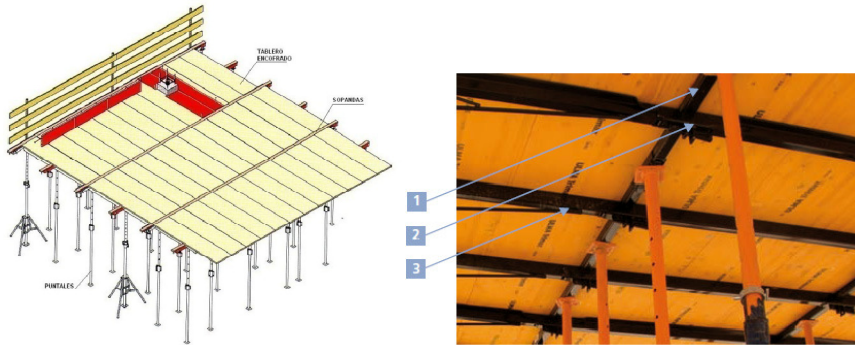


Fig. 2.18. Sistema de encofrado continuo de puntales para losas. a) Esquema general del sistema. b) Partes recuperables del sistema durante el clareado. ALSINA Y ULMA, 2011.

Los sistemas de puntales para sistemas de forjados reticulares están formados por (Fig. 2.19a,b): puntales, sopanda longitudinal (nº 1), cabezal recuperable (nº 2), sopanda transversal (nº 3) y cubetas (nº 4). Los de Tipo B están compuestos por: puntales, sopandas longitudinales, sopandas transversales y tablero o cubetas.

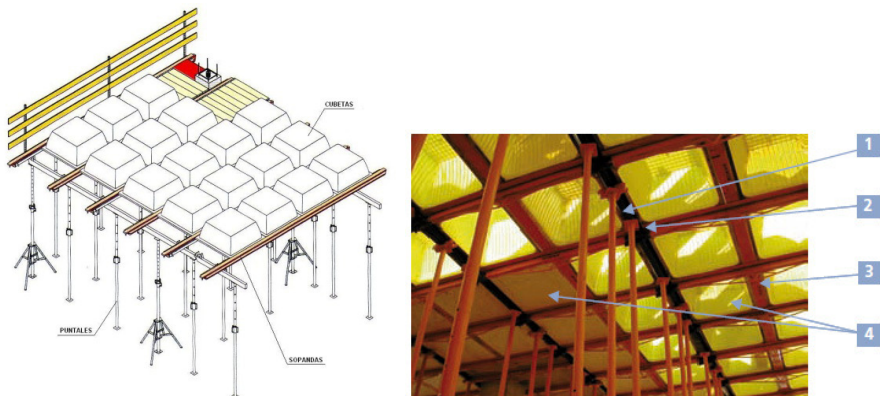


Fig. 2.19. Sistema de encofrado continuo de puntales para forjado bidireccional. a) Esquema general del sistema. b) Partes recuperables del sistema durante el clareado. ALSINA Y ULMA, 2011.

Los sistemas de mesas son un conjunto estructural unido rígidamente, compuesto por (Fig. 2.20a,b): mesa formada por tablero, vigas transversales y vigas longitudinales; cabezal, y estructura de sustentación (puntales o andamios).

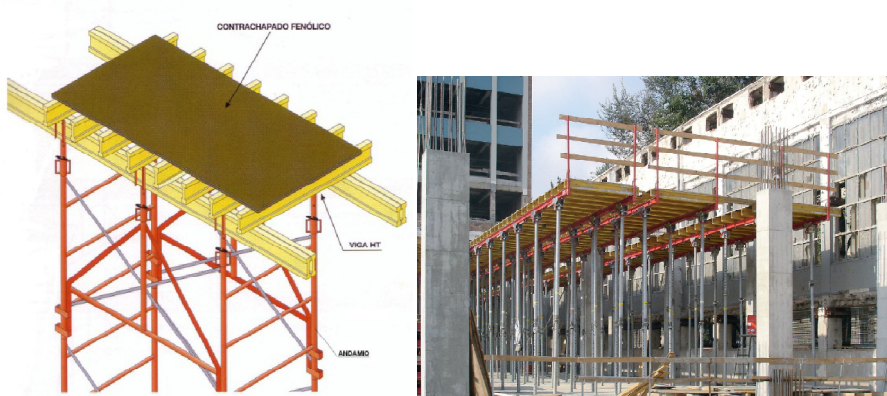


Fig. 2.20. Sistema de encofrado continuo de mesa. a) Esquema general del sistema, b) Sistema de mesa sobre puntales. ALSINA, 2011.

II.3.3. Procesos de Encofrado y Cimbrado

II.3.3.1. Proceso de Cimbrado y Descimbrado

El proceso de cimbrado y descimbrado está compuesto por dos etapas diferentes y consecutivas: la primera etapa "Cimbrado", se compone de la colocación del sistema de encofrado y cimbrado, donde posteriormente se va a proceder al hormigonado; la segunda etapa "Descimbrado", se compone del proceso de desmontaje del sistema de encofrado y cimbrado, en el momento establecido por la Dirección de la Obra. El proceso de Cimbrado y Descimbrado, podrá emplear la cantidad de juegos de cimbras y encofrado que sean necesarias por cada planta pudiendo tener 2, 3, o más plantas consecutivas cimbradas. Las principales desventajas de este proceso son: elevado coste del proceso debido al menor aprovechamiento del material de encofrado, puesto que hasta que no sea posible el desencofrado del forjado no se puede recuperar dicho material. Al mismo tiempo, mediante este proceso se obtienen coeficientes de carga mayores que en los demás procesos de cimbrado, alrededor de 2,25 y 2,38 para 2 y 3 juegos de cimbras. En la Fig. 2.21, se muestra un edificio con tres plantas consecutivas cimbradas.



Fig. 2.21. Proceso de cimbrado y descimbrado. Centro comercial Marienda, A Coruña.

II.3.3.2. Proceso de Cimbrado, Recimbrado y Descimbrado

Este proceso fue desarrollado por Taylor, (1967), el cual permite reducir de forma notable los períodos de hormigonado de sucesivos forjados. En principio, está concebido, para forjados de losas macizas, realizadas completamente in situ. El proceso consiste en descimbrar determinadas plantas, descargando completamente los puntales correspondientes, redistribuyendo de esta forma la carga entre los propios forjados recimbrados. Seguidamente, se apuntala de nuevo, asegurando el contacto entre los puntales y forjados, permitiendo que los puntales colaboren en la transmisión de los incrementos de carga. De este modo se obtiene que los forjados, a edades cortas, y en el momento de ser recimbrados, deban soportar única y exclusivamente su peso propio. La Fig. 2.22 muestra dos forjados consecutivos recimbrados.



Fig. 2.22. Proceso de cimbrado recimbrado y descimbrado.

Esta solución es, con mucho, la que introduce menores cargas a los forjados que sirven de apoyo al recién hormigonado. Así con *10 niveles* de forjado reapuntalados, al hormigonar un forjado, el forjado más bajo soportará un *11%* de la carga total, aproximadamente, mientras que el forjado en inmediato contacto con el que se está hormigonado soportará un *7%*. Si el reapuntalamiento se retira a los *21 días*, existiendo menor número de forjados reapuntalados, el forjado inferior soporta una carga del *14%* de la carga total y el superior un *9%* (Grossman, 1987). En los factores anteriores (*11 y 7%, 14 y 9%*), las diferencias entre las cargas introducidas lo han sido por la variación del módulo de deformación y, en consecuencia, de la rigidez de los forjados con la edad.

II.3.3.3. Proceso de Cimbrado, Clareado y Descimbrado

En la actualidad, el proceso de cimbrado y encofrado más empleado en la Comunidad Valenciana es el de cimbrado-clareado-descimbrado. En esta solución, los fondos de encofrado se retiran a los *2 o 3 días*, mientras que los puntales se mantienen por un plazo bastante superior, del orden de *21 días*. La posibilidad de desmontar el fondo de encofrado (tablero o cubeta, sopanda transversal y cabezal recuperable) sin necesidad de retirar los puntales, mediante unas uniones especiales (véase apart. II.3.2 "Sistemas de puntales de Tipo A"), permite obviar la complicación del reapuntalamiento y, sin embargo, permite disponer únicamente de *2 juegos* de encofrado. No obstante lo anterior, el sistema al no dejar deformar libremente al forjado último hormigonado, no produce una redistribución de esfuerzos. Por tanto, los coeficientes de carga de los forjados son sustancialmente mayores que en el proceso de cimbrado-recimbrado-descimbrado (con coeficientes máximos de *2,25 y 2,36* para *2 o 3 juegos* de cimbras).

La ventaja del sistema de cimbrado-clareado-descimbrado es evidente: una economía en la construcción y en la sencillez del sistema de encofrado. Una desventaja, además de la señalada en el párrafo anterior, es una mala adaptación a las geometrías irregulares en la planta, habituales en los solares de las ciudades españolas. Por otra parte, sin extenderme en estos aspectos, algunas soluciones de estos sistemas industrializados de encofrado realizan una distribución regular de sopandas (p. ej., cada 2,50 m. en una dirección). Es decir, se distribuyen sin valorar si esta distribución de sopandas es en la dirección de los nervios o en la dirección ortogonal ni si se está sopandando eficazmente a la jácena. En la Fig. 2.23 se muestra el proceso de cimbrado-clareado-descimbrado, de un edificio con una planta cimbrada y otra clareada.



Fig. 2.23. Proceso de cimbrado-clareado-descimbrado, en un edificio con una planta cimbrada y otra clareada.

II.4. Transmisión de Cargas Durante el Proceso de Cimbrado

II.4.1. Antecedentes

En el diseño de un edificio con estructura de hormigón armado se supone, habitualmente, que las cargas de construcción no rebasan las cargas características de servicio establecidas. Sin embargo, esto no siempre ocurre así, de manera que los forjados pueden verse sometidos a cargas mayores durante la fase constructiva que durante el uso normal del

edificio. Además, debe tenerse en cuenta que estas cargas de construcción actúan a edades en las cuales el hormigón no ha desarrollado aún toda su resistencia.

Por lo tanto, debe comprobarse en cada etapa de la construcción que los elementos estructurales son capaces de resistir las cargas que actúan sobre la estructura. Por lo tanto es fundamental que el análisis de las cargas que reciben los forjados y cimbras durante el proceso de construcción sea lo más preciso posible.

Las primeras investigaciones realizadas sobre el análisis de cargas producidas durante el proceso constructivo son debidas a Nielsen K., (1952). Las hipótesis simplificadas empleadas por éste para su análisis de la interacción entre las cimbras y las losas de los forjados, se pueden resumir en cuatro (Agarwal y Gardner, 1974):

1º Se desprecia la fluencia y retracción del hormigón en el análisis de las losas de los forjados; además, estas losas permanecen en comportamiento elástico.

2º Los puntales que sustentan a los forjados y encofrados pueden suponerse como un apoyo elástico, continuo y uniforme.

3º Se asume que los puntales más bajos descansan sobre una cimentación infinitamente rígida.

4º Los momentos torsores y las fuerzas de corte se desprecian para el cálculo de la cimbra.

El método de Nielsen consideraba la deformación de la losa y de los puntales. Además, Nielsen introdujo el factor de carga; es decir, para obtener la carga soportada por las losas y puntales, se multiplica el factor de carga ("load ratio") por la suma de los pesos del forjado y cimbra.

El método Nielsen tiene el grave inconveniente de su complicación. De hecho, la consideración de la deformación axil de los puntales hace que el método no sea práctico y, por tanto, para los técnicos que intervienen en la construcción tenga un interés muy limitado (Moragues, 1992). Los cálculos con el método Nielsen son extensos y de difícil aplicación a casos individuales (Argarwal y Gardner, 1974).

II.4.2. Modelos Teóricos de Cálculo de Transmisión de Cargas

El valor de la distribución de cargas calculada dependerá del modelo de la estructura creado. Este modelo debe ser lo más realista posible, puesto que existe un convencimiento general de que un conocimiento más detallado de la distribución de cargas habría ayudado a evitar algunos de los accidentes ocurridos durante la ejecución de edificios de hormigón. Por este motivo, en los últimos años se han desarrollado varios métodos teóricos que tratan de modelar el edificio de hormigón durante su ejecución.

A continuación se describen algunos de los principales métodos propuestos hasta la actualidad. No obstante, debe señalarse que ninguno de estos métodos está generalmente aceptado por las normativas vigentes. De hecho, los códigos y los trabajos de investigación que se han publicado han ido recomendando métodos radicalmente diferentes para el cálculo de la distribución de cargas durante la construcción del edificio.

II.4.2.1. Método Simplificado de Grundy y Kabaila, (1963)

Debido a la facilidad de aplicación del método de Grundy y Kabaila, (1963), este método es el más empleado para el cálculo de los coeficientes de carga del cimbrado en la actualidad.

Las principales simplificaciones introducidas por Grundy y Kabaila, (1963), respecto al método de K.E.C Nielsen, (1952), son la consideración de que los puntales son infinitamente rígidos en comparación con las losas

de los forjados; es decir, que la rigidez axial de los puntales es muy superior a la rigidez a flexión de los forjados, y que los puntales están lo suficientemente próximos para poder considerar sus reacciones como una carga distribuida. Además, los mismos autores introducen, en su artículo, un estudio respecto de la influencia de la consideración o no de la variación de rigidez entre las losas de los forjados. Es, posiblemente, el artículo de Grundy y Kabaila uno de los artículos más citados en el área de la construcción de sistemas estructurales y, después de más de cuarenta años, sigue teniendo perfecta vigencia. Por otra parte, facilitó a los técnicos el trabajo de evaluar las cargas durante la fase de construcción, cuestión inviable con el procedimiento de Nielsen.

Las hipótesis que introduce el trabajo de Grundy y Kabaila son, de forma resumida las siguientes:

VII. Se supone que los forjados inferiores consecutivos, a los que se transmite la carga del nuevo forjado, tienen todos la misma rigidez. Aunque sus edades son muy distintas, la variación del módulo elástico del hormigón " E_c " con la edad presenta un crecimiento muy rápido a edades cortas (Fig. 2.24).

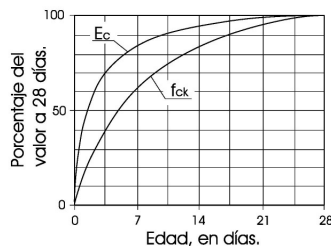


Fig. 2.24. Variación del módulo con la edad. J. Calavera, 1988.

VIII. Los puntales se consideran como infinitamente rígidos con respecto a la flexibilidad de los forjados. En puntales metálicos, esto es prácticamente exacto. En puntales de madera, la rigidez no es tan acentuada, pero los estudios realizados demuestran que la hipótesis de rigidez infinita conduce a resultados de la seguridad.

IX. Los puntales de planta más baja del edificio descansan sobre un suelo infinitamente rígido.

X. Los efectos de la retracción y fluencia pueden ser despreciados.

XI. Las cargas de los puntales pueden ser asimiladas a cargas uniformemente repartidas sobre los forjados.

Como se puede apreciar en el texto anterior, Grundy y Kabaila añaden a las hipótesis simplificadoras de Nielsen las dos hipótesis iniciales (rigidez relativa infinita de los puntales así como rigidez constante de los forjados, independientemente de su edad). De hecho, la variación más notable del método reside en la rigidez relativa infinita de los puntales. Esta propiedad hace que los puntales no se acorten por las cargas soportadas y, por tanto, todos los forjados se deformen exactamente lo mismo. Así pues, por ello y considerando que los forjados tienen la misma rigidez, cualquier incremento de carga se reparte, a parte iguales, entre todos los forjados que colaboran.

Las leyes que dan lugar de forma clara a las hipótesis anteriormente citadas son:

1ª Ley: Si hay n plantas cimbradas (es decir, n forjados apoyados sobre puntales) cuando se hormigona el último, su peso propio de valor q kp/m² se reparte entre los n forjados inferiores, correspondiendo a cada uno (Ec. 2.10):

$\frac{q}{n} \frac{kg}{m^2}$	(2.10)
------------------------------	---------------

2ª Ley: Si hay n plantas cimbradas, al descimbrar la inferior, la diferencia entre la carga total q_1 que recibía y su peso propio q se reparte entre los n forjados superiores, correspondiendo a cada uno la carga calculada mediante la Ec. 2.11.

$$\frac{q_1 - q_{kp}}{n \cdot m^2} \quad (2.11)$$

Las Figs. 2.25 a 2.28, recogen los valores de los coeficientes de carga, conforme a la definición establecida por Nielsen, para los casos más habituales de 2 y 3 juegos de cimbras. Se considera rigidez constante de los forjados, sin variación con la edad, y apoyados, en su planta más baja, sobre un suelo infinitamente rígido.

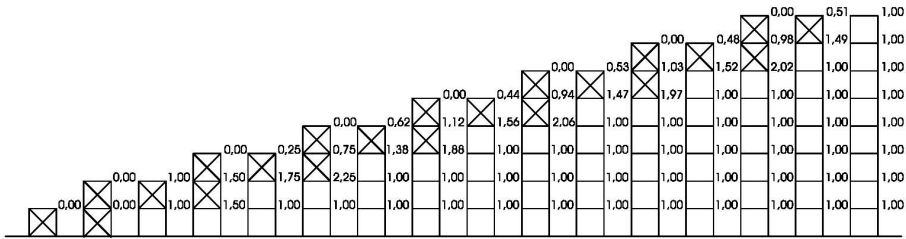


Fig. 2.25. Factor de carga, en los forjados, con dos juegos de cimbras en un edificio de ocho plantas, sobre solera infinitamente rígida.

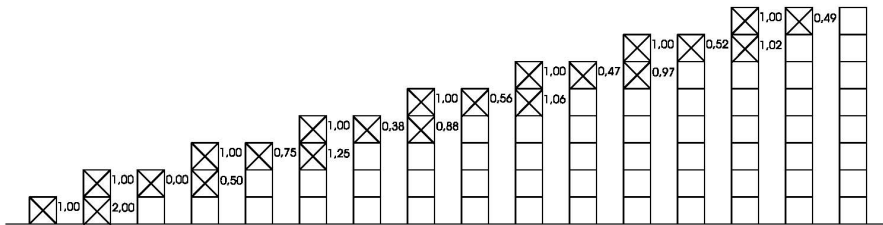


Fig. 2.26. Factor de carga, en los puntales, con dos juegos de cimbras en un edificio de ocho plantas, sobre solera infinitamente rígida.

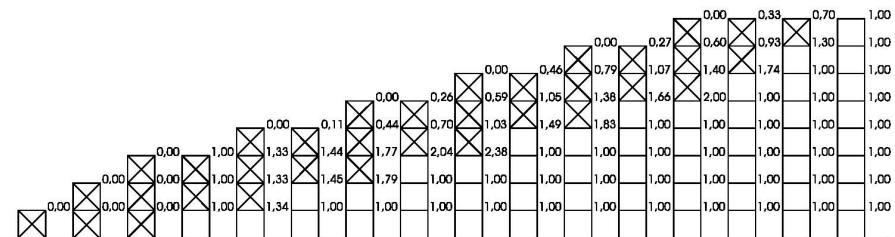


Fig. 2.27. Factor de carga, en los forjados, con tres juegos de cimbras en un edificio de ocho plantas, sobre solera infinitamente rígida.

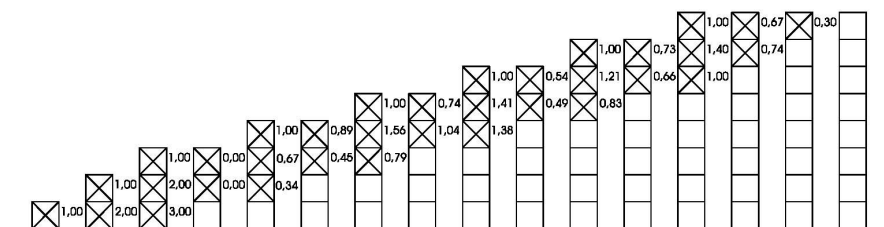


Fig. 2.28. Factor de carga, en los puntales, con tres juegos de cimbras en un edificio de ocho plantas, sobre solera infinitamente rígida.

Como se observa en las cuatro figuras anteriores, al incrementar de 2 a 3 juegos de cimbras se incrementa el valor máximo del coeficiente de carga. Este valor máximo se produce, siempre, en el forjado que ocupa el número de orden, desde la cimentación, igual al número de cimbras; es decir, el segundo forjado con 2 juegos de cimbras y el tercer forjado con 3 juegos de cimbras. Los valores máximos obtenidos son 2,25 y 2,38 respectivamente^{vii}. Para 4 juegos de cimbras, el valor máximo obtenido es de 2,43. Sin embargo, es preciso señalar que con un mayor número de juegos de cimbras se obtiene mayor factor de carga exclusivamente en un número pequeño de forjados y, en consecuencia, la mayoría de los forjados se encuentran en mejor situación. La carga máxima se obtiene, en cualquier caso, en la etapa donde el forjado 2º, para 2 juegos de cimbras, o 3º, para 3 juegos de cimbras, soporta el hormigonado del forjado 4º y 6º, respectivamente.

Por otra parte, el valor máximo de carga en los puntales se produce en los puntales situados inmediatamente encima de la cimentación o solera, considerada infinitamente rígida. De hecho, en este caso el factor de carga es igual al número de plantas cimbradas. Así, para 3 juegos de cimbras el factor de carga es igual a 3,0 lo que significa, para un forjado de 300 kp/m^2 , una carga de valor (Ec. 2.12):

^{vii} Habitualmente, para 3 juegos de cimbras, el valor dado por la literatura científica es de 2,36 (Laisi y Nieger, 1979), sin embargo, realizando un redondeo a dos decimales con 3 juegos de cifras y colocando la centésima de exceso al forjado de mayor edad, se produce la pequeña diferencia de 2,36 a 2,38. En cualquier caso, la consideración de la variación de la rigidez en función de la edad introduce mayores diferencias relativas.

$$Q_{\text{máx.}} = 3 \cdot (\text{peso propio} + \text{peso cimbra}) \approx 3 \cdot 1,10 \cdot 300 \approx 1.000 \text{ kp/m}^2 \quad (2.12)$$

Esta carga ha sido calculada considerando un peso de la cimbra igual al 10% del peso del forjado. Esta carga, por metro cuadrado, debe compararse con la carga que soportan los puntales de la cimbra para establecer si la seguridad es suficiente. La carga de agotamiento, para un puntal telescópico, habitualmente empleado en la Comunidad Valenciana, con un espesor medio de 2 mm, diámetro exterior de 48 mm., y una altura libre entre forjados de 3,20 metros, es de 1.200 kg (Alsina, 2011).

Los valores mecánicos más importantes de una sección hueca de diámetro exterior 48 mm., y espesor 2 mm., son (Arcelor, 2011): Área 2,91 cm²; y radio de giro 1,64 cm.

La esbeltez mecánica λ , puede calcularse mediante la Ec. 2.13.

$$\lambda = \frac{l'_k}{I} \quad (2.13)$$

Donde: I , es el radio de giro, de valor 1,64 cm en este caso, y l'_k es la longitud de pandeo, determinada según la Ec. 2.14.

$$l'_k = \beta \cdot L \quad (2.14)$$

Donde: β , es un coeficiente de valor 1,0 para una sección biarticulada (hipótesis favorable, dado que es harto dudoso de que está impedido el corrimiento de su baricentro), y L , es la longitud real de la pieza. Por tanto, considerando una longitud real de valor 4,00 metros, para el caso de una planta baja, y de valor 2,40 metros para el caso de una planta de garaje, por ejemplo, se tendría los siguientes valores de la esbeltez mecánica para la planta baja:

$$\lambda_{\text{planta baja}} = \frac{1,0 \cdot 4,00}{1,64} \approx 244 \quad (2.15)$$

Y para la planta de garaje:

$$\lambda_{\text{garaje}} = \frac{1,0 \cdot 240}{1,64} \approx 147 \quad (2.16)$$

En el caso de la planta baja es superior al valor de 200, que no se recomienda superar para elementos principales. En cualquier caso, aplicando el criterio de dimensionamiento, se tendrá un coeficiente de pandeo, ω , de valor 9,96, en el caso de puntal de 4,00 metros de altura y 3,81 en puntales de una planta de 2,40 metros de altura libre. Por lo tanto, la comprobación será, para una planta baja:

$$\sigma^* = \frac{Y_f \cdot P \cdot \omega}{A} = \frac{1,35 \cdot 1.000 \cdot 9,96}{2,91} \approx 4.620,61 > \sigma_u = 2.600 \quad (2.17)$$

Y para la planta de garaje de altura 2,40 metros:

$$\sigma^* = \frac{Y_f \cdot P \cdot \omega}{A} = \frac{1,35 \cdot 1.000 \cdot 3,81}{2,91} \approx 1.767,52 < \sigma_u = 2.600 \quad (2.18)$$

Es decir, en el caso de puntales con área de influencia de un metro cuadrado, en plantas bajas de altura libre 4,00 metros la condición sería claramente insuficiente. Sin embargo, en el caso de plantas sótano para garaje, la condición sería aceptable, siempre para un factor de carga de valor 3,0 y considerando el puntal biapoyado.

La falta de verificación de la condición de seguridad en plantas bajas de 4,00 metros no implica otra cosa que la falta de garantías de una solución así proyectada. Es decir, no implica el colapso de la estructura. De hecho, al no ser infinita la rigidez de los puntales, se produce una cierta deformación de los mismos y, por tanto, el valor de la carga, que transmiten hasta la solera, menor.

La tabla 2.11 (Laisi y Nieger, 1979) demuestra que el problema de una excesiva carga en los puntales de la planta más baja, no se reduce considerando otros esquemas de cimbrado o de cimbrado-recimbrado.

Cimbrado + Recimbrado	Máximo factor de carga en:		Factor de carga (converge) en:	
	Forjado	Puntales	Forjado	Puntales
1+1	1,50	1,00	1,50	1,00
1+2	1,34	1,00	1,34	1,00
1+3	1,25	1,00	1,25	1,00
1+4	1,20	1,00	1,20	1,00
1+5	1,17	1,00	1,17	1,00
2+0	2,25	2,00	2,00	1,00
2+1	1,83	2,00	1,78	1,11
2+2	1,75	2,00	1,67	1,17
2+3	1,61	2,00	1,60	1,21
2+4	1,60	2,00	1,56	1,25
2+5	1,55	2,00	1,53	1,24
3+0	2,36	3,00	2,00	1,34
3+1	2,10	3,00	1,87	1,37
3+2	1,97	3,00	1,80	1,40
3+3	1,84	3,00	1,76	1,42
3+4	1,77	3,00	1,72	1,43
3+5	1,77	3,00	1,70	1,43

Tabla 2.11. Valores máximos de los factores de carga en forjado y puntales para distintos tipos de cimbrado y recimbrado. Laisi y Nieger, 1979.

Las Figs. 2.29 a 2.32 representan los valores del factor de carga, en los forjados y puntales, para el caso de un primer forjado sanitario con rigidez idéntica a los restantes forjados (Figs. 2.29 y 2.30) y rigidez doble en el caso de las Figs. 2.31 y 2.32.

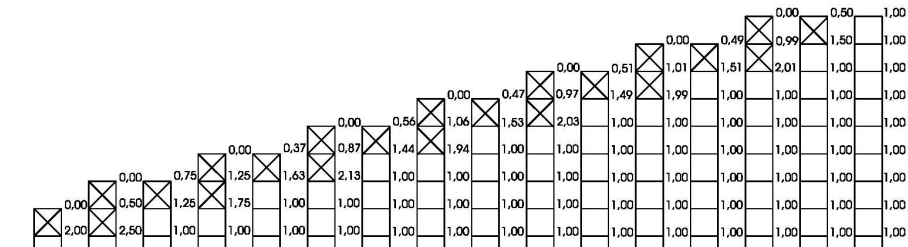


Fig. 2.29. Factor de carga, en los forjados, con dos juegos de cimbras en un edificio de ocho plantas, sobre forjado sanitario.

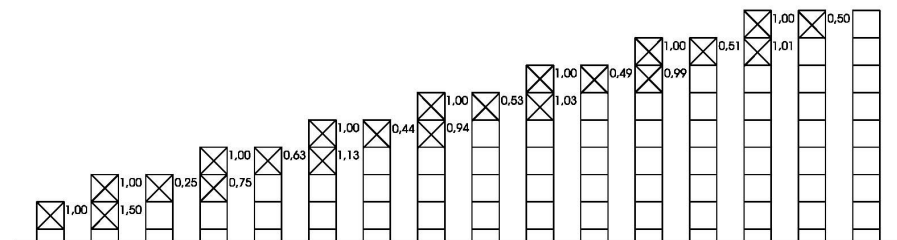


Fig. 2.30. Factor de carga, en los puntales, con dos juegos de cimbras en un edificio de ocho plantas, sobre forjado sanitario.

mismo, dado que se añade al hecho de la acumulación de cargas en las plantas más bajas, por transmisión de la tabiquería.

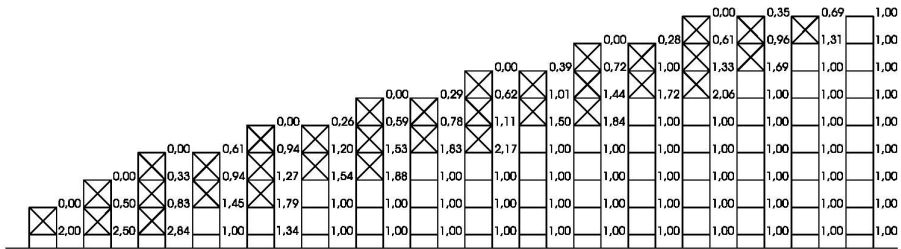


Fig. 2.33. Factor de carga, en los forjados, con tres juegos de cimbras en un edificio de ocho plantas, sobre forjado sanitario de idéntica rigidez al resto de forjados.

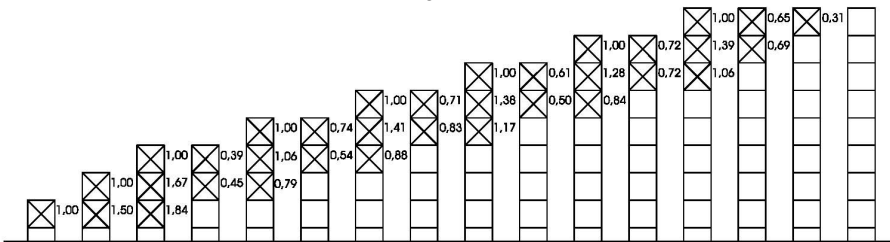


Fig. 2.34. Factor de carga, en los puntales, con tres juegos de cimbras en un edificio de ocho plantas, sobre forjado sanitario de idéntica rigidez al resto de forjados.

Las Figs. 2.33 y 2.34 exponen los factores de carga obtenidos para una edificación de ocho plantas, con tres juegos de cimbras, sobre forjado sanitario de igual rigidez que el resto de los forjados. Tal y como sucede con dos juegos de cimbras, los factores de carga máxima, de valor 2,36-2,38 en el tercer forjado, se reduce a valor 2,17. Además, disminuye notablemente el valor máximo del factor de carga sobre los puntales, que pasa de valor 3,0 a valor 1,84, siempre en el forjado más bajo.

En cuanto a la técnica de cimbrado-recimbrado-descimbrado (véase apart. II.3.3.2 del presente estudio de investigación) los valores de los factores de carga se reducen drásticamente (Tabla 2.12). Desde el punto de vista resistente es mejor emplear una única planta cimbrada y varias plantas recimbradas.

Número de plantas cimbradas		Número de plantas recimbradas				
		0	1	2	3	4
1	Forjado	2,00	1,50	1,33	1,25	1,20
	Cimbra	1,00	1,00	1,0	1,00	1,00
	Recimbrado	-	1,00	1,0	1,00	1,00
2	Forjado	2,25	1,83	1,75	1,67	1,59
	Cimbra	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
	Recimbrado	-	1,00	1,00	1,00	1,00
3	Forjado	2,38	2,21	1,98	1,84	1,78
	Cimbra	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
	Recimbrado	-	1,00	1,00	1,00	1,00

Tabla 2.12. Valores máximos de los factores de carga, calculados mediante las hipótesis del método simplificado (Gardner, 1985).

En las Figs. 2.35 a 2.38 se recogen los factores de carga para los casos de una planta cimbrada y dos plantas recimbradas en un edificio de ocho plantas, considerando las hipótesis simplificadoras establecidas por Grundy y Kabaila. El mayor coeficiente de carga obtenido en el forjado es de 1,50 y 1,33, para un juego de cimbra y una planta recimbrada, y un juego de cimbra y dos plantas recimbradas, respectivamente. Estos valores del factor de carga en los forjados para un edificio de ocho plantas son muy inferiores a los calculados mediante la técnica de cimbrado-descimbrado, cuyos valores son 2,25 y 2,38 para dos y tres juegos de cimbras, respectivamente.

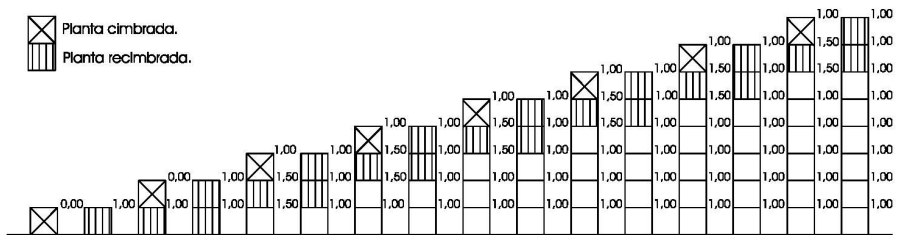


Fig. 2.35. Factor de carga, en los forjados, con una planta cimbrada y otra recimbrada, en un edificio de ocho plantas, sobre solera infinitamente rígida.

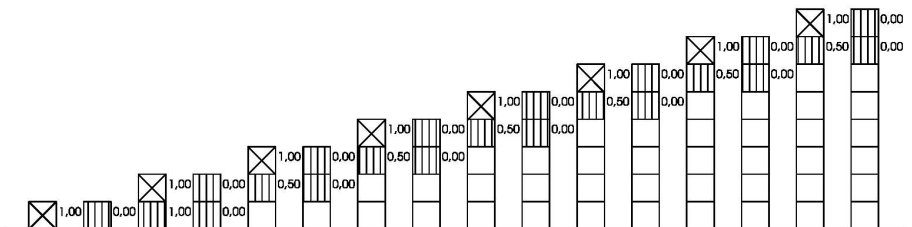


Fig. 2.36. Factor de carga, en los puntales, con una planta cimbrada y otra recimbrada, en un edificio de ocho plantas, sobre solera infinitamente rígida.

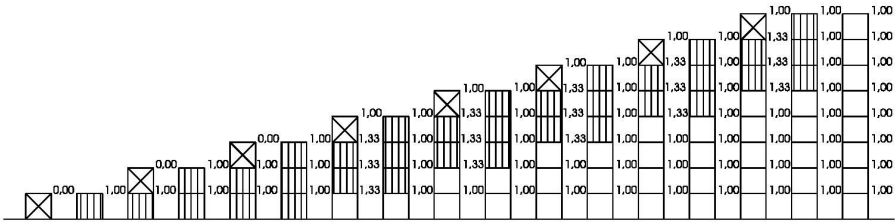


Fig. 2.37. Factor de carga, en los forjados, con una planta cimbrada y dos recimbradas, en un edificio de ocho plantas, sobre solera infinitamente rígida.

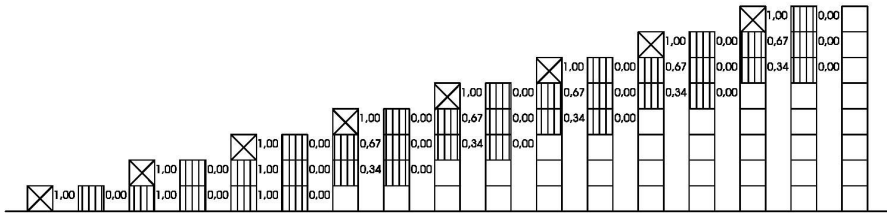


Fig. 2.38. Factor de carga, en los puntales, con una planta cimbrada y dos recimbradas, en un edificio de ocho plantas, sobre solera infinitamente rígida.

La técnica del recimbrado, incluso reconociendo la reducción de las cargas sobre la estructura y las cimbras, tiene bastantes inconvenientes: hay que señalar que es una técnica inusual en nuestro país; es muy cara por precisar mucha mano de obra; prácticamente incontrolable en la obra; va en contra de todas las normativas vigentes en cuanto al aumento de flechas que se producen en los forjados; y desprecia la capacidad que poseen las estructuras dúctiles de redistribuir los esfuerzos, reduciendo por sí mismas los ratios de carga elásticas, cuando la estructura no puede soportarlas (Álvarez, 1984).

Los valores de carga obtenidos en este apartado son valores sin mayorar. De hecho por este motivo, es factible afirmar, que la fase de construcción constituye una prueba de carga.

Ahora bien, en cualquier comprobación estructural se ha de introducir una seguridad mediante el empleo de unos coeficientes de mayoración de acciones. De hecho, se pretende reducir a un valor muy pequeño la posibilidad de que se alcance la situación de agotamiento. El coeficiente de ponderación, mayoración, de las acciones durante la fase de construcción no ha de ser inferior, según EHE-08, a 1,35.

En cualquier caso parece un coeficiente excesivamente bajo dada la aleatoriedad de cargas variables, en particular de la sobrecarga de construcción. Es frecuente encontrar valores más altos al referirse a los coeficientes de mayoración durante la fase de construcción, siendo el coeficiente $Y_f=1,4$, el habitualmente empleado (Gardner, 1985).

Como peso de la cimbra se considera, normalmente, el diez por ciento del peso propio del forjado^{viii}.

Debido a la excelente aproximación del método simplificado con los resultados obtenidos en mediciones de obra (véase apartado II.4.4), se emplea un coeficiente corrector de valor 1,10. Las tablas 2.13 y 2.14 reproducen los factores de carga teóricos y experimentales para ambos grupos de resultados experimentales así como la desviación entre los resultados obtenidos. Como se aprecia el resultado es más ajustado cuando se emplea un módulo de deformación variable con la edad. Sin embargo, esto último complicaría en exceso el método y no resulta operativo.

Nivel de forjado	Ciclo de construcción	Carga impuesta (Kp/cm ²)		
		Teórica (X)	Experimental (Y)	Error en % ^{ix}
6	A-7	854	752	-14
7	A-8	854	918	7
8	A-9	854	1.023	17
9	A-10	854	662	-29
10	A-11	854	891	4

Tabla 2.13. Comparación entre los resultados aplicando el método simplificado y los resultados de la obra; ensayos Laisi y Nieger, 1979.

^{viii} Si se trata de una planta recimbrada es habitual, emplear como peso propio del reapuntamiento un 5% del peso del forjado.

^{ix} Error relativo expresado por $[(Y/X)/Y] \times 100$.

Edificio	Nivel	Máximo factor de carga en forjado					Máximo factor de carga en puntales					
		(1)	(2)	(3)	(2)/(1)	(3)/(1)	(4)	(5)	(6)	(5)/(4)	(6)/(4)	
A	7	1,88	1,72	1,83	0,91	0,97	1,65	1,40	1,58	0,85	1,13	
	8	1,93	1,70	1,85	0,88	0,96	1,51	1,46	1,57	0,97	1,08	
	9	1,91	1,72	1,74	0,90	0,91	1,70	1,42	1,58	0,84	1,11	
	10	2,02	1,72	1,99	0,85	0,99	1,37	1,43	1,46	1,04	1,02	
	11	1,07	1,13	0,99	1,06	0,93	1,68	1,44	1,62	0,86	1,13	
	12	-	-	-	-	-	1,64	1,43	1,61	0,87	1,13	
			Valor medio			0,92	0,95	Valor medio			0,90	1,10
		Desviación típica			0,08	0,03	Desviación típica			0,08	0,04	
B	19	2,11	-	2,11	-	1,00	1,48	-	1,41	-	0,95	
	20	1,34	-	1,30	-	0,97	1,44	-	1,44	-	1,00	
	21	-	-	-	-	-	1,45	-	1,41	-	0,97	
			Valor medio			-	0,99	Valor medio			-	0,98
			Desviación típica			-	0,02	Desviación típica			-	0,02

(1), (4) Medidas de obra (resultados); (2), (5) Cálculo método simplificado con módulo de deformación del hormigón constante; (3), (6) Cálculo método simplificado con módulo de deformación del hormigón variable.

Tabla 2.14. Comparación entre los resultados aplicando el método simplificado y los resultados de la obra; ensayos de Agawal y Gardner. Liu et al., 1985.

En cuanto a la sobrecarga de construcción, el método más operativo consiste en considerar que la sobrecarga de construcción equivale al peso propio del forjado y, por tanto, tras el hormigonado de un forjado se reparte entre los "n" forjados que colaboran. Así, el factor de carga mayorado, por el cual hay que multiplicar el peso propio del forjado para obtener la carga a la que está sometido, se obtiene a partir de la Ec. 2.19 (Gardner, 1985), (Calavera, 1988):

$$K_d = [1,10 \cdot 1,10 \cdot Y_f \cdot K + 1/N] \cdot P \cdot P \quad (2.19)$$

Donde: K_d , es el factor de carga mayorado. K , es el factor de carga sin mayorar, obtenido por el método simplificado. Y_f , es el coeficiente de ponderación de acciones, no menor a 1,35 y, habitualmente, 1,40. N , es el número de plantas cimbradas y, caso de existir plantas cimbradas y recimbradas, la suma de ellas. Como se observa en la ecuación 2.19, el coeficiente de ponderación, Y_f , no afecta a la sobrecarga de construcción. Como señala J. Calavera, (1988), no se ha mayorado por considerar que la regla adoptada (sobrecarga de

construcción igual al peso propio) contiene, en sí misma, el margen de seguridad adecuado. Sin embargo, el proyectista puede estimar que la sobrecarga es insuficiente e incrementar su valor o afectarlo por el coeficiente de ponderación, Y_r . De hecho, en los resultados de la tabla 2.14, se incluye el peso debido a la sobrecarga de construcción. P. P, es el peso propio del forjado.

La Tabla 2.15 recoge, de acuerdo con la Ec. 2.19, los factores de carga ponderados, de cálculo, por los que hay que multiplicar al peso propio del forjado considerado para obtener, en un proceso de cimbrado y recimbrado, las cargas mayoradas actuantes sobre los distintos forjados.

Los ciclos de construcción establecidos, fases a) y b), se corresponden, la fase a) al descimbrado de la planta más baja y la fase b) al hormigonado de la planta superior. Los ciclos de construcción 1,2,3,4 y 5 pertenecen a otros tantos forjados ejecutados, respecto al nivel considerado.

Nº de plantas cimbradas y recimbradas	Nivel de forjado	CICLO DE CONSTRUCCIÓN									
		1		2		3		4		5	
		a	b	a	b	a	b	a	b	a	b
1 cimb. + 0 recimbr.	1º	1,54	3,94								
	2º	1,54	3,94								
	3º	1,54	3,94								
1 cimb. + 1 recimbr.	1º	1,54	1,54	2,19	3,04						
	2º	2,19	3,04	2,19	3,04						
	3º	2,19	3,04	2,19	3,04						
1 cimb. + 2 recimbr.	1º	1,54	1,54	1,54	1,54	2,02	2,60				
	2º	1,54	1,54	2,02	2,60	2,02	2,60				
	3º	2,02	2,60	2,02	2,60	2,02	2,60				
1 cimb. + 3 recimbr.	1º	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54	1,94	2,37		
	2º	1,54	1,54	1,54	1,94	1,94	2,37	1,94	2,37		
	3º	1,54	1,54	1,94	2,37	1,94	2,37	1,94	2,37		
	4º	1,94	2,37	1,94	2,37	1,94	2,37	1,94	2,37		

N° de plantas cimbradas y recimbradas	Nivel de forjado	CICLO DE CONSTRUCCIÓN									
		1		2		3		4		5	
		a	b	a	b	a	b	a	b	a	b
2 cimbr. + 0 recimbr.	1°	0,00	0,00	2,19	3,04						
	2°	2,19	3,04	3,46	4,31						
	3°	0,92	1,77	2,84	3,68						
	4°	1,55	2,40	3,14	3,99						
	5°	1,25	2,09	2,99	3,84						
	Converge a	1,35	2,19	3,04	3,89						
2 cimbr. + 1 recimbr.	1°	0,00	0,00	1,54	1,54	2,03	2,60				
	2°	1,54	1,54	2,87	3,43	2,03	2,60				
	3°	1,18	1,74	2,74	3,30	2,03	2,60				
	4°	1,32	1,87	2,81	3,37	2,03	2,60				
	5°	1,25	1,81	2,77	3,33	2,03	2,60				
	6°	1,28	1,84	2,79	3,35	2,03	2,60				
Converge a	1,27	1,82	2,81	3,37	2,03	2,60					
2 cimbr. + 2 recimbr.	1°	0,00	0,00	1,54	1,54	1,54	1,54	1,94	2,37		
	2°	1,54	1,69	2,31	2,31	1,94	2,37	1,94	2,37		
	3°	0,77	0,77	2,37	2,79	1,94	2,37	1,94	2,37		
	4°	1,52	1,94	2,79	3,21	1,94	2,37	1,94	2,37		
	5°	1,10	1,52	2,59	3,01	1,94	2,37	1,94	2,37		
	6°	1,30	1,72	2,69	3,11	1,94	2,37	1,94	2,37		
	7°	1,20	1,62	2,64	3,06	1,94	2,37	1,94	2,37		
	Converge a	1,23	1,66	2,66	3,08	1,94	2,37	1,94	2,37		
2 cimbr. + 3 recimbr.	1°	0,00	0,00	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54	1,89	2,23	
	2°	1,54	1,54	2,31	2,31	1,54	1,54	1,89	2,23	1,89	2,23
	3°	0,77	0,77	1,93	1,93	1,89	2,23	1,89	2,23	1,89	2,23
	4°	1,16	1,16	2,54	2,88	1,89	2,23	1,89	2,23	1,89	2,23
	5°	1,25	1,59	2,59	2,93	1,89	2,23	1,89	2,23	1,89	2,23
	6°	1,20	1,54	2,57	2,91	1,89	2,23	1,89	2,23	1,89	2,23
	7°	1,22	1,55	2,57	2,91	1,89	2,23	1,89	2,23	1,89	2,23
	Converge a	1,22	1,55	2,57	2,90	1,89	2,23	1,89	2,23	1,89	2,23
3 cimbr.	1°	0,00	0,00	0,00	0,00	2,03	2,60				
	2°	0,00	0,00	2,03	2,59	2,79	3,37				
	3°	2,03	2,59	2,77	3,33	3,79	4,37				
	4°	0,52	1,08	1,52	2,08	2,86	3,43				
	5°	0,77	1,33	2,11	2,67	3,15	3,72				
	6°	1,11	1,67	2,15	2,70	3,28	3,86				
	7°	0,79	1,35	1,91	2,47	3,08	3,65				
	Converge a	0,89	1,45	2,01	2,57	3,15	3,72				

Tabla 2.15. Valores de cálculo, ponderados, de los factores de carga de los forjados, en función del número de plantas cimbradas y recimbradas (tomado parcialmente de Gardner, 1985).

Los valores de la Tabla 2.15 consideran, en todo momento aplicada una sobrecarga de construcción; es decir, la sobrecarga de

construcción no está aplicada únicamente en el momento del hormigonado sino que permanece, en un único forjado, durante todo el proceso de construcción.

Estas cargas mayoradas obtenidas hacen referencia a las comprobaciones en agotamiento y, por supuesto, deben compararse de acuerdo con la teoría de los estados límites con la respuesta de la estructura. En cualquier momento y para cada edad y etapa de construcción, debe ocurrir que la respuesta minorada de la estructura, R_d , sea mayor que la sollicitación mayorada actuante, S_d , es decir:

$$R_d \geq S_d$$

(2.20)

En caso contrario el técnico puede considerar diversas alternativas. Entre otras cabe citar:

- Incrementar la resistencia característica del hormigón con objeto de incrementar, del mismo modo, la respuesta última de la estructura a la edad considerada.
- Modificar el proceso de cimbrado, en el sentido de disminuir el factor de carga, caso de un problema de excesiva sollicitación, o incrementar el ciclo de construcción, caso de un problema de excesiva velocidad de construcción.
- Reducir el peso propio del forjado, modificando el tipo de forjado que se proyecta construir, o, si es posible, reduciendo la sobrecarga de construcción o el coeficiente de ponderación de acciones^x.
- Introducir, con extremada atención por parte de la dirección facultativa, procesos tales como el recimbrado.

^x La reducción de los coeficientes de ponderación de las acciones Y_t , es posible siempre y cuando no sea por debajo del valor límite recomendado.

-Proyectar y dimensionar, aunque redundante en mayor costo económico, la estructura para cargas superiores a las que tendrá en el periodo de utilización del edificio, conocido como vida útil de la estructura.

II.4.2.2. Método Refinado de Liu et al., (1985, 1987)

Posteriormente a la aparición del Método Simplificado de Grundy y Kabaila, (1963), Liu, Chen y Bowman, (1985, 1987), desarrollaron un nuevo método de cálculo de los factores de carga, basado en el método simplificado. A este nuevo modelo se le conoce como el Método Refinado.

El Método Refinado representa el edificio de una forma más real que el simplificado. Las principales hipótesis del método simplificado de Grundy y Kabaila, (1963), consisten en asumir que los puntales son infinitamente rígidos y que todos los forjados de hormigón poseen la misma rigidez. Sin embargo, el Método Refinado trabaja con la rigidez real de los puntales y con la rigidez variable en el tiempo de las losas. Este método ofrece, además, la posibilidad de crear modelos 2D o 3D de la estructura.

Las principales hipótesis simplificadoras en las cuales se basa el Método Refinado son:

- I. Las losas tienen en todo momento un comportamiento elástico, considerando la variación de su rigidez con respecto al tiempo.
- II. El peso y geometría de todos los forjados se asumen como similares.
- III. Las juntas entre puntales y losa de hormigón se consideran como conexiones ancladas.

- IV. Los ejes de cada losa de hormigón se consideran empotrados o apoyados en cada extremo.
- V. Los puntales son considerados como apoyos elásticos uniformemente distribuidos, con una misma rigidez axial finita.
- VI. La cimentación es infinitamente rígida e indeformable.

Basándose en estas hipótesis, los resultados de los factores de carga obtenidos mediante este método refinado difieren en gran medida de los obtenidos mediante el método simplificado. Con base en su investigación, Liu et al. analizaron las diferencias entre los resultados obtenidos con las versiones 2D y 3D del modelo refinado y el modelo simplificado. Para ello, estudiaron un edificio típico, como el que se muestra en la Fig. 2.39. La resistencia característica del hormigón considerado en el análisis es de 41 MPa , con un módulo elástico de 35 GPa . Los puntales empleados son de madera, con una sección rectangular maciza de $50 \times 100 \text{ mm}$. El módulo elástico y la resistencia a compresión de la madera se estimaron en 775 GPa y $5'6 \text{ MPa}$ (paralelo a la fibra), respectivamente. El ciclo constructivo considerado es de dos plantas apuntaladas y una reapuntalada, con un ritmo de ejecución de una planta por semana.

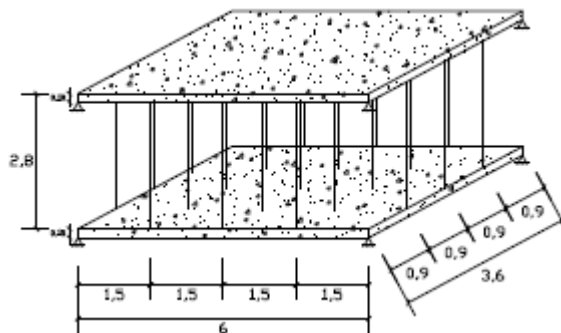


Fig. 2.39. Modelo estructural de la modelización, medidas en metros. Liu et al., 1985.

En la Tabla 2.16 se muestran los factores de carga máxima del modelo estructural de la Fig. 2.44, en losas de hormigón y puntales,

obtenidos por Liu et al., (1985, 1986), considerando la losa empotrada en sus extremos, por el método refinado, tanto los modelos de 2 y 3 dimensiones, comparados con los factores de carga obtenidos por el método simplificado de Grundy y Kabaila, (1963).

Paso	Nivel	Método Simplificado		Método Refinado 2D		Método Refinado 3D	
		Puntales	Losa	Puntales*	Losa*	Puntales*	Losa*
1	1	1,00		1,00	0,00	0,97	0,03
2	1	2,00		1,86	0,26	1,76	0,31
	2	1,00		1,00	0,00	0,96	0,03
3,4	1		1,00		1,30		1,23
	2	0,00	1,00	0,81	0,70	0,79	0,77
5	1	1,00	1,00	0,48	1,50	0,38	1,45
	2	1,00	1,00	0,98	1,09	0,94	1,19
	3	1,00		1,00	0,00	0,99	0,04
6	1		1,33		1,72		1,63
	2	0,33	1,34	0,95	1,20	0,92	1,28
	3	0,67	0,33	0,99	0,07	0,98	0,09
7,8	1		1,00		1,00		1,00
	2		1,50		1,62		1,63
	3	0,50	0,50	0,87	0,38	0,87	0,45
9	1		1,34		1,22		1,09
	2	0,34	1,83	0,26	1,94	0,11	1,79
	3	1,17	0,83	1,19	0,84	0,91	0,70
	4	1,00		1,00	0,00	0,57	0,50
10	1		1,00		1,00		1,00
	2		1,95		2,06		1,84
	3	0,95	0,94	1,07	0,90	0,91	0,73
	4	0,89	0,11	0,99	0,04	0,55	0,52

*Los resultados mostrados son resultados medios, obtenidos en puntales y losas de cada plano.

Tabla 2.16. Factores de carga obtenidos por el método simplificado y método refinado 2D y 3D. Liu et al., 1985, 1987.

Los autores obtuvieron resultados medios prácticamente idénticos con la aplicación de los modelos 2D y 3D en el caso estudiado. Por el contrario, señalaron que los resultados del modelo simplificado deben corregirse mediante un coeficiente de ponderación alrededor de 1,05 a 1,10, para poder ser utilizados de forma conservadora.

El principal inconveniente del Método Refinado frente al simplificado consiste en que exige la utilización de un software de elementos finitos o de análisis matricial. Además, se debe crear un modelo

para cada operación constructiva, por lo que la aplicación del Método Refinado se convierte en una tarea laboriosa, especialmente en el caso de la versión 3D. Éste es el principal motivo por el que este modelo se utiliza menos que el simplificado.

II.4.2.3. Método E.F.M, (1990)

En el año 1990, Stivaros y Halvorsen con la finalidad de mejorar los resultados de los factores de carga, obtenidos mediante los métodos Simplificado y Refinado, propusieron el método E.F.M "Equivalent Frame Method".

El EFM fue propuesto por primera vez en la revisión del código de edificación de la ACI Committee 311, (1970) como método de diseño de estructuras de hormigón armado.

Stivaros y Halvorsen, con base en su trabajo realizado recomiendan extender el EFM al diseño de procesos constructivos de edificios de hormigón. Este método, del mismo modo que el método refinado, supone el empleo de un software para el análisis de la estructura. Sin embargo, en este caso, resulta suficiente con disponer de un software basado en el cálculo matricial, sin necesidad de recurrir a los elementos finitos. El EFM es un modelo de la estructura en 2D, basado en las siguientes suposiciones:

- I. Los puntales se reemplazan por apoyos elásticos de rigidez equivalente a la rigidez total de los puntales correspondientes.
- II. Se asume que las uniones entre losas y puntales son articulaciones.
- III. Se considera la cimentación como infinitamente rígida.

La principal diferencia respecto al modelo refinado 2D reside en que el EFM sí considera la deformación vertical de los pilares de hormigón. De hecho, el EFM presenta dos variantes: el modelo de la estructura como

pórtico de un único vano, o el modelo como un pórtico de varios vanos. En la Fig. 2.40 se muestra esquemáticamente un edificio representado según las suposiciones propuestas por el EFM. Los puntales son elementos verticales tipo barra, con una rigidez equivalente a la rigidez total de los puntales ubicados en la fila. Las losas se representan como elementos tipo viga, de ancho igual a la distancia entre pilares y canto igual al canto real de la losa. Los pilares de hormigón son también elementos tipo barra, con dimensiones de la sección idénticas a las reales.

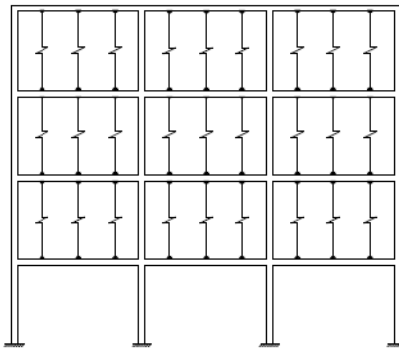


Fig. 2.40. Modelo típico del E.F.M con varios vanos. Stivaros y Halvorsen, 1990.

Stivaros y Halvorsen emplearon el ejemplo de Liu et al., (1985, 1987), ya descrito en el apartado anterior, para la comparación y validación de los resultados de su nuevo método. En la Fig. 2.41 se muestran los factores de carga máximos obtenidos en losas, mediante la aplicación de los métodos teóricos descritos hasta ahora. En el caso del EFM de varios vanos, los resultados mostrados corresponden a un vano interior.

En la Fig. 2.41 las operaciones constructivas se expresan mediante dos números. El primero de ellos hace referencia al último forjado hormigonado. El segundo se refiere a la fase constructiva: el (1) se refiere al hormigonado del nivel superior, el (2) se corresponde con la retirada del reapuntalamiento del nivel inferior, y el (3) indica la retirada del apuntalamiento del nivel inferior.

A partir de la Fig. 2.41, se puede concluir que el modelo refinado y el EFM de un vano conducen a unas solicitaciones máximas prácticamente idénticas. De hecho, la única diferencia del EFM monovano con respecto al modelo refinado 2D reside en no despreciar la deformación vertical de las columnas.

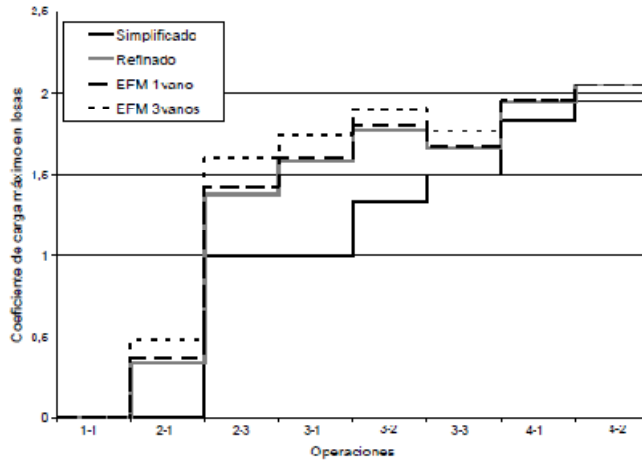


Fig. 2.41. Comparación de los resultados de los factores de carga en losas, obtenidos mediante los métodos Simplificado, Refinado y E.F.M. Stivaros y Halvorsen, 1990.

Por el contrario, sí que existen mayores desviaciones entre los resultados propuestos por el método refinado y por el EFM de varios vanos. Ya que, al considerar un pórtico de más de un vano, la deformación de las columnas sí influye sobre las cargas máximas soportadas por las losas. Stivaros y Halvorsen recomiendan el empleo del modelo de varios vanos, puesto que representa la estructura de hormigón mediante un pórtico continuo más real. Además, este modelo multivano también puede proporcionar información sobre los esfuerzos de cortante que aparecen en las uniones losa-pilar.

El método simplificado también predice correctamente el lugar y el paso constructivo (operación 4-2) en el que se registran las solicitaciones máximas. Además, las diferencias entre los resultados del método simplificado y EFM se encuentran por debajo del 5%. Sin embargo, Stivaros

y Halvorsen señalaron que estas diferencias pueden resultar mucho más significativas en otros esquemas constructivos, por lo que el coeficiente de modificación de 1'05-1'10 propuesto por Liu et al., (1985, 1987) puede llevar a resultados erróneos.

Para estudiar este comportamiento, Stivaros y Halvorsen consideraron distintas combinaciones de número de plantas apuntaladas y reapuntadas. En la Fig. 2.42 se muestran los factores de carga en losas, obtenidos por el método simplificado y el EFM, para distintas combinaciones de número de plantas apuntaladas y reapuntadas. A partir de las figuras, se concluye que las desviaciones entre el método simplificado y el EFM fluctúan mucho según el esquema constructivo seleccionado. Efectivamente, para el ejemplo presentado por Liu et al. (dos plantas apuntaladas y una reapuntada) las diferencias están por debajo del 5%. Sin embargo, éstas son mucho mayores para otras combinaciones.

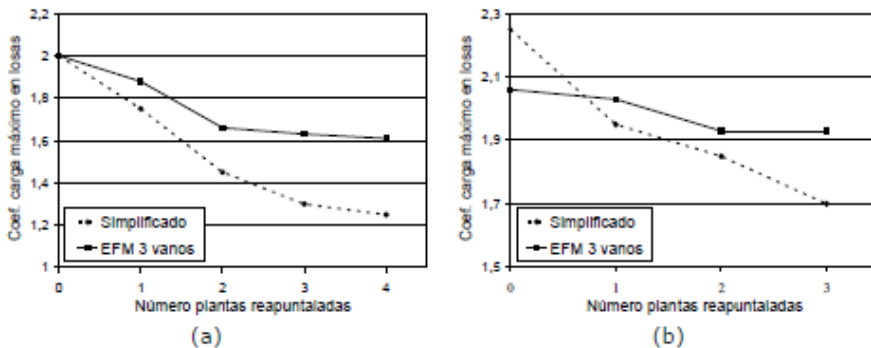


Fig. 2.42. Comparación de los factores de carga máximos en losas obtenidos mediante los métodos E.F.M de 3 vanos, y método Simplificado.

Stivaros y Halvorsen, (1991), compararon los resultados de su EFM con los del análisis de elementos finitos y los del método simplificado. Para ello, aplicaron los tres métodos a un caso real, concretamente al edificio desplomado en Cocoa Beach, Florida (1981). Al final de este trabajo, los autores concluyeron que el EFM es un método efectivo para estimar la distribución de cargas en la construcción de edificios de hormigón, con un

nivel de precisión y esfuerzo computacional razonables. El estudio mostró también la no validez del método simplificado para el edificio analizado, estableciéndose asimismo la necesidad de utilizar los modelos de varios vanos antes que los de un único vano.

Más tarde, los propios Stivaros y Halvorsen (1992) presentaron un programa computacional para el cálculo de cargas de construcción basado en su modelo EFM.

II.4.2.4. Método de Mosallam y Chen, (1991)

En 1991, Mossallam y Chen desarrollaron un nuevo modelo para el cálculo de los coeficientes de carga en losas y puntales durante la construcción de edificios de hormigón. El objetivo de este nuevo método se basa en mejorar el modelo refinado 2D previamente desarrollado por Liu et al., (1985, 1987), mediante la consideración de más parámetros constructivos.

El modelo computacional empleado para la representación de la estructura coincide en su mayoría con el propuesto en el refinado. La única diferencia consiste en no despreciar la deformación vertical de las columnas. Mossallam y Chen asumieron un comportamiento elástico de los pilares, con una rigidez dependiente del tiempo. En este modelo se considera que las columnas son hormigonadas una semana antes (7 días antes) del forjado que van a sustentar.

La principal novedad del modelo de Mossallam y Chen no reside, en consecuencia, en el modelado de la estructura en construcción. El cambio más significativo proviene de suponer que la distribución de cargas en la estructura varía durante el tiempo que transcurre entre dos operaciones de construcción consecutivas. De esta manera, las cargas en la estructura se calculan dos veces, al inicio y al final de cada paso

constructivo. El modelo asume que la variación de la distribución de cargas en este periodo de tiempo se produce de manera lineal.

Las principales hipótesis en las que está basado el método de Mossallam y Chen, (1991), son:

- I. El comportamiento de los forjados y pilares se considera elástico, y su rigidez depende del tiempo.
- II. Los puntales en los procesos de cimbrado y recimbrado son asimilados como soportes elásticos con una rigidez finita.
- III. La rigidez de la cimentación se considera como la rigidez de una losa de cimentación de iguales características que los forjados de la misma estructura.
- IV. Los pilares inferiores al último forjado a hormigonar tienen una edad de 7 días.
- V. La distribución de cargas de construcción en puntales y forjados se considera que varía durante el periodo de tiempo definido entre el hormigonado de forjados consecutivos.

Una vez presentado su nuevo modelo, Mossallam y Chen compararon sus resultados con los propuestos por el método simplificado. Para ello, seleccionaron el ejemplo clásico propuesto por Liu et al., (1985, 1987), con unos pilares de sección cuadrada $500 \times 500 \text{ mm}$. Efectuaron el análisis para dos ciclos constructivos diferentes: tres plantas apuntaladas y dos plantas apuntaladas más una reapuntalada. En la Tablas 2.17 y 2.18 se incluyen los resultados obtenidos por Mossallam y Chen en su estudio para el caso de tres plantas cimbradas, y dos plantas apuntaladas y una reapuntalada, respectivamente.

Paso	Nivel	Método Simplificado		Mossallam y Chen, sin redistribución		Mossallam y Chen, con redistribución	
		Puntales	Losa	Puntales	Losa	Puntales	Losa
1	1	1,00		1,00		1,00	
2	1	2,00	0,00	1,76	0,43	1,51	0,86
	2	1,00		1,00		1,00	
3	1	3,00	0,00	2,15	0,67	1,34	0,85
	2	2,00	0,00	1,66	0,48	1,08	1,15
	3	1,00		1,00		1,00	
4	1		1,00		1,70		1,07
	2	0,00	1,00	0,78	1,01	0,06	1,03
	3	0,00	1,00	0,80	0,34	0,08	0,94
5	1		1,33		1,91		1,29
	2	0,33	1,33	0,94	1,34	0,32	1,36
	3	0,66	1,34	1,22	0,82	0,70	1,42
	4	1,00		1,00		1,00	
6	1		1,00		1,00		1,00
	2		1,44		1,80		1,07
	3	0,44	1,45	0,87	1,09	0,06	1,03
	4	0,89	0,11	0,90	0,16	0,09	0,94
7	2		1,78		2,02		1,28
	3	0,77	1,78	1,01	1,42	0,33	1,35
	4	1,55	0,45	1,43	0,64	0,71	1,41
	5	1,00		1,00		1,00	
8	2		1,00		1,00		1,00
	3		2,03		1,93		1,05
	4	1,03	0,71	0,95	0,94	0,07	1,02
	5	0,74	0,26	0,88	0,18	0,10	0,93
9	3		2,36		2,15		1,27
	4	1,36	1,04	1,13	1,27	0,34	1,34
	5	1,40	0,60	1,41	0,66	0,72	1,40
	6	1,00		1,00		1,00	
10	3		1,00		1,00		1,00
	4		1,49		1,88		1,05
	5	0,49	1,05	0,85	1,04	0,08	1,01
	6	0,54	0,46	0,87	0,23	0,11	0,93

Tabla 2.17. Comparación de los factores de carga máximos en losas y puntales, para tres niveles de cimbrado, obtenidos mediante los métodos Simplificado, Mossallam y Chen, (1991), sin redistribución y con redistribución. Mossallam y Chen, 1991.

A partir de estas Tablas 2.17 y 2.18, se puede establecer que los resultados del método simplificado difieren significativamente de los del método de Mossallam y Chen. Las diferencias entre las solicitaciones máximas propuestas por ambos métodos son muy grandes.

Paso	Nivel	Método Simplificado		Mossallam y Chen, sin redistribución		Mossallam y Chen, con redistribución	
		Puntales	Losa	Puntales	Losa	Puntales	Losa
1	1	1,00		1,00		1,00	
2	1	2,00	0,00	1,76	0,43	1,51	0,86
	2	1,00		1,00		1,00	
3,4	1		1,00		1,42		1,07
	2	0,00	1,00	0,56	0,66	0,06	0,97
5	1	1,00	1,00	0,62	1,60	0,39	1,32
	2	1,00	1,00	0,97	1,09	0,72	1,41
	3	1,00		1,00		1,00	
6	1		1,33		1,93		1,27
	2	0,33	1,34	0,95	1,24	0,29	1,31
	3	0,67	0,33	0,83	0,09	0,62	0,51
7,8	1		1,00		1,00		1,00
	2		1,50		1,65		1,47
	3	0,50	0,50	0,73	0,39	0,50	0,59
9	1		1,34		1,22		1,22
	2	0,34	1,83	0,25	1,98	0,25	1,80
	3	1,17	0,83	1,18	0,84	1,12	1,10
	4	1,00		1,00		1,00	
10	1		1,00		1,00		1,00
	2		1,95		2,10		1,63
	3	0,95	0,94	1,07	0,89	0,75	0,91
	4	0,89	0,11	0,98	0,04	0,62	0,51

Tabla 2.18. Comparación de los factores de carga máximos en losas y puntales, para dos niveles de cimbrado y uno recimbrado, obtenidos mediante los métodos Simplificado, Mossallam y Chen, (1991), sin redistribución y con redistribución. Mossallam y Chen, 1991.

Los resultados obtenidos por el método Simplificado, para tres niveles de cimbrado, sobrestiman el máximo factor de carga de los forjados alrededor del 66%. Este error se puede asociar relativamente al despreciar el cambio de la carga de construcción durante los ciclos constructivos en un 51%, y en un 15% a la combinación de otras suposiciones. Para dos niveles de cimbrado y uno descimbrado, el método Simplificado sobrestima el máximo valor del factor de carga en los forjados en un 8%, y un 32% en puntales.

Las principales conclusiones del estudio de Mossallam y Chen, (1991), son:

- El método Simplificado es adecuado para el cálculo de la situación de los máximos factores de carga en forjados y

losas. Sin embargo, sobrestima los valores de los factores de carga.

- El principal error del método Simplificado es despreciar el cambio de la distribución de la carga durante dos fases consecutivas. Este error se incrementa con el aumento del número de cimbras, y los valores son inaceptables para más de tres niveles de cimbras.
- La hipótesis de la rigidez infinita de los puntales empleada en el método Simplificado afecta al máximo factor de carga de los puntales más que a los forjados. El error de esta hipótesis es más acusado cuando se emplean puntales de madera. Por lo tanto, el método de Mossallam y Chen, (1991), que considera la rigidez finita de los puntales se ajusta más a la realidad que el método Simplificado.
- La hipótesis de rigidez infinita de la cimentación tiene una pequeña influencia en los coeficientes de carga de los puntales de alrededor del 11% mayor en este método.
- La hipótesis de igual rigidez de los forjados presenta una pequeña influencia sobre el factor de carga.
- La influencia de las condiciones de contorno de este método tienen muy poca influencia en los factores de carga de los forjados. Sin embargo, al considerar los forjados como simplemente apoyados, el valor del factor de carga en los puntales aumenta en un 43%.
- La rigidez de los puntales presenta una escasa influencia en el valor de los factores de carga.

II.4.2.5. Método Simplificado Modificado de Mossallam y Chen, (1991)

Una vez establecida la importancia de la redistribución de cargas en el método de Mosallam y Chen, (1991); estos aplicaron este concepto

de la evolución del módulo de elasticidad del hormigón sobre el método simplificado, desarrollando así el Método Simplificado Modificado. El resto de las hipótesis, en las cuales se basa el método simplificado original se mantienen. La distribución de cargas se calcula dos veces por operación: al inicio y al final de cada paso constructivo.

Igual que el simplificado, la aplicación del Método Simplificado Modificado conduce a distribuciones de cargas que son independientes de algunos parámetros importantes de la obra. En consecuencia, este método también presenta una distribución de cargas que es función exclusivamente del esquema constructivo empleado, es decir, del número de plantas cimbradas y recimbradas, y del módulo elástico en caso de que se considere una rigidez del hormigón variable con el tiempo.

En las Figs. 2.43 a 2.46 se muestran las distribuciones de cargas en forjados y puntales obtenidas aplicando el método Simplificado Modificado para esquemas constructivos típicos que ya fueron analizados con el método simplificado. En concreto, se presentan los ciclos constructivos de tres plantas cimbradas y de dos plantas cimbradas y una recimbrada. De esta manera, se comparan los resultados obtenidos con ambos modelos simplificados y se observa la influencia que tiene el considerar la redistribución de cargas durante el periodo de tiempo en el que no se aplican cargas adicionales a la estructura.

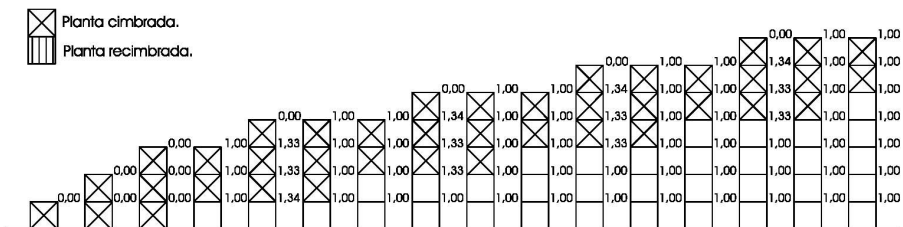


Fig. 2.43. Factores de carga en forjados, para un edificio de 7 plantas, calculados para 3 niveles de cimbrado, mediante el Método Simplificado Modificado.

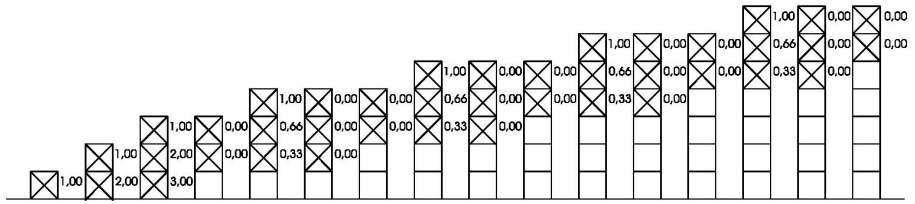


Fig. 2.44. Factores de carga en puntales, para un edificio de 7 plantas, calculados para 3 niveles de cimbrado, mediante el Método Simplificado Modificado.

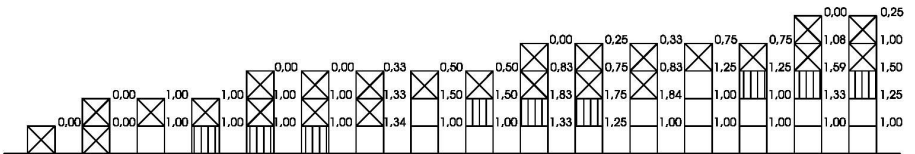


Fig. 2.45. Factores de carga en forjados, para un edificio de 5 plantas, calculados para 2 niveles de cimbrado y uno recimbrado, mediante el Método Simplificado Modificado.

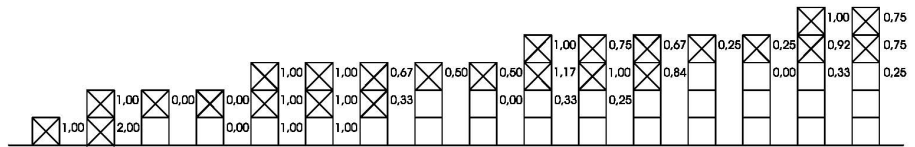


Fig. 2.46. Factores de carga en puntales, para un edificio de 5 plantas, calculados para 2 niveles de cimbrado y uno recimbrado, mediante el Método Simplificado Modificado.

En ambos casos se ha supuesto que la rigidez de losas se mantiene constante en el tiempo. Grundy y Kabaila, (1963), demostraron que esta simplificación no conduce a errores significativos. De hecho, Chen y Mossallam, (1991) también estudiaron la influencia de despreciar la evolución del módulo elástico del hormigón con el tiempo, llegando también a la misma conclusión.

En los dos ejemplos estudiados, las solicitaciones máximas en puntales calculadas con el modelo de Chen y Mossallam son similares a las obtenidas con el método simplificado original. Esto se debe a que las cargas máximas en puntales se registran cuando la estructura se encuentra apuntalada hasta el suelo. En esta situación no existe redistribución de cargas puesto que, aunque la rigidez finita de las losas aumente con el tiempo, la rigidez de los puntales respecto a éstas sigue siendo infinita. Por lo tanto, toda la carga sigue transmitiéndose a través de los puntales directamente hasta el suelo.

Sin embargo, las solicitaciones máximas en losas se producen cuando las plantas inferiores han sido liberadas de puntales. En esta situación sí que se origina una redistribución de cargas en la estructura. En consecuencia, los esfuerzos máximos en losas propuestos por el Método Simplificado Modificado no coinciden con los del método Simplificado de Grundy y Kabaila, 1963. En la Fig. 2.47 se compara la evolución del esfuerzo en la losa más solicitada calculada por ambos métodos.

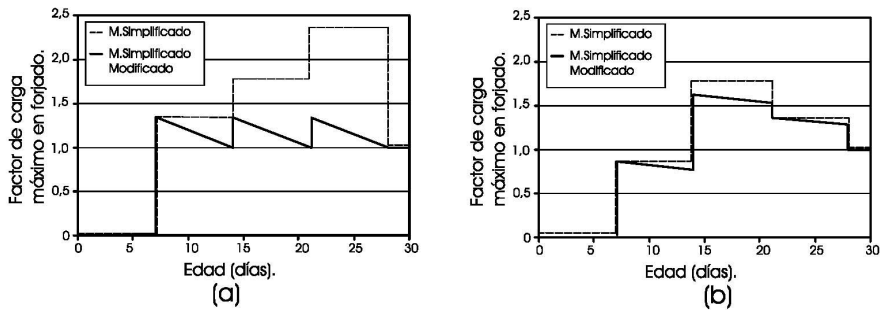


Fig. 2.47. Comparación de los valores de los factores de carga obtenidos mediante el método Simplificado y el Simplificado Modificado. a) Tres plantas cimbradas, b) Dos plantas cimbradas y una recimbrada. Mossallam y Chen, 1991b.

En el caso de tres plantas cimbradas, los resultados propuestos por los dos métodos son muy diferentes. Por ello, Chen y Mossallam concluyeron que, en el caso de esquemas constructivos sin recimbrado, debe emplearse el Método Simplificado Modificado con un coeficiente de mayoración de 1'10 para todas las cargas de construcción.

En el caso de dos plantas cimbradas y una recimbrada, por el contrario, los resultados de los dos métodos comparados son muy parecidos. Chen y Mossallam indicaron que en el caso de esquemas constructivos con plantas cimbradas y recimbradas puede emplearse el método simplificado clásico para el cálculo de la distribución de cargas, aunque también puede utilizarse el modificado si se quieren unos resultados más precisos.

II.4.2.6. Análisis Mejorado de El-Shahhat y Chen, (1992)

El-Shahhat y Chen, (1992), con base en su investigación, desarrollaron un nuevo método de cálculo de factores de carga en forjados y puntales, denominado Análisis Mejorado. Este método se divide en dos partes; la primera se basa en el empleo del modelo Refinado 2D para el cálculo de las operaciones de hormigonado. Mientras que la segunda parte calcula los factores de carga tras el descimbrado, durante la cual se calcularán las cargas en puntales mediante la aplicación de la compatibilidad de desplazamientos.

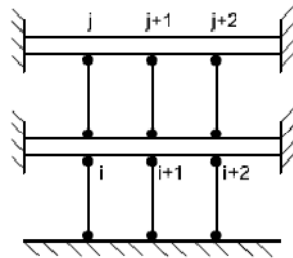


Fig. 2.48. Estructura del sistema de cimbrado previa al descimbrado de la planta inferior.

En la estructura mostrada en la Fig. 2.48, el paso siguiente n , consiste en la retirada del apuntalamiento inferior. El procedimiento para el cálculo de los factores de carga relativos a este paso n según este método es el siguiente:

1. Los desplazamientos $\delta_{i,n-1}, \delta_{i+1,n-1}, \dots$ son los desplazamientos de los puntos de la estructura calculados en el paso previo ($n-1$) y $P_{i/n,n-1}, P_{i+1/n,n-1}, \dots$ son las cargas en los puntales en ese mismo paso, donde los subíndices i y j hacen referencia a los puntos de la losa inferior y superior, respectivamente, conectados mediante el puntal i/j .

2. En la Fig. 2.49, si sólo se considera a la losa inferior sometida a una carga de su peso propio w , los desplazamientos de los puntos se pueden calcular mediante la Ec. 2.21.

$$\begin{aligned}
 \delta_{i,n} &= \delta_{i,n}^w + \alpha_1 p_{i/j,n} + \alpha_4 p_{i+1/j+1,n} + \alpha_7 p_{i+2/j+2,n} \\
 \delta_{i+1,n} &= \delta_{i+1,n}^w + \alpha_2 p_{i/j,n} + \alpha_5 p_{i+1/j+1,n} + \alpha_8 p_{i+2/j+2,n} \\
 \delta_{i+2,n} &= \delta_{i+2,n}^w + \alpha_3 p_{i/j,n} + \alpha_6 p_{i+1/j+1,n} + \alpha_9 p_{i+2/j+2,n}
 \end{aligned}
 \tag{2.21}$$

Donde: $\delta_{i,n}^w$, es la flecha en el punto i debido al peso propio w . Los valores α_1 , α_2 y α_3 , son los coeficientes de desplazamiento en los puntos i , $(i+1)$ e $(i+2)$, respectivamente, debidos a una carga unidad aplicada en el punto i . Los coeficientes α_4 , α_5 y α_6 , se corresponden a una carga unitaria sobre el punto $(i+1)$, y α_7 , α_8 y α_9 , son valores correspondientes a una carga unitaria en el punto $(i+2)$.

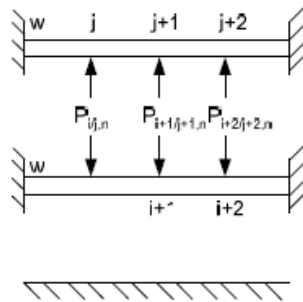


Fig. 2.49. Equilibrio estático de los forjados después del descimbrado de la planta inferior.

3. Los desplazamientos relativos de cada punto pueden ser obtenidos mediante la Ec. 2.22.

$$\begin{aligned}
 \delta_{i,n}^r &= \delta_{i,n} - \delta_{i,n-1} \\
 \delta_{i+1,n}^r &= \delta_{i+1,n} - \delta_{i+1,n-1} \\
 \delta_{i+2,n}^r &= \delta_{i+2,n} - \delta_{i+2,n-1}
 \end{aligned}
 \tag{2.22}$$

Donde $\delta_{i,n}^r$ es el desplazamiento relativo del punto i en el paso n .

4. Los desplazamientos relativos de los puntos j , de la losa superior, pueden calcularse a partir de los desplazamientos relativos de los puntos de la losa inferior y de los puntales que los unen.

$$\delta_{j,n}^r = \delta_{i,n}^r - \delta_{i/j,n-1}^r + \delta_{i/j,n}^r \quad (2.23)$$

Donde: $\delta_{j,n}^r$ es el desplazamiento relativo del punto i . $\delta_{i/j,n-1}^r$ y $\delta_{i/j,n}^r$ son las deformaciones axiales del puntal calculadas en el paso $n-1$ y n , respectivamente, que se definen como:

$$\begin{aligned} \delta_{i/j,n-1} &= \frac{P_{i/j,n-1} \cdot L}{E \cdot A} \\ \delta_{i/j,n} &= \frac{P_{i/j,n} \cdot L}{E \cdot A} = C \cdot p_{i/j,n} \end{aligned} \quad (2.24)$$

Donde: L , es la longitud del puntal. EA , es la rigidez axial del puntal. Del mismo modo, el desplazamiento relativo de otros puntos será:

$$\begin{aligned} \delta_{j+1,n}^r &= \delta_{i+1,n}^r - \delta_{i+1/j+1,n-1} + \delta_{i+1/j+1,n} \\ \delta_{j+2,n}^r &= \delta_{i+2,n}^r - \delta_{i+2/j+2,n-1} + \delta_{i+2/j+2,n} \end{aligned} \quad (2.25)$$

5. Los desplazamientos de los puntos j , también se pueden calcular analizando individualmente la losa superior bajo su peso propio y las reacciones en los puntales:

$$\begin{aligned} \delta'_{j,n} &= \delta_{j,n}^w - \alpha'_1 p_{i/j,n} - \alpha'_4 p_{i+1/j+1,n} + \alpha'_7 p_{i+2/j+2,n} \\ \delta'_{j+1,n} &= \delta_{j+1,n}^w - \alpha'_2 p_{i/j,n} - \alpha'_5 p_{i+1/j+1,n} - \alpha'_8 p_{i+2/j+2,n} \\ \delta'_{j,n} &= \delta_{j,n}^w - \alpha'_3 p_{i/j,n} - \alpha'_6 p_{i+1/j+1,n} - \alpha'_9 p_{i+2/j+2,n} \end{aligned} \quad (2.26)$$

Donde el superíndice ($'$) significa que los nuevos coeficientes se calculan teniendo en cuenta la edad diferente de cada losa.

6. Como el desplazamiento relativo calculado por ambas vías deber ser el mismo, se cumplirá la Ec. 2.27.

$$\delta'_{j,n} = \delta^r_{j,n} \quad (2.27)$$

Sustituyendo, se obtiene el siguiente sistema matricial de ecuaciones:

$$\begin{bmatrix} \alpha_1 + \alpha'_1 + C & \alpha_4 + \alpha'_4 & \alpha_7 + \alpha'_7 \\ \alpha_2 + \alpha'_2 & \alpha_5 + \alpha'_5 + C & \alpha_8 + \alpha'_8 \\ \alpha_3 + \alpha'_3 & \alpha_6 + \alpha'_6 & \alpha_9 + \alpha'_9 + C \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} P_{i/j,n} \\ P_{i+1/j+1,n} \\ P_{i+2/j+2,n} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \delta^w_{j,n} + \delta_{i/j,n-1} + \delta_{i,n-1} - \delta^w_{i,n} \\ \delta^w_{j+1,n} + \delta_{i+1/j,n-1} + \delta_{i+1,n-1} - \delta^w_{i+1,n} \\ \delta^w_{j+2,n} + \delta_{i+2/j,n-1} + \delta_{i+2,n-1} - \delta^w_{i+2,n} \end{Bmatrix} \quad (2.28)$$

La ecuación anterior puede definirse en la Ec. 2.29.

$$DP = \delta \quad (2.29)$$

Donde: D, es la matriz de coeficientes de desplazamiento. P, es el vector de cargas desconocidas. δ , es el vector de desplazamientos.

7. Una vez resuelto el sistema de ecuaciones, se calcula el vector de cargas desconocidas P, a partir del cual se obtienen los momentos en las losas.

8. El desplazamiento absoluto acumulado de los diferentes puntos, puede actualizarse una vez que se ha resuelto el sistema.

Si el sistema de cimbrado se compone de 2 plantas apuntaladas (Fig. 2.50), el sistema se resolverá de forma análoga. A la hora de estudiar la losa intermedia, además de su peso propio se deberán considerar las reacciones de los puntales ubicados tanto encima como debajo de la losa. En este caso, el número de incógnitas P a calcular será el doble que en el ejemplo anterior.

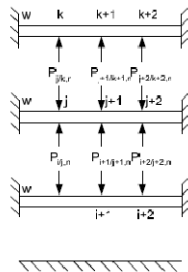


Fig. 2.50. Nuevo equilibrio estático de los forjados después del descimbrado de la planta inferior.

II.4.2.7. Método de Moragues et al., (1992, 1994, 1996)

Moragues et al., (1992), observando la disparidad de resultados de los factores de carga obtenidos por los métodos anteriores, decidieron desarrollar un nuevo método de cálculo. Las hipótesis en las cuales se basa este método de modelización numérica en dos dimensiones son las siguientes:

- Los puntales se consideran como metálicos de rigidez conocida.
- Se desprecia el peso de los puntales metálicos.
- Se considera la cimentación del edificio como infinitamente rígida.
- Se realiza el cálculo lineal en dos dimensiones.
- Se consideran los puntales apoyados en sus extremos.
- Se desprecia el efecto de la retracción y fluencia del hormigón.

En este método Moragues et al., consideraron cuatro variaciones respecto a las hipótesis anteriores, éstas son:

- La primera hipótesis consiste en mantener las hipótesis anteriormente mencionadas en este apartado.
- La segunda, consiste en la variación del módulo de elasticidad del hormigón con la edad.

- La tercera, consiste en la introducción de la técnica de encofrado de clareado.
- La cuarta, consiste en la combinación de la segunda y tercera hipótesis.

Los resultados y conclusiones más relevantes del estudio realizado por Moragues et al., (1994, 1996) sobre los coeficientes de carga teóricos y experimentales, son los siguientes:

- Del mismo modo que el Método Simplificado de Grundy y Kabaila, (1963), el mayor coeficiente de carga obtenido en los forjados se sitúa en la planta más baja que fue hormigonada con puntales hasta la cimentación, cuando se apoya sobre él una cantidad de plantas cimbradas igual a los juegos de cimbras que se empleen. Los coeficientes de carga máximos en los forjados se muestran en la Tabla 2.19.

Número de cimbras	Hipótesis de cálculo del coeficiente de carga en forjados					
	Método Simplificado	No clareado Módulo no variable	No clareado Módulo variable	Clareado Módulo no variable	Clareado Módulo variable	Edificio en Benidorm
2	2,25	2,12	2,14	1,77	1,83	-
3	2,36	2,18	2,22	1,77	1,81	1,84

Tabla 2.19. Comparación de valores de los coeficientes de carga máximos en forjados, obtenidos analítica y experimentalmente.

- Los coeficientes de carga máximos en puntales se sitúan en la planta en la cual se apoya la cimentación, cuando sobre ésta se apoya todos los juegos de cimbras. A partir de este momento, los coeficientes de carga máximos se sitúan en la última planta que fue cimbrada hasta la cimentación. Los coeficientes de carga máximos en puntales obtenidos de forma analítica y experimental se muestran en la Tabla 2.20.

Número de cimbras	Hipótesis de cálculo del coeficiente de carga en forjados					
	Método Simplificado	No clareado Módulo no variable	No clareado Módulo variable	Clareado Módulo no variable	Clareado Módulo variable	Edificio en Benidorm
Planta sobre cimentación						
2	2,00	1,54	1,73	2,78	2,96	-
3	3,00	1,85	2,13	3,15	3,35	3,38
Resto de plantas						
2	1,25	1,12	1,16	2,01	2,15	-
3	1,55	1,34	1,44	2,49	2,60	2,40

Tabla 2.20. Comparación de valores de los coeficientes de carga máximos en puntales, obtenidos analítica y experimentalmente.

II.4.2.8. Método Simplificado Mejorado de Duan y Chen, (1995)

La mayoría de métodos propuestos hasta ahora exigen la utilización de un software de elementos finitos o de análisis estructural para calcular la distribución de cargas en la estructura. En 1995, Duan y Chen desarrollaron un nuevo modelo conocido como Método Simplificado Mejorado. Estos, señalaron que el principal error del método simplificado procede de la consideración de rigidez infinita de puntales. De esta forma desarrollaron un nuevo modelo mejorado basado en el Método Simplificado, en el cual no es necesario el empleo de un software de análisis estructural.

El Método Simplificado Mejorado de Duan y Chen, se basa en las mismas hipótesis que el Método Simplificado de Grundy y Kabaila, 1963. Sin embargo, en este método se introduce una nueva hipótesis que asume la rigidez finita de los puntales.

Con Base en el método Simplificado el peso propio P del forjado n recién hormigonado se reparte entre los forjados inferiores que han sido previamente hormigonados y que se encuentran conectados mediante puntales. Las relaciones entre los incrementos de carga en forjados P_j e incrementos de carga en puntales F_j son las siguientes:

$$\begin{aligned}
 F_1 &= P_1 \\
 F_2 &= P_1 + P_2 \\
 F_j &= P_1 + P_2 + \dots + P_j \\
 F_n &= P_1 + P_2 + P_3 + \dots + P_n = P
 \end{aligned}
 \tag{2.30}$$

Estas relaciones muestran que la carga total transmitida por los puntales ubicados en cualquier nivel es soportada por las losas inferiores. Al asumir que las cargas en puntales se encuentran uniformemente distribuidas sobre los forjados, Duan y Chen expresaron la deformación de los puntales ubicados en la parte central mediante la deformación media de los puntales en dicho nivel. Aplicando la compatibilidad de desplazamientos para la parte central de las losas ubicadas en los niveles j y $j-1$.

$$\Delta_j = \Delta_{j-1} + \Delta_{sh,j-1} \tag{2.31}$$

Donde Δ_j y Δ_{j-1} , son las flechas en los centros de las losas j y $j-1$, respectivamente. $\Delta_{sh,j-1}$, es la deformación media de los puntales ubicados sobre el nivel $j-1$. Sustituyendo las deformaciones por los esfuerzos y expresando las cargas en puntales en función de las solicitaciones en losas, se obtiene que:

$$K_j P_j = K_{j-1} P_{j-1} + K_{sh,j-1} (P_1 + P_2 + \dots + P_{j-1}) \tag{2.32}$$

Donde los coeficientes K se definen como las deformaciones del elemento estructural (pantal o losa) bajo la acción de una carga unitaria. Las expresiones que se emplean para el cálculo de estos coeficientes son las siguientes:

$$K_j = \gamma \frac{L^2}{E_j I} \tag{2.33}$$

$$K_{sh,j-1} = \frac{H}{E_{sh} A} \tag{2.34}$$

Donde: γ , es un coeficiente que depende de las condiciones de contorno y de la relación ancho/longitud de la losa. E_j y E_{sh} son los módulos elásticos de las losas y de los puntales, respectivamente. L es la longitud del vano más largo del forjado e I es el momento de inercia de la losa suponiendo que tiene anchura unidad. H y A son la altura y la sección transversal total de todos los puntales ubicados en el vano.

El valor del coeficiente γ depende de la flecha en el centro de la losa. En el Método Simplificado Mejorado la losa se modela como una viga de longitud L , que coincide con la longitud del vano más largo, y de ancho b , que depende del área tributaria de los puntales situados en el vano modelado. Si la viga se encuentra sometida a una carga uniformemente repartida de valor q , el valor de la flecha en el centro de vano dependerá de las condiciones de contorno de la losa considerada. Los valores del coeficiente γ para el caso de una losa biempotrada y biapoyada son:

$\gamma = \frac{L}{384 b}$	(Losa biempotrada)	(2.35)
$\gamma = \frac{5 L}{384 b}$	(Losa biapoyada)	(2.36)

De este modo, calculados los coeficientes K correspondientes a puntales y forjados, se pueden definir los ratios de carga entre dos losas consecutivas:

$\alpha_{2-1} = \frac{P_2}{P_1} = \frac{K_1}{K_2} + \frac{K_{sh}}{K_2}$	(2.37)
$\alpha_{3-2} = \frac{P_3}{P_2} = \frac{K_2}{K_3} + \frac{K_{sh}}{K_3} \left(1 + \frac{1}{\alpha_{2-1}}\right)$	
$\alpha_{4-3} = \frac{P_4}{P_3} = \frac{K_3}{K_4} + \frac{K_{sh}}{K_4} \left(1 + \frac{1}{\alpha_{3-2}} + \frac{1}{\alpha_{2-1}\alpha_{3-2}}\right)$	
$\alpha_{n,n-1} = \frac{P_n}{P_{n-1}} = \frac{K_{n-1}}{K_n} + \frac{K_{sh}}{K_n} \left(1 + \frac{1}{\alpha_{n-1,n-2}} + \frac{1}{\alpha_{n-1,n-2}\alpha_{n-2,n-3}}\right)$	

Además, se sabe que el peso propio P del forjado último hormigonado se reparte entre los forjados inferiores que se encuentran conectados mediante los puntales del encofrado. Como consecuencia, se debe cumplir:

$$\sum_{j=1}^n P_j = P \quad (2.38)$$

Una vez calculados todos los factores de carga entre losas, la carga P_1 soportada por la primera losa se calcula mediante la siguiente expresión general:

$$P_1 = \frac{P}{1 + \alpha_{21} + \alpha_{21} \alpha_{32} + \alpha_{21} \alpha_{32} \alpha_{43} + \dots + \alpha_{21} \alpha_{32} \dots \alpha_{n-1, n-2}} \quad (2.39)$$

Las solicitaciones en el resto de las losas pueden obtenerse mediante esta otra expresión:

$$P_i = \alpha_{i, i-1} P_{i-1} \quad (2.40)$$

La operación de retirada de puntales resulta equivalente a aplicar una serie de fuerzas con la misma magnitud que las fuerzas transmitidas por los puntales retirados, pero en sentido descendente. Las relaciones de los incrementos de carga en losas P_j y en puntales F_j , producidos por el forjado inferior, son las siguientes:

$$\begin{aligned} F_1 &= -(P_2 + P_3 + \dots + P_n) \\ F_2 &= -(P_3 + P_4 + \dots + P_n) \\ &\dots \\ F_j &= -(P_{j+1} + P_{j+2} + \dots + P_n) \\ &\dots \\ F_{n-1} &= -P_n \end{aligned} \quad (2.41)$$

Las ecuaciones de compatibilidad de desplazamientos empleadas para el cálculo de la distribución de cargas en este caso son

similares al caso del hormigonado. Además, como la carga transmitida por los puntales retirados F_0 se reparte entre los forjados superiores, se cumple que:

$$\sum_{j=1}^n P_j = F_0 \tag{2.42}$$

Por lo tanto, el Método Simplificado Mejorado de Duan y Chen, permite calcular los incrementos de carga originados por las operaciones de construcción básicas mediante ecuaciones matemáticas sencillas.

En la Tabla 2.21 se comparan los resultados obtenidos por los Métodos Simplificado, Simplificado Refinado y Simplificado Mejorado. Estos resultados están basados en el ejemplo clásico de Liu et al., 1985.

Paso	Nivel	Método Simplificado		Método Refinado		Método Simplificado Mejorado	
		Puntales	Losa	Puntales	Losa	Puntales	Losa
1	1	1,00		1,00	0,00	1,00	1,00
2	1	2,00	0,00	1,36	0,37	1,65	0,35
	2	1,00		1,00	0,00	1,00	0,00
3,4	1		1,00		1,38	0,00	1,39
	2	0,00	1,00	0,38	0,62	0,39	0,61
5	1	1,00	1,00	0,34	1,58	0,33	1,59
	2	1,00	1,00	0,92	1,08	0,97	1,07
	3	1,00		1,00	0,00	1,00	0,00
6	1		1,33		1,77	0,00	1,78
	2	0,33	1,34	0,77	1,17	0,78	1,16
	3	0,67	0,33	0,94	0,06	0,95	0,05
7,8	1		1,00		1,00	0,00	1,00
	2		1,50		1,66	0,00	1,65
	3	0,50	0,50	0,66	0,34	0,66	0,34
9	1		1,34		1,19	0,00	1,19
	2	0,34	1,83	0,19	1,95	0,19	1,94
	3	1,17	0,83	1,14	0,86	1,14	0,86
	4	1,00		1,00	0,00	1,00	0,00
10	1		1,00		1,00	0,00	1,00
	2		1,95		2,06	0,00	2,05
	3	0,95	0,94	1,06	0,91	1,06	0,91
	4	0,89	0,11	0,97	0,03	0,97	0,03

Tabla 2.21. Comparación de valores de los coeficientes de carga máximos en puntales y forjados obtenidos por el Método Simplificado, Refinado y Simplificado Mejorado.

El Método Simplificado Mejorado permite el cálculo de los incrementos de carga en las fases de hormigonado y descimbrado. Con

base en los resultados obtenidos en la Tabla 2.21, Duan y Chen, 1995, obtuvieron las siguientes conclusiones:

- El Método Simplificado subestima las solicitaciones en los forjados, puesto que considera a los puntales como infinitamente rígidos.
- Para la distribución de cargas muertas en sucesivos forjados en altura, se recomienda emplear el Método Simplificado de Grundy y Kabaila, (1963), para rigideces de forjado/puntal menores a 0,40, para el resto de casos se recomienda el Método Simplificado Mejorado.
- Para el cálculo de la distribución de sobrecargas, se deberá emplear el Método Simplificado, para ratios de rigidez forjado/puntal menores a 0,2. En caso contrario, se deberá emplear el Método Simplificado Mejorado.

II.4.2.9. Método Simplificado de Fang et al., (2001)

Fang et al., (2001), desarrollaron un nuevo método de cálculo de transmisión de cargas durante la construcción de edificios de hormigón armado de varias plantas. Estos observaron en su investigación que durante el proceso de curado del hormigón la configuración de la estructura en construcción apenas varía. Sin embargo, la rigidez de los elementos estructurales sí que lo hace significativamente. Por lo tanto, Fang et al., establecieron que las tensiones sobre la estructura deben ser redistribuidas acordeamente, especialmente en el caso de forjados recién hormigonados.

Las diferentes hipótesis en las cuales está basado el Método Simplificado de Fang et al., (2001), son las siguientes:

- La estructura es modelizada como bidimensional, suponiendo que las uniones entre puntal y forjado son articuladas.
- La resistencia y módulo elástico del hormigón dependen del tiempo transcurrido, de forma que la rigidez de los forjados y otros elementos del hormigón son dependientes del tiempo.
- Se considera la cimentación como infinitamente rígida.
- Se consideran las operaciones de hormigonado, descimbrado o reapuntalamiento. El modelo es incremental; es decir, se tiene en cuenta la acumulación de cargas y desplazamientos.
- Los forjados recién hormigonados evolucionan desde no soportar carga hasta resistir parte de su propio peso. Este proceso conduce a una redistribución del peso propio del forjado recién hormigonado proporcional a la rigidez de dicho forjado y de la estructura temporal bajo él.

La metodología, para el cálculo de los factores de carga en forjados y puntales, está basada en las expresiones del Método Simplificado Mejorado de Duan y Chen, (1995), donde las cargas se distribuyen en función de la relación entre la rigidez de los forjados y de la estructura temporal sobre la que se apoyen.

La rigidez del forjado emplazado en el nivel i , se calcula mediante la Ec. 2.43.

$$K_{\text{slab},i} = \frac{\lambda_i \cdot E_{ci} \cdot I_i}{L^4_{\text{slab}}} \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (2.43)$$

Donde: n , es el número de losas interconectadas por puntales. λ_i , es el coeficiente de influencia, que tiene en cuenta las condiciones de contorno de las losas y la naturaleza de las cargas (diferente para cargas puntuales o cargas distribuidas). E_{ci} , es el módulo elástico del hormigón,

variable con el tiempo. I_i , es el momento de inercia de la franja de losa considerada. L_{slab} , es la luz de la losa.

La rigidez del sistema de apuntalamiento emplazado en el nivel i , se calcula mediante la Ec. 2.44.

$$K_{shore,i} = \frac{\rho_i \cdot s \cdot E_{shore,i} \cdot A_{shore,i}}{L_{shore,i} \cdot L_{slab}} \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (2.44)$$

Donde: s , es el número de puntales instalados a lo largo del vano. ρ_i , es el coeficiente de influencia, que tiene en cuenta la diferencia de cargas en los puntales. E_{shore} , es el módulo elástico de los puntales. A_{shore} , es la sección transversal de los puntales. L_{shore} , es la longitud de los puntales. L_{slab} , es la luz de la losa.

Asumiendo que el peso propio de la losa superior es q , que la carga soportada por el forjado del nivel i es q_i , entonces el desplazamiento de este forjado Δ_i , se calculará mediante la Ec. 2.45.

$$\Delta_i = \frac{q_i}{K_{slab,i}} \quad (2.45)$$

$$\Delta_{i+1} = \sum_{j=1}^i \frac{q_j}{K_{shore,i}} \quad (2.46)$$

$$\sum_{i=1}^n q_i = q \quad (2.47)$$

Por lo tanto se debe cumplir la Ec. 2.48 y 2.49.

$$\Delta_1 = \frac{q_1}{K_{slab,1}} \quad \Delta_2 = \frac{q_1}{K_{slab,1}} \quad \Delta_2 - \Delta_1 = \frac{q_1}{K_{shore,1}} \quad (2.48)$$

$$q_2 = q_1 \left(\frac{K_{slab,2}}{K_{slab,1}} + \frac{K_{slab,2}}{K_{shore,1}} \right) = m_{2,1} \cdot q_1 \quad (2.49)$$

El coeficiente $m_{i,1}$, es la relación entre la carga soportada por el forjado del nivel i y la soportada por el primer forjado. Las relaciones entre la rigidez de las dos losas y losa-puntal se definen como:

$$V_{i,j} = \frac{K_{slab,i}}{K_{slab,j}} \quad U_{i,j} = \frac{K_{slab,i}}{K_{shore,j}} \quad (2.50)$$

Por lo tanto, la carga soportada por el forjado del tercer nivel será:

$$q_3 = q_2 \left(\frac{K_{slab,3}}{K_{slab,2}} + \frac{K_{slab,3}}{K_{shore,2}} \right) + q_1 \frac{K_{slab,3}}{K_{shore,2}} =$$

$$m_{2,1} \cdot q_1 \cdot (v_{3,2} + u_{3,2}) + u_{3,2} \cdot q_1 = m_{3,1} \cdot q_1 \quad (2.51)$$

Entonces, la carga soportada por el forjado ubicado en el nivel i se puede expresar del modo siguiente:

$$q_i = m_{i,1} \cdot q_1 \quad (2.52)$$

$$m_{i,1} = m_{i-1,1} \cdot v_{i,i-1} + u_{i,i-1} \cdot \sum_{j=1}^{i-1} m_{j-1} \quad i = 2, 3, \dots, n \quad (2.53)$$

$$q_i = q \cdot \frac{m_{i,1}}{\sum_{j=1}^n m_{j,1}} \quad i = 2, 3, \dots, n \quad (2.54)$$

Paso	Nivel	Método Simplificado, Grunty y Kabaila, 1963	Método Refinado, Liu et al., 1985	Método de Mossallam y Chen, 1991.	Método Simplificado Modificado, Mossallam y Chen, 1991	Método Simplificado Mejorado, Duan y Chen, 1999	Método Simplificado de Fang et al., 2001
		Losa	Losa	Losa	Losa	Losa	Losa
1	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	2	0,00	0,37	0,86	0,00	0,35	0,38
3,4	1	1,00	1,38	1,07	1,07	1,39	1,33
	2	1,00	0,62	0,97	0,93	0,61	0,67
5	1	1,00	1,58	1,32	1,07	1,59	1,51
	2	1,00	1,08	1,41	0,93	1,07	1,10
	3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
6	1	1,33	1,77	1,27	1,43	1,78	1,66
	2	1,34	1,17	1,31	1,27	1,16	1,14
	3	0,33	0,06	0,51	0,30	0,05	0,20
7,8	1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	2	1,50	1,66	1,47	1,50	1,65	1,56
	3	0,50	0,36	0,59	0,50	0,34	0,44
9	1	1,34	1,19	1,22	1,36	1,19	1,20
	2	1,83	1,95	1,80	1,84	1,94	1,86
	3	0,83	0,86	1,10	0,80	0,86	0,93
	4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	2	1,95	2,06	1,63	1,86	2,05	1,86
	3	0,94	0,91	0,91	0,84	0,91	0,84
	4	0,11	0,03	0,51	0,30	0,03	0,30

Tabla 2.22. Comparación de valores de los coeficientes de carga máximos en forjados, para 2 niveles de cimbrado y 1 recimbrado calculados mediante diferentes métodos.

Considerando el peso propio del forjado superior como unitario, $q=1$, entonces q_i es el coeficiente de redistribución de los forjados recién hormigonados. En la Tabla 2.22 se muestra la comparación de los factores de caga en forjados, para dos niveles de cimbrado y uno de recimbrado, calculados mediante el Método Simplificado, Refinado, Mossallam y Chen, Simplificado Modificado, Simplificado Mejorado, y Fang et al., 2001.

Tras el análisis de los resultados obtenidos en la Tabla 2.30, Fang et al. concluyeron que los resultados de su nuevo modelo se ajustan bien a los obtenidos con el Método de Mossallam y Chen, y al Método Simplificado Modificado. Esto se debe a que estos tres modelos consideran el concepto de redistribución de cargas durante el curado del hormigón.

Sin embargo, tras un nuevo análisis, en el supuesto de 3 plantas cimbradas, Fang et al. concluyeron que el Método de Mossallam y Chen, y el Método Simplificado Modificado no calculan adecuadamente los factores de carga máximos en losas.

II.4.2.10. Método de Beeby, (2001)

Bebby, 2001, propone dos métodos prácticos nuevos. El primer método consiste en establecer un porcentaje de carga transmitida en el conjunto de la estructura. Los porcentajes de carga en forjados y puntales se muestran en la Tabla 2.23, para uno, dos y tres juegos de cimbras.

Nivel	Carga	1 cimbra	2 juegos de cimbra		3 juegos de cimbras	
		Forjado	Forjado	Puntal	Forjado	Puntal
Forjado recién hormigonado	Total W_p	100%	100%		100%	
Cimbras		100%		100%		100%
Forjado 1		100%	70% W_p		65% W_p	
Cimbras	W_{b1}			30% W_p		35% W_p
Forjado 2			30% W_p		23% W_p	
Cimbras	W_{b2}					12% W_p
Forjado 3					12% W_p	

Tabla 2.23. Porcentaje de distribución de carga durante el proceso constructivo, con 1, 2 y 3 juegos de cimbrado.

El segundo método propuesto por Beeby, consiste en una variación del Método Simplificado de Grundy y Kabaila, 1963. El cual consiste en asumir a los puntales con rigidez finita y considerando a los forjados con un comportamiento elástico y rigidez dependiente del tiempo. Para el cálculo de la carga en puntales en la planta inferior cimbrada, para 2 y 3 niveles de encofrado, se emplea la Ec. 2.46 para 2 niveles de cimbrado, y para 3 niveles las Ecs. 2.55 y 2.57.

$W_{b1} = \frac{w_p}{\left(1 + \frac{S_{s1} + S_{s1}}{S_{s2} + S_b}\right)} \quad (2.55)$
$W_{b1} = \frac{w_p}{\left(1 + \frac{S_{s1} + S_{s1}}{S_{s2} + S_b}\right) - \left[\frac{\left(\frac{S_{s1}}{S_{s2}}\right)}{\left(1 + \frac{S_{s2} + S_{s2}}{S_{s3} + S_b}\right)}\right]} \quad (2.56)$
$W_{b1} = \frac{W_{b1}}{\left(1 + \frac{S_{s2} + S_{s2}}{S_{s3} + S_b}\right)} \quad (2.57)$

Donde: W_p , es la carga en los puntales que soportan el encofrado. W_{b1} , es la carga en los puntales de la planta inferior cimbrada. S_{s1} y S_{s2} , son las rigideces de los forjados considerando su variación con el tiempo. S_b , es la rigidez de los puntales.

En el supuesto de puntales apoyados en la cimentación, ésta se considera como infinitamente rígida, y se aplicarán las Ecs. 2.55, 2.56 y 2.57 ($S_{s2} = \infty$, $S_{s3} = \infty$).

II.4.3. Influencia de la Técnica del "Clareo" en los Coeficientes de Carga de Forjado y Cimbra

La técnica de clareo o, si se prefiere, de descimbrado o desapuntalamiento parcial, consiste en retirar habitualmente un 50% de los puntales de la planta más baja cimbrada. La técnica es similar a la de recimbrado dado que ambas técnicas colocan un número inferior de puntales en la planta clareada o recimbrada que en las plantas

cimbradas. Es decir, ambas técnicas separan más los puntales en este tipo de planta que en las cimbradas. Además, en ambos casos los fondos de los encofrados han sido retirados bien por las técnicas empleadas en España o bien porque con anterioridad al recimbrado se retira la cimbra completa.

Sin embargo, son mucho más las diferencias conceptuales que las semejanzas geométricas previas. En efecto, la diferencia fundamental entre el recimbrado y la técnica de clarear es que mientras la primera permite la libre deformación del forjado, antes de volver a colocar los puntales, la técnica de clareo, o descimbrado parcial, permite solamente la libre deformación entre puntales no eliminados. Por tanto, el recimbrado admite considerar el problema con las hipótesis de Grundy y Kabaila, mientras que la técnica de clareo o descimbrado parcial, es de más difícil interpretación, y representa la primera fase de la técnica de 'precimbrado'.

Catalá expone los puntos de mayor discrepancia tanto con las hipótesis simplificadas de Grundy y Kabaila como con el método de construcción habitual en otras latitudes. Se pueden resumir en las siguientes (Catalá et al., 1991):

- I. Los puntales metálicos empleados, al menos, en esta Comunidad son de sección bastante menor que la empleada en los ensayos de Agarwal y Gardner, (1974), así como en los de Lasisi y Ng, (1979).
- II. El proceso de clareado produce un incremento, al igual que la reducción de sección de los puntales, de la deformación axil de los puntales de la planta clareada.
- III. En el caso, como los estudiados por Catalá et al., (1991), de estructuras arriostradas frente a la acción del viento mediante

el empleo de grandes pantallas de hormigón, la rigidez axil relativa de los puntales se reduce todavía más.

De hecho, en la opinión defendida por estos autores está que los tres factores anteriores son acumulativas y en la dirección, todos ellos, de reducir la rigidez relativa de los puntales metálicos, alejándose de la hipótesis de rigidez infinita de los mismos. Los estudios de Chen y Mosallam, (1991), sobre la influencia de la rigidez de los puntales señalaban que la influencia de esta hipótesis era mayor sobre las cargas que recibían los propios puntales que sobre la que reciben los forjados. En cualquier caso, dada la rigidez notable de los puntales metálicos empleados en América del Norte, el estudio de Chen y Mosallam, (1991), está más dirigido hacia los puntales de madera.

La primera de las particularidades observadas, en el procedimiento común en esta Comunidad, es la retirada de los fondos de encofrado, entre puntales, en un plazo corto, habitualmente a las 48 o 72 horas. En este caso, el último forjado hormigonado entra en carga, como una viga con múltiples apoyos. Los cálculos efectuados demuestran que los axiles obtenidos son insignificantes, prácticamente nulos, y, por tanto, desde un punto de vista práctico y técnico no aporta ninguna información de interés al problema ni constituye un problema de seguridad (Moragues et al., 1992b).

Estos autores también han encontrado que el reparto de la carga entre forjados no es proporcional a la rigidez de los forjados e independiente de su ubicación sino que es siempre más desfavorable para el situado más cerca de la operación considerada (hormigonado o descimbrado) (Moragues et al., 1992b). Las Tablas 2.24, 2.25 y 2.26, tomadas de la citada referencia, indican los factores de carga máximo para el forjado, Tabla 2.24, y los puntales, Tablas 2.25 y 2.26. En todos los casos, obtenidos bien mediante el método de Grundy y Kabaila bien

mediante un análisis lineal considerando una rigidez real, no infinita, en los puntales o bien por medición directa en obra. Además, he incluido los resultados que se obtendrían en un proceso de recimbrado.

Número de cimbras	FACTOR DE CARGA SEGÚN HIPÓTESIS						
	Método Simplificado	No clareado No E var.	No clarea do E var.	Clareado No E var.	Clareado E var.	Recimbrado No E var.	Medición obra
2	2,25	2,12	2,14	1,77	1,83	1,50	-
3	2,36	2,18	2,22	1,77	1,81	1,33	1,84

Tabla 2.24. Factores de carga pésimos en forjados, según el número de plantas cimbradas (en recimbrado suma de una planta cimbrada más una o dos recimbradas) y la hipótesis de cálculo adoptada. Adaptado de Moragues et al., 1994.

Número de cimbras	FACTOR DE CARGA SEGÚN HIPÓTESIS						
	Método Simplificado	No clareado No E var.	No clarea do E var.	Clareado No E var.	Clareado E var.	Recimbrado No E var.	Medición obra
2	2,00	1,54	1,73	2,78	2,96	1,00	-
3	3,00	1,85	2,13	3,15	3,35	1,00	3,38

Tabla 2.25. Factores de carga pésimos en puntales apoyados hasta la cimentación. Adaptado de Moragues et al., 1994.

Número de cimbras	FACTOR DE CARGA SEGÚN HIPÓTESIS						
	Método Simplificado	No clareado No E var.	No clarea do E var.	Clareado No E var.	Clareado E var.	Recimbrado No E var.	Medición obra
2	1,25	1,12	1,16	2,01	2,15	1,00	-
3	1,55	1,34	1,44	2,49	2,60	1,00	2,40

Tabla 2.26. Factores de carga pésimos en puntales sin apoyo hasta la cimentación. Adaptado de Moragues et al., 1994.

Los resultados más sobresalientes que pueden extraerse del estudio de estos autores, con la finalidad que se persigue en este trabajo de investigación, son:

- El método simplificado con respecto al análisis lineal, admitiendo acortamientos axiles en los puntales, es

suficientemente aproximado para la determinación del factor de carga en los forjados. De hecho el factor introducido de 1,10 por la incertidumbre de hipótesis es suficiente.

- Las diferencias más notables entre el método simplificado y el análisis lineal con deformación axial en los puntales se produce en el factor de carga pésimo de los puntales que llegan hasta la cimentación. De hecho, esta diferencia ya la manifestaban Chen y Mosallam, (1991). Se refuerza así, la afirmación realizada por Chen y Mossallam, (1991), respecto de que los puntales no transmiten toda la carga prevista por el método hasta la cimentación o solera: *"De hecho, al no ser infinita la rigidez de los puntales, se produce una cierta deformación de los mismos y, por tanto, el valor de la carga que transmiten hasta la solera menor"*.
- Respecto de la técnica de 'clareo' o descimbrado parcial, los resultados obtenidos en los forjados son semejantes a los que se obtienen con el recimbrado. A efectos prácticos, el descimbrado parcial, con una eliminación del 50% de los puntales, sería posible considerarlo como un recimbrado del 50% del peso del forjado y, por seguridad, afectar de un coeficiente multiplicador de 1,10-1,20 los factores de carga obtenidos (Fig. 2.56). Sin embargo, es importante, en cualquier caso, el problema de seguridad que se plantea en las cargas en puntales, dado que al reducir su número, se incrementa al doble la carga que soporta cada uno de ellos. Por tanto, los resultados en los puntales, con el 'clareado', no son tan diferentes a las soluciones donde no se realiza tal acción si consideramos que en la comparación los resultados con clareado o descimbrado parcial habría que dividirlos por

dos para compararlos con los cimbrados completos, sin clarear:

"Hay que tener en cuenta, cuando se comparan casos entre los que se encuentran plantas clareadas, que se indican las cargas sobre puntales, pero existen la mitad de los puntales que en las no clareadas" (Moragues et al., 1994).

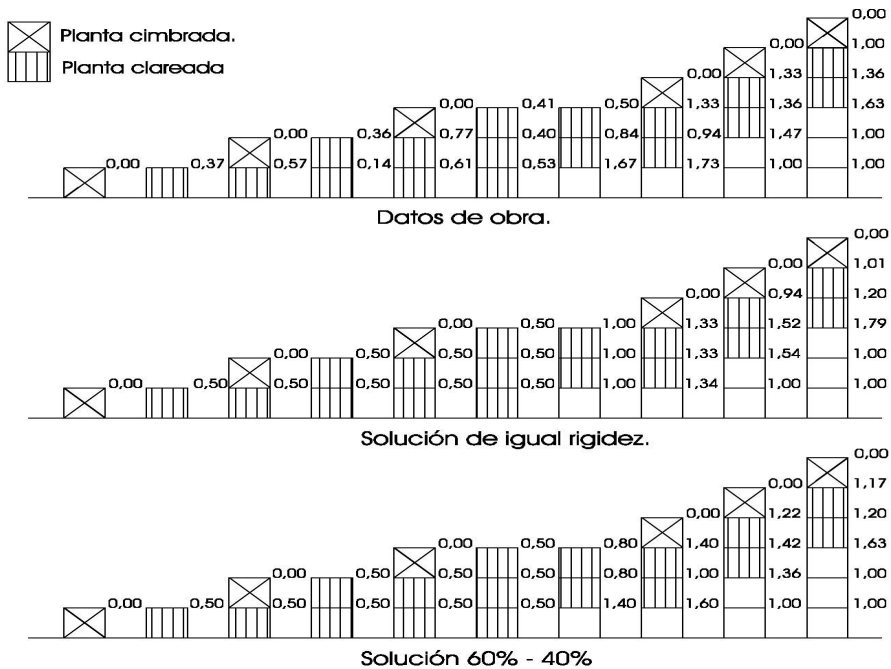


Fig. 2.51. Factores de carga en los forjados para la solución de "clareo", datos de medida en obra y calculados mediante hipótesis simplificadora.

Así, en la Tabla 2.26, habría que comparar $2,40/2 = 1,20$, resultado de medición, con los valores de 1,55 del método simplificado, 1,34 y 1,44 del análisis lineal. Del mismo modo, el resultado de las cargas en los puntales del recimbrado (factor 1,00) hace referencia al área tributaria del puntal de recimbrado. Por tanto, es habitualmente vez y media o doble que la de un puntal antes del recimbrado, dado que las distancias entre puntales de recimbrado son mayores (Grossman, 1987). La Fig. 2.51 recoge los resultados medidos en obra (Moragues, 1992) y los que se

obtendrían por el método indicado. El ajuste es bastante mayor si se considera, como señala la referencia citada en último lugar, si el 60% de la carga se considera aplicada al forjado más cercano y el 40% a los restantes forjados.

Como se observa en la Fig. 2.51, además de ser el error introducido menor si se emplea la hipótesis de reparto 60% para el forjado más próximo y el 40% para los restantes, la distribución se aproxima más a la forma de la distribución obtenida en obra. Por ejemplo, con dos plantas *clareadas* y cimbrada la planta entre el forjado 3º y el forjado 4º, con distribución proporcional a la rigidez (gráfica intermedia), los factores de carga son: forjado 3º 1,33, forjado 2º 1,33 y forjado 1º 1,34. Sin embargo, los valores obtenidos en obra son, por el mismo orden, 1,33 - 0,94 - 1,73, bastante más parecido a los valores del método considerando reparto 60% - 40%: 1,40 - 1,00 - 1,60. Además, en este caso de reparto 60/40 el error máximo observado es inferior al 20% del total.

El procedimiento analítico es tan fácil como el planteado en el método de Grundy y Kabaila. Únicamente se añade el paso de distribuir las cargas del forjado recién hormigonado o las cargas liberadas al descimbrar el forjado más bajo '*clareado*' entre un 60% para el forjado inmediato y el resto, como ya he indicado repetidamente, entre los forjados restantes. Hasta aquí, éste es el procedimiento propuesto por Moragues et al (1992). A este procedimiento añado, como método práctico de cálculo de las cargas cuando se realiza una técnica de descimbrado parcial (*clareado*) el considerar este descimbrado parcial como la mitad de un recimbrado. Por ejemplo, el forjado 1º que en la fase 6ª (comenzando desde la izquierda) tenía un coeficiente 0,50 pasa a un coeficiente 1,40, por la siguiente fácil operación aritmética, considerando que a la cimentación llegaba 1,50:

$$K = 1,40 = 0,50 + 0,60 \cdot 1,50 = 0,50 + 0,90$$

(2.58)

Del mismo modo, el forjado 3º que en la fase 7ª tenía un factor de carga de 0,80 pasa a verse incrementado en el 60% de 1,00 y, por tanto, a tener en la fase 8ª un factor de 1,40. Por el mismo motivo, los forjados 1º y 2º pasan a incrementar el factor de carga en 0,20 unidades (20% de 1,00).

Finalmente, también como ejemplo del método propuesto, el forjado 3º pasa entre la fase 8ª a la fase 9ª de un factor de carga de 1,40 a un factor de carga de 1,42. Las etapas constructivas, entre las dos fases representadas, son:

- 1º. Descimbrado de la planta *clareada* entre los forjados 1º y 2º.
- 2º. Clareado de la planta cimbrada, entre los forjados 3º y 4º.
- 3º. Cimbrado y construcción del forjado 5º, reparto de la carga entre los forjados 4º (60%), 3º (20%) y 2º (20%).

La Ec. 2.59 recoge las operaciones necesarias para su obtención:

$$K = 1,42 = 1,40 + 0,20 \cdot 0,60 - 0,60 \cdot 0,50 + 0,20 \cdot 1,00 \quad (2.59)$$

estando los sumandos en el orden establecido previamente.

II.4.4. Estudios experimentales de Cálculo de Transmisión de Cargas

En este apartado se desarrollan los estudios experimentales realizados por diferentes investigadores, sobre el cálculo de los factores de carga en forjados y puntales en diferentes edificios, con el objetivo de validar los métodos de cálculo expuestos en el apartado anterior. Sin embargo, la validación experimental desarrollada hasta la fecha es muy escasa.

II.4.4.1. Estudio de de Agarwal y Gardner, (1974)

En 1974, Agarwal y Gardner, realizaron medidas experimentales en dos edificios situados en Canadá. El primero de ellos es un edificio residencial destinado a apartamentos "Alta Vista Drive" situado en la localidad de Ottawa, y el segundo, es un edificio destinado a oficinas "Place Du Portage", situado en la localidad de Quebec.

El edificio Alta Vista Drive, se compone de 22 plantas, diseñadas con forjado de losa maciza de 20 cm de espesor, y unas luces entre pilares máximas alrededor de 6,15 metros. En el proceso constructivo se emplearon 3 plantas cimbradas y 4 recimbradas, y el ritmo de construcción fue de 2 plantas semanales. Las mediciones recogidas en obra constaron de un ciclo constructivo, comenzaron en la planta 7ª y finalizaron en la 13ª.

El edificio Place du Portage, se compone de 27 plantas, diseñadas con forjados hasta la planta décima de losa maciza de 25 cm de espesor, y a partir de la planta décima de 20 cm de espesor. La luz entre pilares máxima fue de 7,50 metros. El proceso constructivo se compuso de tres plantas cimbradas, y el ritmo de construcción fue de una planta por semana. Las mediciones recogidas en obra constaron de un ciclo constructivo, comenzando en la planta 19 y finalizando en la 22.

En este estudio los autores afirmaron que el Método Simplificado de Grundy y Kabaila es adecuado, ya que las desviaciones entre las cargas obtenidas en obra y las calculadas mediante este método fueron alrededor del 5-10%.

II.4.4.2. Estudio de Laisisi, (1979)

En 1979, Laisisi realizó una campaña de medidas experimentales en el edificio N°5 del Gobierno de Ottawa, Canadá. Este edificio se compone de 15 plantas, de las cuales instrumentó de la planta 7 a la 11.

El edificio se compone de forjados de losa de hormigón armado de 25 cm de espesor. El proceso constructivo se compuso de una planta cimbrada y dos recimbradas. El ritmo de construcción fue de 10 días por planta. Como resultado de estas mediciones Laisisi propuso una modificación al Método Simplificado de Grundy y Kabaila, que consiste en considerar además del peso propio del forjado y encofrado una sobrecarga de construcción. El valor de esta sobrecarga de construcción es de $2,4 \text{ kN/m}^2$.

II.4.4.3. Estudio de Moragues et al., (1992)

Moragues et al., realizaron un estudio sobre las cargas producidas en puntales durante la construcción de dos edificios, el primero ubicado en Benidorm, y el segundo en Alicante. El objetivo del estudio desarrollado era comprobar si los métodos de cálculo de transmisión de cargas propuestos hasta la fecha, basados en las hipótesis de igual rigidez de los forjados y rigidez infinita tanto de los puntales como del suelo donde se apoyan, son aplicables en edificios con un proceso constructivo basado en el clareado.

El edificio de Benidorm, es de uso residencial, y se compone de 28 plantas diseñadas con forjado reticular de 28 cm de espesor, pantallas de arriostramiento frente a esfuerzos de viento, y cimentación a base de losa de hormigón de 1,50 metros de espesor. El sistema de cimbrado estaba compuesto por puntales metálicos arriostrados, con una sección transversal de $1,81 \text{ cm}^2$, dispuestos en retícula de $0,80 \times 0,80 \text{ cm}^2$, del mismo modo que la retícula del forjado. Las mediciones de obra abarcaron desde la cimentación hasta la planta 9, y el proceso constructivo se compuso de una planta cimbrada y dos clareadas.

Los resultados de obra, mostrados en el apartado II.4.2.7, revelaron que el Método Simplificado sobrevalora las cargas sobre los forjados, puesto que según dicho método para el proceso constructivo

considerado y 3 niveles de cimbrado se obtiene un factor de carga máximo en forjados de 2,36, frente al valor máximo de 1,84 obtenido en obra. En cuanto a los valores de los coeficientes de carga en puntales, los valores máximos obtenidos con el Método de Grundy y Kabaila, para el caso de todos los niveles de cimbrado apoyados en la cimentación, y sin apoyo en la misma fueron de 3,0 y 1,55, respectivamente. Sin embargo, los factores de carga máximos en puntales obtenidos en obra fueron 3,38 y 2,40, para todos los niveles apoyados en la cimentación, y sin apoyo en la misma, respectivamente. Por lo tanto, en el caso de puntales el Método Simplificado infravalora los coeficientes de carga.

El segundo edificio, estaba formado por 12 forjados reticulares de 27+4 cm de espesor, con nervios cada 80 cm. El sistema de cimbrado se componía de unos dinteles metálicos principales, unidireccionales, que se apoyan sobre puntales metálicos distanciados un metro entre sí. El proceso constructivo se componía de una planta cimbrada y dos clareadas, con un ritmo de construcción de 1 planta cada 10 días.

Moragues et al, obtuvieron las siguientes observaciones: Al hormigonar una planta determinada, los puntales de la planta inferior a la de los que soportan aquélla, incrementan su medición en un 25 y un 33% de la carga añadida. Al mismo tiempo, los puntales de la planta situada dos más abajo que aquélla, incrementan su carga en un 7%, respecto a la carga añadida. Los valores asumidos por los forjados serían, en forma de factores de carga añadida, un 7% el inferior, entre un 18 y un 25% el intermedio y entre el 75 y el 68% el superior.

II.4.4.4. Estudio de Ambrose et al., (1994)

En 1994, Ambrose et al., instrumentaron un edificio en Burlington, Vermont. El objetivo del estudio consistió en medir la evolución en el tiempo, de las cargas en los puntales durante las primeras 72 horas posteriores al hormigonado del forjado.

En dicho estudio se obtuvo una disminución de las cargas en los puntales del 75% tras las primeras 72 horas. De este modo se concluyó, que durante el proceso de curado del hormigón, éste presenta una redistribución del peso propio del forjado, asumiendo que el forjado va incrementando el porcentaje de carga soportado hasta que finaliza el proceso de curado.

II.4.4.5. Estudio de Rosowsky et al., (1997)

En 1997, Rosowsky et al., instrumentaron un edificio en Beckley, con el objetivo de estudiar la evolución de las cargas en puntales durante el proceso de cimbrado y descimbrado. Para ello, analizaron la evolución de las cargas durante los tres o cuatro días posteriores al hormigonado del forjado, controlando las sobrecargas de ejecución aplicadas sobre el forjado.

En el estudio se detectó que según la zona instrumentada las cargas variaban, presentando mayores variaciones en la zona de mayor área. En las dos zonas instrumentadas, las variaciones de carga en los puntales fueron de carácter cíclico (diario), aunque con una tendencia decreciente con el tiempo, lo cual condujo a la conclusión de que estas variaciones de carga se debían a cambios medioambientales en la obra asociados a efectos de fluencia y aumento de rigidez del hormigón.

II.4.4.6. Estudio de Beeby, (2001)

En 2001, Beeby realizó un estudio experimental, en un edificio construido en condiciones controladas de laboratorio en Carlington, U.K, para la comprobación de los valores de cargas en puntales y forjados.

El edificio estaba formado por forjados de losa de hormigón de 25 cm de espesor, con un peso propio de $6,25 \text{ kN/m}^2$. El proceso constructivo consistió en una planta cimbrada y otra recimbrada.

En las Tablas 2.27 a 2.32 se muestra la comparación entre los factores de carga obtenidos experimentalmente y los calculados analíticamente por el método de Beeby, tanto en puntales como en forjados.

Nivel	Método Beeby, 2001 . (kN/m ²)			Medición obra.(kN/m ²)		F _{ck} (MPa)	Edad. (Días)
	Puntal	Losa antes	Losa actual	Puntal	Forjado		
Forjado 2 (Cimbrado)	8,25	-	0	6,25	0	0	0
Forjado 1 (Recimbrado)	2,48	6,75	11,30	-	0	52	11
Cimentación	-	0	2,48	-	-	-	-

Tabla 2.27. Factores de carga obtenidos experimentalmente y calculados analíticamente en puntales y forjados. Hormigonado forjado 2.

Nivel	Método Beeby, 2001 . (kN/m ²)			Medición obra.(kN/m ²)		F _{ck} (MPa)	Edad. (Días)
	Puntal	Losa antes	Losa actual	Puntal	Forjado		
Forjado 2 (Descimbrado)	-	0	6,75	-	6,0	24	25h
Forjado 1 (Descimbrado)	-	11,30	6,75	-	6,0	55	12
Cimentación	-	2,48	0	-	-	-	-

Tabla 2.28. Factores de carga obtenidos experimentalmente y calculados analíticamente en puntales y forjados. Descimbrado forjado 1 y forjado 2.

Nivel	Método Beeby, 2001 . (kN/m ²)			Medición obra.(kN/m ²)		F _{ck} (MPa)	Edad. (Días)
	Puntal	Losa antes	Losa actual	Puntal	Forjado		
Forjado 3 (Cimbrado)	1,25	-	-	0,70	-	-	-
Forjado 2 (Descimbrado)	-	6,75	8,00	-	6,70	-	-
Forjado 1 (Recimbrado)	-	6,75	6,75	-	6,00	-	-
Cimentación	-	0	0	-	-	-	-

Tabla 2.29. Factores de carga obtenidos experimentalmente y calculados analíticamente en puntales y forjados. Montaje cimbra y ferralla forjado 3.

Nivel	Método Beeby, 2001 . (kN/m ²)			Medición obra.(kN/m ²)		F _{ck} (MPa)	Edad. (Días)
	Puntal	Losa antes	Losa actual	Puntal	Forjado		
Forjado 3 (Cimbrado)	1,25	-	-	0,70	-	-	-
Forjado 2 (Recimbrado)	-	8,00	8,00	0,60	6,10	-	-
Forjado 1 (Descimbrado)	-	6,75	6,75	-	6,60	-	-
Cimentación	-	0	0	-	-	-	-

Tabla 2.30. Factores de carga obtenidos experimentalmente y calculados analíticamente en puntales y forjados. Recimbrado forjado 2.

Nivel	Método Beeby, 2001. (kN/m ²)			Medición obra.(kN/m ²)		F _{ck} (MPa)	Edad. (Días)
	Puntal	Losa antes	Losa actual	Puntal	Forjado		
Forjado 3 (Cimbrado)	6,00	0	0	6,52	-	-	-
Forjado 2 (Recimbrado)	1,80	8,00	10,70	2,20	10,32	47	13
Forjado 1 (Descimbrado)	-	6,75	7,80	-	8,20	65	24
Cimentación	-	0	0	-	-	-	-

Tabla 2.31. Factores de carga obtenidos experimentalmente y calculados analíticamente en puntales y forjados. Hormigonado forjado 3.

Nivel	Método Beeby, 2001. (kN/m ²)			Medición obra.(kN/m ²)		F _{ck} (MPa)	Edad. (Días)
	Puntal	Losa antes	Losa actual	Puntal	Forjado		
Forjado 4 (Cimbrado)	1,25	-	-	-	-	-	
Forjado 3 (Descimbrado)	-	0	8,00	-	6,0	23	43h
Forjado 2 (Descimbrado)	-	10,70	6,75	-	6,0	48	15
Forjado 1 (Descimbrado)	-	7,80	6,75	-	6,00	65	26
Cimentación	-	0	0	-	-	-	-

Tabla 2.32. Factores de carga obtenidos experimentalmente y calculados analíticamente en puntales y forjados. Descimbrado forjados 3 y 2.

II.4.4.7. Estudio de Fang et al., (2001)

En el año 2001, Fang et al., instrumentaron un edificio en Beijing, China. La estructura del edificio se componía de forjados de losa maciza de hormigón armado, con un espesor de 0,11 metros, y luces entre pilares de 3,60 metros. El proceso constructivo consistió en mantener 2 forjados cimbrados, a un ritmo de construcción de 15 días por planta. Las medidas experimentales se obtuvieron en los forjados segundo al cuarto. En la Tabla 2.33 se muestran los valores de los factores de carga obtenidos en cada fase constructiva experimentalmente.

Paso	Operación	Nivel	Medidas en obra	
			Forjado	Puntales
1	Hormigonado forjado 2	2	0,248	0,752
		1	-	-
		0	-	-
2	1 días después hormigonado forjado 2	2	0,420	-
		1	-	0,580
		0	-	-
3	Descimbrado forjado 1	2	0,540	-
		1	1,460	0,460
		0	-	-
4	Hormigonado forjado 3	3	0,217	0,783
		2	1,006	0,777
		1	1,777	-
5	1 días después hormigonado forjado 3	3	0,303	0,697
		2	0,949	0,748
		1	1,748	-
6	Descimbrado forjado 2	3	0,544	0,456
		2	1,456	-
		1	-	-
7	Hormigonado forjado 4	4	0,186	0,895
		3	1,045	0,769
		2	1,769	-
8	1 días después hormigonado forjado 4	4	0,342	0,895
		3	0,897	0,761
		2	1,761	-
9	Descimbrado forjado 3	4	0,419	0,581
		3	1,581	-
		2	-	-

Tabla 2.33. Factores de carga obtenidos experimentalmente en puntales y forjados.

En el mismo estudio se compararon los resultados experimentales obtenidos con valores calculados por el Método Simplificado, encontrando diferencias de hasta un 27,2% en los valores de forjados. Al mismo tiempo, realizaron una comparación con el Método propuesto por Fang et al., (2001), encontrando diferencias de tan solo un 5,3%, en los factores de carga de forjados y puntales. Por lo tanto, Fang et al., consideraron el método propuesto como válido.

Adicionalmente, Fang et al., instrumentaron el forjado 3 de forma continua, para la obtención de las cargas en puntales después de la fase de hormigonado y durante los 2 días siguientes. Estos obtuvieron una tendencia decreciente en general de las cargas en los puntales. Por lo tanto se demostró que, durante el proceso de curado del hormigón, el

forjado comienza a soportar parte de su peso propio. Al mismo tiempo, encontraron que se presentaban variaciones cíclicas diarias de las cargas en los puntales, por lo que concluyeron que la evolución de las cargas en los puntales se encuentra afectada por factores como la variación de la temperatura, la fluencia o el incremento de la rigidez de los forjados.

II.4.4.8. Estudio de M. Azkune, (2007)

En el año 2007, I. Puente y M. Azkune realizan mediciones durante la construcción de dos edificios de viviendas, uno en Getaria (Guipúzcoa) de 7 plantas de viviendas y 4 de aparcamiento, y otro de 4 plantas de viviendas situado en Azkoitia. En ambos edificios el forjado está constituido por losas macizas de hormigón de 25 y 27 cms. de canto.

Los ritmos de construcción fueron aproximadamente de una semana por planta, y se dispusieron hasta un máximo de tres plantas cimbradas en la obra de Getaria. En ningún caso el primer nivel de puntales llegaba hasta el suelo.

Paso	Nivel	Simp. E_{cte}	Simp. E_{var}	Refin. 2D	E.F.M	Moss-Chen 3D	Simp. Modifi	Simp. Mejo.	Obra
1	-4	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,99
	-3	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,02
2	-4	2,00	2,00	1,45	1,37	0,97	2,00	1,51	1,35
	-2	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,07
	-3	2,00	2,00	1,37	1,31	0,83	2,00	1,41	1,35
3	-4	3,00	3,00	1,63	1,52	1,03	3,00	1,71	1,52
	-2	0,00	0,14	0,84	0,90	0,31	0,14	0,80	0,95
	-3	0,00	0,11	0,81	0,89	0,31	0,11	0,78	0,84
4	-1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,95
	-2	0,67	0,84	1,17	1,16	0,70	0,82	1,19	1,23
	-3	0,33	0,47	0,92	1,00	0,49	0,45	0,92	0,96
5	-1	0,89	0,85	0,91	0,94	0,32	0,64	0,89	0,81
	-2	0,44	0,53	0,89	0,97	0,36	0,40	0,86	0,87
6	-1	0,67	0,59	0,67	0,75	0,21	0,44	0,61	0,64

Tabla 2.34. Factores de carga en puntales obtenidos analítica y experimentalmente, en niveles de garaje.

En la Tabla 2.34 y 2.35 se muestran los resultados obtenidos experimentalmente y los calculados mediante métodos analíticos.

Paso	Nivel	Simp. E _{cte.}	Simp. E _{var.}	Refin. 2D	E.F.M	Moss- Chen 3D	Simp. Modifi	Simp. Mejo.	Obra
10	1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
11	2	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,01
	1	1,67	1,72	1,27	1,22	0,75	1,39	1,44	1,28
12	2	0,39	0,42	0,91	0,88	0,30	0,41	0,78	0,85
	1	0,45	0,48	0,95	0,94	0,33	0,45	0,81	0,81
13	2	1,06	1,12	1,17	1,11	0,64	1,10	1,22	1,07
	1	0,79	0,85	1,03	1,03	0,48	0,80	0,97	0,84
14	2	1,56	1,66	1,25	1,21	0,69	1,45	1,41	1,15
	1	1,04	1,13	1,05	1,07	0,53	0,97	1,04	0,82
15	2	1,96	2,09	1,28	1,25	0,70	1,77	1,49	1,29
	1	1,24	1,35	1,06	1,09	0,58	1,13	1,07	0,89
16	2	2,28	2,45	1,29	1,27	0,77	2,05	1,52	-
	1	1,39	1,53	1,06	1,11	0,64	1,28	1,08	-
17	2	1,13	1,21	1,03	1,03	0,58	0,98	1,07	1,11

Tabla 2.35. Factores de carga en puntales obtenidos analítica y experimentalmente, en niveles de vivienda.

Las conclusiones más relevantes del estudio realizado por M. Azkune, (2007), al comparar los resultados obtenidos analítica y experimentalmente, son transcritas a continuación:

En general, todos los modelos teóricos predicen correctamente la posición de la carga máxima durante el proceso de construcción. Sin embargo, los valores máximos propuestos difieren en función del método seleccionado. El valor medio máximo medido para el coeficiente de carga fue de 1'52, frente a 3,00 del Método Simplificado, por lo tanto, el Método Simplificado no es válido para estimar las solicitaciones máximas en puntales, puesto que las sobrevalora.

En los primeros pasos, mientras se tiene toda la estructura apuntalada hasta el suelo, el método supone que toda la carga se transmite a través de los puntales hasta la cimentación. Según el método simplificado, tras el hormigonado del Sótano -2 (Paso 3) los puntales del nivel inferior transmiten todo el peso de los tres forjados hasta la cimentación. Sin embargo, en la realidad las losas parcialmente endurecidas soportan parte de las cargas, por lo que la suposición de rigidez infinita conduce a resultados erróneos. De esta manera, las cargas

medidas en los puntales del nivel inferior son del orden de la mitad de las obtenidas con la aplicación del método simplificado (1'52 frente a 3'00). En consecuencia, el método simplificado no es válido para estimar las solicitaciones máximas.

Así mismo, tras el descimbrado del nivel inferior (Paso 4), el método simplificado predice que los puntales ubicados en las plantas superiores quedan totalmente descargados. Por el contrario, las mediciones muestran que sí pierden parte de la carga, pero todavía siguen soportando una parte considerable de la misma. Por consiguiente, el método simplificado proporciona un modelo erróneo de cómo se distribuyen las cargas entre forjados y puntales durante las fases constructivas de edificios de hormigón.

Las dos variantes de este método simplificado que se han estudiado en este trabajo y que suponen una rigidez infinita de puntales tampoco han proporcionado unos resultados precisos. Tanto el método simplificado considerando la edad real del hormigón como el método simplificado modificando obtienen las mismas cargas en puntales que el simplificado mientras la estructura se encuentra apuntalada hasta el suelo. De este modo, lo señalado para el método simplificado también resulta válido para estas dos variantes. Incluso en plantas superiores, cuando no se mantiene la estructura apuntalada hasta el suelo, el considerar la edad real del hormigón conduce a unas dispersiones mayores entre el método simplificado y las medidas experimentales. En las plantas destinadas a viviendas, al tenerse varias plantas apuntaladas simultáneamente, el método simplificado supone que el peso de un forjado recién hormigonado se reparte por igual entre los forjados inferiores apuntalados, mientras que su variante estima que los forjados de mayor edad se llevan una mayor proporción de la carga. Por el contrario, en las mediciones en obra se observa que el peso del forjado recién hormigonado se reparten

entre los forjados inmediatamente inferiores, mientras que los forjados de mayor edad prácticamente no reciben carga.

Por otro lado, el método de Mossallam y Chen ha mostrado una tendencia contraria al método simplificado. El concepto de redistribución empleado por este método ha originado que las cargas teóricas en puntales sean muy inferiores a las medidas experimentalmente. Durante el periodo de tiempo que transcurre entre dos operaciones consecutivas, el método de Mossallam y Chen supone que las losas recién hormigonadas comienzan a soportar una parte importante de su peso, con lo cual descienden las cargas transmitidas por los puntales. Este hecho conduce a que las cargas en puntales calculadas teóricamente sean la mayoría de las veces menores que las medidas en obra.

Los tres modelos restantes, es decir, el método refinado, el EFM y el simplificado mejorado proporcionan unos valores razonables al compararlos con las medidas experimentales. Lógicamente, el más completo es el refinado, que al modelar la estructura en 3D proporciona un valor de carga para cada puntal. El EFM modela la estructura como un pórtico 2D, por lo que obtiene diferentes valores de carga para los puntales ubicados en una misma fila. Por último, el simplificado mejorado de Duan y Chen calcula las cargas analíticamente, disponiéndose de un único valor medio para todos los puntales colocados en una misma planta.

El método refinado ha sobreestimado las cargas máximas en puntales en un 7'2%. Las máximas desviaciones entre el modelo refinado y las medidas reales se han producido después de los descimbrados, con un error del 11'6% tras el descimbrado del nivel de garaje inferior. Debe tenerse en cuenta que este error, aparte de no ser excesivo, se da en los puntales ubicados bajo el forjado del Nivel -2. Por algún motivo, estos puntales se encontraban sometidos a una carga un 7% superior al peso

propio de la losa que teóricamente deberían soportar tras el hormigonado. De este modo, resulta lógico que los valores teóricos se sitúen por debajo de los valores experimentales para estos puntales. En resumen, puede afirmarse que en general las desviaciones entre los resultados del método refinado y las mediciones en obra se sitúan por debajo del 10%.

En un principio, las desviaciones del método refinado respecto a las mediciones en obra no han aumentado en operaciones posteriores. De esta manera, en lo que se refiere a la ejecución de los forjados de viviendas, las cargas máximas en puntales propuestas por el método refinado han coincidido prácticamente con las medidas en obra (1'27 frente a 1'28). En operaciones posteriores las desviaciones fueron más significativas, pero puede concluirse que el método refinado resulta adecuado para predecir el comportamiento de la distribución de cargas en estructuras de hormigón en ejecución.

Por ejemplo, al no estar la estructura apuntalada hasta el suelo durante la ejecución de las viviendas, el aumento de carga en los puntales al hormigonar un forjado ubicado dos niveles por encima de la losa que están sustentando resulta menor que el 10% de su carga tributaria, mientras que prácticamente no se cargan al hormigonar una losa ubicada tres niveles por encima. El método refinado detecta correctamente el fenómeno descrito. Sin embargo, en esta situación las variaciones de carga en los puntales resultan algo aleatorias (por ejemplo, descarga de los puntales de 0'84 a 0'82 tras el Paso 14). Esto se debe a que pueden estar más influenciadas por otros factores como las variaciones de temperatura que por las propias operaciones de hormigonado, de manera que en las últimas operaciones se aumentan las desviaciones entre los valores reales y el método refinado.

En cuanto al EFM, las cargas máximas propuestas por el modelo han coincidido casi exactamente con los registrados en obra. Igual que

en el caso del refinado, las máximas desviaciones entre el EFM y las medidas reales se han originado después de los descimbrados, con un error del 16'0% tras el descimbrado del nivel de garaje -3. Este error se corresponde con los puntales ubicados bajo el forjado del Nivel -1, los cuales se encuentran mucho menos solicitados que los ubicados en el nivel más bajo y siendo por lo tanto la desviación menos importante. Además, tras el hormigonado del Nivel -1, estos puntales soportaban únicamente un 95% de la carga que teóricamente deberían de estar transmitiendo, causando parte de la citada desviación.

En general, las cargas en puntales calculadas con el EFM han resultado bastante similares a los propuestos por el método refinado. De esta manera, las conclusiones establecidas para el método refinado son válidas para el EFM. La gran ventaja del EFM respecto al refinado consiste en que es mucho más sencillo de modelar, al representar toda la estructura mediante un pórtico bidimensional. Por consiguiente, la utilización del EFM parece mucho más recomendable que el refinado. Sin embargo, el método refinado puede resultar más adecuado en otros casos, como por ejemplo si se quieren estudiar las diferencias entre las cargas transmitidas por los puntales de una misma planta.

Por último, con el método simplificado mejorado de Duan y Chen también se han obtenido unos resultados aceptables, aunque no tan precisos como con el refinado o el EFM. La gran ventaja de este último modelo se centra en su sencillez, puesto que aplicando unas expresiones analíticas muy sencillas se ha calculado rápidamente la distribución de cargas originada por cada paso constructivo. Sin embargo, sus resultados no son tan precisos como los de otros modelos computacionales y, además, el método simplificado mejorado propone un único valor de carga para todos los puntales ubicados en una misma fila.

El método simplificado mejorado ha sobreestimado las cargas máximas en puntales en un 12'5%. Análogamente a lo sucedido con otros métodos, las desviaciones entre el método simplificado mejorado y las medidas reales han aumentado tras el primer descimbrado, con un error del 15'8% tras dicha operación. En operaciones posteriores, las diferencias con respecto a las mediciones reales, en general, han estado por debajo del 15%.

En consecuencia, puede concluirse que el método simplificado mejorado predice con una precisión razonable las cargas originadas en puntales durante la construcción de una estructura de hormigón. En edificios en los que se requiera un nivel mayor de precisión será necesario utilizar un método más complejo, como el refinado o el EFM.

La influencia de la posición relativa del puntal respecto a la estructura de hormigón resulta relevante una vez que el forjado que se apoya sobre ellos haya endurecido parcialmente. En este sentido, los puntales que ocupan las posiciones centrales del vano se ven más afectados por las operaciones constructivas ejecutadas posteriormente.

La temperatura influye en los factores de carga de forjados y puntales, puesto que se observaron fluctuaciones en la carga de puntales de hasta 300 Kg (M. Azkune, 2007).

II.4.4.9. Estudio de J. Díaz, (2008)

En el año 2008, J. Díaz, realizó un estudio sobre los factores de carga de un pórtico de estructura de edificación de 9 plantas formado por vigas planas de 5 vanos, que recibe un forjado autoportante de 6 metros de luz en las dos direcciones. El proceso constructivo presenta un ritmo de ejecución de 1 semana por planta con 3 niveles de cimbrado.

Durante el cimbrado de plantas consecutivas se considera que todas las plantas poseen el mismo módulo de deformación, excepto la

recién hormigonada, donde su módulo de deformación se considera nulo, al mismo tiempo se consideran cuatro hipótesis:

- Puntales de rigidez infinita apoyados sobre un suelo de rigidez infinita.
- Puntales de rigidez finita apoyados sobre un suelo de rigidez infinita.
- Puntales de rigidez infinita apoyados sobre un suelo de rigidez finita.
- Puntales de rigidez finita apoyados sobre un suelo de rigidez finita.

En la Tabla 2.36, se muestran los resultados obtenidos de forma experimental, y la comparación entre los factores de carga en vigas considerando a los puntales de rigidez infinita y finita, en ambos casos los puntales se encuentran apoyados en un suelo de rigidez infinita.

En el caso de la consideración de suelo como infinitamente rígido, las cargas obtenidas en forjados, considerando a los puntales con rigidez finita, se disminuyen hasta en un 30%, respecto a la consideración de los puntales como infinitamente rígidos.

El valor máximo del coeficiente carga en puntales, obtenido para las mismas condiciones anteriormente expresadas, fue de 2,2, siendo 1,0 el coeficiente de carga en puntales de un forjado recién hormigonado, para los puntales apoyados en la cimentación teniendo las tres plantas consecutivas cimbradas. Este valor es el 67% del valor máximo de coeficiente de carga en el caso de rigidez infinita.

En el mismo estudio J. Díaz, analizó la influencia de la variación del módulo elástico del hormigón con la edad, de las dimensiones de los pilares, de la rigidez de los puntales comerciales, descimbrado de 2 vanos consecutivos manteniendo cimbrados otros 3, y el descimbrado de 1

vano desde el centro hacia los apoyos, resultando que como máximo se obtiene una variación del 4% frente a los resultados obtenidos en el caso general. También aclara que descimbrar retirando los puntales desde los apoyos hacia el centro de vano producirá un agotamiento de los puntales situados en el centro de dicho vano.

Paso	Nivel	Factor de carga		Relación (2)/(1)
		P. rigidez infinita (1)	P. rigidez finita (2)	
Hormigonado F.1	1	-	-	-
Hormigonado F.2	2	-	-	-
	1	-	0,40	-
Hormigonado F.3	3	-	-	-
	2	-	0,53	-
	1	-	0,25	-
Descimbrado F.1	3	0,74	1,00	1,35
	2	0,88	0,92	1,05
	1	1,32	1,05	0,80
Hormigonado F.4	4	-	-	-
	3	0,84	1,39	1,65
	2	1,19	1,21	1,02
	1	1,80	1,32	0,73
Descimbrado F.2	4	0,68	0,98	1,44
	3	0,86	0,92	1,07
	2	1,39	1,08	0,78
Hormigonado F.5	5	-	-	-
	4	0,76	1,37	1,80
	3	1,18	1,21	1,03
	2	1,90	1,35	0,71
Descimbrado F.3	5	0,64	0,98	1,53
	4	0,82	0,90	1,10
	3	1,46	1,10	0,75
Hormigonado F.6	6	-	-	-
	5	0,66	1,36	1,89
	4	1,15	1,18	1,05
	3	2,02	1,38	0,69
Descimbrado F.4	6	0,55	0,95	1,61
	5	0,79	0,91	1,08
	4	1,57	1,11	0,75

Paso	Nivel	Factor de carga		Relación (2)/(1)
		P. rigidez infinita (1)	P. rigidez finita (2)	
Hormigonado F.7	7	-	-	-
	6	0,66	1,33	2,02
	5	1,15	1,20	1,04
	4	2,02	1,39	0,69
Descimbrado F.5	7	0,55	0,95	1,73
	6	0,79	0,89	1,13
	5	1,57	1,14	0,73
Hormigonado F.8	8	-	-	-
	7	0,61	1,32	2,16
	6	1,08	1,17	1,08
	5	2,15	1,43	0,67
Descimbrado F.6	8	0,49	0,92	1,88
	7	0,82	0,91	1,11
	6	1,59	1,14	0,72
Hormigonado F.9	9	-	-	-
	8	0,53	1,28	2,42
	7	1,12	1,20	1,07
	6	2,18	1,44	0,66
Descimbrado F.7	9	0,43	0,90	2,09
	8	0,74	0,87	1,18
	7	1,71	1,19	0,70
Descimbrado F.8	9	0,75	0,96	1,28
	8	1,19	1,03	0,87

Tabla 2.36. Valores de factores de carga en vigas, durante el proceso constructivo para puntales de rigidez finita e infinita. J. Díaz, 2008.

II.4.4.10. Estudio de Y. A. Alvarado, (2009)

En el año 2009, Y. A. Alvarado en su tesis doctoral realizó un estudio experimental, durante la construcción de un edificio, sobre los efectos que tiene en los factores de carga en forjados y puntales la técnica del clareado. El edificio objeto del estudio experimental situado en la Universidad Politécnica de Valencia, fue construido específicamente para el estudio, y una vez concluido este, fue demolido. La estructura del edificio se compone de 3 forjados de losa de hormigón armado de 25 cm de espesor, con una luz entre pilares de 6,00 metros. Los forjados se sostienen sobre cuatro pilares de sección rectangular y tienen un voladizo

de 1,80 metros. El proceso constructivo se basa en mantener 2 plantas consecutivas cimbradas, y adicionalmente en el forjado 3 se aplicó una carga similar al peso propio de otro forjado, buscando simular 3 plantas consecutivas apuntaladas. La cimentación se diseñó mediante una losa de hormigón armado de 40 cm. de canto.

En la Tabla 2.37 se muestran los valores de los factores de carga en puntales, obtenidos experimental y analíticamente.

Operación	Nivel	M. Simplificado Mejorado de Duan y Chen, 1999. (1)	M. Simplificado de Fang et al., 2001. (2)	M. Beeby, 2001. (3)	Experimental (4)	(4) / (1)	(4) / (2)	(4) / (3)
Hormi. F.1	1	1,00	1,00	1,00	0,97	0,97	0,97	0,97
Clare. F.1	1	0,54	0,66	0,88	0,54	1,00	0,82	0,61
Hormi. F.2	2	1,00	1,00	1,00	0,99	0,99	0,99	0,99
	1	1,07	1,18	1,75	0,79	0,74	0,67	0,45
Clare. F.2	2	0,44	0,43	0,78	0,52	1,18	1,21	0,67
	1	0,77	0,87	1,55	0,68	0,88	0,78	0,44
Desci. F.1	2	0,17	0,15	0,09	0,28	1,65	1,87	3,11
Hormi. F.3	3	1,00	1,00	1,00	0,98	0,98	0,98	0,98
	2	0,63	0,50	0,56	0,54	1,04	1,08	0,96
Clare. F.3	3	0,42	0,42	0,62	0,55	1,31	1,31	0,89
	2	0,31	0,29	0,38	0,49	1,58	1,69	1,29
Carga F.3	3	0,83	0,83	1,23	0,77	0,93	0,93	0,63
	2	0,45	0,43	0,67	0,60	1,33	1,40	0,90
Desci. F.2	3	0,66	0,68	0,94	0,65	0,98	0,96	0,69
Media						1,12	1,12	0,97
Desviación Típica						0,25	0,33	0,64

Tabla 2.37. Valores de factores de carga en puntales, obtenidos analítica y experimentalmente. Y. A. Alvarado, 2009.

Y. A. Alvarado, (2009), obtuvo las siguientes conclusiones al estudio experimental: el primer método analizado es el método simplificado de Duan y Chen (1995). Los resultados obtenidos aplicando dicho método son bastante próximos a las medidas experimentales. Presentándose una media de la relación entre el Método Simplificado Mejorado de Duan y

Chen, (1999) y los resultados experimentales de 1,12, con una desviación típica de 0,25. En general, analizando el valor medio de las relaciones, el Método Simplificado Mejorado de Duan y Chen subestima las cargas que se presentan en los puntales. Lo que se traduce en sobreestimar las cargas que se presentan en los forjados.

El segundo método analizado es el Método Simplificado de Fang et al., (2001). Dicho método considera las mismas hipótesis que el Método Simplificado Mejorado de Duan y Chen, (1995), pero asume que entre cada una de las operaciones constructivas se produce una redistribución de cargas. Dicha redistribución de cargas se le atribuye a la ganancia de rigidez de los elementos de hormigón. Esto obliga a realizar un cálculo de la distribución de cargas antes y después de cualquier operación. Los resultados obtenidos con este método son muy similares a los obtenidos con el método de Duan y Chen, (1995). La relación de los factores de carga entre el Método Simplificado de Fang et al., (2001) y los resultados experimentales es 1,12, con una desviación típica de 0,33. De la misma forma que el Método Simplificado Mejorado de Duan y Chen, (1995), el Método Simplificado de Fang et al., (2001) subestima las cargas en los puntales lo que lleva a sobreestimar las cargas en los forjados.

El tercer método analizado es el método de Beeby, (2001). Este método considera los puntales con una rigidez finita, y a los forjados con un comportamiento elástico de rigidez dependiente del tiempo. Aplicando este método no se obtuvieron buenos resultados respecto a las medidas experimentales. La relación de los factores de carga en puntales entre los Métodos Beeby, (2001) y los resultados experimentales fue de 0,97, pero con una desviación típica de 0.64. La tendencia general de este método es sobreestimar las cargas en los puntales lo que lleva a subestimar las cargas en los forjados.

En general el método que presenta un mayor ajuste a las medidas experimentales y a los resultados del modelo numérico es el Método Simplificado Mejorado de Duan y Chen, (1995). A pesar de tener una media de error sensiblemente mayor que la del Método Simplificado de Fang et al., (2001), su desviación típica es considerablemente inferior. Lo que a nivel de cada operación constructiva lo hace más preciso. Este método es el que se ajusta mejor a las medidas experimentales obtenidas en la estructura estudiada mediante la técnica del clareado.

II.4.5. Disposiciones Constructivas

Más importante, para la seguridad e integridad de la cimbra, que el cálculo son las disposiciones constructivas en la cimbra y encofrado. Las recomendaciones al respecto son escasas en la bibliografía, más interesada en el cálculo que en el proyecto de la cimbra. Así, J. Calavera, (1988), expone la siguiente recomendación:

"El apuntalamiento debe ser calculado en cuanto se sale de las cargas y alturas habituales. Si la altura de puntales es superior a 2,60 metros, deben arriostrarse. El arriostramiento es siempre conveniente y debe considerarse imprescindible para alturas de más de 2,60 metros o pesos propios de forjado superiores a 250 kp/m²" (J. Calavera, 1988).

De hecho, el 50% de los colapsos se producen durante el hormigonado y son originados, frecuentemente, por acciones horizontales, del viento o del equipo de hormigonado, no previstas.

La acción del viento es más importante por la inestabilidad que puede producir más que por las cargas directas que genera en la cimbra (Lew, 1985) (Chen y Mosallam, 1991). Las normas y recomendaciones nacionales dicen poco al respecto. Así, el comité 347 del ACI señala que se debe considerar una fuerza de 150 kp/m², y no menor del 2% de la

carga vertical, como carga horizontal y uniforme en cada dirección del forjado cimbrado.

Además, las cargas horizontales no sólo se provocan por la acción del viento sino, como previamente he mencionado, por la acción de un vertido asimétrico del hormigón, el acopio de materiales de construcción, la acción de frenado y arriostamiento de las grúas-torres, el equipo de compactación del hormigón, etc., (Lew, 1985), (Grossman, 1987).

La recomendación de J. Calavera (1988), viene a exigir el arriostamiento de los puntales en plantas bajas, con altura superior a 2,60 metros y, con peso de los forjados superior a 250 kp/m². En la Fig. 2.52 tomada de Mosallam y Chen, (1990), se puede observar un arriostamiento oblicuo, apoyándose en elementos constructivos permanentes (base y cabeza de soportes), en líneas continuas, así como otro mediante barras horizontales, unidos mediante grapas a los puntales, línea discontinua.

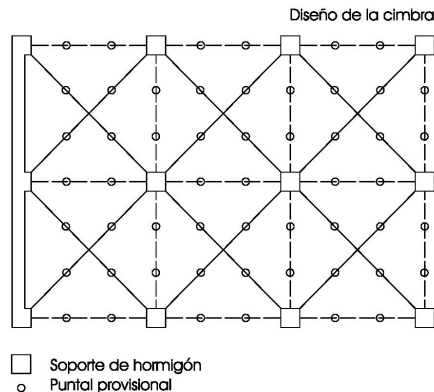


Fig. 2.52. Disposiciones constructivas de arriostamientos horizontales e inclinados. Adaptado de Mossallam y Chen, 1990.

Las condiciones establecidas en las recomendaciones americanas para el empleo, o mejor la falta de utilización, de arriostamientos son las siguientes (ACI, 1988), (Mosallam y Chen, 1990):

1. La esbeltez mecánica, definida en la Ec. 2.13 de este capítulo, en puntales metálicos no será superior a 200 para puntales no

arriostrados. Por tanto, para el puntal considerado en el apart. II.4.2.1, con diámetro 458 mm y 2mm de espesor, lleva a que la máxima altura sin arriostramiento sería de valor:

$$L = \frac{\lambda \cdot I}{\beta} = \frac{200 \cdot 1,64}{1,0} = 328 \text{ cm} \quad (2.60)$$

mientras que para puntales menos rígidos, frecuentes en la construcción de diámetro 40 mm y espesor 1,5 mm con un radio de giro de valor 1,362 cm, en lugar de 1,64, se tendría la exigencia de acudir a arriostramiento cuando se superara la altura:

$$L = \frac{\lambda \cdot I}{\beta} = \frac{200 \cdot 1,362}{1,0} = 270 \text{ cm} \quad (2.61)$$

valor muy cercano al recomendado por J. Calavera que exigía un arriostramiento de los puntales que superen los 260 centímetros.

2. El arriostramiento, caso de ser necesario por superar la limitación anterior, debe llevarse hasta un suelo firme o, lo que es más frecuente, hasta elementos permanentes de la construcción. Si la cimbra se ha ejecutado mediante varios elementos superpuestos, unos encima de otros, es siempre necesario acudir a la solución de diagonales en dos direcciones ortogonales como mínimo. En el caso de que el apuntalamiento se ejecute mediante un único puntal que salva toda la altura, entonces puede ser suficiente con barras horizontales convenientemente unidas, mediante grapas bisector o trisector, a los puntales.

3. En el caso de que sean puntales únicos, punto anterior, el arriostramiento horizontal se procurará instalarlo a mitad altura y, además, será en dos direcciones ortogonales.

4. El arriostramiento mediante diagonales se realizará, como mínimo, en ambos extremos de las líneas de puntales, con un ángulo comprendido entre 30° y 45° sexagesimales, uniendo desde las correas superiores del encofrado hasta el durmiente inferior.

5. Si el cociente altura / ancho de las correas del encofrado es superior a 2,0, en el caso de emplearse esta solución constructiva de encofrado será necesario realizar también arriostramientos horizontales (mediante diagonales, por ejemplo) para evitar el riesgo de vuelco de las correas.

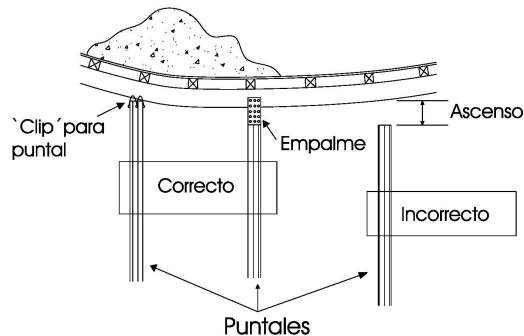


Fig. 2.53. Movimiento ascendente del encofrado: exigencia de arriostramiento y continuidad entre el encofrado y puntales. Adaptado de ACI, 1988.

Por otra parte, la solución constructiva debe garantizar que ante un posible ascenso del fondo de encofrado, el puntal se mantenga en posición sin desplomarse (Fig. 2.53 y 2.54). Para ello se suele recurrir a uniones, empalmes, con pasadores que garanticen una cierta resistencia a la tracción o grapas, abrazaderas o mordazas en la unión del fondo del encofrado y del puntal. En general, hay que disponer los puntales con objeto de que no se vea comprometida su estabilidad por una flecha negativa, ascendente, del forjado en las fases intermedias del hormigonado. Por ello, la Fig. 2.54, es conveniente que el puntal de un recimbrado (reshore o backshore) esté alineado verticalmente con los puntales de la planta cimbrada. Además, hay que procurar verter y distribuir lo más simétricamente posible el hormigón con objeto de reducir los riesgos comentados.

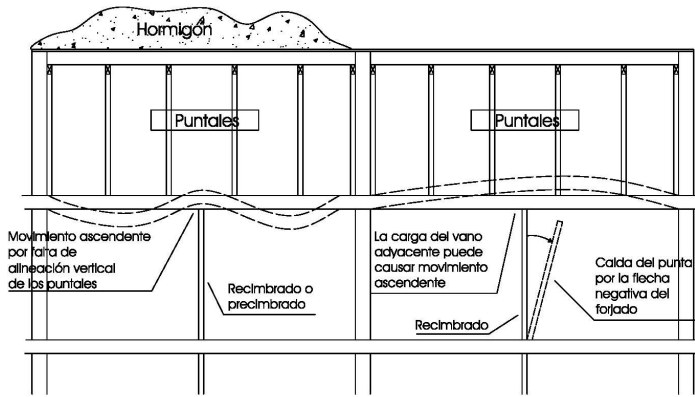


Fig. 2.54. Colocación de puntales en los trabajos de recimbrado. Adaptado de ACI, 1988.

II.5. Cálculo de la Edad de Descimbrado

El cálculo de la edad de descimbrado de un forjado depende principalmente del momento en el que el hormigón es capaz de soportar las tensiones a las cuales va a estar sometido durante el proceso constructivo. La adquisición de resistencias por parte del hormigón depende de diferentes factores, expuestos y analizados en el apartado II.1.2 de la presente Tesis Doctoral.

En el presente apartado, se realiza un estudio y análisis de los diferentes métodos de cálculo de la edad de descimbrado de la estructura de hormigón armado. Al mismo tiempo, se recogen las recomendaciones relativas al plazo de descimbrado realizadas por las diferentes normativas, tanto a nivel nacional como internacional.

II.5.1. Introducción

Durante el proceso de descimbrado de un forjado de hormigón armado, hay que tener en cuenta que con anterioridad a la operación constructiva de descimbrar dicho forjado, esta planta, además de otras plantas, se encuentran sometidas a variaciones en las cargas que soportan. Por lo tanto, hay que contemplar todas las operaciones

constructivas intervinientes en el proceso. Por ejemplo, en la Fig. 2.56, se muestra el proceso constructivo necesario para el forjado "n" considerando un total de once fases desde su hormigonado hasta el hormigonado del forjado n+3.

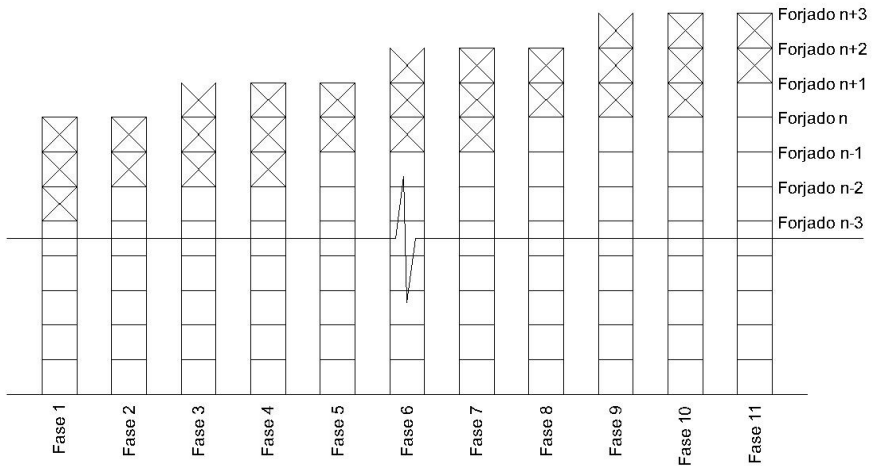


Fig. 2.56. Distintas fases por las que pasa un determinado forjado (n-ésimo).

La Instrucción española EHE-08 (Comisión permanente del hormigón, 2010) dice bien poco al respecto. Además, lo hace en la parte no obligatoria de la Instrucción, en los comentarios al artículo 74:

"Se exige efectuar el descimbrado de acuerdo con un programa previo debidamente estudiado, con el fin de evitar que la estructura quede sometida, aunque sólo sea temporalmente durante el proceso de ejecución, a tensiones no previstas en el proyecto que puedan resultar perjudiciales.

A título de orientación, pueden indicarse los plazos de desencofrado o descimbrado dados por la Ec. 2.62.

$$J = \frac{400}{\left(\frac{G}{G+0,5}\right)(T+10)} \quad (2.62)$$

Donde: J , es el número de días. T , es la temperatura media, en grados centígrados, de la máximas y mínimas diarias durante los j días. G ,

es la carga que actúa sobre el elemento al descimbrar (incluido el peso propio). Q , es la carga que actuará posteriormente ($Q+G=$ carga máxima total).

Esta ecuación es sólo aplicable a hormigones fabricados con cemento portland y en el supuesto de que su endurecimiento se haya llevado a cabo en condiciones ordinarias.

Se recomienda que la seguridad no resulte en ningún momento inferior a la prevista en la obra en servicio”.

La ecuación dada en la Instrucción EHE-08 hace depender el número de días, previos al descimbrado, de dos condiciones:

- La madurez del hormigón, definida realmente por la integral del gráfico temperatura-tiempo y, por motivos de sencillez, definida por el sumatorio del producto temperatura-tiempo. Se considera, además, en la ecuación indicada que la adquisición de resistencias del hormigón se detiene completamente para una temperatura inferior a -10°C , de ahí el sumatorio $(T+10)$.
- El cociente entre la carga que soporta el forjado, G , y la carga para la que se ha calculado, Q . El término es confuso. En efecto, si se descimbra la planta entre el forjado n -ésimo y el forjado $n+1$ -ésimo, los datos del forjado que nos importa no serán los del forjado "n" sino los de los forjados $n+1$, $n+2$ y $n+3$; dado que el forjado "n" reduce su carga y, por tanto, sin ningún cálculo es fácil indicar que no es necesario que pase tiempo alguno. Sin embargo, para el forjado $n+1$, $n+2$ y $n+3$ supone un incremento de la carga. Así, la carga G que indica la norma será como mínimo el peso propio del forjado y de la cimbra, multiplicada, la suma de ambos pesos, por el factor

de carga, definido en el capítulo anterior, más la sobrecarga de construcción; y todo ello con la debida seguridad, introducida por los coeficientes de ponderación.

Además, obviamente, en el caso del ejemplo de la Fig 2.56, esta ecuación habría que resolverla para los tres forjados aludidos, ($n+1$, $n+2$ y $n+3$).

La Tabla 2.38 da los resultados de la Ec. 2.62 para distintos cocientes Q/G y para distintas temperaturas.

Carga total cálculo dividido por Carga aplicada en construcción	TEMPERATURA MEDIA DIARIA (°C)						
	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°
4,00	9,0	6,0	4,5	3,5	3,0	2,5	2,5
3,00	11,5	8,0	6,0	4,5	4,0	3,5	3,0
2,00	16,0	11,0	8,00	6,5	5,5	4,5	4,0
1,50	20,0	13,5	10,0	8,0	7,0	6,0	5,0
1,33	22,0	14,5	11,0	9,0	7,5	6,5	5,5
1,00	27,0	18,0	13,50	11,0	9,0	8,0	7,0

Tabla 2.38. Aplicación del método de cálculo de plazos de descimbrado establecido en EHE-08.

El método, en cualquier caso, debe tomarse con precaución. De hecho, para una temperatura normalizada de 20°C, temperatura de curado de las probetas de hormigón en laboratorio, y un factor de carga igual a la unidad exige un tiempo de 8,89 días. Aunque, como señalaré en posteriores epígrafes, el descimbrado está más influido de la resistencia a tracción, por ejemplo, que la de compresión y aquella, la resistencia a tracción, evoluciona más lentamente.

II.5.2. Planteamiento Teórico del Cálculo de la Edad de Descimbrado

El planteamiento general, teórico, del problema del cálculo de la edad de descimbrado es claro: es necesario considerar el comportamiento resistente del forjado en la etapa considerada (véase en el anterior epígrafe, la referencia a los forjados afectados y no sólo en el momento de descimbrado sino también de hormigonado de un nuevo forjado). El comportamiento del forjado debe analizarse tanto desde el punto de vista resistente (flexión, corte, rasante, punzonamiento, adherencia, anclaje, etc.) así como de servicio (deformación y fisuración, principalmente). En cada etapa, la respuesta de la estructura debe ser mayor, con la suficiente seguridad, a la sollicitación sobre la misma y esto para todos los elementos estructurales, definitivos y de construcción, que se encuentren involucrados (Ec. 2.63).

$$R_u \geq S_d$$

(2.63)

Donde: R_u , es la respuesta de la estructura, y S_d , es la sollicitación ponderada, caso de estudiar un Estado Límite Último, a la que se encuentra sometida esa parte de la estructura.

Es decir, para cada etapa que introduzca un nivel de cargas mayor en un forjado, se deberá analizar si el forjado tiene la suficiente seguridad frente a los estados límites últimos y de utilización señalados. Por tanto, se deberá conocer cuál es la evolución de la resistencia del forjado y no tanto la evolución de la resistencia de las probetas de control. En efecto, las condiciones de obra nada tienen que ver con un curado normalizado de $20 \pm 2^\circ\text{C}$ y una humedad relativa superior al 95%. Las temperaturas pueden ser más bajas o altas, dependiendo de la época del año y, además, casi nunca el curado es tan efectivo.

Un planteamiento científico, donde se pretendiese estimar con una precisión matemática, la evolución del hormigón en unas determinadas ocasiones, y esta predicción fuese dependiente del tipo de cemento, relación agua/cemento, humedad, curado, temperatura, naturaleza de los áridos, etc., resultaría en la práctica inabordable y escasamente operativo.

La evolución de la resistencia del hormigón depende, entre otros factores (analizados en el apartado II.1 de la presente Tesis Doctoral), de la relación agua/cemento. Las mezclas con una baja relación agua/cemento ganan la resistencia, expresada como un porcentaje de su resistencia a largo plazo, de forma más rápida que las que tienen una alta relación agua/cemento (Neville, 1988):

"Esto sucede porque, en el primer caso, (baja relación A/C), los granos de cemento están más cerca unos de otros y se establece con mayor rapidez un sistema continuo de gel. Por esta razón no es fácil establecer una extrapolación de, digamos, la resistencia a los 7 días y la adquirida a los 28, aunque se trate de un solo tipo de cemento" (Neville, 1988).

En la Fig. 2.57, realizada a partir de datos tomados de Neville (1988), pone de manifiesto las afirmaciones anteriores. De hecho, a 7 días obtiene un porcentaje de resistencia del orden del 79% de la resistencia a 28 días, con una relación $A/C=0,40$ mientras que con relación $A/C=0,60$ se reduce al 68%. Por otra parte, el comportamiento es muy dependiente del tipo de cemento. Así, el mismo autor Neville, (1988), cita que por la época de los ensayos, los cementos Portland británicos eran más lentos que los cementos tipos I, de endurecimiento normal, americanos.

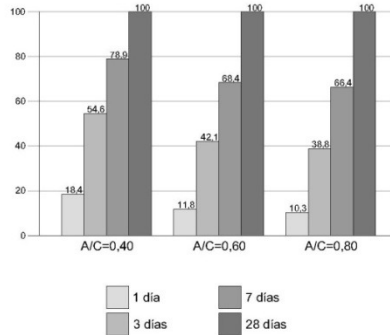


Fig. 2.57. Variación de la resistencia a compresión del hormigón con la edad y la relación A/C.

Sin embargo, el incremento de velocidad en la adquisición de la resistencia al reducir la relación A/C no se mantiene en edades posteriores, fundamentalmente si, además, existe un alto contenido en cemento:

"Aparentemente también las mezclas con una relación agua/cemento muy baja y un contenido de cemento extremadamente alto (470 a 530 kg/m³) muestran una regresión de resistencia, especialmente cuando se usan agregados de gran tamaño. He aquí que, a edades posteriores, en ese tipo de mezclas una relación agua/cemento menor no conduciría a una mayor resistencia. Puede ser que ese comportamiento se deba a los esfuerzos inducidos por la retracción, cuya restricción por medio de los agregados causa agrietamiento en la pasta de cemento o pérdida de adherencia entre el cemento y el agregado" (Neville, 1988).

Por otra parte, no es fácil definir una determinada relación, para edades cortas entre la resistencia a compresión y la resistencia a tracción. Así, el cociente entre la resistencia a compresión y la resistencia a tracción aumenta con el contenido y la categoría real del cemento (Gardner y Poon, 1976). Aumenta, también, con la relación Agua/Cemento (Soroka, 1979). El citado cociente depende de la granulometría, la naturaleza, las características superficiales, el tamaño máximo del árido y de la concentración volumétrica (Perepérez, 1982). Otros aspectos tecnológicos que influyen en el cociente entre ambas propiedades son la humedad del

curado, la oclusión voluntaria de aire y una compactación incompleta (Perepérez, 1982).

El hormigón curado en unas condiciones más deficientes, curado al aire, tiene una relación entre la resistencia a tracción y la resistencia a compresión más baja (Neville, 1988). El aire ocluido tiene una influencia de signo opuesto. En efecto, el aire ocluido disminuye en mayor proporción la resistencia a compresión que la resistencia a tracción; por tanto, el cociente entre la resistencia a tracción y la resistencia a compresión aumenta con la presencia de aire ocluido. Del mismo modo, la ausencia de una compactación suficiente afecta en mayor medida a la resistencia a compresión que a la resistencia a tracción y, por tanto, produciría el efecto de incrementar el cociente entre la resistencia a tracción y la resistencia a compresión.

La Tabla 2.39, tomada de Neville (1988), reproduce las relaciones entre la resistencia a compresión, la resistencia a la flexotracción (carga aplicada en el tercio central) y la resistencia a tracción pura, para distintos valores de la de compresión, obtenidas en probetas cilíndricas. Como se aprecia, la relación entre la resistencia a tracción, flexotracción o tracción pura, y la resistencia a compresión disminuye cuando aumenta la resistencia a compresión. Por otra parte, la relación entre la resistencia a tracción pura y la resistencia a flexotracción aumenta cuando aumenta la resistencia a compresión.

Resistencia a compresión (Kp/cm ²)	Relación entre resistencias		
	$f_{c,flex} / f_{c,comp}$	$f_{c,tracción\ pura} / f_{c,comp}$	$f_{c,tracción\ pura} / f_{c,flex}$
70	0,23	0,11	0,48
141	0,19	0,10	0,53
211	0,16	0,09	0,57
281	0,15	0,09	0,59
352	0,14	0,08	0,59
422	0,13	0,08	0,60
492	0,12	0,07	0,61
562	0,12	0,07	0,62
633	0,11	0,07	0,63

Tabla 2.39. Relación entre las resistencias del hormigón a compresión y a tracción. Neville, 1988.

II.5.3. Recomendaciones de las Diferentes Normativas

Las diferentes normativas establecen los criterios generales del plazo de descimbrado de las estructuras de hormigón armado. Sin embargo, no recomiendan o definen ningún método de cálculo de los factores de carga, tanto en forjados como en puntales, ni de cálculo del plazo de descimbrado durante el proceso constructivo.

La Instrucción de Hormigón Estructural "EHE-08" establece en su artículo número 74 los criterios generales del proceso de descimbrado, y en los comentarios al artículo las prescripciones relativas al plazo de descimbrado de las estructuras de hormigón armado.

Los criterios generales definidos en esta normativa son los siguientes:

"Tanto los distintos elementos que constituyen el encofrado (costeros, fondos, etc) como los apeos y cimbras, se retirarán sin producir sacudidas ni choques en la estructura, recomendándose, cuando los elementos sean de cierta importancia, el empleo de cuñas, cajas de arena, gatos y otros dispositivos análogos, para lograr un descenso uniforme de los apoyos.

Las operaciones anteriores (desencofrado y descimbrado) no se realizarán hasta que el hormigón haya alcanzado la resistencia necesaria para soportar, con suficiente seguridad y sin deformaciones excesivas, los esfuerzos a los que va a estar sometido durante y después del desencofrado y descimbrado. Se recomienda que la seguridad no resulte en ningún momento inferior a la prevista para la obra en servicio.

Cuando se trate de obras de importancia y no se posea experiencia de casos análogos, o cuando los perjuicios que pudieran derivarse de una fisuración prematura fuesen grandes, se realizarán ensayos de información para conocer la resistencia real del hormigón y

poder fijar convenientemente el momento de desencofrado o descimbrado.

Los plazos de descimbrado o desapuntado indicados en este artículo solamente podrán modificarse si el constructor redacta un plan acorde con los medios materiales disponibles, debidamente justificado y estableciendo los medios de control y seguridad apropiados. Todo ello se someterá a la aprobación de la Dirección Facultativa.

En forjados unidireccionales el orden de retirada de los puntales será desde el centro de vano hacia los extremos y en el caso de voladizos del vuelo al arranque”.

En el apartado referente a los comentarios del artículo, se recomienda que para realizar el descimbrado se deben tener en cuenta por lo menos algunos de los siguientes puntos:

- El peso del hormigón, especialmente si representa la mayor parte de la carga total de proyecto.
- Las cargas impuestas, por ejemplo, el cimbrado de otros elementos superiores, las sobrecargas de ejecución, etc.
- La secuencia de descimbrado y la posible actuación temporal con gatos y soportes temporales.
- La necesidad de mantener determinados elementos para reducir las deformaciones dependientes del tiempo (por ejemplo, puntales intermedios) o para garantizar la estabilidad de la estructura (por ejemplo, refuerzos contra viento).
- Operaciones de tesado e inyección.
- Operaciones particulares de descimbrado, por ejemplo en las partes en ángulo entrante de lo encofrados.
- Las condiciones ambientales a las que se va a ver sometido el hormigón una vez retirado el encofrado, sobre todo si éste actuaba como sistema de curado.

- Posibles exigencias de tratamientos superficiales posteriores.

En el mismo apartado se establece que el plazo mínimo de descimbrado dependerá, entre otros, de la evolución de la resistencia y módulo de deformación del hormigón, de las condiciones de curado, de las características de la estructura y de la fracción de carga muerta actuante en el momento de descimbrado. Una aproximación al valor de la resistencia mínima que debe haber alcanzado el hormigón en el momento de descimbrado, puede obtenerse comprobando el cumplimiento de los Estados Límites bajo la condiciones de las cargas actuantes en ese momento.

A título orientativo, se puede calcular el plazo de descimbrado mediante la Ec. 2.62. Esta ecuación sólo es aplicable en elementos de hormigón armado con cemento portland y en el supuesto de que su endurecimiento se haya llevado a cabo en condiciones ordinarias.

$$J = \frac{400}{\left(\frac{Q}{f_c} + 0,5\right)(T+10)} \quad (2.62)$$

Cuando no se disponga de datos suficientes, y en el caso de haber empleado cemento de endurecimiento normal, pueden tomarse como referencia los periodos mínimos de descimbrado de la Tabla. 2.40.

Temperatura superficial del hormigón (°C)		>24	16	8	2
Encofrado vertical		9 horas	12 horas	18 horas	30 horas
Losas	Fondos de encofrado	2 días	3 días	5 días	8 días
	Puntales	7 días	9 días	13 días	20 días
Vigas	Fondos de encofrado	7 días	9 días	13 días	20 días
	Puntales	10 días	13 días	18 días	28 días

Tabla 2.40. Periodos de desencofrado y descimbrado de elementos de hormigón armado. EHE-08.

En la Tabla 2.41 se muestran los valores del plazo de descimbrado obtenidos mediante la Ec. 2.62 y los definidos en la Tabla 2.40 para diferentes temperaturas ambientales.

Temperatura (°C)	Ecuación 2.62, para distintos valores de Q/G.			Tabla 2.48	
	0	0,5	1,0	Losas	Vigas
>24	24 días	12 días	8 días	7 días	10 días
16	31 días	15 días	10 días	9 días	13 días
8	44 días	22 días	15 días	13 días	18 días
2	67 días	33 días	22 días	20 días	28 días

Tabla 2.41. Valores del periodo de desencofrado y descimbrado de elementos de hormigón armado calculados mediante la Ec. 2.62 y definidos en Tabla 2.47. EHE-08.

En la Tabla 2.41 se puede observar que los valores dados por EHE-08 para vigas en la Tabla 2.48 son ligeramente conservadores frente a los que se obtienen de la aplicación de la Ec. 2.62 para $Q/G = 1,0$, en el caso de las losas quedan del lado de la inseguridad frente a la aplicación de dicha ecuación, incluso para $Q/G = 1,0$, valor que en el caso de las losas estará más cerca de $Q/G = 0,5$.

Los plazos de descimbrado obtenidos mediante el empleo de la Ec. 2.62, no pueden ser, como muy bien dice la propia Instrucción, más que meramente orientativos, ya que a pesar de ser conservadores, no contemplan en absoluto los distintos comportamientos del hormigón según el tipo de cemento empleado en su fabricación, las distintas formas de trabajo de cada elemento, ni por supuesto el dimensionado que se haya realizado al proyectar dichos elementos. Cabe señalar además, que el especificar que la seguridad no resulte en ningún momento inferior a la prevista para la obra en servicio, penaliza la edad del descimbrado, pudiéndose, a nuestro entender, considerar unos coeficientes de ponderación de acciones durante la fase de construcción, inferiores a los previstos para la obra en servicio, dado que se trata de una situación transitoria.

La Instrucción H.A.61 del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y el Cemento (IETCC), en su artículo 1.21 "Desencofrado y Descimbrado" expone lo siguiente:

"Se mantendrán los apeos, fondos y cimbras el plazo necesario para que la resistencia del hormigón alcance un valor superior a dos

veces el necesario para soportar los esfuerzos que aparecen al desencofrar o descimbrar las piezas.

Como orientación, en este sentido, se indican los plazos dados por la Ec. 2.64:

$$n = \frac{280 \cdot u_c}{\left(\frac{F}{P} + \frac{u_c}{3}\right)(T_m + 10)} \quad (2.64)$$

Donde: n representa el número de días. T_m la temperatura media en grados centígrados. P el peso o carga, incluido el peso propio, que actúa sobre el elemento al descimbrar. F la carga que actuará posteriormente. u_c la relación entre la resistencia característica exigida y la que ofrezca a los siete días el hormigón utilizado”.

Señala que esta fórmula es únicamente aplicable a hormigones de cemento Portland, y en su Artículo 1.15 define la Ec. 2.65 para el cálculo de la resistencia del hormigón a distintas edades y a la temperatura de 20°C, diciendo además que si se reduce la temperatura por debajo de los 20°C, se reduzca el valor de la resistencia obtenido en 1 kg/cm² por cada grado de diferencia.

$$R_n = \frac{1,35 \cdot n + 10}{n + 20} R_{28} \quad (2.65)$$

La normativa ACI 347 (American Concrete Institute, Guide to Formwork for Concrete), (2001), define que se deben considerar algunos factores para determinar el número de forjados cimbrados o recimbrados como resultado de la secuencia de construcción y también determinar las cargas transmitidas entre forjados y cimbras. El análisis puede considerar entre otros factores los siguientes:

- Análisis de las diferentes cargas y sobrecargas aplicadas en la estructura.

- Consideración de la carga permanente del hormigón y del sistema de encofrado.
- Sobrecargas de construcción incluyendo los trabajos que se realicen sobre el forjado y los acopios de material que se puedan presentar en éste.
- Resistencia de cálculo del hormigón.
- El ciclo de tiempo del hormigonado de los forjados sucesivos.
- Resistencia requerida del hormigón en el momento de apoyo de la cimbra para el hormigonado de forjados superiores.
- Distribución de las cargas en la estructura y en el sistema de cimbrado, en los momentos de hormigonado, descimbrado, recimbrado y desencofrado.
- Luces del forjado o de los miembros de la estructura que se encuentran cimbrados.
- Tipo del sistema de encofrado, dimensiones de los elementos de encofrado.
- Distribución individual de las cargas por puntal.
- Mínima edad del hormigón para resistir las cargas de construcción y de cimbras para el hormigonado de forjados superiores.

Referente al proceso de ejecución de los procesos de cimbrado y descimbrado, realiza unas observaciones especiales en las precauciones de seguridad, en el cimbrado y descimbrado de la estructura, y en cimbrado y recimbrado de forjados consecutivos.

En cuanto a las precauciones de seguridad esta normativa sostiene que los fallos en los sistemas de encofrado o cimbrado pueden deberse a errores humanos, materiales de los sistemas de encofrado o cimbrado, omisión o un inadecuado diseño. Una cuidadosa supervisión y

una continua inspección del encofrado y cimbrado en los procesos de hormigonado y retirada de cimbras y encofrados puede ayudar a prevenir muchos accidentes.

La normativa ACI exige que los procedimientos de construcción sean adecuadamente planificados para asegurar la seguridad del personal y la integridad final de la estructura. Algunas de las consideraciones a tener en cuenta son las siguientes:

- Seguridad en la construcción, señalización y delimitación de la zona de construcción. Presencia de solo personal autorizado en los tiempos de hormigonado y en el desmontaje de sistemas de cimbrado.
- El uso de elementos de medición avanzados puede ayudar a detectar rápidamente posibles fallas o desplazamientos en el momento de hormigonado de la estructura o del sistema de encofrado.
- Incorporación de andamios, pasarelas y barandas para una correcta movilización del personal en la obra.
- Programas de inspección de los sistemas de encofrado y cimbrado de la estructura.

En cuanto al cimbrado de la estructura la normativa ACI exige la consideración de los siguientes aspectos:

- El primer aspecto a tener en cuenta es el plano de apoyo de los puntales. Este plano de apoyo debe garantizar una resistencia suficiente para el correcto funcionamiento de cada uno de los puntales. La superficie de apoyo bien puede ser el suelo o cualquiera de los forjados intermedios y debe garantizar la estabilidad del cimbrado.
- Los puntales deben ser rectos y no deben presentar ningún tipo de daños rotura o deformación.

- Finalmente se debe garantizar la estabilidad del sistema de cimbrado para evitar posibles deformaciones por desplazamientos o caída de puntales.

En cuanto a la retirada del encofrado y descimbrado la normativa ACI define los siguientes criterios para el establecimiento del plazo de desencofrado y descimbrado:

- La resistencia del hormigón en el momento del desencofrar y descimbrar podrá determinarse mediante los ensayos de probetas en laboratorio o algunos ensayos del hormigón in-situ. Es de especial importancia que en el momento del hormigonado, queden registrados datos acerca de las condiciones climatológicas en el momento de la puesta en obra del hormigón así como en las etapas posteriores de fraguado. Dependiendo de estas circunstancias se deberá determinar el mínimo lapso de tiempo para la retirada de encofrados y cimbras.
- En el proceso de retirada de encofrados y cimbras no se deben apreciar en el hormigón ningún tipo de daños o deformaciones. Encofrados y cimbras no deben ser retirados hasta que elementos como vigas, forjados y muros sean capaces de resistir su peso propio o cualquier tipo de sobrecarga que sea considerada. La retirada de encofrados y cimbras debe ser un proceso seguro y progresivo permitiendo que el hormigón asuma las cargas de una forma gradual y uniforme.
- En el caso que no se especifique la mínima resistencia del hormigón ni el tiempo mínimo de retirada de encofrados y cimbras se pueden usar los valores de la Tabla 2.42 para forjados teniendo en cuenta una temperatura ambiente superior a 10°C. Es de tener en cuenta que en el caso de usar

aditivos aceleradores de fraguado en el hormigón, este tiempo se puede disminuir según consideraciones del director de las obras. Por el contrario en el caso de diferencias grandes de temperatura se deben prolongar estos tiempos.

Elemento estructural		Plazo de descimbrado	
Muro de carga		12 horas	
Pilares		12 horas	
Laterales de vigas y vigas de borde		12 horas	
Encofrados recuperables sin retirar los puntales	Ancho del encofrado $\leq 75\text{cm}$	3 días	
	Ancho del encofrado $> 75\text{cm}$	4 días	
Sobrecarga de cálculo, L. Carga permanente de cálculo, D.		L < D	L > D
Cimbras de arcos		14 días	7 días
Vigas y Nervaduras	Luz entre apoyos < 3,00 metros	7 días	4 días
	$3,00 \leq \text{Luz} < 6,00$ metros	14 días	7 días
	Luz $\geq 6,00$ metros	21 días	14 días
Forjado de losas unidireccionales	Luz entre apoyos < 3,00 metros	4 días	3 días
	$3,00 \leq \text{Luz} < 6,00$ metros	7 días	4 días
	Luz $\geq 6,00$ metros	10 días	7 días

Tabla 2.42. Valores del periodo de desencofrado y descimbrado, para temperaturas superiores a 10°C. ACI 347

En cuanto al cimbrado y recimbrado de forjados consecutivos la normativa ACI 347 propone el cimbrado y recimbrado como operaciones para la transmisión de cargas entre forjados recientemente hormigonados estableciendo los siguientes conceptos.

Los sistemas de cimbrado y recimbrado de forjados consecutivos buscan la distribución de cargas de forjados recientemente hormigonados en los forjados inferiores. Estos forjados sin embargo no están diseñados para resistir estos esfuerzos, por esto las cargas deben ser distribuidas en el suficiente número de forjados con el fin de evitar excesos en esfuerzos y deformaciones.

Un método constructivo habitual es el del recimbrado, en donde cada uno de los niveles de recimbrado solo recibe la carga del forjado recién hormigonado y las posibles cargas de construcción que se presenten. El peso de los forjados intermedios es resistido por sí mismos. Se

supone un comportamiento elástico de los forjados; esto quiere decir que los forjados interconectados por el recimbrado se comportan de igual forma ante el aumento o disminución de cargas. Realizando esta hipótesis se desprecian los posibles efectos que puedan llegar a tener la retracción y la fluencia del hormigón.

El Boletín 115 del C.E.B. "Manuel de technologie coffrage" expone las prescripciones relativas al desencofrado de elementos de hormigón armado, en su artículo 6.6.

"Los encofrados verticales de muros, pilares y laterales de vigas deben mantenerse hasta que el hormigón haya adquirido un endurecimiento suficiente para soportar sin daños las tensiones debidas al desencofrado. Además si hay riesgo de helada, el hormigón deberá tener una resistencia suficiente para soportar sin daños la helada.

Para los encofrados horizontales (losas, forjados, etc) conviene asegurarse de que el hormigón puede soportar sin daños, además de su peso propio, toda sobrecarga susceptible de actuar sobre la estructura.

Los estudios realizados sobre hormigones jóvenes permiten admitir que los encofrados verticales se pueden retirar cuando el hormigón tenga una resistencia a la compresión de 2 N/mm² sobre probeta cúbica de 150 mm, ó 2,5 N/mm² sobre probeta cilíndrica".

Señala a continuación que el plazo para que el hormigón adquiera la resistencia necesaria para el desencofrado depende entre otros factores de las dimensiones transversales de las piezas, del tipo de cemento, de la temperatura de puesta en obra del hormigón, y de la temperatura ambiente.

Señala que existen tablas dando tiempos de desencofrado en función de esos factores, y por último señala que

"El tiempo mínimo para el desencofrado de vigas y losas se puede determinar por el hecho de que la carga útil aplicable a edad joven es proporcional a la resistencia característica alcanzada por el hormigón a esa edad (se refiere a la resistencia a compresión). En la medida en que esta carga no sea superada durante el desencofrado ni posteriormente, la viga o la losa no debe dañarse y su capacidad en servicio no se verá afectada".

La normativa BS 8110 "British Standards Institution" define que el plazo de desencofrado se encuentra influenciado por la resistencia del hormigón, las tensiones en el hormigón en cualquier etapa del periodo de construcción, y por el curado.

En la Tabla 2.43 establece los plazos de descimbrado para diferentes elementos de hormigón armado y a diferentes rangos de temperaturas, los cuales pueden ser empleados para hormigones fabricados con cemento Portland y cemento Portland sulfo-resistente.

Tipo de encofrado	Temperatura en la superficie del hormigón		
	$\geq 16^{\circ}\text{C}$	7°C	$0^{\circ}\text{C} < T \leq 25^{\circ}\text{C}$
Encofrado vertical para pilares y muros	12 horas	18 horas	$300/(t+10)$ horas
Encofrados inferiores de losas	4 días	6 días	$100/(t+10)$ días
Encofrados inferiores de vigas y puntales de losas	10 días	15 días	$250/(t+10)$ días
Puntales de vigas	14 días	21 días	$360/(t+10)$ días

Tabla 2.43. Valores del periodo de desencofrado y descimbrado, para diferentes temperaturas. BS 8110.

La normativa indica que si no se puede conocer la temperatura de la superficie del hormigón puede usarse la temperatura del aire, y que los valores expuestos en la tabla no deben ser usados si se emplean métodos de curado acelerado o encofrados deslizantes. Al mismo tiempo, da la alternativa de poder usar los valores que figuran en las tablas del Informe 67 de Ciria (T. A. Harrison, 1997), y señala que se pueden adoptar periodos más cortos para el desencofrado determinando el valor

de la resistencia del hormigón mediante ensayos de probetas curadas en las mismas condiciones que el elemento a desencofrar.

Por último expone que un elemento en flexión hormigonado "in situ" no debe ser desencofrado hasta que la resistencia a compresión del hormigón sea al menos de 10 N/mm^2 o dos veces la tensión a la que va a estar sometido, previendo que el desencofrado en ese momento no dará una flecha inaceptable.

Como se puede comprobar, los valores de la normativa BS 8110 (Tabla 2.50) son ligeramente superiores o iguales a los definidos en la EHE-08 (Tabla 2.47), salvo en el caso del encofrado vertical a temperaturas bajas.

La normativa ACI 318 (American Concrete Institute, 2005) en sus sucesivas ediciones señala que para determinar el plazo de descimbrado hay que considerar tanto las cargas actuantes durante la construcción, como la posibilidad de que se produzcan deformaciones en los elementos descimbrados. Añade que antes de comenzar la construcción, el constructor debe desarrollar un procedimiento de cimbrado y descimbrado calculando las cargas transferidas durante este proceso, y que no se debe proceder al descimbrado de ningún elemento de la estructura, hasta que éste no sea capaz de resistir con la seguridad suficiente los esfuerzos transmitidos por las cargas actuantes.

El Código Modelo CEB-FIP, (1990), recoge en su articulado referente al proceso de descimbrado que las cimbras y encofrados se mantendrán hasta que el hormigón posea la resistencia suficiente para soportar las tensiones y deformaciones a las que pueda estar sometido (con un margen aceptable de seguridad). Del mismo modo, se tendrá en cuenta los siguientes parámetros:

- El peso del hormigón.

- Las cargas impuestas, por ejemplo el cimbrado de plantas consecutivas.
- La secuencia de descimbrado.
- La necesidad de mantener determinados elementos para reducir las deformaciones dependientes del tiempo o para garantizar la estabilidad de la estructura.
- Las operaciones de tesado e inyección.
- Las operaciones particulares de descimbrado.
- Las condiciones ambientales (heladas) y medidas para proteger el hormigón una vez retirado el encofrado.
- Las posteriores exigencias de tratamiento superficial.

Referente al plazo mínimo de descimbrado el código propone tener en cuenta la evolución de la resistencia del hormigón, el curado, la deformabilidad o la proporción de carga permanente frente a la carga total. En la Tabla 2.44 se muestran los plazos de descimbrado para un cemento de endurecimiento normal, a distintas temperaturas, pero sin estar relacionados explícitamente con las cargas actuantes. También señala que los tiempos expuestos pueden ser incrementados si se producen heladas durante el endurecimiento del hormigón, o si se quiere limitar la fisuración o las deformaciones, y sin embargo se pueden reducir si se utilizan métodos de curado acelerado o encofrados especiales (p. ej. Deslizantes).

Temperatura superficial del hormigón (°C)		>24	16	8	2
Encofrado vertical		9 horas	12 horas	18 horas	30 horas
Losas	Fondos de encofrado	3 días	4 días	6 días	10 días
	Puntales	7 días	10 días	15 días	25 días
Vigas	Fondos de encofrado	7 días	10 días	15 días	25 días
	Puntales	10 días	14 días	21 días	36 días

Tabla 2.44. Valores del periodo de desencofrado y descimbrado, para diferentes temperaturas. Código Modelo, 1990.

El Eurocódigo 2 "EC-2", en su apartado 6.3.2.4, referente a la retirada de encofrados y andamiajes, establece que los encofrados y

cimbras deberán ser diseñados para resistir todas las acciones que puedan producirse durante el proceso constructivo.

El EC-2 recomienda tener en cuenta los siguientes parámetros a la hora de la retirada de los encofrados y cimbras:

- Tensiones que se originan en el hormigón cuando se retiran el encofrado y las cimbras.
- Resistencia del hormigón en el momento de la retirada.
- Condiciones climatológicas y medidas a tomar para proteger el hormigón una vez que el encofrado haya sido retirado.
- La presencia de encofrados con ángulos reentrantes, los cuales deberán retirarse tan pronto como sea posible, mientras se cumplen los otros criterios de retirada.

El EC-2 remite a la normativa ENV 206 apart. 10.6, 10.7 y 10.8 todo lo referente al proceso general en cuanto al curado del hormigón y retirada de encofrados. En la misma norma se expone que en el momento de la retirada del encofrado, el hormigón deberá haber alcanzado la suficiente resistencia para soportar las cargas a las cuales pueda verse sometido. Sin embargo, el EC-2 admite que la retirada del encofrado depende fundamentalmente del desarrollo de la resistencia del hormigón, y del tipo de encofrado empleado. En ausencia de mayor precisión se recomiendan los siguientes plazos mínimos de descimbrado:

- 2 días para las partes no cargadas del encofrado (por ejemplo, encofrado vertical de vigas (costeros), encofrado para pilares y muros).
- 5 días para el encofrado de losas hormigonadas in situ.
- 10 días para encofrados con cargas directas (por ejemplo, tablas de fondo de vigas o losas).

El Uniform Building Code en sus sucesivas ediciones hasta la del 2003, denominada Internacional Building Code, indica que antes de comenzar la construcción de una estructura, se debe desarrollar un procedimiento de cimbrado y descimbrado para calcular las cargas transmitidas a la estructura durante dicho proceso. Asimismo expresa que no se debe proceder al descimbrado de un elemento estructural hasta que no posea la resistencia necesaria para soportar sin daños las cargas que actúan sobre él.

II.5.4. Métodos de Cálculo de la Edad de Descimbrado

No existen muchos métodos prácticos de cálculo de la edad de descimbrado. Además del método comentado en el apart. II.5.1 y II.5.3, Ec. 2.62, que simplemente es una orientación, sin mayor fuerza normativa, de la Instrucción EHE-08. Las normas o reglamentaciones internacionales no suelen recoger en su articulado métodos o reglas para evaluar ni las cargas que se producen durante el cimbrado ni, tampoco, el momento oportuno para cambiar de etapa (Chen y Mossallam, 1991).

En obras de un gran volumen económico, donde el control exhaustivo es posible, existe un método siempre recomendable: la realización de probetas, conservadas en condiciones de obra y ensayadas a distintas edades para obtener una curva de evolución de las resistencias que nos interesen. Así, evaluando en cada momento la sollicitación sobre los elementos estructurales, es posible conocer la fracción (%) de la resistencia proyectada del hormigón necesaria. En consecuencia, cuando esa fracción de la resistencia se obtenga en las probetas conservadas en obra, será el momento de cambio de etapa en el proceso constructivo (véase, en cualquier caso, el procedimiento del apartado II.5.4.2, que explica de forma más completa el método).

Sin embargo, el coste económico de este procedimiento lo hace inviable para el tipo de construcción habitual de viviendas plurifamiliares.

II.5.4.1. Método LRFD

Estas siglas corresponden a "Load and Resistance Factor Design", que podría traducirse como método de cálculo de los factores de carga y resistencia o, más simplemente, como métodos de estados límites últimos (mayoración de cargas y minoración de resistencias).

Este método es habitual en E.E.U.U., y sigue el planteamiento teórico desarrollado en el apart. II.4, en el sentido de que es necesario que la resistencia del elemento estructural sea al menos igual que el efecto máximo de la carga sobre el mismo elemento. Para introducir la suficiente seguridad, se emplean los oportunos coeficientes de seguridad.

El planteamiento se puede resumir de la siguiente forma (Chen y Mosallam, 1991):

- I. La respuesta última es aquella que agotaría el elemento estructural en estudio. Para una determinada edad menor de 28 días, la respuesta última disponible, R_M , será inferior a la que tiene a los 28 días, R_u ; pudiéndose expresar mediante la expresión:

$$R_M = \beta \cdot R_u \quad (2.66)$$

Donde: β , es un coeficiente modificador que depende de la edad, temperatura, tipo de cemento y modo de rotura del elemento estructural (flexión, corte, etc..).

- II. De acuerdo con la teoría de los Estados Límite Últimos, el procedimiento de comprobación exigirá que la sollicitación sobre el elemento estructural, mayorada o, en general, ponderada, sea menor que la respuesta última minorada:

$$y_D \cdot D + y_L \cdot L \leq \phi \cdot R_u \quad (2.67)$$

Donde Y_D e Y_L son los coeficientes de ponderación de las acciones para las cargas permanentes y sobrecargas, respectivamente. En E.E.U.U, ambos coeficientes son distintos y de valor 1,7 para sobrecargas y 1,4 para cargas permanentes^{xi}.

Empleando el método de los Estados Límites Últimos, se puede escribir una expresión análoga para la fase de construcción:

$$y_c \cdot C_t \leq \phi \cdot R_M \quad (2.68)$$

Donde: Y_c , es el factor de ponderación para la fase de construcción. C_t , es la carga aplicada a la edad y etapa en estudio, para los valores de ambos. Puede tomarse como valor de ϕ el mismo que el de la Ec. 2.67 y no hacerlo variable con la resistencia del hormigón (Chen y Mosallam, 1991).

III. Si en la Ec. 2.67 se despeja la respuesta última, R_u , y se toma estrictamente la igualdad, se tiene:

$$R_u = \frac{(Y_D \cdot D + Y_L \cdot L)}{\phi} \quad (2.69)$$

Que sustituyendo en la Ec. 2.66, se obtiene:

$$R_M = \beta \frac{(Y_D \cdot D + Y_L \cdot L)}{\phi} \quad (2.70)$$

Que sustituyendo en la Ec. 2.68, y despejando el cociente C_t/D se obtiene la siguiente expresión:

$$\frac{C_t}{D} \leq \beta \frac{(Y_D + Y_L \frac{L}{D})}{Y_c} \quad (2.71)$$

IV. Sustituyendo los valores de los coeficientes de ponderación, Y_D , Y_L e Y_c por sus valores, respectivamente 1,4, 1,7 y 1,3, se obtiene:

^{xi} Habitualmente, la minoración de la respuesta última de la estructura se efectúa, en España, mediante la consideración de los valores minorados de la resistencia del hormigón y del acero, tomando f_{cd}/γ_c ó f_{yd}/γ_s . En cambio, la ponderación de las acciones sobre la estructura se introduce mediante el coeficiente de ponderación de las acciones, γ_f .

$$\frac{c_t}{D} \leq \beta \frac{(1,4+1,7 \cdot \frac{L}{D})}{1,3} \approx \beta \cdot (1,0 + 1,2 \cdot \frac{L}{D}) \quad (2.72)$$

Donde: C_t/D , es el máximo cociente admisible, a partir del análisis de cargas efectuado en el apart. II.4.4. como valor de β se puede tomar los valores dados por Gardner, (1985), Tabla 2.45 (* datos originales de Klieger, 1958), o los de Lew y Gross, Tabla 2.46.

Edad (días)	Cemento Tipo I (endurec. normal)			Cemento Tipo III (endurec. rápido)		
	22,8°C	12,8°C	4,4°C	22,8°C	12,8°C	4,4°C
1	0,31*	0,15*	0,03*	0,54*	0,33*	0,11*
2	0,47	0,28	0,11	0,65	0,50	0,30
3	0,59*	0,40*	0,18*	0,74*	0,62*	0,43*
4	0,66	0,49	0,24	0,78	0,66	0,54
5	0,72	0,57	0,32	0,81	0,70	0,63
6	0,76	0,63	0,39	0,83	0,73	0,70
7	0,79*	0,68*	0,44*	0,85*	0,75*	0,77*
8	0,81	0,72	0,48	0,86	0,77	0,80
9	0,83	0,75	0,52	0,88	0,79	0,82
10	0,85	0,77	0,56	0,89	0,81	0,84
11	0,86	0,80	0,59	0,90	0,82	0,86
12	0,88	0,82	0,62	0,91	0,84	0,88
13	0,89	0,84	0,64	0,92	0,85	0,89
14	0,90	0,86	0,67	0,92	0,86	0,90
21	0,96	0,94	0,80	0,97	0,93	0,99
28	1,00*	1,02*	0,88*	1,00*	0,96*	1,07*

Tabla 2.45. Desarrollo de la resistencia a tracción, adherencia y cortante con la temperatura y la edad, en valores relativos a la resistencia a 28 días y 22,8°C. Gardner, 1985.

II.5.4.2. Métodos de J. Calavera y Fernández Gómez

El método propuesto por Jaime Fernández Gómez es, en gran medida, continuación de la propuesta formulada por J. Calavera (1981). De hecho, el método obtenido por J. Fernández Gómez fue defendido como tesis doctoral por J. Fernández Gómez y leída en la ETSICCP de Madrid, bajo la dirección de J. Calavera. Ambos técnicos ponen de manifiesto la procedencia del método de Fernández Gómez, en un resumen del trabajo publicado en Hormigón y Acero:

Edad (días)	Cemento Tipo I (endurec. normal)		
	22,8°C	12,8°C	4,4°C
1	0,25	0,16	0,06
2	0,41	0,28	0,11
3	0,53	0,37	0,16
4	0,61	0,44	0,21
5	0,67	0,51	0,25
6	0,72	0,56	0,29
7	0,76	0,60	0,32
8	0,79	0,64	0,35
9	0,82	0,67	0,38
10	0,84	0,70	0,41
11	0,86	0,73	0,43
12	0,88	0,75	0,46
13	0,90	0,77	0,48
14	0,91	0,79	0,50
21	0,98	0,88	0,61
28	1,00	0,93	0,69

Tabla 2.46. Desarrollo de la resistencia a tracción, adherencia y cortante con la temperatura. Método de Lew y Gross (Chen y Mossallam, 1991).

"Para la determinación de plazos de descimbrado de estructuras de hormigón se siguen en la práctica criterios de escasa base técnica y vagamente relacionados con la resistencia a compresión del hormigón. El único criterio técnico conocido es el establecido por J. Calavera en 1981, basado en que la resistencia o propiedad mecánica del hormigón que evoluciona más lentamente con el tiempo, (que en adelante denominaremos RESISTENCIA UNITARIA CRÍTICA PARA EL DESCIMBRADO) y, por tanto, condicionante de la edad de descimbrado, era la resistencia a tracción. En dicho estudio se empleaban las ecuaciones de relación entre resistencias del hormigón que recoge la "Instrucción para el Proyecto de Hormigón en Masa o Armado, EH-82", y señalaba la necesidad de conocer, de forma experimental, la evolución de todas las propiedades mecánicas del hormigón en diversas condiciones de curado, dado que las estructuras de hormigón pueden estar sometidas a diversas situaciones ambientales" (J. Fernández Gómez y J. Calavera, 1981).

II.5.4.2.1. Método J. Calavera, (1981). Método General

La Tabla 2.47, adaptada de J. Calavera (1988), recoge el criterio técnico, aludido en la cita anterior. En ella, las resistencias a tracción, adherencia, corte, rasante, punzonamiento, flexión y deformaciones se relacionan con la resistencia a compresión de acuerdo con el planteamiento de la Instrucción EHE-08. Así, por ejemplo, conocida una relación determinada entre la resistencia a compresión a una edad "j" y a la edad de 28 días, de valor 0,50, es posible conocer el valor de la relación de resistencias en tracción, para la misma edad. Para ello, basta recordar que la resistencia a tracción está relacionada con la resistencia a compresión, según la Ec. 2.73 del art. 39.1 la EHE-08 y, por tanto, mediante la Ec. 2.74 se calculará la relación entre las resistencias de compresión y tracción y adherencia:

$$f_{ct,k} = 0,21 \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (2.73)$$

$$\frac{f_{c,j}}{f_{c,28}} = 0,50 \rightarrow \frac{f_{c,j}}{f_{c,28}} = \frac{0,21 \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{0,21 \sqrt[3]{f_{c,28}^2}} = \sqrt[3]{\frac{f_{c,j}^2}{f_{c,28}^2}} = \sqrt[3]{0,50^2} \approx 0,63 \quad (2.74)$$

Compresión	Tracción y adherencia	Corte, Rasante y Punzonamiento	Flexión		Deformaciones
			Cuantía Baja	Cuantía alta	
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,25	0,40	0,63	0,81	----	0,75
0,50	0,63	0,79	0,94	0,85	0,85
0,75	0,83	0,91	0,99	0,88	0,93
1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Tabla 2.47. Valores de la resistencia del hormigón respecto de esfuerzos distintos del de compresión, en función del valor de la resistencia a compresión del hormigón. Considerando la relación pésima que se obtiene para el hormigón de menor resistencia para edificación según la EHE-08, $f_{ck}=25$ MPa.

Las resistencias a corte, rasante y punzonamiento son proporcionales a la raíz cúbica de la relación $f_{ct}/f_{c,28}$; es decir, cada una de estas resistencias son proporcionales a la raíz cúbica de la resistencia a compresión. En cortante y punzonamiento relaciona ambas resistencias

con la resistencia virtual a corte, f_{cv} . Por su parte, la Instrucción EHE-08 hace lo propio con la resistencia a rasante, relacionándola también con la resistencia virtual a corte. El valor de esta resistencia está definido en el art. 44.2.3.2.1.2 de la EHE-08:

$$f_{cv} = \sqrt[3]{f_{ck}} \quad (2.75)$$

Las deformaciones son dependientes del módulo de deformación relacionado en la Instrucción EHE-08, con la resistencia a compresión, mediante la siguiente Ec. 2.76, para el caso del módulo instantáneo de deformación longitudinal secante (art. 39.6 de la EHE-08):

$$E_j = 8.500 \sqrt[3]{f_{cm}} \quad (2.76)$$

Si en lugar del módulo longitudinal secante, fuese el inicial, la conclusión sería la misma: la variación de la deformación depende también de la raíz cúbica entre las resistencias a compresión a ambas edades^{xii}.

Finalmente, el resultado a flexión es consecuencia de dimensionar con el método descrito en la Instrucción EHE-08, para las cuantías en estudio, baja y alta. Estos resultados coinciden con los valores experimentales obtenidos por Serrá (Serrá et al., 1993), en el sentido de la escasa variación del momento último de agotamiento, en flexión, para hormigones de edades muy distintas y, por tanto, de resistencias a compresión muy diferentes.

De la Tabla 2.47, se puede aceptar que de las leyes teóricas de relación entre las resistencias establecidas por la Instrucción EHE-08, la evolución crítica es la resistencia a tracción.

^{xii} En efecto, dado que la única variación es el coeficiente β_E ($E_c = \beta_E \cdot E_{cm}$), al ser un cociente entre ambas edades, su influencia es nula.

Es obvio que en función de los valores de los coeficientes, Y_f , particulares para cada uno de los tipos de esfuerzos, corte, rasante, etc..., existirá una resistencia crítica. Esta resistencia crítica será aquella que tenga menor coeficiente de seguridad, Y_f , pero es necesario disponer de un criterio sencillo en obra, sin el cual las reglas de descimbrado se vuelven imposibles de abordar en la práctica o bien excesivamente conservadoras y antieconómicas.

El método está basado en la teoría de los estados límites, como el método LRFD, y se puede resumir en las siguientes etapas (J. Calavera, 1988).

- I. Si la carga actuante sobre un forjado al descimbrar o modificar las condiciones de carga es $\alpha \cdot p$, siendo 'p' la carga total ponderada de proyecto^{xiii}, incluido el peso propio, el forjado podrá ser descimbrado cuando el hormigón del propio forjado en estudio; es decir, el curado en condiciones de obra, presente una resistencia a tracción pura, $f'_{ckt,0}$, tal que:

$$f'_{ckt,0} \geq \alpha \cdot f'_{ckt,28} \quad \text{siendo} \quad \alpha = \frac{(K_d \cdot 1,10 \cdot 1,10 \text{ P.P} + \text{Sob.Const.}) \cdot Y_f}{Y_f \cdot \text{Carga total}} \quad (2.77)$$

Con los significados dados en el apart. II.4. Debe recordarse que el forjado en estudio no es solamente el que se descimbra sino, también, los superiores que sufren un incremento en la carga que reciben. $f'_{ckt,28}$, es la resistencia característica a tracción pura del hormigón en probetas normalizadas (curado estándar) y a 28 días de edad, correspondiente a la calidad requerida en proyecto, dado por la aludida Ec. 2.73.

^{xiii} J. Calavera menciona la carga total característica de proyecto. Dado que los coeficientes de ponderación en fase de construcción y durante la vida útil de la estructura no son iguales, es más correcto hablar de carga total ponderada de proyecto y compararla con la carga ponderada durante la fase de construcción. Por lo restante el procedimiento permanece igual.

- II. Con carácter general, y establecido que la resistencia crítica es la resistencia a tracción, consiste el método en controlar la resistencia del hormigón a tracción mediante probetas cilíndricas 15x30 cm curadas en condiciones de obra.

El método más operativo, para determinar la resistencia a tracción es mediante el ensayo de tracción indirecta, conocido como ensayo brasileño. Es un ensayo prácticamente tan sencillo de ejecutar en laboratorio como el ensayo de compresión. La elección de este tipo de ensayo a tracción frente a otras opciones como flexotracción o tracción pura es debida, además de por su sencillez, a la menor dispersión que presenta (Neville, 1988); aunque otros autores, como Mirza, no están de acuerdo y señalan que los tres tipos de ensayos tienen un coeficiente de variación semejante y del orden de 6,5% (Delibes, 1993).

La resistencia a tracción pura y la resistencia a tracción indirecta $f_{ck,t,i}$, están relacionadas, en la Instrucción EHE-08, mediante la siguiente expresión (comentarios del artículo 31.3 de la EHE-08):

$$f_{ck,t} \approx 0,90 \cdot f_{ck,t,i} \quad (2.78)$$

Siendo $f_{ck,t}$ la resistencia, característica, a tracción pura y $f_{ck,t,i}$ la correspondiente en el ensayo brasileño. Por tanto, la condición de descimbrado establecida en la Ec. 2.77, puede expresarse como:

$$f_{ck,t,i,0} \geq \frac{\alpha}{0,90} \cdot f_{ck,t,28} \quad (2.79)$$

Donde: $f_{ck,t,i,0}$, es la resistencia a tracción indirecta obtenida en probetas conservadas en condiciones de obra. $f_{ck,t,28}$, es la resistencia a tracción pura, para la resistencia a compresión especificada en proyecto, de acuerdo con la Ec. 2.73, con lo que la anterior ecuación se puede expresar como:

$$f_{ck,t,i,0} \geq \frac{\alpha}{0,90} \cdot f_{ck,t,28} = \frac{\alpha \cdot 0,21}{0,90} \cdot \sqrt[3]{f_{ck,28}^2} \approx 0,23 \cdot \alpha \cdot \sqrt[3]{f_{ck,28}^2} \quad (2.80)$$

Es decir, en función de la resistencia especificada a compresión en el proyecto. Sin embargo, no es posible relacionar la resistencia a tracción indirecta, $f_{ck,ti,0}$, en función de $f_{ck,0}$ dado que la Ec. 2.73 no es válida para edades inferiores a los 7 días.

Un problema importante, poco tratado hasta el momento actual, es el hecho de que los resultados obtenidos de ensayos son valores, en todo caso, medios y por tanto, hay que corregirlos a valores característicos que son los que aparecen en las expresiones previamente señaladas. El método para caracterizar los resultados de los ensayos normalizados de compresión, establecido en EHE-08 art. 86.5.4.3 (véase apart. II.2.10 de la presente tesis doctoral), se basa en la hipótesis de una distribución normal, muestra pequeña. Por tanto, se podría admitir que la distribución de los resultados de los valores de la resistencia a tracción indirecta es, sencillamente, normal y, en consecuencia, emplear el método de conversión de valores medios a característicos establecido en el art. 86.5.4.3 de la EHE-08 para resistencia a compresión de probetas de hormigón.

Por cualquier de los dos métodos indicados, hay que señalar que el valor de $f_{ckl,0}$, exigible al hormigón de la estructura y estimado a partir de probetas adicionales, debe considerarse como característico. Puede estimarse aplicando a los ensayos de información los mismos criterios que la Instrucción EHE-08 contempla para determinar la resistencia característica estimada a compresión.

Otro criterio directo y también de aplicación general es determinar mediante ensayos de resistencia en ensayo Brasileño en probetas normalizadas y a 28 días de edad, $f_{ck,fb,28}$. Esto puede hacerse en las amasadas de prueba, o con los primeros resultados de control y será válido mientras no cambien los componentes del hormigón, en especial

las características del cemento. Conocido $f_{ck,tb,28}$ la condición de descimbrado viene dada por:

$$f_{ck,tb,0} \geq \alpha \cdot f_{ck,tb,28} \quad (2.81)$$

Donde ambas resistencias a tracción indirecta se miden en el Ensayo Brasileño.

II.5.4.2.2. Método Fernández Gómez, (1986) (Curvas de Referencia)

Admitiendo que la resistencia a tracción es la resistencia crítica para el cálculo de la edad de descimbrado, el conocimiento de las curvas de evolución de la resistencia con el tiempo es otro método para el cálculo del plazo de descimbrado.

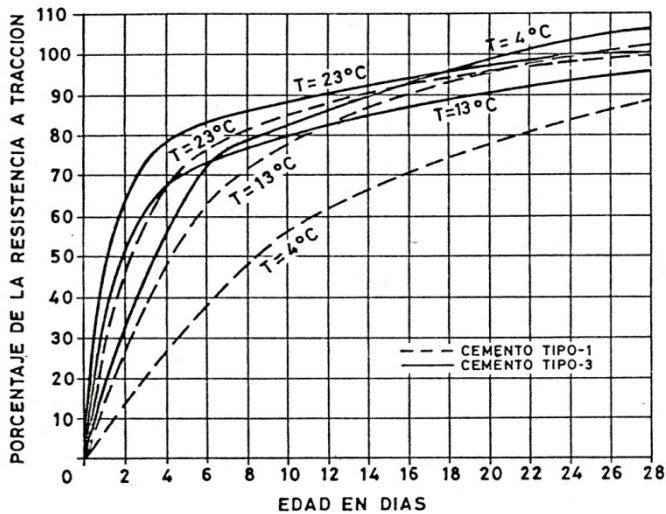


Fig. 2.58. Resultado de los ensayos a tracción de Klieger. Tomada de J. Calavera, 1988.

Así, los ensayos de Klieger, (1958), citados previamente, también incorporan curvas de evolución de la resistencia con el tiempo. La Fig. 2.58 muestra estos resultados para dos tipos de cementos americanos (1, endurecimiento normal y 3, endurecimientos rápidos). Gardner y Poon, (1976), estudiaron, para ambos tipos de cemento americanos, la

evolución de la resistencia a compresión, a tracción y adherencia. Realizaron ensayos a 1, 3, 7, 14, 28 y 90 días de edad con tres condiciones de curado: 2°C, 13°C y 22°C. Con las dos primeras temperaturas (2°C y 13°C), el hormigón estuvo a una temperatura inicial de 22°C tres plazos distintos: 1, 3 y 7 días.

Las Tablas 2.48 y 2.49 muestran los resultados, en kp/cm^2 , de los resultados de Gardner y Poon, (1976). El curado de las probetas se efectuó mediante láminas plásticas, durante los días que se mantuvieron a 22 °C y mediante arpillera húmeda en los restantes. He confeccionado, a partir de los datos de los autores, las Figs. 2.59 y 2.60, con objeto de poder comparar las mismas con las realizadas por Fernández Gómez de sus ensayos. En estas figuras, se obtiene el valor relativo pésimo de la resistencia a tracción y adherencia de las probetas conservadas 1 día a 22°C durante todo el tiempo. He escogido el tiempo más corto de curado inicial para que la experiencia se aproxime lo máximo posible a los valores de Fernández Gómez que eran 2°C, 10°C y 20°C, con humedades que variaban entre 60% y 100% (Fernández Gómez y J. Calavera, 1988).

Temperatura de curado		2°C			13°C			22°C
Días iniciales a 22°C		1	3	7	1	3	7	
1 días	E. de compresión	80,8			80,1			64,6
	E. de tracción	12,2			12,4			11,2
	E. de adherencia	22,6			22,1			23,8
3 días	E. de compresión	120,9	130,1		128,5	131,5		114,7
	E. de tracción	15,8	17,7		16,6	17,3		19,1
	E. de adherencia	32,8	34,9		33,7	35,5		39,3
7 días	E. de compresión	167,3	176,5	186,3	180,7	186,3	191,2	179,5
	E. de tracción	19,5	21,4	23,6	21,4	22,1	23,2	27,1
	E. de adherencia	43,0	45,3	51,7	44,4	47,8	49,9	55,4
14 días	E. de compresión	227,2	239,3	247,1	239,5	250,3	251,2	214,3
	E. de tracción	25,0	26,7	28,3	25,2	26,3	28,8	29,7
	E. de adherencia	55,7	57,4	59,1	55,5	60,1	61,5	58,6
28 días	E. de compresión	253,3	256,2	261,9	264,4	258,7	262,8	248,9
	E. de tracción	27,6	28,3	29,5	30,6	28,8	30,2	32,3
	E. de adherencia	59,1	60,1	61,2	60,8	62,0	63,6	64,7
90 días	E. de compresión	282,3	277,0	273,5	308,8	291,0	283,5	272,6
	E. de tracción	31,1	31,4	30,2	40,4	39,9	36,1	36,3
	E. de adherencia	65,7	64,3	63,6	67,1	66,8	65,0	72,6

Tabla 2.48. Resultados en kp/cm^2 de los ensayos de Gardner y Poon: Cemento Tipo I, endurecimiento normal.

Temperatura de curado		2°C			13°C			22°C
Días iniciales a 22°C		1	3	7	1	3	7	22°C
1 días	E. de compresión	116			146,2			173,5
	E. de tracción	14,8			18,3			26,9
	E. de adherencia	33,4			41,7			59,9
3 días	E. de compresión	178,6	190,5		214,4	220,7		238,5
	E. de tracción	18,3	21,7		23,6	24,9		31,6
	E. de adherencia	48,7	54,6		57,9	59,8		69,7
7 días	E. de compresión	245,3	250,3	254,5	288,9	265,7	283,3	269,7
	E. de tracción	23,3	24,4	27,4	28,8	27,3	29,9	34,0
	E. de adherencia	62,6	65,0	66,8	72,4	65,0	71,7	73,8
14 días	E. de compresión	272,7	281,9	286,8	334,6	308,3	320,8	300,1
	E. de tracción	25,4	26,7	28,7	32,7	30,0	30,4	36,1
	E. de adherencia	68,2	71,0	73,5	81,5	72,4	77,3	76,6
28 días	E. de compresión	305,7	302,3	306,7	357,3	325,7	345,6	350,5
	E. de tracción	28,8	27,9	29,4	34,8	31,6	32,1	38,7
	E. de adherencia	71,7	73,8	74,5	84,0	75,2	79,4	81,9
90 días	E. de compresión	338,8	333,9	299,5	404,2	393,5	381,9	377,1
	E. de tracción	31,6	29,7	30,1	38,0	35,4	34,3	40,9
	E. de adherencia	77,3	78,0	75,9	87,9	85,1	83,7	87,7

Tabla 2.49. Resultados en kp/cm² de los ensayos de Gardner y Poon: Cemento Tipo III, endurecimiento rápido.

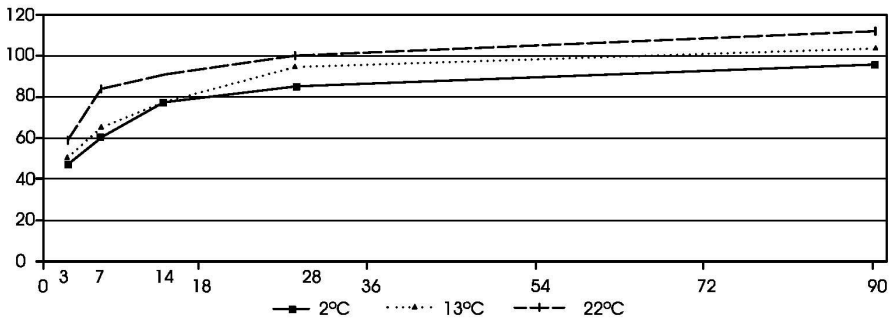


Fig. 2.59. Evolución de la resistencia pésima, tracción o adherencia, como porcentaje del valor de la resistencia a 28 días y 22°C, cemento tipo I. Ensayos de Gardner y Poon.

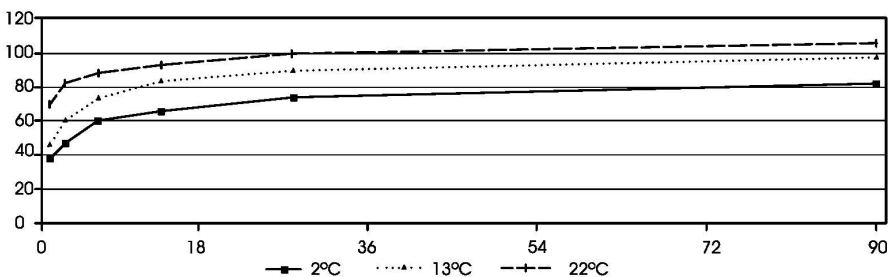


Fig. 2.60. Evolución de la resistencia pésima, tracción o adherencia, como porcentaje del valor de la resistencia a 28 días y 22°C, cemento tipo III. Ensayos de Gardner y Poon.

De la comparación de ambas figuras se deduce, Inmediatamente, que la influencia de la temperatura es más importante en el hormigón fabricado con cemento Tipo III, de altas resistencias iniciales, que en el caso de cemento de velocidad de endurecimiento normal.

Por otro lado, casi siempre la resistencia pésima que ha servido para la confección del gráfico ha sido la resistencia a tracción.

Fernández Gómez, con cementos españoles, realiza una experimentación semejante a la de Gardner y Poon. Con cementos P-350, PA-350 (adición puzolana), PA-350 (adición escoria) y P-450/ARI, de acuerdo con la nomenclatura del pliego de recepción de cementos vigente en ese momento, fabrica cuatro hormigones (Fernández Gómez, 1986). Las temperaturas y humedades escogidas para el curado de los hormigones fueron un total de cinco combinaciones: (20°C, 100%H.R.), (10°C, 100%H.R.), (10°C, 75H.R.), y finalmente, (2°C, 100H.R.) (Fernández Gómez y J. Calavera, 1988). Efectuó ensayos a las edades de 3, 7 y 28 días de resistencia a compresión, tracción y adherencia.

Sus conclusiones más sobresalientes fueron las siguientes (Delibes, 1993):

- I. La velocidad de endurecimiento depende del conglomerante y puede caracterizarse por las relaciones de resistencia a 7 y 28 días de edad. Los cementos ensayados tenían una velocidad de endurecimiento notablemente más alta que los datos incluidos en la Instrucción.
- II. El concepto de madurez resulta aplicable aún para temperatura de curado de 2°C, pero solamente en el caso de los cementos tipo Portland ensayados. Los cementos de adición, según incorporen escoria o puzolana, tienen comportamiento diferente,

no siendo suficientemente preciso el concepto de madurez con temperaturas inferiores a 10°C (Delibes, 1993).

- III. Las condiciones de humedad durante el curado pueden modificar en parte las reglas generales expuestas (Delibes, 1993).
- IV. *"La ecuación de cálculo del plazo de descimbrado incluida en la EH-82 (igual a la definida en la EHE-08) es, en general, muy conservadora, conduciendo con frecuencia a plazos dobles de los necesarios según esta tesis"* (Fernández Gómez y J. Calavera, 1988).

En cualquier caso, el autor advierte que se han observado discrepancias entre sus resultados y los obtenidos por otros investigadores como Perepérez, en su tesis doctoral, o los resultados de Gardner y Poon (J. Calavera y Fernández Gómez, 1992). Afirma, además, que aunque no siempre la resistencia crítica para el descimbrado es la tracción y, en algunos casos, es la adherencia, las diferencias no son importantes y, por tanto, a efectos prácticos puede emplearse las curvas de resistencia a tracción como críticas para el descimbrado (J. Calavera y Fernández Gómez, 1992).

La Tabla 2.50, tomada de Delibes, (1993), reproduce los valores porcentuales respecto del hormigón curado a 20°C y humedad relativa alta, de los ensayos efectuados por Fernández Gómez. La edad de 14 días, es un valor obtenido de la regresión efectuada, dado que no dispone de datos, al no ser edad de ensayo.

Las Figs. 2.61, 2.62, 2.63 y 2.64, tomadas de J. Calavera y Fernández Gómez, (1992), representan las curvas de evolución de la resistencia crítica obtenidas en los ensayos aludidos. Por tanto, sería suficiente que para cada cociente " α " obtenido de acuerdo con la ecuación 2.77, ($\alpha = R_u/R_{u,28}$), entrando por la ordenada, obtener en abscisas, para cada temperatura diferente, el valor de los días necesarios

para poder descimbrar o, en general, modificar la etapa del proceso constructivo.

Tipo de cemento	Temperatura de curado (°C)	Edad en días.							
		3		7		14		28	
		h	H	h	H	h	H	h	H
I/35	2	0,33	0,33	0,52	0,52	0,69	0,69	0,84	0,84
	10	0,50	0,48	0,62	0,65	0,75	0,80	0,86	0,93
	20	0,60	0,48	0,73	0,71	0,83	0,87	0,93	1,00
II-Z/35	2	0,21	0,21	0,43	0,43	0,63	0,63	0,77	0,77
	10	0,38	0,38	0,61	0,61	0,76	0,79	0,88	0,88
	20	0,47	0,49	0,65	0,68	0,78	0,84	0,87	1,00
II-S/35	2	0,41	0,42	0,62	0,63	0,76	0,76	0,84	0,86
	10	0,44	0,60	0,64	0,70	0,78	0,82	0,88	0,93
	20	0,58	0,60	0,78	0,79	0,90	0,93	0,97	1,00
I/45A	2	0,50	0,49	0,65	0,66	0,79	0,81	0,82	0,92
	10	0,50	0,52	0,65	0,73	0,79	0,87	0,82	0,92
	20	0,57	0,53	0,75	0,75	0,80	0,90	1,00	1,00

Tabla 2.50. Valores críticos de endurecimiento a tracción y adherencia, ensayos de Fernández Gómez (Delibes, 1993)

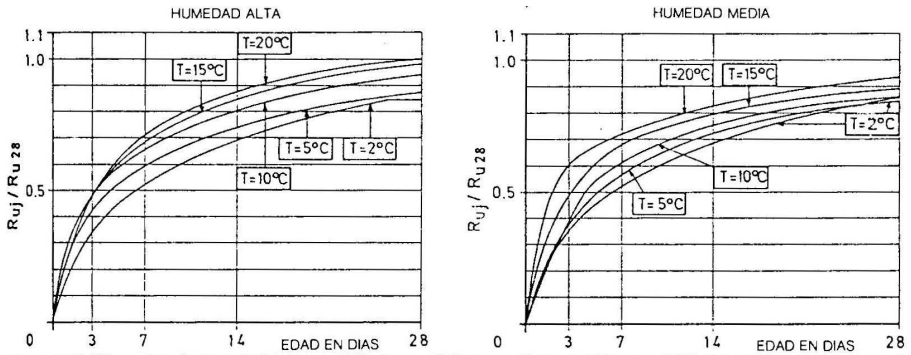


Fig. 2.61. Curvas de evolución de la resistencia crítica para el descimbrado de cementos P-350. Fernández Gómez, 1992.

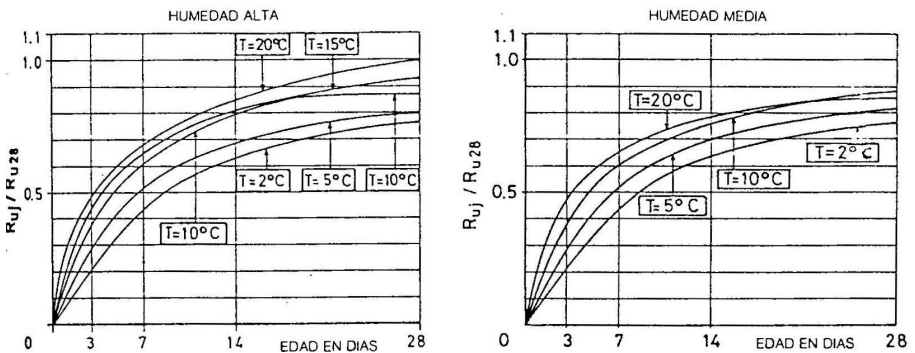


Fig. 2.62. Curvas de evolución de la resistencia crítica para el descimbrado de cementos PA-350 (Adición puzolana). Fernández Gómez, 1992.

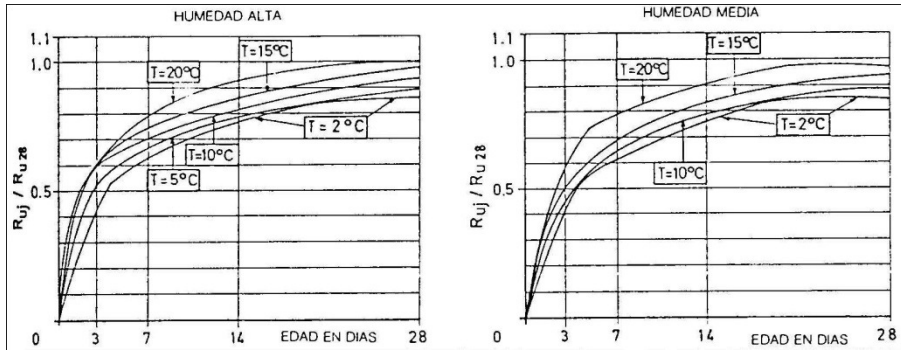


Fig. 2.63. Curvas de evolución de la resistencia crítica para el descimbrado de cementos PA-350 (Adición escoria). Fernández Gómez.

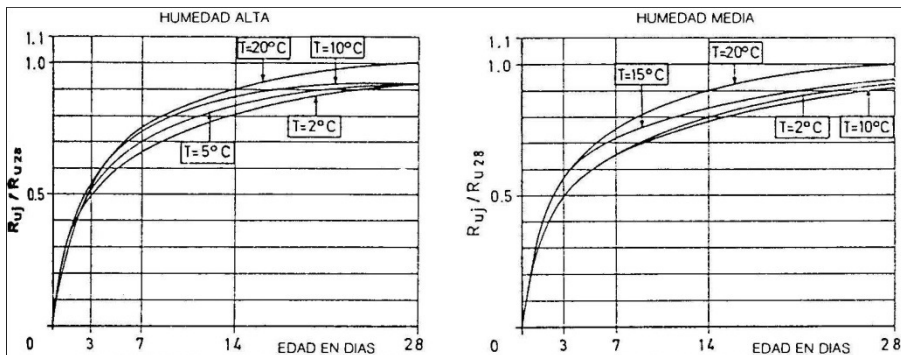


Fig. 2.64. Curvas de evolución de la resistencia crítica para el descimbrado de cementos P-450 ARI. Fernández Gómez.

La Fig. 2.65 representa los cocientes entre los valores relativos obtenidos por Fernández Gómez, en el numerador, y los de Gardner y Poon, en el denominador, con objeto de evaluar la diferencia de comportamiento entre ambos hormigones debido, fundamentalmente, al tipo de cemento. Únicamente he comparado los cementos Portland puro, tipo I según el RC-08, dado que en los ensayos de Gardner y Poon, (1976), no se emplean cementos de adición. Valor de cociente por encima de la unidad, indica mayores velocidades de endurecimiento relativo de los cementos ensayados por Fernández Gómez.

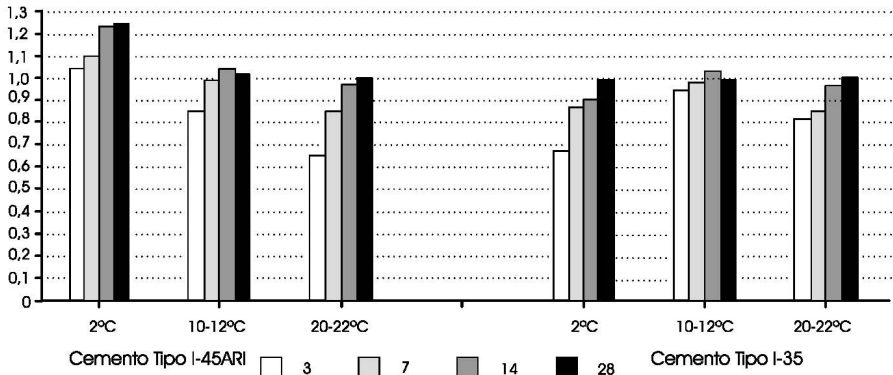


Fig. 2.65. Cociente entre valores relativos de los ensayos de Fernández Gómez y Gardner y Poon para cementos de endurecimiento normal (I-35) y rápido. J. Benlloch, 1996.

La mayor diferencia entre los resultados de Fernández Gómez y Gardner y Poon, véase la Fig. 2.65, se centra en los cementos de endurecimiento rápido y bajas temperaturas, en donde el cemento ensayado por Fernández Gómez es sensiblemente más rápido, sobre todo a bajas temperaturas.

El valor a 3 días del cociente entre ambos trabajos experimentales está ligeramente falseado por el hecho de la presencia de un día a 22°C en los ensayos americanos. Por tanto, con tan breve plazo de tiempo es necesario que se note la influencia del curado inicial a esa temperatura (22°C) y el curado restante a 2°C o 10-12°C.

En cualquier caso, la conclusión de la comparación entre ambos ensayos no es decisiva y, aunque Fernández Gómez opine lo contrario (1986), no se puede afirmar que los cementos ensayados sean más rápidos que el de los ensayos previos, como los de Gardner y Poon.

Fernández Gómez da unas relaciones para sin el empleo de probetas^{xiv}, estimar el momento de descimbrado, cuando el hormigón de obra haya adquirido una determinada resistencia (J. Calavera y Fernández Gómez, 1992). La expresión es función del tipo de cemento.

$f_{ck,0} \geq \alpha^{0,97} \cdot f_{ck,28}$	(I/35)	
$f_{ck,0} \geq \alpha^{0,93} \cdot f_{ck,28}$	(II-Z/35)	(2.82)
$f_{ck,0} \geq \alpha^{1,18} \cdot f_{ck,28}$	(II-S/35)	
$f_{ck,0} \geq \alpha^{1,30} \cdot f_{ck,28}$	(I-45ARI)	

Además, para edades cortas y para cada tipo de cemento obtuvo las siguientes relaciones entre la resistencia a tracción y la resistencia a compresión.

$f_{ck,t}' = 0,07 \cdot f_{ck}^{1,03}$	(I/35)	
$f_{ck,t}' = 0,06 \cdot f_{ck}^{1,07}$	(II-Z/35)	(2.83)
$f_{ck,t}' = 0,18 \cdot f_{ck}^{0,85}$	(II-S/35)	
$f_{ck,t}' = 0,26 \cdot f_{ck}^{0,77}$	(I-45ARI)	

Puede observarse que los coeficientes de los exponentes son superiores a 2/3 e, incluso, a 0,8, valor propugnado por Gardner y Poon, (1976).

En cualquier caso, como los propios autores señalan, para el uso de este método sería necesario conocer las curvas de endurecimientos del cemento empleado:

^{xiv} A diferencia del método directo de J. Calavera, epígrafe anterior, el método de Fernández Gómez y el método de J. Benloch expuesto en el apart. II.5.4.4, no hacen uso de ensayos para el cálculo del descimbrado. Por supuesto, tienen la ventaja de la economía y sencillez, mientras que tienen el inconveniente de su mayor incertidumbre que debe llevar asociada un mayor coeficiente de seguridad.

"No obstante recordar nuevamente que se hace necesario conocer de forma experimental las relaciones (Ec. 2.83) para cada cemento, de tal forma que pueda expresarse el criterio (Ec. 2.82) para cada marca en concreto. (J. Calavera y Fernández Gómez, 1992).

Por otra parte, con el empleo de cenizas volantes la necesidad de conocer las curvas de endurecimiento puede ser mucho más urgente. Las cenizas volantes adquieren resistencia de forma más lenta con el tiempo. Las investigaciones más recientes parecen sugerir que el cambio significativo de las propiedades se da para un contenido de cenizas superior al 35%. Las cenizas afectan considerablemente a la evolución de la resistencia a compresión pero, también, al módulo de deformación y la resistencia a tracción. Además, las altas temperaturas benefician la resistencia a tracción pero curados fríos y secos afectan mucho a la resistencia a tracción de estos hormigones. Respecto de la adherencia, esta propiedad parece ser la más afectada por temperaturas bajas.

II.5.4.3. Método Marí y Serrà, (1994, 1995)

Partiendo de un amplio estudio experimental desarrollado por Serrà (1994), en vigas descimbradas a edades cortas, Marí (1995) estableció una serie de hipótesis como punto de partida para el desarrollo de una metodología para el cálculo del plazo de descimbrado en estructuras de hormigón solicitadas a flexión. Dichas hipótesis de partida son las siguientes:

- I. Los modelos propuestos por las diferentes normativas europeas para el cálculo de flexión y cortante de una pieza de hormigón, son adecuados para predecir el comportamiento de dicha pieza a edades jóvenes. Considerando las características mecánicas del hormigón correspondientes a la edad de descimbrado.

- II. La adherencia entre el hormigón y acero, para edades habituales de descimbrado, es suficiente para considerar los mecanismos propios del hormigón armado.
- III. La deformabilidad diferida resulta ser el factor más condicionante, por tanto el que requiere de un mayor control.

A partir de estas hipótesis, Marí (1995) desarrolla una metodología que consiste en determinar, para cada uno de los estados límites, que características mecánicas debe tener el hormigón para satisfacer dicho estado límite. Verificando esto, tanto para el instante del descimbrado como para la vida útil de la estructura.

Estado Límite	Condición a cumplir
Flexión	$f_{c,j} \geq 1500 \cdot (\rho - \rho')$
Cortante	$f_{c,j} \geq 5 \cdot \frac{A_{st} \cdot f_{td}}{b}$
Adherencia	$f_{c,j} \geq k \cdot \left(\frac{A_{st} \cdot f_{td}}{n \cdot \pi \cdot \phi_1} \right)^{\frac{3}{2}}$
Anclaje	$f_{c,j} \geq f_{c,28} \cdot \left(\frac{G}{G+Q} \right)^{\frac{3}{2}}$
Deformación	$E_{c,j} \geq E_{c,28} \cdot f(j) \cdot \frac{a_{28}}{a_{adm}}$
Fisuración	$f_{c,j} \geq f_{c,28} \cdot \frac{G}{G+Q}$

Tabla 2.51. Criterios para establecer los plazos de descimbrado. Marí, 1995.

La Tabla 2.51 muestra las ecuaciones propuestas por Marí, derivadas de la satisfacción de los estados límite de flexión, cortante, adherencia, anclaje, fisuración y deformabilidad. En estas intervienen parámetros como la geometría, armado y nivel de cargas en construcción.

Considerando cada una de las expresiones de la Tabla 2.51, y empleando una metodología para establecer la evolución de las propiedades del hormigón en el tiempo, la metodología propuesta por Marí (1995) permite estimar los plazos de descimbrado de vigas y forjados

de hormigón sin perjudicar la seguridad, funcionalidad y durabilidad de la estructura.

II.5.4.4. Método J .Benlloch, (1996)

J. Benlloch, (1996), con base en su investigación y considerando la relación prácticamente entre el logaritmo de la edad (o más probablemente de la madurez) y la resistencia a tracción, obtuvo una sencilla relación entre la edad de descimbrado y el coeficiente α , definido en el apart. II.5.4.2.

La consideración de la relación logarítmica ha sido establecida, entre otros, por Neville, (1988), Hummel, etc. Por tanto, si se acepta la relación logarítmica, se puede escribir:

$$f_{ct,j} \geq A + B \cdot \ln_j \quad (2.84)$$

Donde, una vez ajustado el método, para hormigón con una resistencia a compresión $f_{ck} \leq 250 \text{kp/cm}^2$, y una edad cualquiera, j , se obtiene la Ec. 2.85.

$$f_{ct,j} \geq (A + B \cdot \ln_j) \cdot f_{ctb,28} = (0,44976 + 0,16275 \cdot \ln t) \cdot f_{ctb,28} \quad (2.85)$$

Para la edad de 28 días, se convierte en la identidad siguiente:

$$\begin{aligned} f_{ctb,28} &= (0,44976 + 0,16275 \cdot \ln 28) \cdot f_{ctb,28} = 0,9921 \cdot f_{ctb,28} \approx 1,00 \cdot f_{ctb,28} \\ f_{ctb,28} &\approx 1,00 \cdot f_{ctb,28} \end{aligned} \quad (2.86)$$

Dividiendo la Ec. 2.85 entre la Ec. 2.86, se tiene el cociente $f_{ct,j} / f_{ct,28}$ que es, precisamente, α ; es decir, la relación entre las resistencias necesarias en la etapa considerada de la construcción y la resistencia estimada a 28 días:

$$\frac{f_{ctb,j}}{f_{ctb,28}} = \alpha = \frac{(0,44976 + 0,16275 \cdot \ln t) \cdot f_{ctb,28}}{1,00 \cdot f_{ctb,28}} \rightarrow \alpha = 0,44976 + 0,16275 \cdot \ln t \quad (2.87)$$

Siendo α la fracción de la resistencia a tracción indirecta necesaria con objeto de poder pasar a la fase siguiente del proceso constructivo (véase apart. II.4). Conocido α , el interés del técnico se encuentra en conocer cuál es la edad necesaria de los elementos estructurales. Para ello, se puede despejar 't' de la expresión anterior:

$$t = e^{\frac{(\alpha-0,44976)}{0,16275}} \quad (2.88)$$

En el caso de hormigón con mayor resistencia a compresión $f_{ck} \geq 300 \text{kp/cm}^2$, y con diferentes contenidos de adición a base de cenizas volantes (C.V.), la Ec. 2.88 será sustituida por las expresiones siguientes:

$$\begin{aligned} t &= e^{\frac{(\alpha-0,59249)}{0,11541}} && (\text{C.V.}\%=0) \\ t &= e^{\frac{(\alpha-0,57175)}{0,11137}} && (\text{C.V.}\%=10) \\ t &= e^{\frac{(\alpha-0,55101)}{0,10733}} && (\text{C.V.}\%=20) \\ t &= e^{\frac{(\alpha-0,51991)}{0,10127}} && (\text{C.V.}\%=35) \end{aligned} \quad (2.89)$$

Del mismo modo, para hormigón con una resistencia a compresión $f_{ck} \leq 250 \text{kp/cm}^2$, y con adición a base de cenizas volantes (C.V.), la Ec. 2.88 será sustituida por las expresiones siguientes:

$$\begin{aligned} t &= e^{\frac{(\alpha-0,44976)}{0,16275}} && (\text{C.V.}\%=0) \\ t &= e^{\frac{(\alpha-0,43402)}{0,15705}} && (\text{C.V.}\%=10) \\ t &= e^{\frac{(\alpha-0,41828)}{0,15136}} && (\text{C.V.}\%=20) \\ t &= e^{\frac{(\alpha-0,39466)}{0,14281}} && (\text{C.V.}\%=35) \end{aligned} \quad (2.90)$$

La Tabla 2.52 recoge los valores que se deducen de aplicar la Ec. 2.88, siempre para condiciones de curado normalizado (20°C y $\text{H.R.} > 95\%$).

Valor de α	Edad t días	Valor de α	Edad t días
0,05	0,09	0,55	1,85
0,10	0,12	0,60	2,52
0,15	0,16	0,65	3,42
0,20	0,22	0,70	4,65
0,25	0,29	0,75	6,33
0,30	0,40	0,80	8,60
0,35	0,54	0,85	11,70
0,40	0,74	0,90	15,90
0,45	1,00	0,95	21,62
0,50	1,36	1,00	29,40

Tabla 2.52. Resultados de la aplicación de la Ec. 2.88, días necesarios para los coeficientes α . J. Benlloch, 1996.

Como se aprecia en la tabla anterior, para edades muy cortas se obtienen valores relativos de la resistencia a tracción indirecta, respecto de la edad de 28 días y condiciones de curado normalizado. Dado que el método expuesto es por ajuste de un conjunto discreto de observaciones, al valor de $\alpha=1,0$ le corresponden 29,40 días, mientras que teóricamente debería corresponder a la edad de 28 días.

La Tabla 2.53 recoge el planteamiento inverso; es decir, a partir de un número de días transcurridos cual es el valor relativo de la resistencia a tracción indirecta que el hormigón ha desarrollado. Esta Tabla ha sido desarrollada para hormigones con diferente resistencia a compresión y contenido de adición a base de cenizas volantes.

Días	Hormigón $f_{ck} \leq 250 \text{kp/cm}^2$				Hormigón $f_{ck} \geq 300 \text{kp/cm}^2$			
	0%	10%	20%	35%	0%	10%	20%	35%
0,50	0,3370	0,3252	0,3134	0,2957	0,5125	0,4946	0,4766	0,4497
1,00	0,4498	0,4340	0,4183	0,3947	0,5925	0,5718	0,5510	0,5199
1,50	0,5157	0,4977	0,4797	0,4526	0,6393	0,6169	0,5945	0,5610
2,00	0,5626	0,5429	0,5232	0,4936	0,6725	0,6489	0,6254	0,5901
2,50	0,5989	0,5779	0,5570	0,5255	0,6982	0,6738	0,6494	0,6127
3,00	0,6286	0,6066	0,5846	0,5516	0,7193	0,6941	0,6689	0,6312
3,50	0,6536	0,6308	0,6079	0,5736	0,7371	0,7113	0,6855	0,6468
4,00	0,6754	0,6517	0,6281	0,5926	0,7525	0,7261	0,6998	0,6603
4,50	0,6945	0,6702	0,6459	0,6095	0,7661	0,7393	0,7124	0,6722
5,00	0,7117	0,6868	0,6619	0,6245	0,7782	0,7510	0,7238	0,6829
5,50	0,7272	0,7018	0,6763	0,6381	0,7892	0,7616	0,7340	0,6925
6,00	0,7414	0,7154	0,6895	0,6505	0,7993	0,7713	0,7433	0,7014
6,50	0,7544	0,7280	0,7016	0,6620	0,8085	0,7802	0,7519	0,7095
7,00	0,7665	0,7396	0,7128	0,6726	0,8171	0,7885	0,7599	0,7170
7,50	0,7777	0,7505	0,7233	0,6824	0,8250	0,7961	0,7673	0,7240

Días	Hormigón $f_{ck} \leq 250 \text{kp/cm}^2$				Hormigón $f_{ck} \geq 300 \text{kp/cm}^2$			
	0%	10%	20%	35%	0%	10%	20%	35%
8,00	0,7882	0,7606	0,7330	0,6916	0,8325	0,8033	0,7742	0,7305
8,50	0,7981	0,7701	0,7422	0,7003	0,8395	0,8101	0,7807	0,7366
9,00	0,8074	0,7791	0,7509	0,7084	0,8461	0,8165	0,7868	0,7424
9,50	0,8162	0,7876	0,7590	0,7162	0,8523	0,8225	0,7926	0,7479
10,00	0,8245	0,7956	0,7668	0,7235	0,8582	0,8282	0,7981	0,7531
11,00	0,8400	0,8106	0,7812	0,7371	0,8692	0,8388	0,8084	0,7627
12,00	0,8542	0,8243	0,7944	0,7495	0,8793	0,8485	0,8177	0,7716
13,00	0,8672	0,8368	0,8065	0,7610	0,8885	0,8574	0,8263	0,7797
14,00	0,8793	0,8485	0,8177	0,7715	0,8971	0,8657	0,8343	0,7872
15,00	0,8910	0,8598	0,8286	0,7818	0,9065	0,8748	0,8431	0,7955
16,00	0,9020	0,8704	0,8389	0,7915	0,9155	0,8835	0,8514	0,8034
17,00	0,9124	0,8805	0,8486	0,8006	0,9241	0,8918	0,8594	0,8109
18,00	0,9223	0,8900	0,8577	0,8093	0,9323	0,8997	0,8670	0,8181
19,00	0,9316	0,8900	0,8664	0,8175	0,9401	0,9072	0,8743	0,8250
20,00	0,9405	0,9076	0,8747	0,8253	0,9477	0,9145	0,8813	0,8316
21,00	0,9490	0,9158	0,8826	0,8327	0,9549	0,9215	0,8881	0,8380
22,00	0,9572	0,9237	0,8902	0,8399	0,9620	0,9283	0,8946	0,8441
23,00	0,9650	0,9312	0,8974	0,8468	0,9688	0,9349	0,9010	0,8501
24,00	0,9725	0,9384	0,9044	0,8533	0,9754	0,9412	0,9071	0,8559
25,00	0,9797	0,9454	0,9112	0,8597	0,9818	0,9474	0,9130	0,8615
26,00	0,9867	0,9522	0,9176	0,8658	0,9880	0,9534	0,9188	0,8670
27,00	0,9934	0,9587	0,9238	0,8717	0,9941	0,9593	0,9245	0,8723
28,00	1,000	0,9650	0,9300	0,8775	1,000	0,9650	0,9300	0,8775
30,00	1,0124	0,9770	0,9416	0,8884	1,0115	0,9761	0,9407	0,8876
35,00	1,0407	1,0042	0,9678	0,9132	1,0381	1,0018	0,9655	0,9110
40,00	1,0656	1,0283	0,9911	0,9351	1,0626	1,0255	0,9883	0,9325
45,00	1,0881	1,0500	1,0120	0,9548	1,0855	1,0475	1,0095	0,9525
50,00	1,1087	1,0699	1,0311	0,9728	1,1070	1,0683	1,0296	0,9714
60,00	1,1453	1,1052	1,0651	1,0050	1,1472	1,1071	1,0669	1,0067

Tabla 2.53. Valores de los coeficientes α' , resistencia relativa respecto de 28 días y curado normalizado, de la resistencia a tracción indirecta de hormigones con distinto contenido de cenizas volantes (0%, 10%, 20% y 35%). Temperatura media de curado 20°C.

La Ecs. 2.88, 2.89 y 2.90 son una expresión muy sencilla, operativa en condiciones de obra. Las anteriores expresiones están referidas a condiciones de curado a una temperatura ambiente de 20°C. Además, es necesario considerar que se verifican unas condiciones de curado correctas, como pueden ser las del art. 71.6 de la Instrucción EHE-08.

Para la corrección de la temperatura es suficiente con emplear la formulación dada por el Código Modelo (1990) o por la antigua Instrucción EH-91. El Código Modelo (1990) emplea la Ec. 2.91 para la corrección de los días teóricos obtenidos en las Ecs. 2.88, 2.89 y 2.90.

$$t_t = \sum_{j=1}^n \Delta t_j e^{-\left(\frac{4.000}{273 + \frac{T(\Delta t_j)}{T_0}} - 13,65\right)} \quad (2.91)$$

Donde: t_t , es la edad del hormigón corregida, edad teórica. $T(\Delta t_j)$, es la temperatura en $^{\circ}\text{C}$, durante un periodo de tiempo Δt_j . T_0 , es la temperatura de 1°C . Δt_j , es el número de días que el hormigón ha permanecido a una temperatura media de $T^{\circ}\text{C}$.

La Instrucción EH-91 define la Ecs. 2.92 y 2.93 fundamentalmente para temperaturas superiores a los 10°C . En este sentido, en fase de proyecto, estimando la temperatura media, T_i , se obtienen los días reales, j , despejando de la Ec. 2.92, dado que a través de la Ec. 2.93, se conocen los días teóricos, t , a 20°C :

$$t_t = \frac{\sum_{i=1}^n [j \cdot (T+10)]}{30} \quad (2.92)$$

$$j = \frac{t \cdot 30}{(T_i + 10)} \quad (2.93)$$

Donde: j , es el número de días durante los cuales el endurecimiento se efectúa a una temperatura media de T grados centígrados. La expresión dada por la Instrucción EH-91, reconoce implícitamente una temperatura por debajo de la cual el endurecimiento se detiene de forma definitiva, -10°C . j , o más exactamente $\sum j$, es la incógnita deseada.

III. PLAN EXPERIMENTAL Y RESULTADOS

En este capítulo se desarrollan los objetivos del plan experimental y, se obtienen los resultados de resistencia a compresión de los hormigones más empleados en la provincia de Valencia durante el periodo de años de 1996 a 2011. También se analiza la influencia de diferentes parámetros sobre la evolución de la resistencia a compresión del hormigón preparado de obra.

III.1. Objetivos del Plan Experimental

El plan experimental de la presente tesis doctoral tiene como objetivo el estudio de la evolución de la resistencia a compresión del hormigón preparado de obra. Para ello, inicialmente se parte de una base de datos de 67.782 probetas de resistencias a compresión de diferentes hormigones de obra durante el periodo de años de 1996 a 2011; de esta base de datos se establecen los hormigones que más se emplean durante dicho periodo (HA-25/B/20/IIa y HA-30/B/20/IIa) y, se examina la evolución de su resistencia a compresión desde los 3 a los 60 días de edad. Posteriormente, se analiza mediante un estudio estadístico la significación de parámetros tales como el tipo de cemento, la relación agua/cemento, la temperatura, el tiempo de conservación en obra, el contenido de cemento, las adiciones, los aditivos y la consistencia, en la evolución de la resistencia a compresión del hormigón preparado de obra.

compresión abarca tres normativas diferentes (EH-91, EHE-98 y EHE-08), hasta el año 2000 el hormigón no presenta una tipificación común (establecida por la EHE-98).



Fig. 3.2. Hormigones más ensayados durante el periodo de 1996 a 2011.

De todos los hormigones ensayados por los diferentes laboratorios de control de calidad y AIDICO se observa una clara tendencia al empleo durante el periodo de tiempo comprendido entre los años 2000 a 2011 de hormigón cuya resistencia característica a compresión es 25 MPa. En la Fig. 3.3 se recoge la distribución de los dos hormigones más empleados durante el periodo de tiempo de 2006 a 2011. En esta figura se confirma la tendencia anterior y se observa que el hormigón HA-30/B/20/IIa es el segundo hormigón más ensayado, por detrás del HA-25/B/20/IIa. Por lo tanto, para la elaboración del presente plan experimental se han seleccionado los hormigones HA-25/B/20/IIa y HA-30/B/20/IIa, puesto que ambos hormigones son los más empleados durante los últimos años y en la actualidad.

Para el análisis de la evolución de la resistencia a compresión del hormigón HA-25/B/20/IIa se parte de una muestra representativa de la población real de dicho hormigón en la zona de la provincia de Valencia,

esta consta de 5.505 lotes ensayados durante el periodo de tiempo de 2001 a 2011.

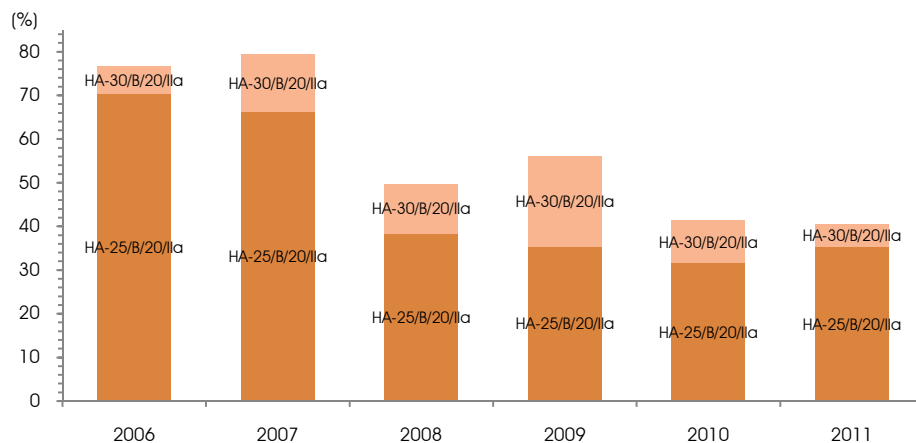


Fig. 3.3. Hormigones más ensayados durante el periodo de 2006 a 2011.

En el tratamiento estadístico de la muestra inicialmente se calculan los estadísticos de cada variable y se comprueba su distribución. Para el cálculo de los estadísticos de la muestra de hormigón HA-25/B/20/IIa se toman las variables correspondientes a 3 días (fcm3), 7 días (fcm7), 28 días (fcm28) y 60 días (fcm60), en la Tabla 3.1 se realiza un resumen de todos los estadísticos de las variables de la muestra.

Estadísticos	Fcm 3	Fcm 7	Fcm 28	Fcm 60
Frecuencia	1.030	5.389	5.463	597
Media	23,2602	26,9277	32,9794	34,4271
Mediana	22,9	26,6	32,3	34,6
Moda		25,7	32,1	31,7
Varianza	17,9006	18,8089	23,4495	32,8989
Desviación Típica	4,23091	4,33692	4,84247	5,7376
Mínimo	11,0	9,0	13,5	18,9
Máximo	42,9	45,8	58,6	60,1
Rango	31,9	36,8	45,1	41,2
Asimetría Tipificada	8,53452	11,4611	16,1024	2,66615
Curtosis Tipificada	9,73202	12,3369	12,9072	0,77568
Coef. de variación	18,1895 %	16,1058 %	14,6833 %	16,6606 %

Tabla 3.1. Resumen de estadísticos de la muestra de HA-25/B/20/IIa.

En la Tabla 3.1 podemos observar que las medias y medianas son similares, lo cual es un indicador de la distribución normal de la muestra.

Respecto al coeficiente de variación de la muestra A.Garrido, (2003), considera aceptable un valor de 0,14 determinado con 35 ensayos para una misma central de hormigón y con sello INCE; en nuestro estudio el coeficiente de variación de la muestra varía de 0,14 a 0,18 lo que supone un valor aceptable, puesto que se refiere a miles de valores de una gran cantidad de centrales cada una con una clase de acuerdo con la EHE-98 (Instrucción vigente durante la mayoría de ensayos de la muestra). Respecto a la Instrucción EHE-08 se puede afirmar que la desviación típica de la muestra a 28 días posee un valor aceptable (Ec. 3.1).

$$f(x_m) = x_m - 1,645 \cdot \sigma \geq f_{ck} \quad (3.1)$$

$$32,9794 - 1,645 \cdot 4,84247 = 25,01 \geq 25 \text{ MPa}$$

En las Figs. 3.4 a 3.7 se pueden observar los estadísticos, de medidas de tendencia central y variabilidad de las variables fcm3, fcm7, fcm28 y fcm60 a través de los gráficos de dispersión de cada variable.

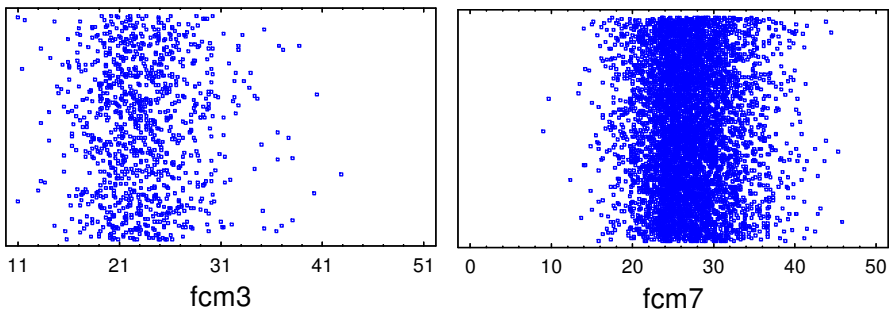


Fig. 3.4 y 3.5. Gráficos de dispersión de las variables fcm3 y fcm7.

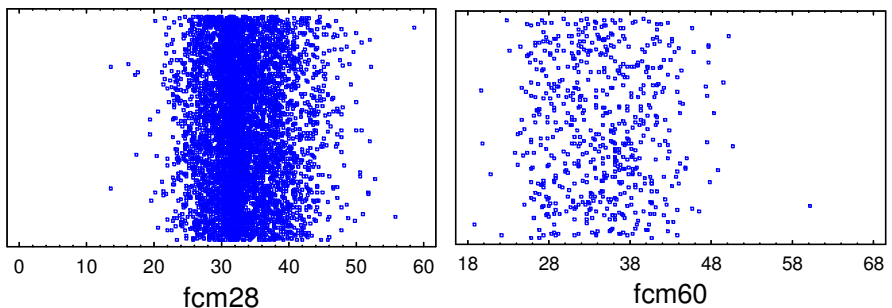


Fig. 3.6 y 3.7. Gráficos de dispersión de las variables fcm28 y fcm60.

En el Anejo I se reproducen los gráficos de función de distribución, probabilidad normal e histogramas de las cuatro variables (fcm3, fcm7, fcm28 y fcm60) en los cuales se observa que la distribución es normal o Gaussiana^{xv}; sin embargo, los gráficos de simetría (recogidos en el Anejo I) muestran una falta de simetría de la distribución normal de las variables fcm3, fcm28 y fcm60. Esta última afirmación es avalada mediante los estadísticos que definen la forma de la distribución, como son la Asimetría Tipificada y la Curtosis Tipificada, los cuales presentan valores fuera del rango de -2 a +2, lo que significa una falta de simetría de la distribución.

Una vez comprobado que la distribución de las variables de la muestra de la población es normal o Gaussiana, se procede a caracterizar mediante una regresión logarítmica la evolución de la resistencia a compresión del hormigón HA-25/B/20/IIa (Fig. 3.8., esta figura corresponde a las resistencias medias "fcm" de cada variable). En la Tabla 3.2 se muestra el resumen de la evolución de la resistencia a compresión del hormigón HA-25/B/20/IIa.

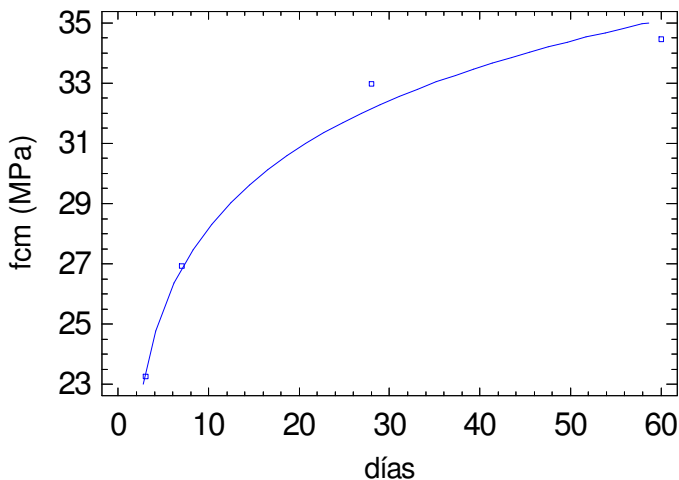


Fig. 3.8. Evolución de la resistencia media a compresión del hormigón HA-25/B/20/IIa.

^{xv} La distribución normal o Gaussiana se trata de una curva simétrica con un máximo en el centro y que tiende a cero en ambas direcciones de una manera que coincide intuitivamente con lo esperado para el error experimental. Tiene la propiedad de que el logaritmo de su función de densidad es una función cuadrática de la residual estandarizada $(y-\eta)/\sigma$.

Variable. (días)	Resistencia media, fcm, (MPa).	Evolución de la resistencia respecto a 28 días (%).
fcm3 (3)	23,26	0,71
fcm7 (7)	26,93	0,82
fcm28 (28)	32,98	1,00
fcm60 (60)	34,44	1,04

Tabla 3.2. Evolución de la resistencia media del hormigón HA-25/B/20/Ila.

Con respecto al análisis de la evolución de la resistencia a compresión del hormigón HA-30/B/20/Ila, se parte de una muestra representativa de la población real de dicho hormigón, en la zona de la provincia de Valencia, que consta de 1.317 lotes ensayados durante el periodo de tiempo de 2003 a 2011.

Del mismo modo que se ha realizado con el hormigón HA-25/B/20/Ila, para el cálculo de los estadísticos de la muestra de hormigón HA-30/B/20/Ila, se toman las variables correspondientes a 3 días (fcm3), 7 días (fcm7), 28 días (fcm28) y 60 días (fcm60). En la Tabla 3.3 se realiza un resumen de todos los estadísticos de las variables de la muestra.

Estadísticos	Fcm 3	Fcm 7	Fcm 28	Fcm 60
Frecuencia	334	1.308	1.310	416
Media	29,244	33,0336	38,859	44,9685
Mediana	29,3	32,425	38,4	44,75
Moda		29,9	38,1	
Varianza	20,5357	21,9763	32,1979	52,5876
Desviación Típica	4,53163	4,68789	5,67432	7,25173
Mínimo	16,3	19,2	21,45	22,6
Máximo	45,9	51,5	63,7	68,1
Rango	29,6	32,3	42,25	45,5
Asimetría Tipificada	0,575102	8,46947	6,44114	2,01843
Curstosis Tipificada	2,65711	4,59752	6,08008	-0,333431
Coef. de variación	15,4959 %	14,1913 %	14,6023 %	16,1262 %

Tabla 3.3. Resumen de estadísticos de la muestra de HA-30/B/20/Ila.

En la Tabla 3.3 podemos observar, del mismo modo que en el caso del hormigón HA-25/B/20/Ila, que las medias y medianas de las cuatro variables estudiadas son similares, lo cual es un indicador de una distribución normal de cada variable de la muestra. El coeficiente de variación de cada variable varía de 0,14 a 0,16 lo que supone un valor

aceptable de acuerdo con la EHE-98 (Instrucción vigente durante la mayoría de ensayos de la muestra). El valor de la desviación típica de 5,67432 no cumple con la Ec. 3.2 de la Instrucción EHE-08 (mucho más restrictiva que la anterior EHE-98), ni tampoco con el valor máximo de la desviación típica de 4,2 establecido por dicha Instrucción en el caso de hormigones con distintivo de calidad; por lo tanto, el valor de 5,67432 es sensiblemente superior al máximo permitido para hormigón con resistencia característica de 30 MPa en el caso de poseer distintivo de calidad.

$$f(x_m) = x_m - 1,645 \cdot \sigma \geq f_{ck} \quad (3.2)$$

$$38,859 - 1,645 \cdot 5,67432 = 29,52 \geq 30 \text{ MPa}$$

En las Figs. 3.9 a 3.12 se muestran los gráficos de dispersión de cada variable, en los cuales se pueden observar los estadísticos, de medidas de tendencia central y variabilidad de las variables fcm3, fcm7, fcm28 y fcm60.

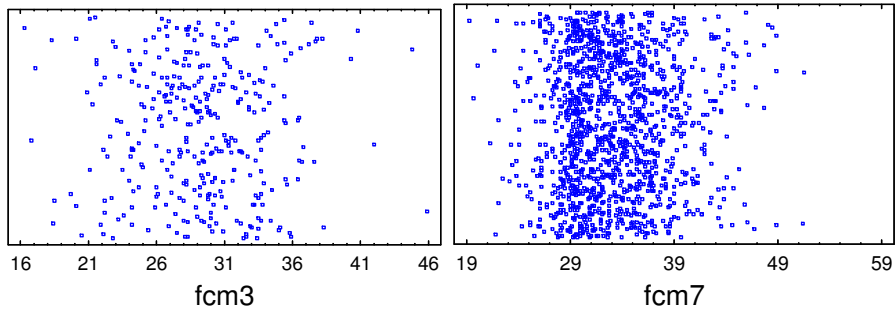


Fig. 3.9 y 3.10. Gráficos de dispersión de las variables fcm3 y fcm7.

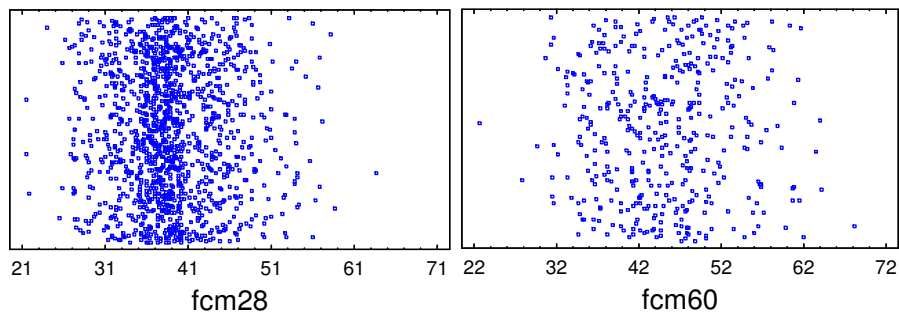


Fig. 3.11 y 3.12. Gráficos de dispersión de las variables fcm28 y fcm60.

En el Anejo I se reproducen los gráficos de función de distribución, probabilidad normal e histogramas de las cuatro variables del hormigón HA-30/B/20/IIa (f_{cm3} , f_{cm7} , f_{cm28} y f_{cm60}) en los cuales se observa que la distribución es normal o Gaussiana. Los gráficos de simetría (recogidos en el Anejo I) y los valores de la Asimetría Tipificada y Curtosis Tipificada (Tabla 3.3) muestran una falta de simetría de la distribución normal de las variables f_{cm7} y f_{cm28} .

Una vez comprobada la normalidad de la distribución de las variables de la muestra de la población, se procede a caracterizar mediante una regresión logarítmica la evolución de la resistencia a compresión del hormigón HA-30/B/20/IIa (Fig. 3.13., esta figura corresponde a las resistencias medias "fcm" de cada variable). En la Tabla 3.4 se muestra el resumen de la evolución de la resistencia a compresión del hormigón HA-30/B/20/IIa.

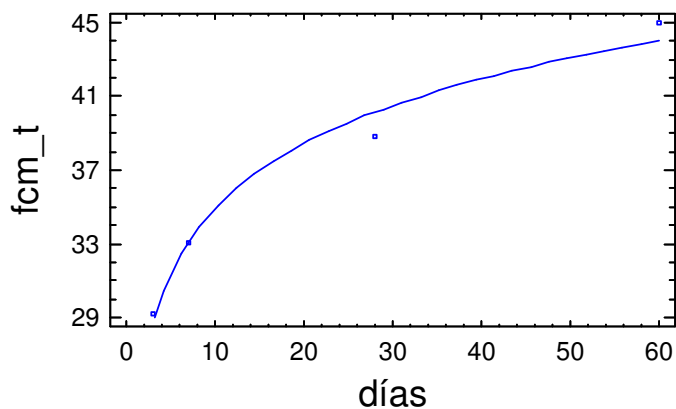


Fig. 3.13. Evolución de la resistencia media a compresión del hormigón HA-30/B/20/IIa.

Variable. (días)	Resistencia media, f_{cm} , (MPa).	Evolución de la resistencia respecto a 28 días (%).
f_{cm3} (3)	29,24	0,75
f_{cm7} (7)	33,03	0,85
f_{cm28} (28)	38,86	1,00
f_{cm60} (60)	44,97	1,16

Tabla 3.4. Evolución de la resistencia media del hormigón HA-30/B/20/IIa.

III.3. Influencia de Diferentes Parámetros en la Evolución de la Resistencia a Compresión del Hormigón de Obra

Una vez calculada la evolución de la resistencia a compresión del hormigón preparado de obra HA-25/B/20/IIa y HA-30/B/20/IIa, en el apart. III.2 de la presente tesis doctoral, se procede a analizar la influencia de diferentes parámetros, como son el tipo de cemento, la relación agua/cemento, la temperatura, el tiempo de conservación en obra, el contenido de cemento, las adiciones, los aditivos y la consistencia, en la evolución de la resistencia a compresión del hormigón preparado de obra.

El análisis de cada variable de la muestra de hormigón preparado de obra, tanto de HA-25/B/20/IIa como de HA-30/B/20/IIa, se realiza mediante el método de Análisis de Varianza "ANOVA" desarrollado por Fisher en 1935. Este método o procedimiento, tiene como objetivo determinar si las discrepancias entre las medias de los tratamientos son significativamente mayores, con un nivel de confianza^{xvi} del 95%, que la variación que ocurre dentro de cada tratamiento. Se fundamenta en dos supuestos:

- Las variables de la muestra y sus niveles deben presentar varianzas iguales.
- Las variables de la muestra y sus niveles deben distribuirse normalmente.

Para llevar a cabo dicho análisis inicialmente se comprueba la normalidad de la distribución de cada variable o nivel de la misma, y la igualdad de varianzas entre variables o niveles. Sin embargo, la violación de alguno de los dos supuestos puede no influir en el análisis puesto que el

^{xvi} Los niveles de confianza son en cierto modo arbitrarios pero corresponden a valores de probabilidad críticos que representan distintos niveles de escepticismo de que pueda ocurrir al azar una discrepancia tan grande o mayor que la observada. Se dice que una discrepancia entre la observación y la hipótesis es significativa a dicho nivel, cuando conduce a una probabilidad de que ocurra menor que dicho valor crítico.

método de ANOVA es bastante robusto a una moderada no normalidad o a una moderada desigualdad de las varianzas de grupo. Otro parámetro que si influiría notablemente es la correlación seriada de datos de cada muestra, pero en nuestro caso los datos han sido obtenidos de tres laboratorios de control diferentes lo que evitaría dicha correlación. También cabe destacar que los valores erróneos o anómalos entre los datos de cada muestra de hormigón, que se pueden deber a errores de transcripción o a la realización incorrecta de algunos ensayos, pueden no influir en el resultado puesto que las distribuciones t de Student y F no se ven muy afectadas por estos.

En este apartado también se muestran los resultados de la influencia del mes y la hora de producción del hormigón en la resistencia media a compresión a 28 días. El hormigón HA-25/B/20/IIa muestra una reducción de la resistencia a compresión a 28 días durante los meses de mayor temperatura como es el periodo de Mayo-Agosto. Este fenómeno se conoce comúnmente con el nombre de "Agujero Estival" o "Sonrisa de Verano" (Fig. 3.14). El comportamiento de la resistencia durante todo el año tiene el siguiente sentido: a medida que avanzan los meses la temperatura se incrementa lo que supone, ante una misma dosificación del hormigón, menor resistencia a compresión. Este efecto tiene su máxima expresión en el mes de Junio, a partir del cual las empresas de producción del hormigón modifican la dosificación del hormigón con el objetivo de incrementar su resistencia, efecto que queda demostrado en la Fig. 3.14, puesto que los meses de mayor temperatura anual son Julio y Agosto. A medida que comienzan a reducirse las temperaturas la resistencia aumenta, teniendo su punto álgido durante los meses de Noviembre y Diciembre, y a partir de este las empresas de producción vuelven a modificar la dosificación del hormigón para ajustarla a una menor temperatura lo que se traduce en una menor resistencia a compresión durante los meses de Enero y Febrero.

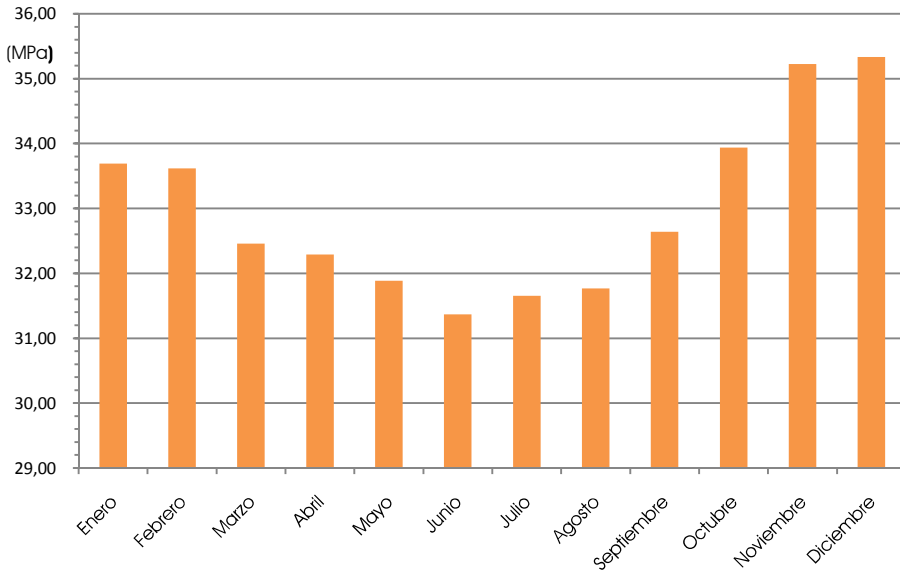


Fig. 3.14. Resistencia media a compresión del hormigón HA-25/B/20/IIa a 28 días según el mes de producción.

La influencia de la fabricación del hormigón durante las estaciones del año de invierno y verano en la resistencia a compresión del hormigón preparado de obra HA-25/B/20/IIa se muestra en la Fig. 3.15.

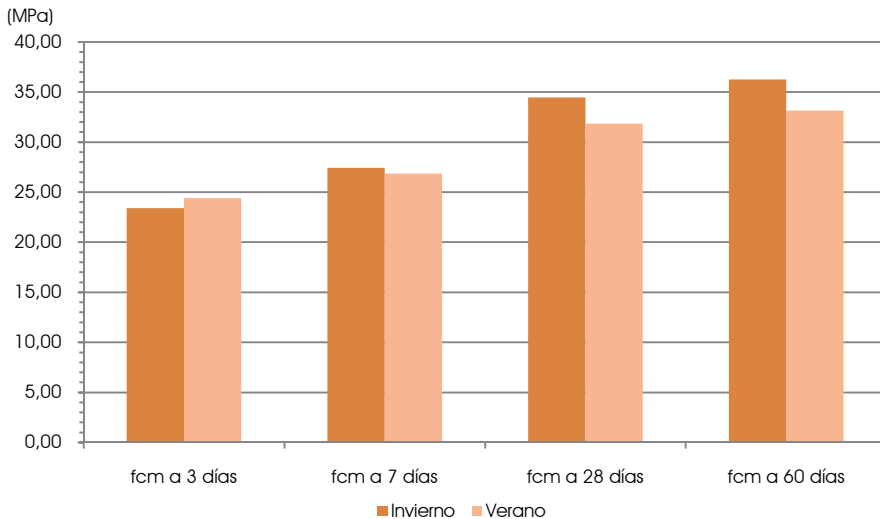


Fig. 3.15. Evolución de la resistencia media a compresión del hormigón HA-25/B/20/IIa según la estación del año.

Para el cálculo de la hora óptima de producción del hormigón HA-25/B/20/IIa se ha realizado un estudio durante las dos estaciones principales del año, verano e invierno, obteniéndose los resultados mostrados en la Fig. 3.16.

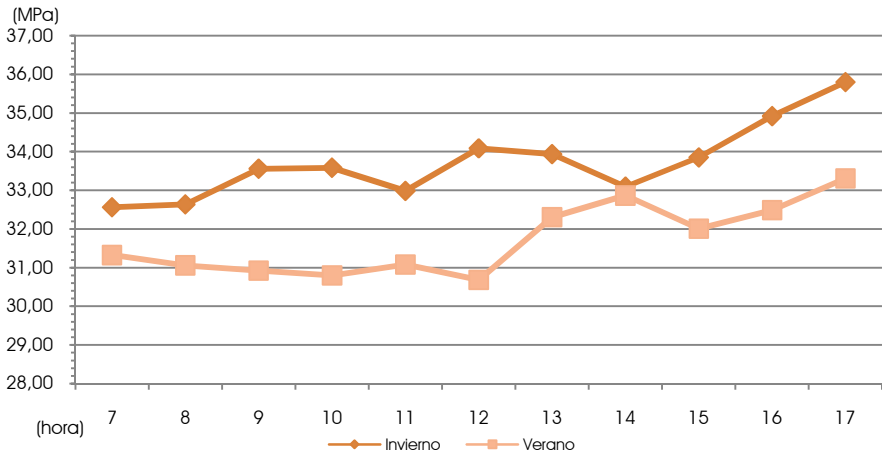


Fig. 3.16. Resistencia media a compresión del hormigón HA-25/B/20/IIa a 28 días según la hora de producción.

En la Fig. 3.17 se observa que la resistencia compresión del hormigón preparado de obra HA-30/B/20/IIa en función del mes de producción muestra el mismo comportamiento que el hormigón HA-25/B/20/IIa.

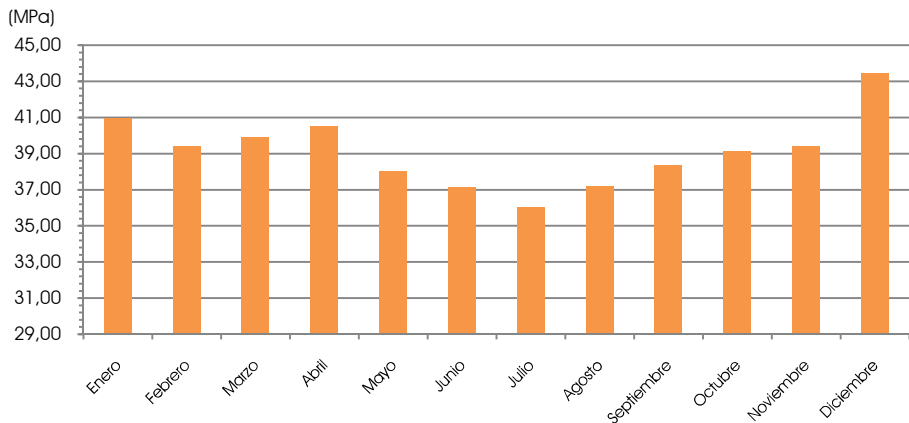


Fig. 3.17. Resistencia media a compresión del hormigón HA-30/B/20/IIa a 28 días según el mes de producción.

Del mismo modo que en el caso del mes de producción, la evolución de la resistencia a compresión del hormigón preparado de obra HA-30/B/20/IIa muestra el mismo comportamiento que el hormigón de resistencia característica de 25 MPa, durante las dos estaciones principales del año (Fig. 3.18).

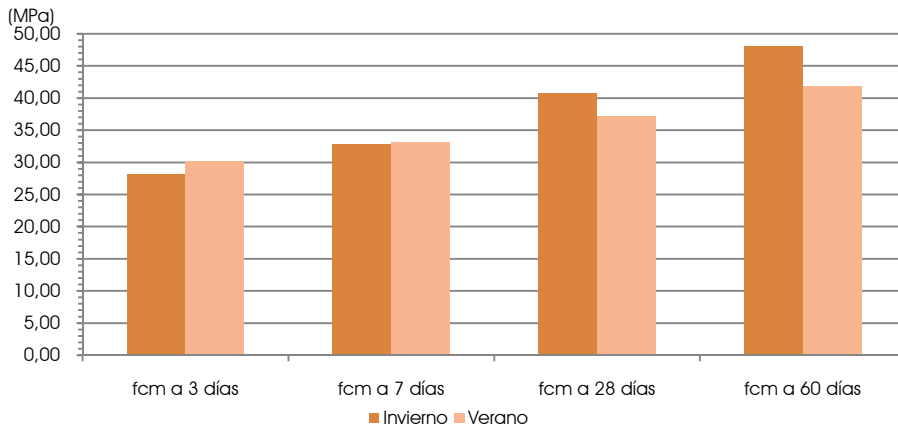


Fig. 3.18. Evolución de la resistencia media a compresión del hormigón HA-30/B/20/IIa según la estación del año.

En la Fig. 3.19 se muestra la resistencia a compresión a 28 días del hormigón preparado de obra HA-30/B/20/IIa según la hora de producción durante las dos estaciones principales del año.

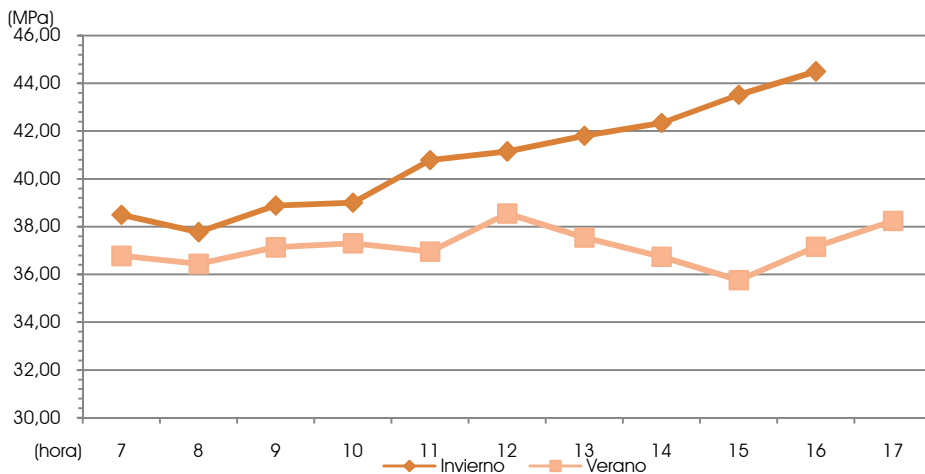


Fig. 3.19. Resistencia media a compresión del hormigón HA-30/B/20/IIa a 28 días según la hora de producción.

III.3.1. Según Tipo de Cemento

En este apartado se analiza la influencia del tipo de cemento en la evolución de la resistencia a compresión del hormigón preparado de obra. Para ello, mediante el ANOVA se comprueba de la significación de la variable independiente, tipo de cemento, sobre la variable dependiente ,fcm3, fcm7, fcm28 y fcm60, de la muestra de hormigón preparado de obra (HA-25/B/20/IIa y HA-30/B/20/IIa) con un nivel de confianza del 95%.

Inicialmente se comprueba la muestra de hormigón preparado de obra HA-25/B/20/IIa. La primera comprobación se realiza sobre la variable fcm3 (resistencia a compresión a 3 días). En la Tabla 3.5 se muestra el resumen de los estadísticos de la variable fcm3. El estadístico de forma de la distribución de la variable del nivel correspondiente cemento tipo II (Cem. II) muestra un valor fuera del rango +2 a -2, lo que significa una falta de normalidad de la distribución de dicho nivel. Por lo tanto, para proceder a la comprobación de la significación de dicha variable, a parte del ANOVA (Tabla 3.6) se realiza el test de Kruskal-Wallis para comparar las medianas en lugar de las medias (Tabla 3.7).

Estadístico	Cem. I	Cem. II	Total
Frecuencia	75	955	1.030
Media	23,133	23,27	23,26
Varianza	7,87	18,69	17,90
Desviación Típica	2,80	4,32	4,23
Mínimo	17,0	11,0	11,00
Máximo	31,4	42,9	42,90
Rango	14,4	31,9	31,90
Asimetría Tipificada	0,59	8,21	8,53
Curtosis Tipificada	0,18	8,76	9,73

Tabla 3.5. Resumen de estadísticos de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según tipo de cemento.

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	1,301	1	1,301	0,0726	0,7875
Dentro de tratamientos	18,418,4	1.028	17,9167		
Total sobre la media global	18,419,7	1.029			

Tabla 3.6. Tabla ANOVA de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según tipo de cemento.

Nivel	Tamaño muestral	Rango promedio
Cem. I	75	525,86
Cem. II	955	514,686
Estadístico		0,098
P-Valor		0,7541

Tabla 3.7. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según tipo de cemento.

Los valores de probabilidad de la distribución F del ANOVA y del test de Kruskal-Wallis mayores a 0,05 prueban la hipótesis nula de la significación de la variable independiente tipo de cemento, dentro de los dos niveles de tipo de cemento, respecto de la variable dependiente fcm3, por lo tanto, la variable tipo de cemento no es significativa a la edad de 3 días en el hormigón preparado de obra HA-25/B/20/IIa.

La segunda comprobación se realiza sobre la variable fcm7 (resistencia a compresión a 7 días). En la Tabla 3.8 se muestra el resumen de los estadísticos de la variable fcm7, en la que se observa, mediante los estadísticos de forma, una falta de normalidad de la distribución. Por lo tanto, como en el caso anterior (fcm3), a parte del ANOVA (Tabla 3.9) se realiza el test complementario de comparación de medianas (Tabla 3.10).

Estadístico	Cem. I	Cem. II	Total
Frecuencia	221	4.305	4.526
Media	26,51	26,49	26,49
Varianza	10,27	17,81	17,44
Desviación Típica	3,20	4,22	4,17
Mínimo	14,2	9,00	9,00
Máximo	35,00	45,80	45,80
Rango	20,80	36,80	36,80
Asimetría Tipificada	-1,649	11,057	10,957
Curiosis Tipificada	1,8118	14,097	14,8207

Tabla 3.8. Resumen de estadísticos de la variable fcm7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según tipo de cemento.

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	0,1091	1	0,109143	0,01	0,9370
Dentro de tratamientos	78.946,2	4.524	17,4505		
Total sobre la media global	78.946,3	4.525			

Tabla 3.9. Tabla ANOVA de la variable fcm7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según tipo de cemento.

Nivel	Tamaño muestral	Rango promedio
Cem. I	221	2.342,32
Cem. II	4.305	2.259,45
Estadístico		0,8453
P-Valor		0,3578

Tabla 3.10. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según tipo de cemento.

Los valores de probabilidad de la distribución F del ANOVA y del test de Kruskal-Wallis mayores a 0,05 prueban la hipótesis nula de la significación de la variable independiente tipo de cemento, dentro de cada uno de los dos niveles de tipo de cemento, respecto de la variable dependiente fcm7, por lo tanto, la variable tipo de cemento no es significativa a la edad de 7 días en el hormigón preparado de obra HA-25/B/20/IIa.

La tercera comprobación se realiza sobre la variable fcm28 (resistencia a compresión a 28 días). En la Tabla 3.11 se muestra el resumen de los estadísticos de la variable fcm28, en la que se observa una falta de normalidad en la distribución. Por lo tanto, como en los dos casos anteriores (fcm3 y fcm7) a parte del ANOVA (Tabla 3.12) se realiza el test complementario de comparación de medianas (Tabla 3.13).

Estadístico	Cem. I	Cem. II	Total
Frecuencia	221	4.323	4.544
Media	31,27	32,36	32,31
Varianza	15,26	20,73	20,51
Desviación Típica	3,90	4,55	4,52
Mínimo	22,5	13,6	13,6
Máximo	44,4	58,6	58,6
Rango	21,9	45,0	45,0
Asimetría Tipificada	1,69	16,27	16,59
Curtosis Tipificada	-0,56	18,65	18,85

Tabla 3.11. Resumen de estadísticos de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según tipo de cemento.

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	249,872	1	249,87	12,21	0,0005
Dentro de tratamientos	92.953,7	4.542	20,46		
Total sobre la media global	93.203,7	4.543			

Tabla 3.12. Tabla ANOVA de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según tipo de cemento.

Nivel	Tamaño muestral	Rango promedio
Cem. I	221	1.971,07
Cem. II	4.323	2.287,91
Estadístico		12,2641
P-Valor		0,00046

Tabla 3.13. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según tipo de cemento.

Los valores de probabilidad de la distribución F del ANOVA y del test de Kruskal-Wallis menores a 0,05 prueban la hipótesis de la diferencia estadísticamente significativa de las medias y medianas de la variable independiente tipo de cemento respecto de la variable dependiente fcm28, con un nivel de confianza del 95%. Por lo tanto, la variable tipo de cemento es significativa a la edad de 28 días en el hormigón preparado de obra HA-25/B/20/IIa.

Para determinar si las medias de los niveles de la variable independiente tipo de cemento son significativamente diferentes unas de otras se realiza el test de Rangos Múltiples (Tabla 3.14).

Tipo de Cemento	Frecuencia	Media	Grupos homogéneos
I	221	31,2724	X
II	4.323	32,3626	X
Contraste	Diferencias		+/- Límites
I - II	*-1,09016		0,611
*indica una diferencia significativa			

Tabla 3.14. Test de contraste de Rangos Múltiples de la variable Tipo de cemento de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm28.

El asterisco que se encuentra al lado de los pares de contraste en la Tabla 3.14 indica una diferencia estadísticamente significativa a un nivel de confianza del 95% entre los dos niveles de la variable independiente Tipo de cemento. Por lo tanto, el Cem. II a la edad del hormigón de 28 días desarrolla estadísticamente mayores resistencias que el Cem. I. En el gráfico de medias de la Fig. 3.20.a y, en el gráfico caja y bigotes de la Fig. 3.20.b que compara las medianas se muestra la diferencia de rendimiento de los dos tipos de cemento a la edad de 28 días en el hormigón HA-25/B/20/IIa.

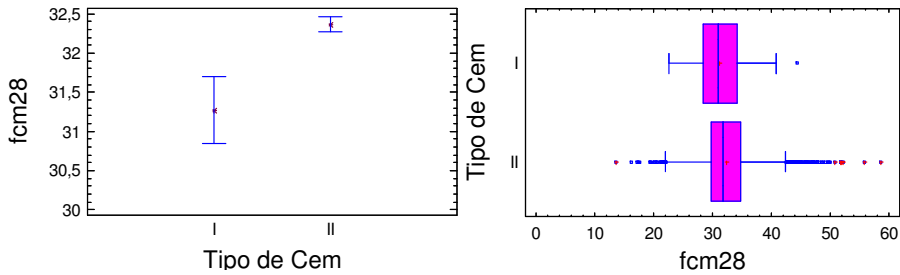


Fig. 3.20. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable Tipo de cemento de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm28.

La cuarta comprobación sobre la variable fcm60 no se puede realizar puesto que los datos disponibles en dicha variable en función del tipo de cemento I no son representativos de la población de hormigón HA-25/B/20/IIa.

Del mismo modo que en el caso del HA-25, se realiza el estudio estadístico sobre el hormigón HA-30/B/20/IIa. La primera comprobación de la variable independiente Tipo de cemento respecto de la variable dependiente fcm3 no se puede realizar puesto que solo hay un nivel (no se dispone de datos de resistencia a compresión a 3 días del hormigón HA-30/B/20/IIa con tipo de cemento I) en la variable independiente.

La segunda comprobación se realiza sobre la variable fcm7. En la tabla de resumen de estadísticos de dicha variable (Tabla 3.15) se observa una falta de normalidad de la distribución. Por lo tanto, a parte del ANOVA (Tabla 3.16) se realiza el test complementario de comparación de medianas (Tabla 3.17).

Estadístico	Cem. I	Cem. II	Total
Frecuencia	25	1.190	1.215
Media	33,86	32,89	32,91
Varianza	27,11	21,72	21,83
Desviación Típica	5,20	4,66	4,67
Mínimo	19,6	19,2	19,2
Máximo	40,9	51,5	51,5
Rango	21,3	32,3	32,3
Asimetría Tipificada	-1,91	8,97	8,51
Curtosis Tipificada	0,98	4,77	4,60

Tabla 3.15. Resumen de estadísticos de la variable fcm7 de la muestra HA-30/B/20/IIa según tipo de cemento.

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	22,99	1	22,99	1,05	0,30
Dentro de tratamientos	26.484,6	1.213	21,83		
Total sobre la media global	26.507,6	1.214			

Tabla 3.16. Tabla ANOVA de la variable fcm7 de la muestra HA-30/B/20/IIa según tipo de cemento.

Nivel	Tamaño muestral	Rango promedio
Cem. I	25	720,98
Cem. II	1.190	605,62
Estadístico		2,646
P-Valor		0,10337

Tabla 3.17. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm7 de la muestra HA-30/B/20/IIa según tipo de cemento.

Los valores de probabilidad de la distribución F del ANOVA y del test de Kruskal-Wallis mayores a 0,05 prueban la hipótesis nula de la significación de la variable independiente tipo de cemento, dentro de cada uno de los dos niveles de tipo de cemento, respecto de la variable dependiente fcm7, por lo tanto, la variable tipo de cemento no es significativa a la edad de 7 días en el hormigón preparado de obra HA-30/B/20/IIa.

La tercera comprobación se realiza sobre la variable fcm28. En la resumen de los estadísticos (Tabla 3.18) se observa una ligera falta de normalidad de la distribución, por lo tanto, a parte del ANOVA (Tabla 3.19) se realiza el test de medianas (Tabla 3.20).

Estadístico	Cem. I	Cem. II	Total
Frecuencia	28	1.188	1.213
Media	41,67	38,57	38,63
Varianza	36,58	31,47	31,74
Desviación Típica	6,04	5,61	5,63
Mínimo	26,2	21,5	21,5
Máximo	49,1	63,7	63,7
Rango	22,9	42,2	42,2
Asimetría Tipificada	-2,41	7,41	6,96
Curtosis Tipificada	0,70	7,29	6,62

Tabla 3.18. Resumen de estadísticos de la variable fcm28 de la muestra HA-30/B/20/IIa según tipo de cemento.

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	236,28	1	236,28	7,48	0,0062
Dentro de tratamientos	38.237,8	1.211	31,57		
Total sobre la media global	38.474,1	1.212			

Tabla 3.19. Tabla ANOVA de la variable fcm28 de la muestra HA-30/B/20/IIa según tipo de cemento.

Nivel	Tamaño muestral	Rango promedio
Cem. I	25	826,54
Cem. II	1.188	602,38
Estadístico		10,02
P-Valor		0,0015

Tabla 3.20. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm28 de la muestra HA-30/B/20/IIa según tipo de cemento.

Los valores de probabilidad de la distribución F del ANOVA y del test de Kruskal-Wallis menores a 0,05 prueban la hipótesis de la diferencia estadísticamente significativa de las medias y medianas de la variable independiente tipo de cemento respecto de la variable dependiente fcm28, con un nivel de confianza del 95%. Por lo tanto, la variable tipo de cemento es significativa a la edad de 28 días en el hormigón preparado de obra HA-30/B/20/IIa.

Para determinar si las medias de los niveles de la variable independiente tipo de cemento son significativamente diferentes unas de otras se realiza el test de Rangos Múltiples (Tabla 3.21).

Tipo de Cemento	Frecuencia	Media	Grupos homogéneos
I	25	41,67	X
II	1.188	38,57	X
Contraste	Diferencias		+/- Límites
I - II	*3,10		2,22
*indica una diferencia significativa			

Tabla 3.21. Test de contraste de Rangos Múltiples de la variable Tipo de cemento de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm28.

La Tabla 3.21 indica una diferencia estadísticamente significativa a un nivel de confianza del 95% entre los dos niveles de la variable independiente Tipo de cemento. Por lo tanto, el Cem. I a la edad del

hormigón de 28 días desarrolla estadísticamente mayores resistencias que el Cem. II (Fig. 3.21a,b).

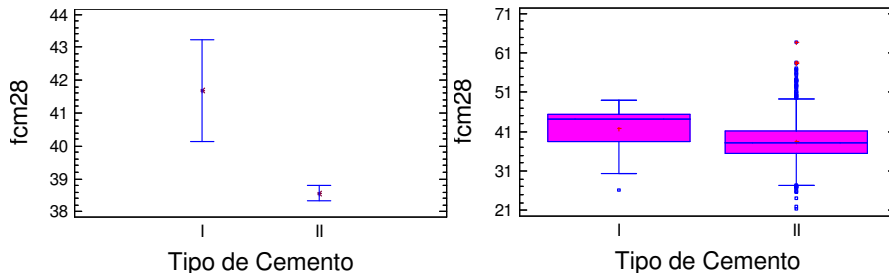


Fig. 3.21. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable Tipo de cemento de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm28.

La cuarta comprobación se realiza sobre la variable fcm60. En la Tabla 3.22 que resume los estadísticos de la variable fcm60 se comprueba que se distribuye normalmente. El ANOVA (Tabla 3.23) prueba que hay diferencia estadísticamente significativa entre las fcm60 medias de un nivel de tipo de cemento a otro para un nivel de confianza del 95%.

Estadístico	Cem. I	Cem. II	Total
Frecuencia	15	401	416
Media	48,70	44,82	44,96
Varianza	67,70	51,64	52,58
Desviación Típica	8,22	7,18	7,25
Mínimo	31,6	22,6	22,6
Máximo	57,5	68,1	68,1
Rango	25,9	45,5	45,5
Asimetría Tipificada	-1,53	2,32	2,01
Curiosis Tipificada	-0,172	0,153	-0,33

Tabla 3.22. Resumen de estadísticos de la variable fcm60 de la muestra HA-30/B/20/IIa según tipo de cemento.

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	217,44	1	217,44	4,17	0,0419
Dentro de tratamientos	21.606,4	414	52,18		
Total sobre la media global	21.823,8	415			

Tabla 3.23. Tabla ANOVA de la variable fcm60 de la muestra HA-30/B/20/IIa según tipo de cemento.

Finalmente, mediante el test de Rangos Múltiples (Tabla 3.24) se comprueba que existe una diferencia estadísticamente significativa a un

nivel de confianza del 95% entre los dos niveles de la variable independiente Tipo de cemento. Por lo tanto, el Cem. I a la edad del hormigón de 60 días desarrolla estadísticamente mayores resistencias que el Cem. II (Fig. 3.22).

Tipo de Cemento	Frecuencia	Media	Grupos homogéneos
I	15	48,70	X
II	401	44,82	X
Contraste	Diferencias		+/- Límites
I - II	*3,877		3,734
*indica una diferencia significativa			

Tabla 3.24. Test de contraste de Rangos Múltiples de la variable Tipo de cemento de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm60.

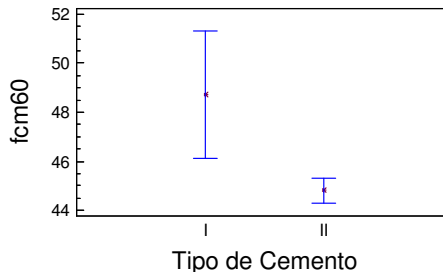


Fig. 3.22. a) Gráfico de medias de la variable Tipo de cemento de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm60.

III.3.2. Según Relación Agua/Cemento

En este apartado se analiza la influencia de la relación agua/cemento en la evolución de la resistencia a compresión del hormigón preparado de obra. Para ello, mediante el ANOVA se comprueba de la significación de la variable independiente, relación agua/cemento, sobre la variable dependiente ,fcm3, fcm7, fcm28 y fcm60, de la muestra de hormigón preparado de obra (HA-25/B/20/IIa y HA-30/B/20/IIa) con un nivel de confianza del 95%.

En este caso, se ha decidido agrupar las diferentes relaciones agua/cemento en intervalos (Casos) de acuerdo con la EHE-08. Por lo tanto, la variable independiente relación agua/cemento se compone de

5 niveles, también denominados casos o intervalos, mostrados en la Tabla 3.25.

Relación A/C	Caso
$A/C \leq 0,45$	1
$0,45 < A/C \leq 0,50$	2
$0,50 < A/C \leq 0,55$	3
$0,55 < A/C \leq 0,60$	4
$0,60 < A/C \leq 0,65$	5

Tabla 3.25. Equivalencia de intervalos de la variable relación agua/cemento para el estudio.

Inicialmente se comprueba la muestra de hormigón preparado de obra HA-25/B/20/IIa. La primera comprobación se realiza sobre la variable fcm3. Los casos 1 y 5 no han sido introducidos en esta comprobación puesto que los datos disponibles no son representativos de la población de hormigón HA-25/B/20/IIa. En la Tabla 3.26, que muestra el resumen de los estadísticos de la variable fcm3 se comprueba mediante los estadísticos de forma, que la distribución presenta una moderada falta de normalidad. Por ello, además de realizar el ANOVA (Tabla 3.27) se efectúa el test de comparación de medianas de Kruskal-Wallis (Tabla 3.28).

Estadístico	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Total
Frecuencia	116	436	269	821
Media	23,92	22,80	24,90	23,64
Varianza	17,46	14,40	24,82	19,11
Desviación Típica	4,17	3,79	4,98	4,37
Mínimo	11,4	11,0	11,7	11,0
Máximo	40,2	38,7	42,9	42,9
Rango	28,8	27,7	31,2	31,9
Asimetría Tipificada	2,65	6,32	2,24	7,63
Curtosis Tipificada	4,59	7,66	1,93	7,51

Tabla 3.26. Resumen de estadísticos de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la relación agua/cemento.

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	743,62	2	371,811	20,38	0,0000
Dentro de tratamientos	14.927,1	818	18,2483		
Total sobre la media global	15.670,7	820			

Tabla 3.27. Tabla ANOVA de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la relación agua/cemento.

Nivel	Tamaño muestral	Rango promedio
Caso 2	116	429,55
Caso 3	436	363,58
Caso 4	269	479,85
Estadístico		40,8183
P-Valor		1,36903 E-9

Tabla 3.28. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la relación agua/cemento.

Los valores de probabilidad de la distribución F del ANOVA y del test de Kruskal-Wallis menores a 0,05 prueban la hipótesis de la diferencia estadísticamente significativa de las medias y medianas de la variable independiente relación agua/cemento respecto de la variable dependiente fcm3, con un nivel de confianza del 95%. Por lo tanto, la variable relación agua/cemento es significativa a la edad de 3 días en el hormigón preparado de obra HA-25/B/20/IIa.

Para determinar si las medias de los tres niveles de la variable independiente relación agua/cemento son significativamente diferentes unas de otras se realiza el test de Rangos Múltiples (Tabla 3.29).

Relación A/C	Frecuencia	Media	Grupos homogéneos
4	269	24,90	X
2	116	23,92	X
3	436	22,80	X
Contraste	Diferencias		+/- Límites
2 - 3	*1,1234		0,874
2 - 4	*-0,976		0,930
3 - 4	*-2,099		0,649
*indica una diferencia significativa			

Tabla 3.29. Test de contraste de Rangos Múltiples de la variable relación agua/cemento de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm3.

La Tabla 3.29 indica una diferencia estadísticamente significativa a un nivel de confianza del 95% entre los tres niveles de la variable independiente relación agua/cemento. Por lo tanto, el intervalo de la relación agua/cemento $0,55 < A/C \leq 0,60$ a la edad del hormigón de 3 días es el que desarrolla estadísticamente mayores resistencias (Fig. 3.23a,b).

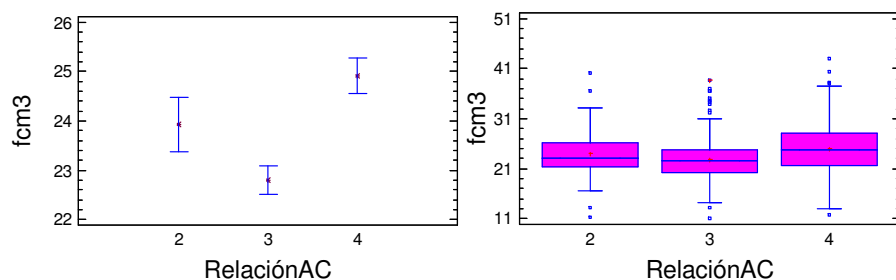


Fig. 3.23. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable relación agua/cemento de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm3.

La segunda comprobación se realiza sobre la variable fcm7. En la Tabla 3.30 que muestra el resumen de los estadísticos de la variable fcm7 se constata una falta de normalidad en la distribución. Por ello, a parte del ANOVA (Tabla 3.31) se realiza el test de contraste de medianas (Tabla 3.32). En ambos test se prueba la hipótesis de la diferencia estadísticamente significativa de las medias y medianas de la variable independiente relación agua/cemento respecto de la variable dependiente fcm7, con un nivel de confianza del 95%. Por lo tanto, la variable relación agua/cemento es significativa a la edad de 7 días en el hormigón preparado de obra HA-25/B/20/IIa.

Estadístico	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Total
Frecuencia	176	734	2.484	1.627	12	5.033
Media	28,39	27,93	27,24	26,17	26,80	27,03
Varianza	18,14	21,90	15,47	22,29	31,40	19,17
Desviación Típica	4,26	4,68	3,93	4,72	5,60	4,37
Mínimo	14,15	15,85	12,3	9,0	13,3	9,0
Máximo	40,45	45,8	43,7	45,3	34,6	45,8
Rango	26,3	29,95	31,4	36,3	21,3	36,8
Asimetría Tipificada	-2,09	5,34	9,44	7,01	-1,44	10,83
Curtosis Tipificada	1,88	0,74	10,15	6,80	1,79	11,41

Tabla 3.30. Resumen de estadísticos de la variable fcm7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la relación agua/cemento.

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	2.229,21	4	557,301	29,73	0,000
Dentro de tratamientos	94.264,4	5.028	18,7479		
Total sobre la media global	96.493,6	5.032			

Tabla 3.31. Tabla ANOVA de la variable fcm7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la relación agua/cemento.

Nivel	Tamaño muestral	Rango promedio
Caso 1	176	3.071,75
Caso 2	734	2.764,46
Caso 3	2.484	2.597,05
Caso 4	1.627	2.222,21
Caso 5	12	2.642,88
Estadístico		121,543
P-Valor		0,000

Tabla 3.32. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la relación agua/cemento.

El test de Rangos Múltiples muestra significación entre los siguientes pares de medias 1-3, 1-4, 2-3, 2-4 y 3-4 (Tabla 3.33). Por lo tanto, el caso 1 de la relación agua/cemento $A/C \leq 0,45$ a la edad del hormigón de 7 días es el que desarrolla estadísticamente mayores resistencias (Fig. 3.24a,b).

Relación A/C	Frecuencia	Media	Grupos homogéneos
4	1.627	26,17	X
5	12	26,80	XXX
3	2.484	27,24	X
2	734	27,93	X
1	176	28,39	X
Contraste	Diferencias	+/- Límites	
1-2	0,457	0,712	
1-3	*1,150	0,661	
1-4	*2,217	0,6734	
1-5	1,585	2,531	
2-3	*0,693	0,356	
2-4	*1,760	0,377	
2-5	1,127	2,469	
3-4	*1,066	0,270	
3-5	0,434	2,455	
4-5	-0,632	2,458	

*indica una diferencia significativa

Tabla 3.33. Test de contraste de Rangos Múltiples de la variable relación agua/cemento de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm7.

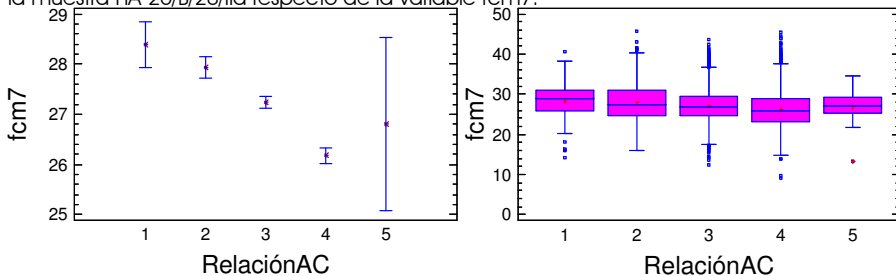


Fig. 3.24. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable relación agua/cemento de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm7.

La tercera comprobación se realiza sobre la variable fcm28. En la Tabla 3.34 se comprueba que la distribución de la variable presenta una falta de normalidad, por lo tanto, como en los casos anteriores a parte de realizar el ANOVA (Tabla 3.35) se efectúa el test de comparación de medianas (Tabla 3.36). En ambos test se prueba la hipótesis de la diferencia estadísticamente significativa de las medias y medianas de la variable independiente relación agua/cemento respecto de la variable dependiente fcm28, con un nivel de confianza del 95%.

Estadístico	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Total
Frecuencia	177	764	2.506	1.648	12	5.107
Media	35,98	34,32	33,08	32,49	32,34	33,17
Varianza	25,49	29,41	17,76	27,87	33,32	23,68
Desviación Típica	5,04	5,42	4,21	5,28	5,77	4,86
Mínimo	23,3	20,6	16,1	13,5	22,9	13,5
Máximo	50,9	52,1	58,6	55,8	44,0	58,6
Rango	27,6	31,5	42,5	42,3	21,1	45,1
Asimetría Tipificada	-0,34	5,22	11,08	9,07	0,52	14,95
Curtosis Tipificada	-0,20	-0,28	13,55	6,65	0,53	12,05

Tabla 3.34. Resumen de estadísticos de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la relación agua/cemento.

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	3.198,86	4	799,714	34,66	0,000
Dentro de tratamientos	1117.728,0	5.102	23,0749		
Total sobre la media global	120.927,0	5.106			

Tabla 3.35. Tabla ANOVA de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la relación agua/cemento.

Nivel	Tamaño muestral	Rango promedio
Caso 1	177	3.425,16
Caso 2	764	2.837,81
Caso 3	2.506	2.555,97
Caso 4	1.648	2.327,51
Caso 5	12	2.327,51
Estadístico		129,276
P-Valor		0,0000

Tabla 3.36. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la relación agua/cemento.

Mediante el test de Rangos Múltiples (Tabla 3.37) comprobamos que niveles dentro de la variable independiente relación agua/cemento son significativos y, cual es que mayor rendimiento presenta. El test

muestra significación entre los siguientes pares de medias 1-2, 1-3, 1-4, 1-5, 2-3, 2-4 y 3-4. De todos ellos, el caso 1, $A/C \leq 0,45$, es el que presenta mayor rendimiento en la resistencia a compresión del HA-25/B/20/IIa a 28 días (Fig. 3.25a,b).

Relación A/C	Frecuencia	Media	Grupos homogéneos
5	12	32,34	XXX
4	1.648	32,49	X
3	2.506	33,08	X
2	764	34,32	X
1	177	35,98	X
Contraste	Diferencias		+/- Límites
1-2	*1,66		0,78
1-3	*2,90		0,73
1-4	*3,49		0,74
1-5	*3,64		2,80
2-3	*1,24		0,38
2-4	*1,82		0,41
2-5	1,98		2,73
3-4	*0,58		0,29
3-5	0,73		2,72
4-5	0,15		2,72
*indica una diferencia significativa			

Tabla 3.37. Test de contraste de Rangos Múltiples de la variable relación agua/cemento de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm28.

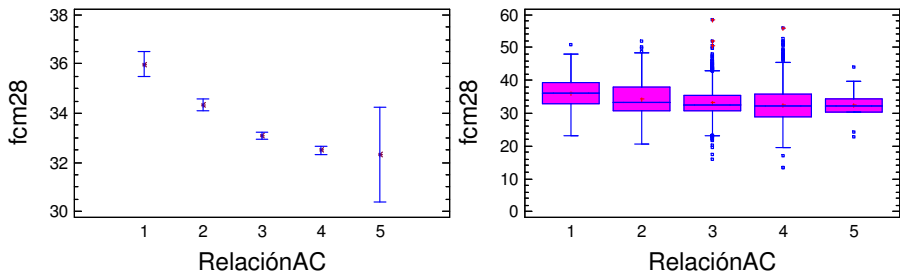


Fig. 3.25. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable relación agua/cemento de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm28.

La cuarta comprobación se realiza sobre la variable fcm60. En la Tabla 3.38 que resume los estadísticos de la variable fcm60 se comprueba que se distribuye normalmente. El ANOVA (Tabla 3.39) prueba la hipótesis nula de significación de la variable independiente relación agua/cemento, dentro de los cinco niveles de relación agua/cemento, respecto de la variable dependiente fcm60, por lo tanto, la variable

relación agua/cemento no es significativa a la edad de 60 días en el hormigón preparado de obra HA-25/B/20/IIa.

Estadístico	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Total
Frecuencia	3	44	164	375	3	589
Media	42,73	34,15	34,53	34,54	32,3	34,53
Varianza	127,70	43,73	36,15	28,49	64,89	32,37
Desviación Típica	11,80	6,61	6,01	5,33	8,05	5,69
Mínimo	29,8	25,4	18,9	19,9	27,5	18,9
Máximo	50,7	49,5	47,8	60,1	41,6	60,1
Rango	20,9	24,1	28,9	40,2	14,1	41,2
Asimetría Tipificada	-1,12	1,27	-0,79	3,39	1,22	2,60
Curtosis Tipificada		-1,12	-1,28	3,53		1,03

Tabla 3.38. Resumen de estadísticos de la variable fcm60 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la relación agua/cemento.

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	222,99	4	55,74	1,73	0,1417
Dentro de tratamientos	18.816,4	584	32,2198		
Total sobre la media global	19.039,3	588			

Tabla 3.39. Tabla ANOVA de la variable fcm60 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la relación agua/cemento.

Para el análisis del hormigón preparado de obra HA-30/B/20/IIa no se dispone de datos de relación agua/cemento del caso 5. Inicialmente se realiza la comprobación sobre la variable fcm3. El caso 3 no se introduce en el análisis puesto que los datos no son representativos de la población de hormigón. En la Tabla 3.40 se comprueba que la variable fcm3 se distribuye normalmente. El ANOVA (Tabla 3.41) prueba la hipótesis nula de significación de la variable independiente relación agua/cemento, dentro de los tres niveles de relación agua/cemento, respecto de la variable dependiente fcm3, por lo tanto, la variable relación agua/cemento no es significativa a la edad de 3 días en el hormigón preparado de obra HA-30/B/20/IIa.

Estadístico	Caso 1	Caso 2	Caso 4	Total
Frecuencia	223	100	9	332
Media	29,40	29,18	27,92	29,29
Varianza	18,0	25,23	18,53	20,13
Desviación Típica	4,24	5,023	4,30	4,48

Mínimo	16,8	16,3	20,1	16,3
Máximo	42,0	45,9	34,8	45,9
Rango	25,2	29,6	14,7	29,6
Asimetría Tipificada	-0,49	1,55	-0,33	0,73
Curtosis Tipificada	1,26	2,27	0,31	2,80

Tabla 3.40. Resumen de estadísticos de la variable fcm3 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la relación agua/cemento.

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	20,99	2	10,49	0,52	0,59
Dentro de tratamientos	6.642,5	329	20,19		
Total sobre la media global	6.663,49	331			

Tabla 3.41. Tabla ANOVA de la variable fcm3 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la relación agua/cemento.

La segunda comprobación se realiza sobre la variable fcm7. Esta variable presenta una distribución moderadamente normal (Tabla 3.42), por lo tanto, se realiza a parte del ANOVA (Tabla 3.43) el test de contraste de medianas (Tabla 3.44). En ambos test se prueba la hipótesis de la diferencia estadísticamente significativa de las medias y medianas de la variable independiente relación agua/cemento respecto de la variable dependiente fcm7, con un nivel de confianza del 95%.

Estadístico	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Total
Frecuencia	830	326	125	27	1308
Media	33,51	33,12	30,14	30,35	33,03
Varianza	20,64	22,58	19,44	16,19	21,97
Desviación Típica	4,54	4,75	4,40	4,023	4,68
Mínimo	20,1	19,6	19,2	24,7	19,2
Máximo	51,5	51,4	39,5	37,9	51,5
Rango	31,4	31,8	20,3	13,2	32,3
Asimetría Tipificada	8,52	4,17	0,43	1,35	8,46
Curtosis Tipificada	3,62	2,55	-0,88	-0,72	4,59

Tabla 3.42. Resumen de estadísticos de la variable fcm7 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la relación agua/cemento.

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	1.438,8	3	479,59	22,92	0,000
Dentro de tratamientos	27.284,2	1.304	20,92		
Total sobre la media global	28.723,0	1.307			

Tabla 3.43. Tabla ANOVA de la variable fcm7 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la relación agua/cemento.

Nivel	Tamaño muestral	Rango promedio
Caso 1	830	691,28
Caso 2	326	664,19
Caso 3	125	435,088
Caso 4	27	422,57
Estadístico		60,441
P-Valor		0,000

Tabla 3.44. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm7 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la relación agua/cemento.

El test de Rangos Múltiples (Tabla 3.45) determina que hay diferencia estadísticamente significativa entre los siguientes pares de medias 1-3, 1-4, 2-3 y 2-4. Por lo tanto, el Caso 1 $A/C \leq 0,45$ es el que produce un mayor rendimiento en la resistencia a compresión del HA-30/B/20/IIa a la edad de 7 días (Fig. 3.26a,b).

Relación A/C	Frecuencia	Media	Grupos homogéneos
3	125	30,14	X
4	27	30,35	X
2	326	33,12	X
1	830	33,51	X
Contraste	Diferencias	+/- Límites	
1-2	0,39	0,58	
1-3	*3,37	0,86	
1-4	*3,16	1,75	
2-3	*2,98	0,94	
2-4	*2,77	1,79	
3-4	-0,21	1,90	
*indica una diferencia significativa			

Tabla 3.45. Test de contraste de Rangos Múltiples de la variable relación agua/cemento de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm7.

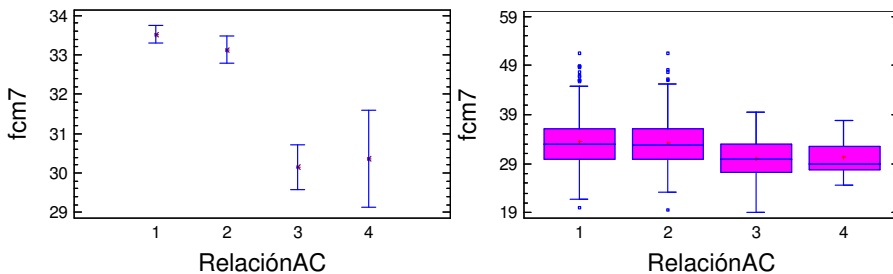


Fig. 3.26. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable relación agua/cemento de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm7.

La tercera comprobación se realiza sobre la variable fcm28. Esta variable muestra una distribución con una moderada normalidad (Tabla 3.46). Los test de ANOVA (Tabla 3.47) y Kruskal-Wallis (Tabla 3.48) prueban la hipótesis de la diferencia estadísticamente significativa de las medias y medianas de la variable independiente relación agua/cemento respecto de la variable dependiente fcm28, con un nivel de confianza del 95%.

Estadístico	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Total
Frecuencia	833	325	125	27	1.310
Media	39,42	38,34	36,54	38,42	38,85
Varianza	33,14	29,07	28,15	24,56	32,19
Desviación Típica	5,75	5,39	5,30	4,95	5,67
Mínimo	21,9	21,45	21,5	31,4	21,45
Máximo	63,7	56,85	51,0	48,3	63,7
Rango	41,8	35,4	29,5	16,9	42,25
Asimetría Tipificada	5,88	2,75	-0,02	0,57	6,44
Curstosis Tipificada	4,55	3,49	0,81	-1,22	6,08

Tabla 3.46. Resumen de estadísticos de la variable fcm28 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la relación agua/cemento.

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	1.023,32	3	341,10	10,83	0,000
Dentro de tratamientos	41.123,7	1.306	34,48		
Total sobre la media global	42.147,1	1.309			

Tabla 3.47. Tabla ANOVA de la variable fcm28 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la relación agua/cemento.

Nivel	Tamaño muestral	Rango promedio
Caso 1	833	689,61
Caso 2	325	327,25
Caso 3	125	508,07
Caso 4	27	625,64
Estadístico		27,73
P-Valor		0,0000

Tabla 3.48. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm28 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la relación agua/cemento.

El test de Rangos Múltiples (Tabla 3.49) determina que hay diferencia estadísticamente significativa entre los siguientes pares de medias 1-2, 1-3 y 2-3. Por lo tanto, el Caso 1 $A/C \leq 0,45$ es el que produce un mayor rendimiento en la resistencia a compresión del HA-30/B/20/IIa a la edad de 28 días (Fig. 3.27.a,b).

Relación A/C	Frecuencia	Media	Grupos homogéneos
3	125	36,54	X
2	325	38,34	X
4	27	38,42	XXX
1	833	39,42	X
Contraste	Diferencias	+/- Límites	
1-2	*1,07	0,71	
1-3	*2,87	0,71	
1-4	0,99	2,15	
2-3	*1,80	1,15	
2-4	-0,08	2,20	
3-4	-1,88	2,33	
*indica una diferencia significativa			

Tabla 3.49. Test de contraste de Rangos Múltiples de la variable relación agua/cemento de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm28.

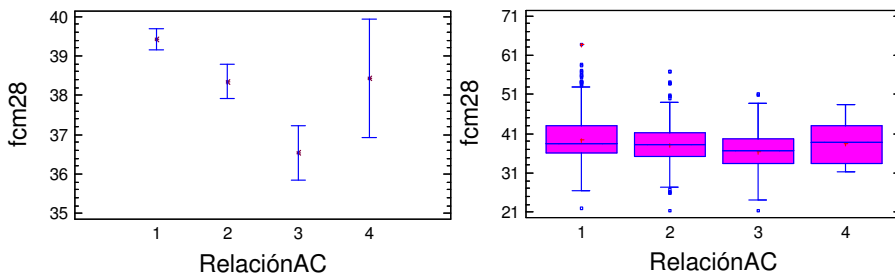


Fig. 3.27. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable relación agua/cemento de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm28.

En la última comprobación sobre la variable fcm60 no se introduce en el análisis el caso 4, puesto que los datos de dicho nivel no son representativos de la población de resistencia a compresión a la edad de 60 días. En la Tabla 3.50 se comprueba que la variable se distribuye normalmente. El ANOVA de la Tabla 3.51 prueba la hipótesis de la diferencia estadísticamente significativa de las medias de la variable independiente relación agua/cemento respecto de la variable dependiente fcm60, con un nivel de confianza del 95%.

Estadístico	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Total
Frecuencia	269	102	40	411
Media	47,52	40,96	38,96	45,06
Varianza	45,01	23,26	57,56	52,4
Desviación Típica	6,70	4,82	7,58	7,23
Mínimo	31,7	31,3	22,6	22,6
Máximo	68,1	56,5	56,3	68,1
Rango	36,4	25,2	33,7	45,5
Asimetría Tipificada	1,36	1,87	0,98	1,85
Curtosis Tipificada	-0,16	0,84	-0,39	-0,24

Tabla 3.50. Resumen de estadísticos de la variable fcm60 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la relación agua/cemento.

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	4.828,66	2	2.414,33	59,13	0,000
Dentro de tratamientos	16.669,2	408	40,83		
Total sobre la media global	21.487,9	410			

Tabla 3.51. Tabla ANOVA de la variable fcm60 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la relación agua/cemento.

El test de Rangos Múltiples (Tabla 3.52) muestra diferencias estadísticamente significativas entre los pares de medias 1-2 y 1-3. Por lo tanto, el Caso 1 $A/C \leq 0,45$ es el que produce un mayor rendimiento en la resistencia a compresión del HA-30/B/20/IIa a la edad de 60 días (Fig. 3.28).

Relación A/C	Frecuencia	Media	Grupos homogéneos
3	40	38,96	X
2	102	40,96	X
1	269	47,52	X
Contraste	Diferencias		+/- Límites
1-2	*6,55		1,46
1-3	*8,55		2,12
2-3	2,02		2,34
*indica una diferencia significativa			

Tabla 3.52. Test de contraste de Rangos Múltiples de la variable relación agua/cemento de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm28.

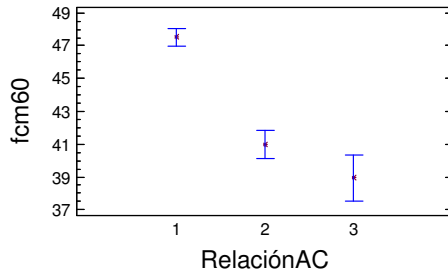


Fig. 3.28. a) Gráfico de medias de la variable relación agua/cemento de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm60.

III.3.3. Según Temperatura

En este apartado se analiza la influencia temperatura en la evolución de la resistencia a compresión del hormigón preparado de obra. Para ello, mediante el ANOVA se comprueba la significación de la variable independiente, temperatura, sobre la variable dependiente ,fcm3, fcm7, fcm28 y fcm60, de la muestra de hormigón preparado de obra (HA-25/B/20/IIa y HA-30/B/20/IIa) con un nivel de confianza del 95%.

En el caso del hormigón HA-25/B/20/IIa y HA-30/B/20/IIa se ha decidido agrupar las diferentes temperaturas en intervalos (Casos) de acuerdo con la EHE-08. La variable independiente temperatura se divide en los casos mostrados en la Tabla 3.53 para el hormigón HA-25 y HA-30.

Temperatura, T , (°C).	HA-25	HA-30
	Caso	Caso
$T \leq 5^{\circ}\text{C}$	1	
$5^{\circ}\text{C} < T \leq 10^{\circ}\text{C}$	2	1
$10^{\circ}\text{C} < T \leq 15^{\circ}\text{C}$	3	2
$15^{\circ}\text{C} < T \leq 20^{\circ}\text{C}$	4	3
$20^{\circ}\text{C} < T \leq 25^{\circ}\text{C}$	5	4
$25^{\circ}\text{C} < T \leq 30^{\circ}\text{C}$	6	5
$30^{\circ}\text{C} < T \leq 35^{\circ}\text{C}$	7	6
$35^{\circ}\text{C} < T \leq 39^{\circ}\text{C}$	8	7

Tabla 3.53. Equivalencia de intervalos de la variable temperatura para el estudio

Inicialmente se analiza el hormigón HA-25/B/20/IIa. En la primera comprobación sobre la variable fcm3 se han eliminado del análisis los Casos 1 y 8, puesto que los datos de estas variables no son representativos

de la población de hormigón. En la Tabla 3.54 que muestra los estadísticos de la variable, se observa que la distribución es moderadamente normal. Por lo tanto, se realizan los test de ANOVA (Tabla 3.55) y de Kruskal-Wallis (Tabla 3.56). En ambos test se prueba la hipótesis de la diferencia estadísticamente significativa de las medias y medianas de la variable independiente temperatura respecto de la variable dependiente fcm3, con un nivel de confianza del 95%.

Estadístico	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Total
Frecuencia	15	135	270	236	324	45	1025
Media	24,42	22,16	22,92	23,78	23,40	24,37	23,26
Varianza	30,65	13,04	15,77	20,46	17,51	24,12	17,86
Desviación Típica	5,53	3,61	3,97	4,52	4,18	4,91	4,22
Mínimo	17,5	13,0	11,7	11,0	11,0	14,8	11,0
Máximo	38,1	40,4	36,6	42,9	38,7	40,2	42,9
Rango	20,6	27,4	24,9	31,9	27,7	25,4	31,9
Asimetría Tipificada	2,03	4,36	4,62	3,01	3,44	2,47	8,60
Curtosis Tipificada	1,14	9,64	2,27	6,08	3,10	2,64	9,88

Tabla 3.54. Resumen de estadísticos de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la temperatura.

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	341,86	5	68,37	3,88	0,0017
Dentro de tratamientos	17.949,0	1.019	17,61		
Total sobre la media global	18.2090,8	1.024			

Tabla 3.55. Tabla ANOVA de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la temperatura.

Nivel	Tamaño muestral	Rango promedio
Caso 2	15	546,60
Caso 3	135	432,75
Caso 4	270	481,18
Caso 5	236	561,29
Caso 6	324	526,40
Caso 7	45	583,64
Estadístico		22,73
P-Valor		0,0003

Tabla 3.56. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la temperatura.

El test de Rangos Múltiples (Tabla 3.57) indica diferencias significativas en los siguientes pares de niveles 2-3, 3-5, 3-6, 3-7, 4-5 y 4-7.

Por lo tanto, el Caso 2, $5^{\circ}\text{C} < T \leq 10^{\circ}\text{C}$, es el que presenta un mayor rendimiento sobre la variable fcm3 (Fig. 3.29a,b).

Temperatura	Frecuencia	Media	Grupos homogéneos
3	135	22,16	X
4	270	22,92	XX
6	324	23,40	XX
5	236	23,78	X
7	45	24,37	X
2	15	24,42	XX
Contraste	Diferencias	+/- Límites	
2-3	*2,25	2,23	
2-4	1,50	2,18	
2-5	0,63	2,19	
2-6	1,01	2,17	
2-7	0,04	2,45	
3-4	-0,75	0,86	
3-5	*1,62	0,88	
3-6	*1,23	0,84	
3-7	*2,21	1,41	
4-5	*-0,86	0,73	
4-6	-0,48	0,67	
4-7	*1,45	1,32	
5-6	0,38	0,70	
5-7	-0,59	1,33	
6-7	-0,97	1,30	
*indica una diferencia significativa			

Tabla 3.57. Test de contraste de Rangos Múltiples de la variable temperatura de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm3.

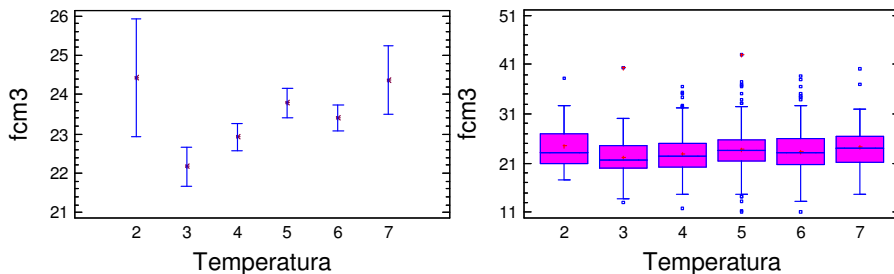


Fig. 3.29. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable temperatura de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm3.

La segunda comprobación se realiza sobre la variable fcm7. Esta variable, del mismo modo que fcm3, presenta una moderada normalidad de la distribución (Tabla 3.58), por lo que se realiza el test ANOVA (Tabla 3.59) y de comparación de medianas (Tabla 3.60). En ambos test se

pueba la hipótesis de la diferencia estadísticamente significativa de las medias y medianas de la variable independiente temperatura respecto de la variable dependiente fcm7, con un nivel de confianza del 95%.

Caso Estadístico	1	2	3	4	5	6	7	8	Total
Frecuencia	24	232	939	1.214	867	951	227	48	4.502
Media	25,46	25,64	26,33	26,91	26,86	26,36	25,64	23,70	26,49
Varianza	29,35	24,0	16,89	15,78	17,64	16,87	20,60	11,48	17,51
Desviación Típica	5,41	4,89	4,11	3,97	4,20	4,10	4,53	3,38	4,18
Mínimo	18,4	9,0	14,6	9,6	15,2	13,6	13,5	16,4	9,0
Máximo	39,4	40,9	43,9	41,5	45,8	40,9	43,1	30,0	45,8
Rango	21,0	31,9	29,3	31,9	30,6	27,3	29,6	13,6	36,8
Asimetría Tipificada	2,19	0,81	3,64	3,77	8,78	6,89	2,75	-0,38	10,89
Curtosis Tipificada	0,80	1,43	7,0	7,3	9,3	5,7	2,4	0,77	14,62

Tabla 3.58. Resumen de estadísticos de la variable fcm7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la temperatura.

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	1.101,0	7	157,28	9,09	0,0000
Dentro de tratamientos	77.726,7	4.494	17,29		
Total sobre la media global	78.827,7	4.501			

Tabla 3.59. Tabla ANOVA de la variable fcm7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la temperatura.

Nivel	Tamaño muestral	Rango promedio
Caso 1	24	1.764,63
Caso 2	232	2.006,85
Caso 3	939	2.224,28
Caso 4	1.214	2.398,49
Caso 5	867	2.341,59
Caso 6	951	2.190,35
Caso 7	227	1.976,14
Caso 8	48	1.378,81
Estadístico		65,62
P-Valor		1,12589 E-11

Tabla 3.60. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la temperatura.

Mediante el test de Rangos Múltiples (Tabla 3.61) se ha observado significación entre las medias de los siguientes pares 2-3, 2-4, 2-5, 2-6, 2-8, 3-4, 3-5, 3-7, 3-8, 4-6, 4-7, 4-8, 5-6, 5-7, 5-8, 6-7, 6-8 y 7-8. Por lo tanto, de

todos los niveles el Caso 4, $15^{\circ}\text{C} < T \leq 20^{\circ}\text{C}$, es el que desarrolla un mayor rendimiento de la resistencia a compresión en el HA-25/B/20/IIa a los 7 días de edad (Fig. 3.30a,b).

Temperatura	Frecuencia	Media	Grupos homogéneos
Caso 8	48	23,70	X
Caso 1	24	25,46	XXXX
Caso 2	232	25,645	X
Caso 7	227	25,647	X
Caso 3	939	26,33	X
Caso 6	951	26,36	X
Caso 5	867	26,86	X
Caso 4	1.214	26,91	X
Contraste	Diferencias	+/- Límites	
1-2	-0,17	1,74	
1-3	-0,89	1,68	
1-4	-1,44	1,68	
1-5	-1,40	1,68	
1-6	-0,89	1,68	
1-7	-0,18	1,74	
1-8	1,75	2,03	
2-3	*-0,68	0,59	
2-4	*-1,26	0,58	
2-5	*-1,22	0,60	
2-6	*-0,71	0,59	
2-7	-0,00	0,76	
2-8	*1,93	1,29	
3-4	*-0,57	0,35	
3-5	*-0,53	0,38	
3-6	-0,03	0,37	
3-7	*0,68	0,60	
3-8	*2,62	1,20	
4-5	0,04	0,36	
4-6	*0,54	0,35	
4-7	*1,26	0,58	
4-8	*3,20	1,19	
5-6	*0,50	0,38	
5-7	*1,22	0,60	
5-8	*3,16	1,20	
6-7	*0,71	0,60	
6-8	*2,65	1,20	
7-8	*1,94	1,29	
*indica una diferencia significativa			

Tabla 3.61. Test de contraste de Rangos Múltiples de la variable temperatura de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm7.

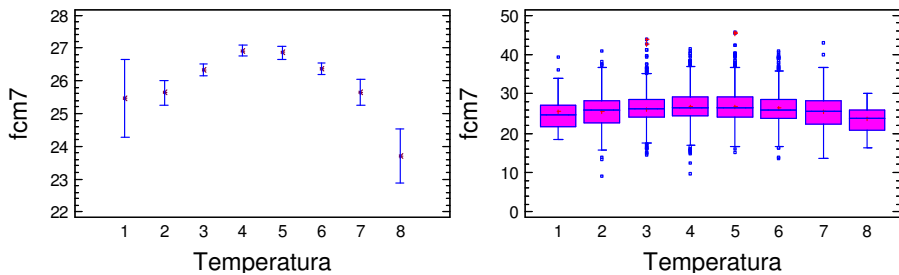


Fig. 3.30. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable temperatura de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm7.

La tercera comprobación se realiza sobre la variable fcm28. La distribución de esta variable es ligeramente normal, puesto que los valores de los estadísticos asimetría y curtosis tipificada son 16,62 y 18,93, respectivamente, superiores al rango de normalidad de -2 a +2. Por lo tanto, a parte del ANOVA (Tabla 3.62) se realiza el test de comparación de medianas (Tabla 3.63).

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	3.667,64	7	523,94	26,53	0,000
Dentro de tratamientos	89.215,8	4.517	19,75		
Total sobre la media global	92.883,5	4.524			

Tabla 3.62. Tabla ANOVA de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la temperatura.

Nivel	Tamaño muestral	Rango promedio
Caso 1	24	2.371,58
Caso 2	231	2.423,09
Caso 3	934	2.394,28
Caso 4	1.244	2.541,74
Caso 5	869	2.231,99
Caso 6	947	1.883,67
Caso 7	228	1.835,52
Caso 8	48	1.761,41
Estadístico		181,119
P-Valor		0,000

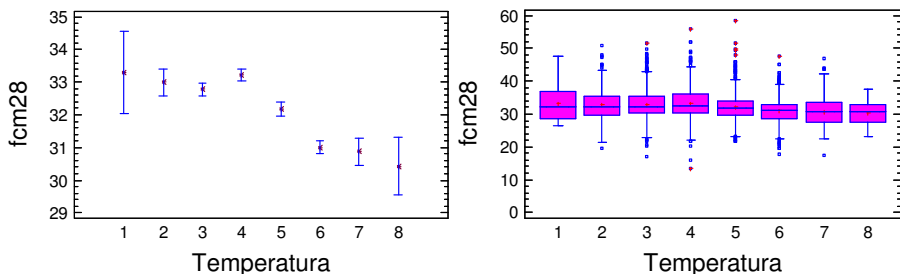
Tabla 3.63. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la temperatura.

Las Tablas 3.62 y 3.63 prueban la hipótesis de la diferencia estadísticamente significativa de las medias y medianas de la variable independiente temperatura respecto de la variable dependiente fcm28,

con un nivel de confianza del 95%. En el test de Rangos Múltiples (Tabla 3.64) se observa la significación de los siguientes pares de medias 1-6, 1-7, 1-8, 2-5, 2-6, 2-8, 3-4, 3-5, 3-6, 3-7, 3-8, 4-5, 4-6, 4-7, 4-8, 5-6, 5-7 y 5-8. De todos ellos el que produce un mayor rendimiento es el Caso 1 ($T \leq 5^{\circ}\text{C}$) con un resultado muy similar al Caso 4 ($15^{\circ}\text{C} < T \leq 20^{\circ}\text{C}$) (Fig. 3.31.a,b).

Temperatura	Frecuencia	Media	Grupos homogéneos
Caso 8	48	30,43	X
Caso 7	228	30,87	X
Caso 6	947	30,99	X
Caso 5	869	32,16	X
Caso 3	934	32,78	X
Caso 2	231	32,99	XX
Caso 4	1.244	33,21	X
Caso 1	24	33,28	XXX
Contraste	Diferencias		+/- Límites
1-2	0,29		1,86
1-3	0,49		1,80
1-4	0,067		1,79
1-5	1,1		1,80
1-6	*2,29		1,80
1-7	*2,41		1,86
1-8	*2,85		2,17
2-3	0,20		0,64
2-4	-0,22		0,62
2-5	*0,82		0,64
2-6	*1,99		0,63
2-7	*2,11		0,81
2-8	*2,56		1,38
3-4	*-0,43		0,37
3-5	*0,61		0,41
3-6	*1,79		0,40
3-7	*1,91		0,64
3-8	*2,35		1,28
4-5	*1,05		0,38
4-6	*2,22		0,37
4-7	*2,34		0,62
4-8	*2,78		1,28
5-6	*1,17		1,40
5-7	*1,29		0,64
5-8	*1,73		1,29
6-7	0,12		0,64
6-8	0,56		1,28
7-8	0,44		1,38
*indica una diferencia significativa			

Tabla 3.64. Test de contraste de Rangos Múltiples de la variable temperatura de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable



En la última comprobación del HA-25/B/20/IIa no se ha contemplado en el análisis estadístico el Caso 8, puesto que los datos de dicho nivel no se consideran representativos de la población. En la Tabla 3.65, donde se resumen los estadísticos de la variable, se demuestra que la distribución es normal, por lo tanto, en este caso solo se realiza el ANOVA (Tabla 3.66).

Caso Estadístico	1	2	3	4	5	6	7	Total
Frecuencia	2	26	127	169	119	110	39	592
Media	40,9	36,47	35,55	35,6	33,62	32,74	32,01	34,48
Varianza	8,0	35,32	36,46	33,25	21,83	27,0	40,6	32,7
Desviación Típica	2,82	5,9	6,0	5,76	4,67	5,1	6,3	5,7
Mínimo	38,9	27,2	19,9	19,6	24,2	23,9	18,9	18,9
Máximo	42,9	48,9	50,2	60,1	47,7	45,6	48,3	60,1
Rango	4,0	21,7	30,3	40,5	23,5	21,7	29,4	41,2
Asimetría Tipificada		-0,13	0,39	1,4	1,79	1,84	0,58	2,63
Curtosis Tipificada		-0,71	-0,83	3,36	0,34	-1,22	-0,16	0,80

Tabla 3.65. Resumen de estadísticos de la variable fcm60 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la temperatura.

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	1.199,32	6	199,88	6,45	0,000
Dentro de tratamientos	18.139,6	585	31,00		
Total sobre la media global	19.338,9	591			

Tabla 3.66. Tabla ANOVA de la variable fcm60 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la temperatura.

El resultado del ANOVA menor a 0,05 prueba la hipótesis de la diferencia estadísticamente significativa de las medias de la variable independiente temperatura respecto de la variable dependiente fcm60, con un nivel de confianza del 95%.

El test de Rangos Múltiples muestra diferencia significativa entre los siguientes pares de medias 1-6, 1-7, 2-5, 2-6, 2-7, 3-5, 3-6, 3-7, 4-5, 4-6 y 4-7. De todos ellos, el Caso 1, $T \leq 5^{\circ}\text{C}$, es el que produce una mayor resistencia a 60 días (Fig. 3.32).

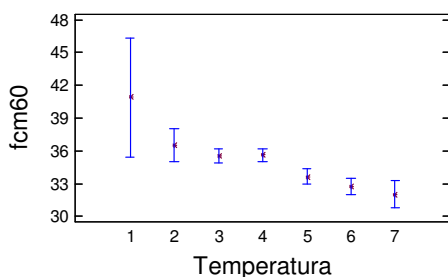


Fig. 3.32. a) Gráfico de medias de la variable temperatura de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm60.

Para el análisis del hormigón preparado de obra HA30/B/20/IIa no se dispone de datos de resistencia a compresión en los que el hormigón se haya fabricado a temperaturas menores o iguales a 5°C , por lo que el Caso 1 comienza en el intervalo $5^{\circ}\text{C} < T \leq 10^{\circ}\text{C}$. La primera comprobación se realiza sobre la variable fcm3. En la Tabla 3.67 que resume los estadísticos se comprueba que la distribución es normal o Gaussiana. El ANOVA de la Tabla 3.68 prueba la hipótesis de diferencia significativa de las medias de la variable independiente temperatura respecto de la variable dependiente fcm3, con un nivel de confianza del 95%.

Caso Estadístico	2	3	4	5	6	7	Total
Frecuencia	36	31	78	146	39	2	332
Media	26,85	28,51	29,42	29,73	30,07	33,7	29,30
Varianza	11,87	19,52	22,67	17,52	20,48	246,42	20,05
Desviación Típica	3,4	4,41	4,76	4,18	4,52	15,69	4,47
Mínimo	20,1	18,35	16,3	18,3	21,5	22,6	16,3

Máximo	37,7	38,2	42,0	45,9	40,3	44,8	45,9
Rango	17,6	19,85	25,7	27,6	18,8	22,2	29,6
Asimetría Tipificada	0,81	-0,08	-1,17	0,61	0,05		0,84
Curtosis Tipificada	2,32	0,19	1,51	2,55	-,087		2,69

Tabla 3.67. Resumen de estadísticos de la variable fcm3 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la temperatura.

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	324,92	5	64,98	3,36	0,0057
Dentro de tratamientos	6.313,81	326	19,36		
Total sobre la media global	6.638,74	331			

Tabla 3.68. Tabla ANOVA de la variable fcm3 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la temperatura.

El test de Rangos Múltiples muestra la diferencia significativa entre los siguientes pares de medias 2-4, 2-5, 2-6 y 2-7. Por lo tanto, el caso que produce una mayor resistencia a compresión a la edad de 3 días es el Caso 7, cuyo intervalo es $35^{\circ}\text{C} < T \leq 39^{\circ}\text{C}$.

La segunda comprobación se realiza sobre la variable fcm7. Esta presenta una distribución moderadamente normal, ya que los estadísticos de asimétrica y curtosis tipificada con valores 8,49 y 4,59 se encuentran fuera del rango de normalidad de -2 a +2 (Tabla 3.69). Por lo tanto, se realiza además del ANOVA (Tabla 3.70) el test de Kruskal-Wallis (Tabla 3.71).

Caso Estadístico	1	2	3	4	5	6	7	Total
Frecuencia	41	222	245	299	327	78	4	1.216
Media	31,53	33,22	32,91	33,01	32,38	34,49	34,93	32,91
Varianza	23,94	25,4	21,79	19,86	19,53	22,00	81,44	21,82
Desviación Típica	4,89	5,03	4,66	4,45	4,41	4,69	9,02	4,67
Mínimo	25,1	20,1	23,1	19,2	19,6	25,4	26,6	19,2
Máximo	44,7	51,5	48,8	48,9	47,6	46,05	46,2	51,5
Rango	19,6	31,4	25,7	29,7	28,0	20,65	19,6	32,3
Asimetría Tipificada	2,74	4,32	4,81	3,30	3,37	1,07	0,48	8,49
Curtosis Tipificada	1,36	2,78	1,91	2,47	2,37	-0,16	-0,90	4,59

Tabla 3.69. Resumen de estadísticos de la variable fcm7 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la temperatura.

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	406,04	6	67,67	3,13	0,004
Dentro de tratamientos	26.115,9	1.209	21,60		
Total sobre la media global	26.521,9	1.215			

Tabla 3.70. Tabla ANOVA de la variable fcm7 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la temperatura.

Nivel	Tamaño muestral	Rango promedio
Caso 1	41	487,85
Caso 2	222	626,63
Caso 3	245	600,73
Caso 4	299	622,02
Caso 5	327	574,00
Caso 6	78	736,28
Caso 7	4	630,75
Estadístico		19,49
P-Valor		0,0034

Tabla 3.71. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm7 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la temperatura.

Los valores del ANOVA y del test de Kruskal-Wallis prueban la hipótesis de la diferencia estadísticamente significativa de las medias de la variable independiente temperatura respecto de la variable dependiente fcm7, con un nivel de confianza del 95%. El test de Rangos Múltiples muestra diferencia estadísticamente significativa entre los siguientes pares de medias 1-2, 1-6, 2-5, 2-6, 3-6, 4-6 y 5-6. Por lo tanto, dentro de los grupos homogéneos de los niveles de la variable el Caso 6, $30^{\circ}\text{C} < T \leq 35^{\circ}\text{C}$, es el que presenta un mayor rendimiento, sin embargo, el Caso 7, $35^{\circ}\text{C} < T \leq 39^{\circ}\text{C}$, que presenta una mayor media no presenta significación con otros casos debido a su elevada varianza producida por la escasez de datos de esta variable (Fig. 3.33).

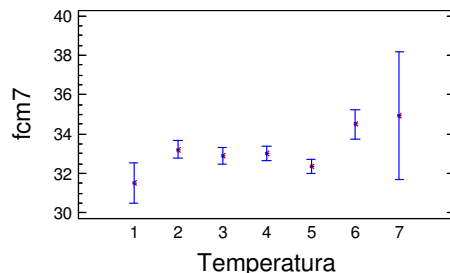


Fig. 3.33. a) Gráfico de medias de la variable temperatura de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm7.

La tercera comprobación se realiza sobre la variable fcm28. Esta presenta una distribución moderadamente normal (Tabla 3.72), por lo tanto, se realiza el ANOVA (Tabla 3.73) y el test de contraste de medianas (Tabla 3.74). El resultado de ambos test prueba la hipótesis de diferencia estadísticamente significativa de las medias y medianas de la variable independiente temperatura respecto de la variable dependiente fcm28, con un nivel de confianza del 95%.

Caso Estadístico	1	2	3	4	5	6	7	Total
Frecuencia	41	222	240	297	331	79	4	1.214
Media	39,92	40,97	39,95	38,43	36,68	36,39	37,41	38,63
Varianza	33,80	41,12	32,18	22,72	23,82	28,25	60,51	31,72
Desviación Típica	5,81	6,41	5,67	4,76	4,88	5,31	7,77	5,63
Mínimo	27,2	27,15	25,85	21,5	21,9	26,7	31,55	21,5
Máximo	56,4	63,7	56,7	53,2	51,0	48,0	48,5	63,7
Rango	29,2	36,55	30,85	31,7	29,1	21,3	16,95	42,2
Asimetría Tipificada	0,85	3,89	3,82	0,51	0,09	0,75	1,20	6,95
Curfosis Tipificada	0,78	1,95	0,98	3,22	1,22	-1,20	0,76	6,63

Tabla 3.72. Resumen de estadísticos de la variable fcm28 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la temperatura.

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	3.375,19	6	562,53	19,34	0,000
Dentro de tratamientos	35.107,7	1.207	29,08		
Total sobre la media global	38.482,9	1.213			

Tabla 3.73. Tabla ANOVA de la variable fcm28 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la temperatura.

Nivel	Tamaño muestral	Rango promedio
Caso 1	41	711,12
Caso 2	222	735,24
Caso 3	240	676,89
Caso 4	297	606,52
Caso 5	331	491,07
Caso 6	79	482,36
Caso 7	4	469,87
Estadístico		89,64
P-Valor		0,000

Tabla 3.74. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm28 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la temperatura.

El test de Rangos Múltiples (Tabla 3.75) muestra la diferencia significativa entre los siguientes pares de medias 1-5, 1-6, 2-3, 2-4, 2-5, 2-6, 3-4, 3-5, 3-6, 4-5 y 4-6. De todos ellos el Caso 2, $10^{\circ}\text{C} < T \leq 15^{\circ}\text{C}$, es el que produce una mayor resistencia a compresión a la edad de 28 días (Fig. 3.34a,b).

Temperatura	Frecuencia	Media	Grupos homogéneos
Caso 6	79	36,39	X
Caso 5	331	36,68	X
Caso 7	4	37,41	XXXX
Caso 4	297	38,43	X
Caso 1	41	39,92	XXX
Caso 3	240	39,95	X
Caso 2	222	40,97	X
Contraste	Diferencias		+/- Límites
1-2	-1,05		1,79
1-3	-0,02		1,78
1-4	1,48		1,76
1-5	*3,23		1,75
1-6	*3,52		2,03
1-7	2,5		4,42
2-3	*1,02		0,98
2-4	*2,54		0,93
2-5	*4,29		0,91
2-6	*4,57		1,38
2-7	3,56		5,33
3-4	*1,51		0,91
3-5	*3,26		0,89
3-6	*3,55		1,37
3-7	2,53		5,32
4-5	*1,75		0,84
4-6	*2,03		1,33
4-7	1,02		5,32
5-6	0,28		1,32
5-7	-0,72		5,31
6-7	-1,01		5,41
*indica una diferencia significativa			

Tabla 3.75. Test de contraste de Rangos Múltiples de la variable temperatura de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm28.

La última comprobación realizada sobre la variable fcm60 no contempla el Caso 7 puesto que los datos no representan a la población de hormigón HA-30/B/20/IIa. Esta variable se distribuye normalmente (ver

estadísticos de forma de Tabla 3.76), por lo tanto, solo se realiza el ANOVA (Tabla 3.77).

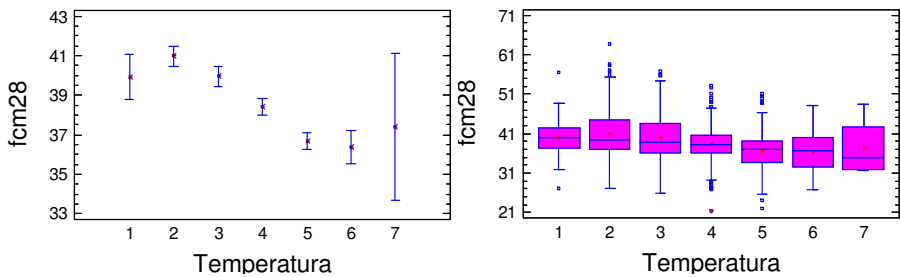


Fig. 3.34. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable temperatura de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm28.

Caso Estadístico	1	2	3	4	5	6	Total
Frecuencia	6	104	96	102	83	23	414
Media	47,15	48,99	45,93	43,89	41,02	41,30	44,97
Varianza	98,47	52,07	49,89	38,66	36,66	29,74	52,50
Desviación Típica	9,92	7,21	7,06	6,21	6,05	5,45	7,24
Mínimo	33,3	33,3	31,3	22,6	27,8	32,1	22,6
Máximo	61,3	68,1	61,6	57,5	56,5	49,4	68,1
Rango	28,0	34,8	30,3	34,9	28,7	17,3	45,5
Asimetría Tipificada	0,02	1,13	-0,00	-1,03	1,59	-0,07	2,03
Curtosis Tipificada	-0,18	-0,54	-1,18	1,49	-0,21	-1,15	-0,28

Tabla 3.76. Resumen de estadísticos de la variable fcm60 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la temperatura.

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	3.520,81	5	704,16	15,82	0,000
Dentro de tratamientos	18.162,8	408	44,51		
Total sobre la media global	21.683,6	413			

Tabla 3.77. Tabla ANOVA de la variable fcm60 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la temperatura.

El resultado del ANOVA menor a 0,05 prueba la hipótesis de la diferencia estadísticamente significativa de las medias de la variable independiente temperatura respecto de la variable dependiente fcm60, con un nivel de confianza del 95%. El test de Rangos Múltiples (Tabla 3.78) muestra diferencia significativa entre los siguientes pares homogéneos de

medias 1-5, 2-3, 2-4, 2-5, 2-6, 3-4, 3-5, 3-6 y 4-5. Por lo tanto, el Caso 2, $10^{\circ}\text{C} < T \leq 15^{\circ}\text{C}$, es el que produce una mayor resistencia a compresión a la edad de 60 días (Fig. 3.35).

Temperatura	Frecuencia	Media	Grupos homogéneos
Caso 5	83	41,02	X
Caso 6	23	41,03	XX
Caso 4	102	43,89	X
Caso 3	96	45,93	X
Caso 1	6	47,15	XXX
Caso 2	104	48,99	X
Contraste	Diferencias		+/- Límites
1-2	-184		5,50
1-3	1,21		5,51
1-4	3,25		5,50
1-5	*6,12		5,4
1-6	5,84		6,01
2-3	*3,05		1,85
2-4	*5,09		1,82
2-5	*7,97		1,93
2-6	*7,68		3,02
3-4	*2,04		1,86
3-5	*4,91		1,96
3-6	*4,62		3,04
4-5	*2,87		1,93
4-6	2,58		3,02
5-6	-0,28		3,09
*indica una diferencia significativa			

Tabla 3.78. Test de contraste de Rangos Múltiples de la variable temperatura de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm60.

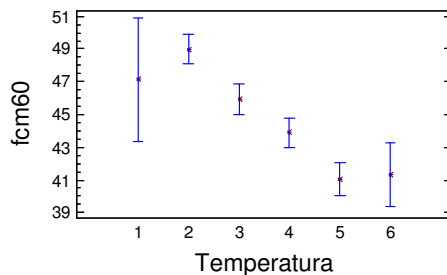


Fig. 3.35. a) Gráfico de medias de la variable temperatura de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm60.

III.3.4. Según Tiempo de Conservación en Obra

En este apartado se analiza la influencia del periodo de conservación de las probetas de hormigón en la obra en la evolución de la resistencia a compresión del hormigón preparado. En este caso solo se realiza el análisis en el hormigón HA-25/B/20/IIa puesto que los datos de resistencia a compresión del hormigón HA-30/B/20/IIa no se consideran representativos de la población.

La primera comprobación se realiza sobre la variable fcm3. Esta presenta una distribución moderadamente normal (ver estadísticos Tabla 3.79), por lo tanto, se realizan los test de ANOVA (Tabla 3.80) y Kurskal-Wallis (Tabla 3.81).

Caso Estadístico	24	48	Total
Frecuencia	891	44	935
Media	23,17	22,61	23,14
Varianza	17,29	16,72	17,26
Desviación Típica	4,15	4,08	4,15
Mínimo	11,0	14,6	11,0
Máximo	42,9	36,6	42,9
Rango	31,9	22,0	31,9
Asimetría Tipificada	7,29	4,27	7,97
Curstosis Tipificada	9,61	5,34	10,18

Tabla 3.79. Resumen de estadísticos de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según el tiempo de conservación en obra.

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	13,02	1	13,02	0,75	0,38
Dentro de tratamientos	16.111,8	933	17,26		
Total sobre la media global	16.124,8	934			

Tabla 3.80. Tabla ANOVA de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según el tiempo de conservación en obra.

Nivel	Tamaño muestral	Rango promedio
24	891	470,72
48	44	412,83
Estadístico		1,92
P-Valor		0,165

Tabla 3.81. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según el tiempo de conservación en obra.

El valor superior a 0,05 de ambos test prueban la hipótesis nula de la significación de la variable independiente tiempo de conservación en obra, dentro de cada uno de los dos niveles, respecto de la variable dependiente fcm3, por lo tanto, la variable tiempo de conservación en obra no es significativa a la edad de 3 días en el hormigón preparado de obra HA-25/B/20/IIa.

La segunda comprobación se realiza sobre la variable fcm7. La Tabla 3.82 muestra el resumen de los estadísticos de la variable, en ella se observa una moderada normalidad de la distribución. El ANOVA (Tabla 3.83) y el test de Kruskal-Wallis (Tabla 3.84) realizados prueban la hipótesis de la diferencia estadísticamente significativa de las medias y medianas de la variable independiente tiempo de conservación en obra respecto de la variable dependiente fcm7, con un nivel de confianza del 95%.

Caso Estadístico	24	48	Total
Frecuencia	3.699	251	3.950
Media	26,56	24,87	26,46
Varianza	16,24	18,58	16,55
Desviación Típica	4,03	4,31	4,06
Mínimo	9,0	13,5	9,0
Máximo	45,8	40,2	45,8
Rango	36,8	26,7	36,8
Asimetría Tipificada	10,21	3,99	10,43
Curtosis Tipificada	16,57	3,17	16,12

Tabla 3.82. Resumen de estadísticos de la variable fcm7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según el tiempo de conservación en obra.

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	670,438	1	670,43	40,9	0,000
Dentro de tratamientos	64.713,5	3.948	16,39		
Total sobre la media global	65.383,9	3.949			

Tabla 3.83. Tabla ANOVA de la variable fcm7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según el tiempo de conservación en obra.

Nivel	Tamaño muestral	Rango promedio
24	3.699	2.007,52
48	251	1.503,64
Estadístico		45,88
P-Valor		1,25132 E-11

Tabla 3.84. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según el tiempo de conservación en obra.

El test de Rangos Múltiples (Tabla 3.85) muestra que hay diferencia significativa entre los dos niveles, 24 y 48, de la variable. Por lo tanto, la permanencia en obra durante 24 horas muestra un mayor rendimiento de la resistencia a compresión del hormigón a 7 días (Fig. 3.36.a,b).

Tiempo de Conservación	Frecuencia	Media	Grupos homogéneos
48	251	24,87	X
24	3.699	26,56	X
Contraste	Diferencias		+/- Límites
24-48	*1,68		0,51
*indica una diferencia significativa			

Tabla 3.85. Test de contraste de Rangos Múltiples de la variable tiempo de conservación en obra de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm7.

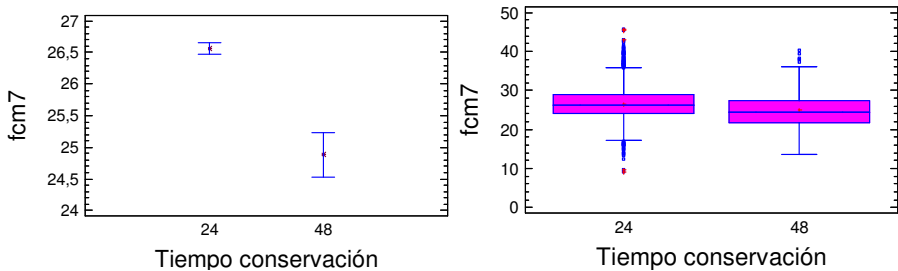


Fig. 3.36. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable tiempo de conservación de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm7.

La tercera comprobación se realiza sobre la variable fcm28. La distribución presenta una elevada asimetría (Tabla 3.86), por lo tanto, a parte del ANOVA (Tabla 3.87) se realiza el test de contraste (Tabla 3.88).

Caso Estadístico	24	48	Total
Frecuencia	3,699	260	3,959
Media	32,30	31,08	32,22
Varianza	18,96	24,10	19,38
Desviación Típica	4,35	4,90	4,40
Mínimo	13,6	17,4	13,6
Máximo	58,6	47,9	58,6
Rango	45,0	30,5	45,0
Asimetría Tipificada	15,44	4,46	15,64
Curtosis Tipificada	21,27	2,23	20,46

Tabla 3.86. Resumen de estadísticos de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según el tiempo de conservación en obra.

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	359,31	1	359,31	18,62	0,000
Dentro de tratamientos	76.376,5	3.957	19,30		
Total sobre la media global	76.735,9	3.958			

Tabla 3.87. Tabla ANOVA de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según el tiempo de conservación en obra.

Nivel	Tamaño muestral	Rango promedio
24	3,699	2,003,29
48	260	1,648,61
Estadístico		23,39
P-Valor		0,0000

Tabla 3.88. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según el tiempo de conservación en obra.

El resultado de ambos test es inferior a 0,05 lo que prueba la hipótesis de la diferencia estadísticamente significativa de las medias y medianas de la variable independiente tiempo de conservación en obra respecto de la variable dependiente fcm28, con un nivel de confianza del 95%. El test de Rangos Múltiples (Tabla 3.89) muestra una diferencia significativa entre los dos niveles de la variable. Por lo tanto, la permanencia de las probetas en obra durante 24 horas producirá una mayor resistencia a compresión del hormigón a 28 días de edad.

Tiempo de Conservación	Frecuencia	Media	Grupos homogéneos
48	260	31,08	X
24	3.699	32,30	X
Contraste	Diferencias		+/- Límites
24-48	*1,21		0,55
*indica una diferencia significativa			

Tabla 3.89. Test de contraste de Rangos Múltiples de la variable tiempo de conservación en obra de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm7.

La última comprobación se realiza sobre la variable fcm60. La distribución de esta variable es normal o Gaussiana (Tabla 3.90), lo que supone la comprobación de la significación por el test de ANOVA (Tabla 3.91). El resultado del ANOVA es superior a 0,05 por lo tanto la variable, tiempo de conservación en obra, no es significativa a la edad de 60 días.

Caso Estadístico	24	48	Total
Frecuencia	446	42	488
Media	34,56	33,87	34,50
Varianza	31,79	44,75	32,85
Desviación Típica	5,63	6,69	5,73
Mínimo	19,6	18,9	18,9
Máximo	60,1	44,1	60,1
Rango	40,5	25,2	41,2
Asimetría Tipificada	2,73	-0,69	2,08
Curtosis Tipificada	1,90	-1,30	1,27

Tabla 3.90. Resumen de estadísticos de la variable fcm60 de la muestra HA-25/B/20/IIa según el tiempo de conservación en obra.

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	18,25	1	18,25	0,55	0,45
Dentro de tratamientos	15.983,1	486	32,88		
Total sobre la media global	16.001,3	487			

Tabla 3.91. Tabla ANOVA de la variable fcm60 de la muestra HA-25/B/20/IIa según el tiempo de conservación en obra.

III.3.5. Según Contenido de Cemento

En este apartado se analiza la influencia del contenido de cemento en la evolución de la resistencia a compresión del hormigón preparado de obra. En el caso del hormigón HA-25/B/20/Ila y HA-30/B/20/Ila se ha decidido agrupar el diferente contenido de cemento en intervalos (Casos) de acuerdo con la EHE-08. La variable independiente contenido de cemento se divide en los casos mostrados en la Tabla 3.92 para el hormigón HA-25 y HA-30.

Cont. Cemento (kg)	HA-25	HA-30
	Caso	Caso
$250 < C \leq 280$	1	1
$280 < C \leq 300$	2	2
$300 < C \leq 330$	3	3
$330 < C \leq 360$	4	4
$360 < C \leq 395$	5	5
$395 < C \leq 425$		6

Tabla 3.92. Equivalencia de intervalos de la variable contenido de cemento para el estudio.

Inicialmente se analiza la influencia del contenido de cemento en el hormigón HA-25/B/20/Ila. En la primera comprobación sobre la variable f_{cm3} el Caso 5 no ha sido introducido en el análisis por considerarse los datos no representativos de la población de hormigón. En la Tabla 3.93 se muestra que la variable presenta una leve simetría de la distribución normal (estadísticos de asimetría y curtosis tipificada fuera del rango de normalidad), por lo tanto, a parte del ANOVA (Tabla 3.94) se realiza el test de contraste de Kurskal-Wallis (Tabla 3.95). Ambos test prueban la hipótesis de la diferencia estadísticamente significativa de las medias y medianas de la variable independiente contenido de cemento respecto de la variable dependiente f_{cm3} , con un nivel de confianza del 95%.

Caso Estadístico	1	2	3	4	Total
Frecuencia	49	573	196	3	821
Media	22,63	23,13	25,25	29,13	23,63
Varianza	17,86	16,90	22,14	40,09	19,16
Desviación Típica	4,22	4,11	4,70	6,33	4,37
Mínimo	13,2	11,4	11,0	24,8	11,0
Máximo	33,1	42,9	40,2	36,4	42,9
Rango	19,9	31,5	29,2	11,6	31,9
Asimetría Tipificada	0,02	9,02	0,18	1,15	7,50
Curtosis Tipificada	0,06	11,11	1,82		7,57

Tabla 3.93. Resumen de estadísticos de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según el contenido de cemento.

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	792,54	3	264,48	14,46	0,000
Dentro de tratamientos	14.923,5	817	18,26		
Total sobre la media global	15.716,1	820			

Tabla 3.94. Tabla ANOVA de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según el contenido de cemento.

Nivel	Tamaño muestral	Rango promedio
1	49	367,58
2	573	380,27
3	196	507,93
4	3	656,33
Estadístico		47,22
P-Valor		3,11047 E-10

Tabla 3.95. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según el contenido de cemento.

El test de Rangos Múltiples muestra diferencia significativa entre los siguientes pares de medias 1-3, 1-4, 2-3 y 2-4 (siendo todos los casos homogéneos). Por lo tanto, el Caso 4, $330 < C \leq 360$, es el que produce, de todos los casos estudiados, una mayor resistencia a compresión del hormigón a los 3 días de edad (Fig. 3.37.a,b).

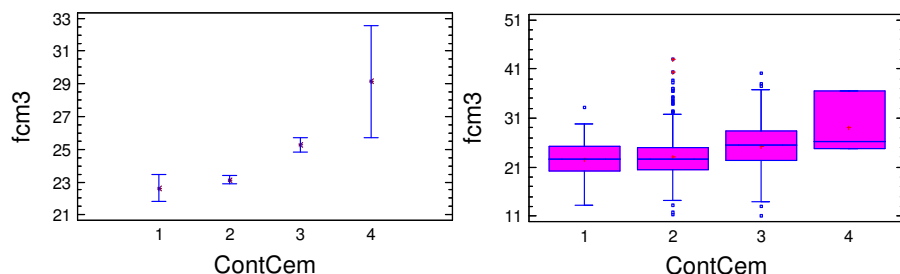


Fig. 3.36. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable tiempo de conservación de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm7.

La segunda comprobación se realiza sobre la variable fcm7, esta presenta una leve normalidad de la distribución (Tabla 3.96), por lo tanto, se realiza el ANOVA (Tabla 3.97) y el test de Kruskal-Wallis (Tabla 3.98). Los valores de probabilidad de los dos test inferiores a 0,05 prueban que hay diferencia estadísticamente significativa entre las medias y medianas de la variable independiente contenido de cemento respecto de la variable dependiente fcm7.

Caso Estadístico	1	2	3	4	5	Total
Frecuencia	762	3.158	962	131	9	5.055
Media	25,60	27,23	27,55	26,64	27,92	27,03
Varianza	18,63	18,06	20,58	22,74	17,57	19,12
Desviación Típica	4,31	4,24	4,53	4,76	4,19	4,37
Mínimo	13,3	13,5	9,0	15,9	23,5	9,0
Máximo	41,0	45,8	43,1	39,5	34,6	45,8
Rango	27,7	32,3	34,1	23,6	11,1	36,8
Asimetría Tipificada	2,76	13,13	-0,10	1,62	0,93	10,83
Curtosis Tipificada	0,61	12,23	5,05	-0,38	-0,46	11,56

Tabla 3.96. Resumen de estadísticos de la variable fcm7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según el contenido de cemento.

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	1.962,74	4	490,68	26,17	0,000
Dentro de tratamientos	94.073,0	5.017	18,75		
Total sobre la media global	96.035,7	5.021			

Tabla 3.97. Tabla ANOVA de la variable fcm7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según el contenido de cemento.

Nivel	Tamaño muestral	Rango promedio
1	762	2.039,68
2	3.158	2.567,59
3	962	2.721,32
4	131	2.348,39
5	9	2.723,61
Estadístico		107,42
P-Valor		0,000

Tabla 3.98. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según el contenido de cemento.

El test de Rangos Múltiples muestra diferencia significativa entre los siguientes pares de medias 1-2, 1-3, 1-4, 2-3 y 3-4 (Tabla 3.99).

Contenido de Cemento	Frecuencia	Media	Grupos homogéneos
Caso 1	762	25,60	X
Caso 4	131	26,64	X
Caso 2	3.158	27,23	X
Caso 3	962	27,55	X
Caso 5	9	27,92	XXX
Contraste	Diferencias	+/- Límites	
1-2	*1,62	0,34	
1-3	*1,94	0,41	
1-4	*1,03	0,8	
1-5	-2,31	2,84	
2-3	*0,31	0,31	
2-4	0,58	0,75	
2-5	-0,68	2,83	
3-4	*0,90	0,79	
3-5	-0,36	2,84	
4-5	-1,27	2,92	
*indica una diferencia significativa			

Tabla 3.99. Test de contraste de Rangos Múltiples del variable contenido de cemento de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm7.

La tercera comprobación se realiza sobre la variable fcm28. Esta variable, del mismo modo que las dos anteriores, también presenta una moderada normalidad en la distribución (Tabla 3.100), por lo que se realiza el ANOVA (Tabla 3.101) y el test de contraste de medianas (Tabla 3.102). El resultado de ambos inferior a 0,05 prueba la hipótesis de la diferencia estadísticamente significativa de las medias y medianas de la variable independiente contenido de cemento respecto de la variable dependiente fcm28, con un nivel de confianza del 95%.

Caso Estadístico	1	2	3	4	5	Total
Frecuencia	772	3.221	962	132	9	5.096
Media	31,81	33,32	33,74	33,06	35,11	33,17
Varianza	24,56	21,82	27,43	22,11	25,70	23,65
Desviación Típica	4,95	4,67	5,23	4,70	5,06	4,86
Mínimo	19,4	13,5	13,6	20,7	27,5	13,5
Máximo	55,8	58,6	51,9	44,85	43,4	58,6
Rango	36,4	45,1	38,3	24,15	15,9	45,1
Asimetría Tipificada	5,83	15,7	2,69	0,22	0,44	14,96
Curtosis Tipificada	3,62	12,45	3,71	-0,59	-0,31	12,12

Tabla 3.100. Resumen de estadísticos de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según el contenido de cemento.

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	1.844,75	4	461,18	19,79	0,000
Dentro de tratamientos	118.671,0	5.091	23,30		
Total sobre la media global	120.516,0	5.095			

Tabla 3.101. Tabla ANOVA de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según el contenido de cemento.

Nivel	Tamaño muestral	Rango promedio
1	772	2.134,99
2	3.221	2.585,98
3	962	2.746,45
4	132	2.567,77
5	9	3.162,67
Estadístico		82,085
P-Valor		0,000

Tabla 3.102. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según el contenido de cemento.

El test de Rangos Múltiples de la Tabla 3.103 muestra que dentro de los pares de medias con diferencias significativas el Caso 5, $360 < C \leq 395$, es el que produce una mayor resistencia a compresión del hormigón a la edad de 28 días. Este efecto se también se observa en la Fig. 3.37.a,b.

Contenido de Cemento	Frecuencia	Media	Grupos homogéneos
Caso 1	772	31,81	X
Caso 4	132	33,06	XX
Caso 2	3.221	33,32	X
Caso 3	962	33,74	X
Caso 5	9	35,11	XX
Contraste	Diferencias		+/- Límites
1-2	*-1,50		0,37
1-3	*-1,92		0,45
1-4	*-1,24		0,89
1-5	*-3,29		3,17
2-3	*-0,41		0,34
2-4	0,26		0,84
2-5	-1,78		3,15
3-4	0,68		0,87
3-5	-1,36		3,16
4-5	-2,05		3,26
*indica una diferencia significativa			

Tabla 3.103. Test de contraste de Rangos Múltiples del variable contenido de cemento de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm28.

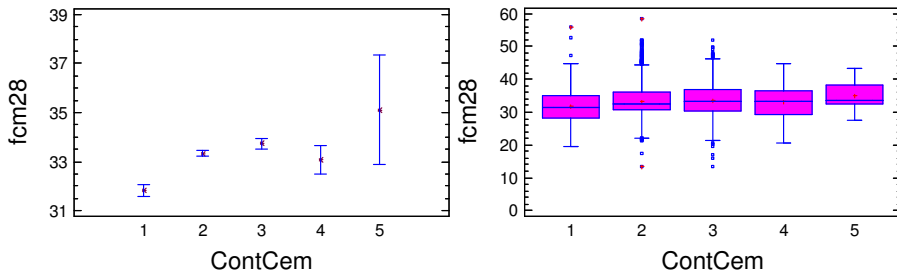


Fig. 3.37. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable contenido de cemento de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm28.

La cuarta comprobación se realiza sobre la variable fcm60. Esta variable presenta una distribución normal (valores de los estadísticos de asimetría y curtosis tipificada de 2,60 y 1,0 dentro del rango de normalidad). El ANOVA de la Tabla 3.104 prueba que la variable contenido de cemento a 60 días no es significativa en la resistencia del hormigón.

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	172,33	3	57,44	1,78	0,14
Dentro de tratamientos	18.867,0	585	32,25		
Total sobre la media global	19.039,3	588			

Tabla 3.104. Tabla ANOVA de la variable fcm60 de la muestra HA-25/B/20/IIa según el contenido de cemento.

Respecto al hormigón HA-30/B/20/IIa inicialmente se realiza la comprobación sobre la variable fcm3. En el análisis de esta variable no se han introducido ni el Caso 1, por no deponer de datos, ni el Caso 5 por considerar los datos disponibles como no representativos de la población de resistencia a compresión del hormigón. Esta variable presenta una distribución normal o Gaussiana. El ANOVA de la Tabla 3.105 da como resultado de probabilidad de significación 0,29, por lo tanto, la variable contenido de cemento a la edad de 3 días no es significativa. Este resultado puede estar condicionado por una falta de casos y variabilidad de la variable fcm3 respecto del contenido de cemento.

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	41,11	2	24,05	1,23	0,29
Dentro de tratamientos	6.383,58	326	19,58		
Total sobre la media global	6.431,7	328			

Tabla 3.105. Tabla ANOVA de la variable fcm3 de la muestra HA-30/B/20/IIa según el contenido de cemento.

La segunda comprobación se realiza sobre la variable fcm7. En la Tabla 3.106 se muestra el resumen de dicha variable, en ella observamos que se distribuye con una moderada normalidad. Por lo tanto, se realiza el ANOVA (Tabla 3.107) y el test de contraste de medianas (Tabla 3.108), el resultado de ambas pruebas la hipótesis de diferencia significativa entre las medias y medianas de la variable independiente contenido de cemento respecto de la variable dependiente fcm7, con un nivel de confianza del 95%.

Caso Estadístico	1	2	3	4	5		Total
Frecuencia	5	5	141	1.104	32	21	1.308
Media	27,84	34,98	30,97	33,30	32,6	33,97	33,03
Varianza	0,57	11,06	27,36	20,73	21,63	22,25	21,97
Desviación Típica	0,75	3,32	5,23	4,55	4,65	4,71	4,68
Mínimo	26,7	29,1	19,2	19,6	22,5	25,3	19,2
Máximo	28,8	37,0	51,4	51,5	43,7	45,0	51,5
Rango	2,1	7,98	32,2	31,9	21,2	19,7	32,3
Asimetría Tipificada	-0,51	-1,92	4,5	8,51	-0,19	0,13	8,46
Curtosis Tipificada	0,76	2,06	4,41	3,71	0,42	0,47	4,59

Tabla 3.106. Resumen de estadísticos de la variable fcm7 de la muestra HA-30/B/20/IIa según el contenido de cemento.

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	856,79	5	171,35	8,01	0,000
Dentro de tratamientos	27.866,2	1.302	24,40		
Total sobre la media global	28.723,0	1.307			

Tabla 3.107. Tabla ANOVA de la variable fcm7 de la muestra HA-30/B/20/IIa según el contenido de cemento.

Nivel	Tamaño muestral	Rango promedio
1	5	133,5
2	5	871,0
3	141	481,16
4	1.104	676,2
5	32	652,0
6	21	753,78
Estadístico		45,94
P-Valor		9,322226 E-9

Tabla 3.108. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm7 de la muestra HA-30/B/20/IIa según el contenido de cemento.

El test de Rangos Múltiples (Tabla 3.109) muestra diferencia significativa entre los siguientes pares de medias 1-2, 1-4, 1-5, 1-6, 3-4 y 3-6. El Caso 2 presenta un mayor rendimiento que los demás, sin embargo, puede considerarse como no representativo debido a baja frecuencia, por lo tanto se puede considerar al Caso 6, $395 < C \leq 425$, como el que produce una mayor resistencia a compresión en el hormigón a la edad de 7 días.

Contenido de Cemento	Frecuencia	Media	Grupos homogéneos
Caso 1	5	27,84	X
Caso 3	141	30,97	XX
Caso 5	32	32,60	XX
Caso 4	1.104	33,30	X
Caso 6	21	33,97	X
Caso 2	5	34,98	XX
Contraste	Diferencias		+/- Límites
1-2	*-7,14		5,73
1-3	-3,13		4,12
1-4	*-5,46		4,06
1-5	*-4,76		4,36
1-6	*-6,13		4,51
2-3	4,0		4,12
2-4	1,67		4,06
2-5	2,37		4,36
2-6	1,0		4,51
3-4	*-2,32		0,81
3-5	-1,62		1,77
3-6	*-2,99		2,12
4-5	0,70		1,62
4-6	-0,66		1,99
5-6	-1,36		2,54
*indica una diferencia significativa			

Tabla 3.109. Test de contraste de Rangos Múltiples de la variable contenido de cemento de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm7.

La tercera comprobación se realiza sobre la variable fcm28. Esta variable presenta una distribución moderadamente normal (valores de asimetría y curtosis tipificada de 6,44 y 6,0, respectivamente). El ANOVA (Tabla 3.110) da un resultado de probabilidad de 0,08 superior a 0,05, sin embargo el test de contraste de medianas prueba la hipótesis de diferencia significativa entre las medianas de la muestra (Tabla 3.111).

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	316,26	5	63,25	1,97	0,08
Dentro de tratamientos	41.830,8	1.304	32,07		
Total sobre la media global	42.147,1	1.309			

Tabla 3.110. Tabla ANOVA de la variable fcm28 de la muestra HA-30/B/20/IIa según el contenido de cemento.

Nivel	Tamaño muestral	Rango promedio
1	5	233,3
2	5	851,1
3	143	594,69
4	1.104	666,18
5	32	545,09
6	21	729,88
Estadístico		15,67
P-Valor		0,0078

Tabla 3.111. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm28 de la muestra HA-30/B/20/IIa según el contenido de cemento.

El test de Rangos Múltiples no muestra significación entre ningún par de medias (todos los casos forman un grupo homogéneo).

La cuarta comprobación se realiza sobre la variable fcm60. En esta comprobación no se introducen el Caso 2 y 6 puesto que no se tiene datos del mismo. La distribución de esta variable se considera como normal. El ANOVA de la Tabla 3.112 prueba la hipótesis de diferencia significativa entre las medias de la variable independiente contenido de cemento respecto de la variable dependiente fcm60.

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	2.774,55	3	924,85	20,2	0,000
Dentro de tratamientos	19.049,3	415	46,23		
Total sobre la media global	21.823,8	415			

Tabla 3.112. Tabla ANOVA de la variable fcm60 de la muestra HA-30/B/20/IIa según el contenido de cemento.

El test de Rangos Múltiples muestra diferencia significativa entre 1-4, 3-4 y 4-5. Por lo tanto, el Caso 4 es el que produce una mayor resistencia del hormigón a 60 días, sin embargo, también se debe tener en cuenta el Caso 5, puesto que su frecuencia es baja, lo que puede suponer una menor representatividad de dicho caso.

III.3.6. Según Adiciones

En este apartado se analiza la influencia de las adiciones en la evolución de la resistencia a compresión del hormigón preparado de obra. Los laboratorios de control de calidad y fabricantes de hormigón que componen la base de datos de esta tesis doctoral han confirmado que ningún hormigón suministrado a obra presenta adiciones, sino que estas son introducidas en el conglomerado de hormigón a través del cemento, por lo tanto, en este apartado se han seleccionado dos tipos de adiciones: la caliza (Caso 1), que corresponde a los tipos de cemento A-L, B-L, A-LL, B-LL y L; y la cenizas volantes (Caso 2) que corresponden a cementos tipo A-V, B-V y V.

En este apartado del estudio, tanto en el hormigón HA-25 como en el HA-30, no se tiene en cuenta la variable f_{cm60} , puesto que los datos del Caso 2 no son representativos de la población de hormigón.

Inicialmente se analiza el hormigón HA-25/B/20/IIa. La primera comprobación se realiza sobre la variable f_{cm3} . Esta presenta una distribución moderadamente normal (Tabla 3.113). El ANOVA (Tabla 3.114) y el test de Kruskal-Wallis (Tabla 3.115) prueban la hipótesis de diferencia significativa entre las medias y medianas de la variable independiente adiciones respecto de la variable dependiente f_{cm3} .

Caso Estadístico	1	2	Total
Frecuencia	834	118	952
Media	23,62	20,74	23,27
Varianza	17,57	19,81	18,73
Desviación Típica	4,19	4,45	4,32
Mínimo	11,7	11,0	11,0
Máximo	42,9	38,1	42,9
Rango	31,2	27,1	31,9
Asimetría Tipificada	8,7	3,7	8,1
Curtosis Tipificada	8,38	5,43	8,70

Tabla 3.113. Resumen de estadísticos de la variable f_{cm3} de la muestra 266 HA-25/B/20/IIa según las adiciones al hormigón

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	562,89	1	862,89	48,34	0,000
Dentro de tratamientos	16.957,2	950	17,84		
Total sobre la media global	17.820,1	951			

Tabla 3.114. Tabla ANOVA de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según las adiciones al hormigón.

Nivel	Tamaño muestral	Rango promedio
2	834	499,66
1	118	312,76
Estadístico		47,76
P-Valor		4,80471 E-12

Tabla 3.115. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según las adiciones al hormigón.

El test de Rangos Múltiples muestra diferencia estadísticamente significativa entre el par de medias 1-2. Por lo tanto, se puede afirmar que la adición de caliza (Caso 1) produce una mayor resistencia a compresión del hormigón a la edad de 3 días (Fig. 3.38a,b).

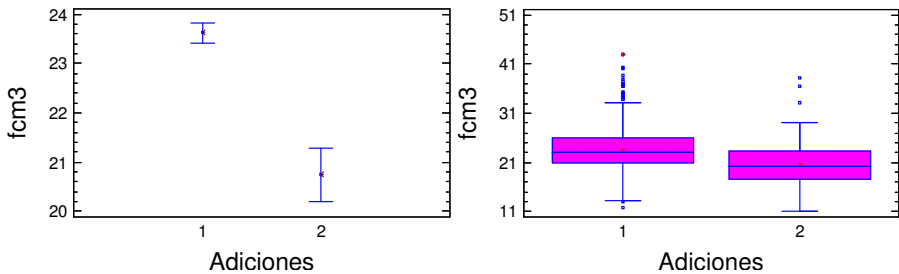


Fig. 3.38. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable adiciones de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm3.

La segunda comprobación se realiza sobre la variable fcm7. Esta variable presenta una distribución ligeramente normal (Tabla 3.116). El ANOVA (Tabla 3.117) y el test de Kruskal-Wallis (Tabla 3.118) prueban la hipótesis de diferencia significativa entre las medias y medianas de la variable independiente adiciones respecto de la variable dependiente fcm7.

Caso Estadístico	1	2	Total
Frecuencia	2.955	952	3.907
Media	27,04	25,03	26,55
Varianza	16,55	19,26	17,95
Desviación Típica	4,06	4,38	4,23
Mínimo	9,6	9,0	9,0
Máximo	45,8	41,0	45,8
Rango	36,2	32,0	36,8
Asimetría Tipificada	13,83	1,09	9,97
Curtosis Tipificada	14,7	0,43	13,51

Tabla 3.116. Resumen de estadísticos de la variable fcm7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según las adiciones al hormigón

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	2.920,67	1	2.920,67	169,66	0,000
Dentro de tratamientos	67.223,3	3.905	17,21		
Total sobre la media global	70.144,0	3.906			

Tabla 3.117. Tabla ANOVA de la variable fcm7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según las adiciones al hormigón.

Nivel	Tamaño muestral	Rango promedio
1	2.955	2.072,93
2	952	1.584,85
Estadístico		134,81
P-Valor		0,000

Tabla 3.118. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según las adiciones al hormigón.

El test de Rangos Múltiples muestra diferencia estadísticamente significativa entre el par de medias 1-2. Por lo tanto, se puede afirmar que la adición de caliza (Caso 1) produce una mayor resistencia a compresión del hormigón a la edad de 3 días (Fig. 3.39a,b).

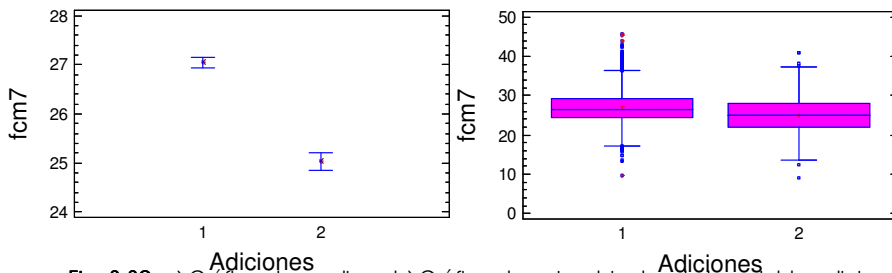


Fig. 3.39. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable adiciones de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm7.

La tercera comprobación se realiza sobre la variable fcm28. Esta presenta una distribución ligeramente normal (Tabla 3.119). El ANOVA (Tabla 3.120) da una probabilidad menor a 0,05, sin embargo mediante el test de contraste de medianas de Kruskal-Wallis (Tabla 3.121) se prueba que no hay diferencia estadísticamente significativa entre las medianas de la variable independiente adiciones respecto de la variable dependiente fcm28, con un nivel de confianza del 95%.

Caso Estadístico	1	2	Total
Frecuencia	2.929	1.005	3.934
Media	32,47	31,97	32,34
Varianza	19,75	21,78	20,31
Desviación Típica	4,44	4,66	4,5
Mínimo	13,6	16,1	16,6
Máximo	58,6	50,8	58,6
Rango	45,0	34,7	45,0
Asimetría Tipificada	16,61	1,30	14,31
Curtosis Tipificada	20,58	0,32	17,68

Tabla 3.119. Resumen de estadísticos de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según las adiciones al hormigón

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	184,75	1	184,75	9,11	0,0025
Dentro de tratamientos	79.723,2	3.932	20,27		
Total sobre la media global	79.907,9	3.933			

Tabla 3.120. Tabla ANOVA de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según las adiciones al hormigón.

Nivel	Tamaño muestral	Rango promedio
1	2.929	1.986,59
2	1.005	1.911,87
Estadístico		3,23
P-Valor		0,071

Tabla 3.121. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según las adiciones al hormigón.

Respecto al hormigón HA-30/B/20/IIa, inicialmente se analiza la variable fcm3. Esta presenta una distribución normal (Tabla 3.122). El ANOVA (Tabla 3.123) prueba la hipótesis de diferencia significativa entre las

medias de la variable independiente adiciones respecto de la variable dependiente fcm3.

Caso Estadístico	1	2	Total
Frecuencia	323	11	334
Media	29,36	25,56	29,24
Varianza	19,79	30,93	20,53
Desviación Típica	4,44	5,56	4,53
Mínimo	16,3	18,3	16,3
Máximo	45,9	37,7	45,9
Rango	29,6	19,4	29,6
Asimetría Tipificada	0,65	1,38	0,57
Curtosis Tipificada	3,11	0,76	2,65

Tabla 3.122. Resumen de estadísticos de la variable fcm3 de la muestra HA-30/B/20/IIa según las adiciones al hormigón

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	154,07	1	154,07	7,65	0,006
Dentro de tratamientos	6.684,3	332	20,13		
Total sobre la media global	6.838,37	333			

Tabla 3.123. Tabla ANOVA de la variable fcm3 de la muestra HA-30/B/20/IIa según las adiciones al hormigón.

El test de Rangos Múltiples muestra diferencia significativa entre el par de medias 1-2. Por lo tanto, se puede afirmar que la adición caliza produce una mayor resistencia a compresión en el hormigón a la edad de 3 días que la ceniza volante (Fig.3.40.).

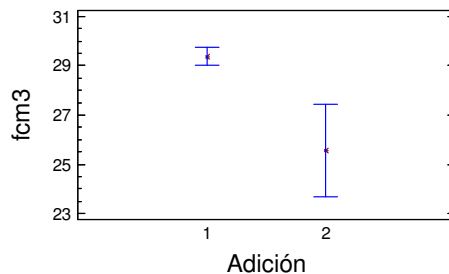


Fig. 3.40. a) Gráfico de medias de la variable adiciones de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm3.

La segunda comprobación se realiza sobre la variable fcm7. Esta presenta una distribución moderadamente normal (Tabla 3.124). El ANOVA (Tabla 3.125) y el test de Kruskal-Wallis (Tabla 3.126) prueban la hipótesis de diferencia significativa entre las medias y medianas de la variable independiente adiciones respecto de la variable dependiente fcm7.

Caso Estadístico	1	2	Total
Frecuencia	1.030	132	1.162
Media	33,17	31,41	32,97
Varianza	21,29	22,50	21,72
Desviación Típica	4,61	4,74	4,66
Mínimo	19,2	21,9	19,2
Máximo	51,5	44,7	51,5
Rango	32,3	22,8	32,3
Asimetría Tipificada	8,67	3,03	8,84
Curtosis Tipificada	4,96	0,19	4,52

Tabla 3.124. Resumen de estadísticos de la variable fcm7 de la muestra HA-30/B/20/IIa según las adiciones al hormigón

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	363,28	1	363,28	16,95	0,000
Dentro de tratamientos	24.861,6	1.160	21,43		
Total sobre la media global	25.224,8	1.161			

Tabla 3.125. Tabla ANOVA de la variable fcm7 de la muestra HA-30/B/20/IIa según las adiciones al hormigón.

Nivel	Tamaño muestral	Rango promedio
1	1.030	596,65
2	132	463,23
Estadístico		18,49
P-Valor		0,000

Tabla 3.126. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm7 de la muestra HA-30/B/20/IIa según las adiciones al hormigón.

El test de Rangos Múltiples muestra diferencia significativa entre el par de medias 1-2. Por lo tanto, se puede afirmar que la adición caliza (Caso 1) produce una mayor resistencia a compresión en el hormigón a la edad de 7 días que la ceniza volante (Fig.3.41.a,b).

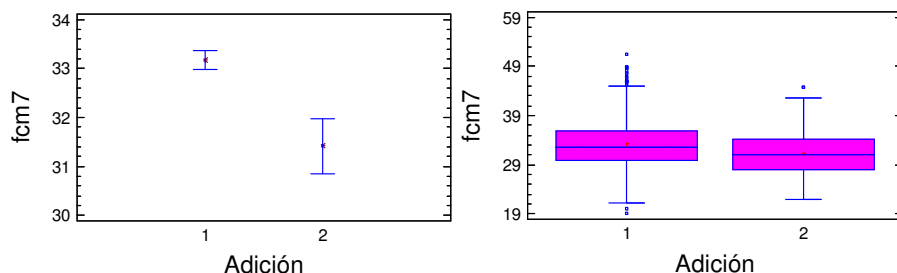


Fig. 3.41. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable adiciones de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm7.

La última comprobación se realiza sobre la variable fcm28. Esta variable presenta una distribución moderadamente normal. El ANOVA (Tabla 3.127) y el test de contraste (Tabla 3.128) prueban que no hay diferencia significativa entre las medias y medianas de la variable independiente, adiciones, respecto de la variable dependiente fcm28.

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	112,00	1	112,00	3,54	0,059
Dentro de tratamientos	36.640,6	1.158	31,6413		
Total sobre la media global	36.752,6	1.159			

Tabla 3.127. Tabla ANOVA de la variable fcm28 de la muestra HA-30/B/20/IIa según las adiciones al hormigón.

Nivel	Tamaño muestral	Rango promedio
1	1023	586,365
2	137	536,704
Estadístico		2,65
P-Valor		0,103

Tabla 3.128. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm28 de la muestra HA-30/B/20/IIa según las adiciones al hormigón.

III.3.7. Según Aditivos

En este apartado se analiza la influencia de los aditivos en la evolución de la resistencia a compresión del hormigón preparado de obra. Debido al gran número de modelos de aditivos en este apartado, atendiendo a las propiedades de cada uno, se han clasificado en dos grandes grupos: Plastificantes (Caso 1) y Superplastificantes (Caso 2).

Inicialmente se procede al análisis del hormigón HA-25/B/20/IIa. La primera comprobación se realiza sobre la variable fcm3. Esta presenta una distribución moderadamente normal (Tabla 3.129). El ANOVA (Tabla 3.130) y el test de Kruskal-Wallis (Tabla 3.131) prueban la hipótesis de diferencia significativa entre las medias y medianas de la variable independiente aditivos respecto de la variable dependiente fcm3.

Caso Estadístico	1	2	Total
Frecuencia	912	109	1.021
Media	23,15	24,32	23,28
Varianza	17,67	18,15	17,83
Desviación Típica	4,20	4,26	4,22
Mínimo	11,0	11,7	11,0
Máximo	42,9	37,0	42,9
Rango	31,9	25,3	31,9
Asimetría Tipificada	9,50	-1,10	8,53
Curtosis Tipificada	11,18	0,82	9,90

Tabla 3.129. Resumen de estadísticos de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según los aditivos al hormigón

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	131,87	1	131,87	7,44	0,0064
Dentro de tratamientos	18.064,3	1.019	17,72		
Total sobre la media global	18.196,2	1.020			

Tabla 3.130. Tabla ANOVA de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según las aditivos al hormigón.

Nivel	Tamaño muestral	Rango promedio
1	912	499,36
2	109	608,32
Estadístico		13,29
P-Valor		0,0002

Tabla 3.131. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según las aditivos al hormigón.

El test de Rangos Múltiples muestra diferencia significativa entre el par de medias 1-2. Por lo tanto, el Superplastificante produce una mayor resistencia a compresión en el hormigón a los 3 días de edad (Fig. 3.42.a,b).

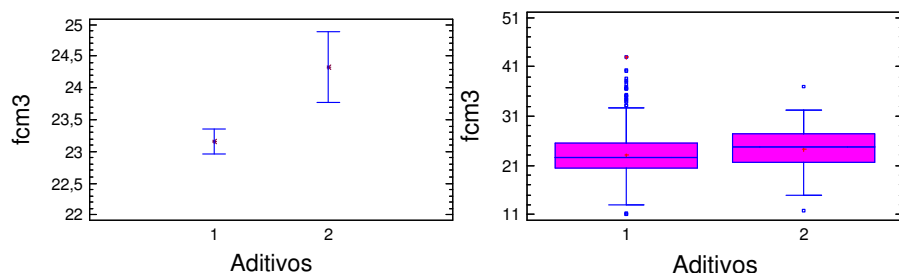


Fig. 3.42. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable fc m3 de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fc m3.

La segunda comprobación se realiza sobre la variable fc m7. Esta se distribuye con una moderada normalidad (Tabla 3.132). El ANOVA (Tabla 3.133) y el test de contraste de medianas (Tabla 3.134) prueban la hipótesis de diferencia significativa entre las medias y medianas de la variable independiente aditivos respecto de la variable dependiente fc m7.

Caso Estadístico	1	2	Total
Frecuencia	4.034	460	4.494
Media	26,31	28,10	26,49
Varianza	16,69	19,23	17,24
Desviación Típica	4,08	4,38	4,15
Mínimo	9,0	15,5	9,0
Máximo	45,8	42,5	45,8
Rango	36,8	27,0	36,8
Asimetría Tipificada	11,1	0,09	10,75
Curtois Tipificada	16,65	1,16	14,62

Tabla 3.132. Resumen de estadísticos de la variable fc m7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según los aditivos al hormigón

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	1.322,75	1	1.322,75	78,01	0,000
Dentro de tratamientos	76.162,9	4.492	16,95		
Total sobre la media global	77.485,7	4.493			

Tabla 3.133. Tabla ANOVA de la variable fc m7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según las aditivos al hormigón.

El test de Rangos Múltiples muestra una diferencia significativa entre el par de medias 1-2. Por lo tanto, el aditivo superplastificante

produce una mayor resistencia a compresión del hormigón a la edad de 7 días (Fig. 3.43.a,b).

Nivel	Tamaño muestral	Rango promedio
1	4.034	2.186,65
2	460	2.781,14
Estadístico		86,69
P-Valor		0,000

Tabla 3.134. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según las aditivos al hormigón.

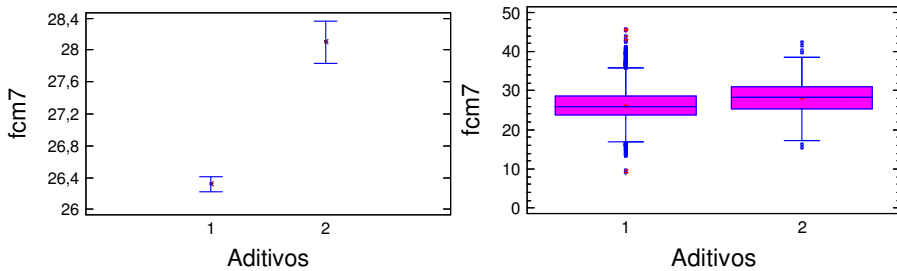


Fig. 3.43. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable aditivos de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm7.

La tercera comprobación se realiza sobre la variable fcm28. La distribución de esta variable es ligeramente normal (Tabla 3.135). El ANOVA (Tabla 3.136) y el test de contraste de medianas (Tabla 3.137) prueban la hipótesis de diferencia significativa entre las medias y medianas de la variable independiente aditivos respecto de la variable dependiente fcm28.

Caso Estadístico	1	2	Total
Frecuencia	4.054	458	4.512
Media	31,99	34,98	32,30
Varianza	18,05	30,31	20,10
Desviación Típica	4,24	5,50	4,48
Mínimo	13,6	19,4	13,6
Máximo	58,6	51,9	58,6
Rango	45,0	32,5	45,0
Asimetría Tipificada	14,30	1,39	15,97
Curtosis Tipificada	20,69	-0,81	17,71

Tabla 3.135. Resumen de estadísticos de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según los aditivos al hormigón

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	3.665,67	1	3.665,67	189,92	0,000
Dentro de tratamientos	87.048,3	4.510	19,30		
Total sobre la media global	90.714,0	4.511			

Tabla 3.136. Tabla ANOVA de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según las aditivos al hormigón.

Nivel	Tamaño muestral	Rango promedio
1	4.054	2.178,66
2	458	2.945,48
Estadístico		142,603
P-Valor		0,000

Tabla 3.137. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según las aditivos al hormigón.

El test de Rangos Múltiples muestra una diferencia significativa entre el par de medias 1-2. Por lo tanto, el aditivo superplastificante produce una mayor resistencia a compresión del hormigón a la edad de 28 días (Fig. 3.44.a,b).

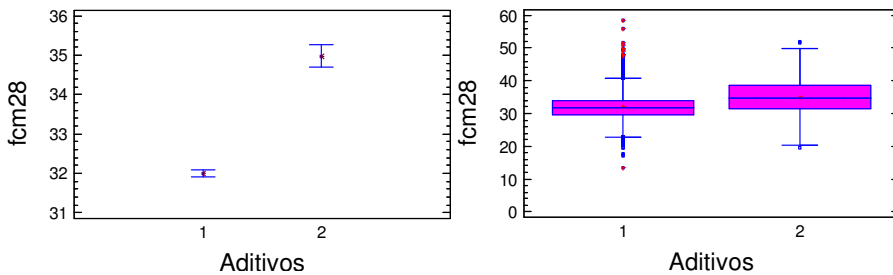


Fig. 3.44. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable aditivos de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm28.

La última comprobación del HA-25/B/20/IIa se realiza sobre la variable fcm60. Esta se distribuye de un modo normal (Tabla 3.138). El ANOVA de la Tabla 3.139 prueba la hipótesis de diferencia significativa entre las medias de la variable independiente aditivos respecto de la variable dependiente fcm60. Por el contrario, el test de Rangos Múltiples no muestra diferencia estadísticamente significativa entre el par de medias.

Caso Estadístico	1	2	Total
Frecuencia	580	13	593
Media	34,17	37,52	34,48
Varianza	31,76	60,87	32,51
Desviación Típica	5,63	7,8	5,7
Mínimo	18,9	22,8	18,9
Máximo	60,1	45,0	60,1
Rango	41,2	22,2	41,2
Asimetría Tipificada	3,05	-1,39	2,80
Curtosis Tipificada	1,29	-0,52	0,75

Tabla 3.138. Resumen de estadísticos de la variable fcm60 de la muestra HA-25/B/20/IIa según los aditivos al hormigón

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	122,62	1	122,624	3,79	0,052
Dentro de tratamientos	19.124,5	591	32,35		
Total sobre la media global	19.247,1	592			

Tabla 3.139. Tabla ANOVA de la variable fcm60 de la muestra HA-25/B/20/IIa según las aditivos al hormigón.

Respecto del análisis del hormigón HA-30/B/20/IIa inicialmente se analiza la variable fcm3. Esta variable se distribuye normalmente. El ANOVA de la Tabla 3.140 prueba que no existe diferencia significativa entre las medias de la variable independiente, aditivos, respecto de la variable dependiente fcm3.

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	31,73	1	31,73	1,55	0,21
Dentro de tratamientos	6.779,06	331	20,48		
Total sobre la media global	6.810,79	332			

Tabla 3.140. ANOVA de la variable fcm3 de la muestra HA-30/B/20/IIa según las aditivos al hormigón.

La segunda comprobación se realiza sobre la variable fcm7. Esta presenta una distribución moderadamente normal (Tabla 3.141). El ANOVA (Tabla 3.142) y el test de contraste de medianas (Tabla 3.143) prueban la

hipótesis de diferencia significativa entre las medias y medianas de la variable independiente aditivos respecto de la variable dependiente fcm7.

Caso Estadístico	1	2	Total
Frecuencia	893	322	1.215
Media	32,11	35,14	32,92
Varianza	16,83	28,89	21,80
Desviación Típica	4,10	5,37	4,66
Mínimo	19,2	20,1	19,2
Máximo	48,0	51,5	51,5
Rango	28,8	31,4	32,3
Asimetría Tipificada	6,32	1,91	8,49
Curtosis Tipificada	5,54	-0,51	4,61

Tabla 3.141. Resumen de estadísticos de la variable fcm7 de la muestra HA-30/B/20/IIa según los aditivos al hormigón

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	2.173,29	1	2.173,29	108,50	0,000
Dentro de tratamientos	24.296,3	1.213	20,03		
Total sobre la media global	26.469,8	1.214			

Tabla 3.142. Tabla ANOVA de la variable fcm7 de la muestra HA-30/B/20/IIa según los aditivos al hormigón.

Nivel	Tamaño muestral	Rango promedio
1	893	553,20
2	322	759,96
Estadístico		82,17
P-Valor		0,000

Tabla 3.143. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm7 de la muestra HA-30/B/20/IIa según los aditivos al hormigón.

El test de Rangos Múltiples muestra diferencia significativa entre el par de medias 1-2. Por lo tanto, se puede afirmar que el aditivo superplastificante produce una mayor resistencia a compresión en el hormigón que el plastificante a la edad de 7 días (Fig. 3.45.a,b).

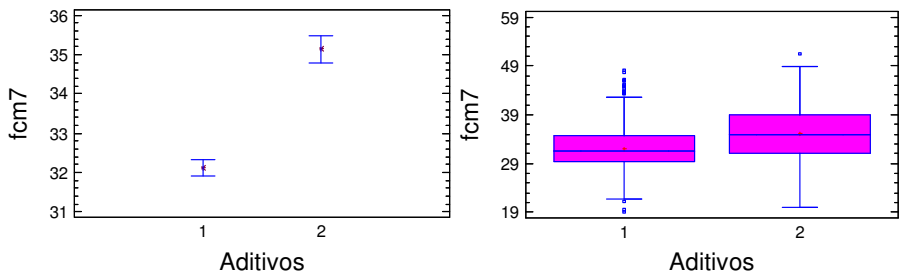


Fig. 3.45. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable aditivos de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm7.

La tercera comprobación se realiza sobre la variable fcm28. Esta presenta una distribución moderadamente normal (Tabla 3.144). El ANOVA (Tabla 3.145) y el test de contraste de medianas (Tabla 3.146) prueban la hipótesis de diferencia significativa entre las medias y medianas de la variable independiente aditivos respecto de la variable dependiente fcm28.

Caso Estadístico	1	2	Total
Frecuencia	897	316	1.213
Media	37,10	42,99	38,64
Varianza	21,33	35,70	31,71
Desviación Típica	4,61	5,97	5,63
Mínimo	21,5	27,2	21,5
Máximo	56,7	63,7	63,7
Rango	35,2	36,5	42,2
Asimetría Tipificada	0,99	1,81	6,93
Curtosis Tipificada	6,76	0,11	6,64

Tabla 3.144. Resumen de estadísticos de la variable fcm28 de la muestra HA-30/B/20/IIa según los aditivos al hormigón

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	8.802,63	1	8.082,63	322,39	0,000
Dentro de tratamientos	30.361,3	1.211	25,07		
Total sobre la media global	38.444,0	1.212			

Tabla 3.145. Tabla ANOVA de la variable fcm28 de la muestra HA-30/B/20/IIa según los aditivos al hormigón.

Nivel	Tamaño muestral	Rango promedio
1	897	517,80
2	316	860,18
Estadístico		223,22
P-Valor		0,000

Tabla 3.146. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm28 de la muestra HA-30/B/20/IIa según las aditivos al hormigón.

El test de Rangos Múltiples muestra diferencia significativa entre el par de medias 1-2. Por lo tanto, se puede afirmar que el aditivo superplastificante produce una mayor resistencia a compresión en el hormigón a la edad de 28 días que el pastificante (Fig. 3.46.a,b).

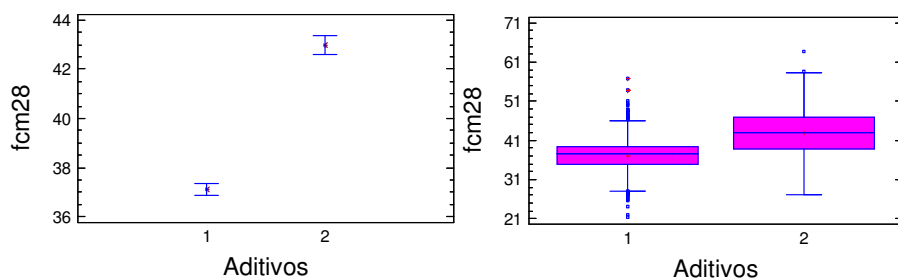


Fig. 3.46. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable aditivos de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm28.

La última comprobación del HA-30/B/20/IIa se realiza sobre la variable fcm60. Esta presenta una distribución normal (Tabla 3.147). El ANOVA de la Tabla 3.148 prueba la hipótesis de diferencia significativa entre las medias de la variable independiente aditivos respecto de la variable dependiente fcm60, con un nivel de confianza del 95%.

Caso Estadístico	1	2	Total
Frecuencia	174	242	416
Media	40,14	48,43	44,96
Varianza	30,99	39,44	52,58
Desviación Típica	5,56	6,28	7,25
Mínimo	22,6	33,0	22,6
Máximo	56,5	68,1	68,1
Rango	33,9	35,1	45,5
Asimetría Tipificada	2,03	1,62	2,01
Curfosis Tipificada	1,79	0,54	-0,33

280 **Tabla 3.147.** Resumen de estadísticos de la variable fcm60 de la muestra HA-30/B/20/IIa según los aditivos al hormigón

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	6.954,63	1	6.954,63	193,64	0,000
Dentro de tratamientos	14.869,2	414	35,91		
Total sobre la media global	21.823,8	415			

Tabla 3.148. Tabla ANOVA de la variable fcm60 de la muestra HA-30/B/20/IIa según los aditivos al hormigón.

El test de Rangos Múltiples muestra diferencia estadísticamente significativa entre el par de medias 1-2. Por lo tanto, se puede afirmar que el aditivo superplastificante produce mayor resistencia a compresión en el hormigón a la edad de 60 días que el plastificante (Fig. 3.47).

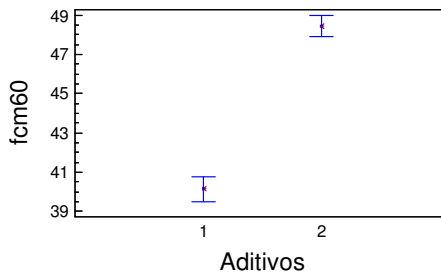


Fig. 3.47. Gráfico de medias de la variable aditivos de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm60.

III.3.8. Según Consistencia

En este apartado se analiza la influencia de la consistencia en la evolución de la resistencia a compresión del hormigón preparado de obra HA-25/B/20/IIa y HA-30/B/20/IIa. En este estudio los hormigones analizados poseen una consistencia blanda, por lo tanto, el rango del asiento (en el ensayo del cono de Abrams) estudiado es de 5 a 14 cm.

Inicialmente se ha estudiado el hormigón HA-25/B/20/IIa. La primera comprobación sobre este hormigón se realiza sobre la variable fcm3. En esta primera comprobación solo se ha analizado el rango de asiento de 6 a 10 cm, puesto que los datos de los demás asientos se han

considerado como no representativos. La distribución de esta variable es moderadamente normal (Tabla 3.149). El ANOVA (Tabla 3.150) y el test de contraste de medianas (Tabla 3.151) con valores de probabilidad menores a 0,05 prueban la hipótesis de diferencia significativa entre las medias y medianas de la variable independiente, consistencia, respecto de la variable dependiente fcm3, con un nivel de confianza del 95%.

Caso Estadístico	6	7	8	9	10	Total
Frecuencia	51	143	425	295	102	1.016
Media	22,72	23,86	23,89	22,81	21,56	23,28
Varianza	18,9	14,59	18,82	18,37	10,52	17,78
Desviación Típica	4,34	3,82	4,33	4,28	3,24	4,21
Mínimo	11,0	13,0	11,4	11,0	11,0	13,2
Máximo	33,85	34,3	42,9	40,4	29,5	42,9
Rango	22,85	21,3	31,5	29,4	16,3	31,9
Asimetría Tipificada	0,45	1,04	5,95	5,86	0,21	8,42
Curtosis Tipificada	1,49	0,14	7,30	6,28	-0,40	9,72

Tabla 3.149. Resumen de estadísticos de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la consistencia.

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	586,94	4	146,736	8,49	0,000
Dentro de tratamientos	17.464,7	1.011	17,27		
Total sobre la media global	18.051,6	1.015			

Tabla 3.150. Tabla ANOVA de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la consistencia.

Nivel	Tamaño muestral	Rango promedio
6	51	474,73
7	143	559,99
8	425	552,04
9	295	468,125
10	102	388,52
Estadístico		37,07
P-Valor		1,73552 E-7

Tabla 3.151. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la consistencia.

El test de Rangos Múltiples muestra diferencia significativa entre los siguientes pares de medias 7-9, 7-10, 8-9, 8-10 y 9-10. Por lo tanto, se

puede considerar que una menor consistencia produce mayor resistencia a compresión a la edad de 3 días (Fig. 3.48.a,b).

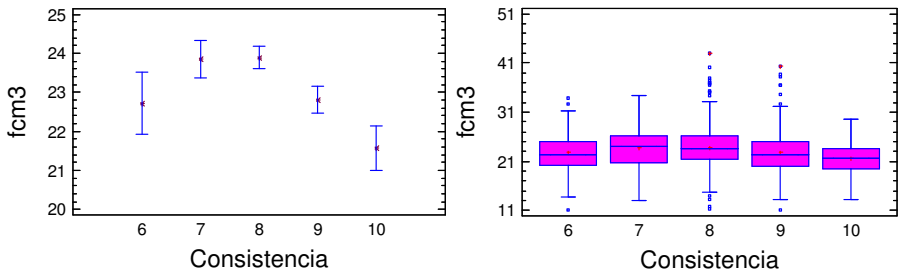


Fig. 3.48. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable consistencia de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm3.

La segunda comprobación se realiza sobre la variable fcm7. La distribución de esta variable es ligeramente normal (Tabla 3.152). El ANOVA (Tabla 3.153) y el test de Kruskal-Wallis (Tabla 3.154) prueban la hipótesis de diferencia estadísticamente significativa entre las medias y medianas de la variable independiente, consistencia, respecto de la variable dependiente fcm7.

Caso Estadístico	6	7	8	9	10	11	12	13	14	Total
Frecuencia	305	859	2.125	1.462	486	41	39	11	17	5.345
Media	28,64	27,64	26,93	26,47	25,88	27,17	26,89	28,13	26,7	26,93
Varianza	23,04	19,96	18,24	16,89	17,0	16,75	18,3	8,85	33,36	18,71
Desviación Típica	4,8	4,46	4,27	4,11	4,12	4,09	4,27	2,97	5,77	4,32
Mínimo	13,6	14,9	12,3	9,6	9,0	18,4	17,5	24,15	17,3	9,0
Máximo	43,85	44,5	45,8	42,8	38,35	36,65	36,85	33,35	38,7	45,8
Rango	30,25	29,6	33,5	33,2	29,35	18,25	19,35	9,2	21,4	36,8
Asimetría Tipificada	2,62	5,32	9,5	3,25	-0,15	-0,00	-0,04	0,22	0,88	11,56
Curstosis Tipificada	2,19	3,62	8,62	6,53	2,61	-0,65	-0,18	-0,47	-0,35	12,49

Tabla 3.152. Resumen de estadísticos de la variable fcm7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la consistencia.

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	2.198,43	8	274,804	14,99	0,000
Dentro de tratamientos	97.823,5	5.336	18,3327		
Total sobre la media global	100.022,0	5.344			

Tabla 3.153. Tabla ANOVA de la variable fcm7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la consistencia.

Nivel	Tamaño muestral	Rango promedio
6	305	3.245,12
7	859	2.919,74
8	2.125	2.661,78
9	1.462	2.534,6
10	486	2.319,77
11	41	2.812,01
12	39	2.740,54
13	11	3.315,41
14	17	2.437,56
Estadístico		103,94
P-Valor		0,000

Tabla 3.154. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la consistencia.

El test de Rangos Múltiples prueba la diferencia significativa entre los siguientes pares de medias 6-7, 6-8, 6-9, 6-10, 6-11, 6-12, 7-8, 7-9, 7-10, 8-9, 8-10 y 9-10. Por lo tanto, se puede afirmar que estadísticamente la resistencia del hormigón a la edad de 7 días aumenta si la consistencia disminuye. Los valores de los niveles 11, 12, 13 y 14 muestran resultados dispares, esto puede ser debido a los escasos datos de cada nivel (Fig. 3.49.a,b).

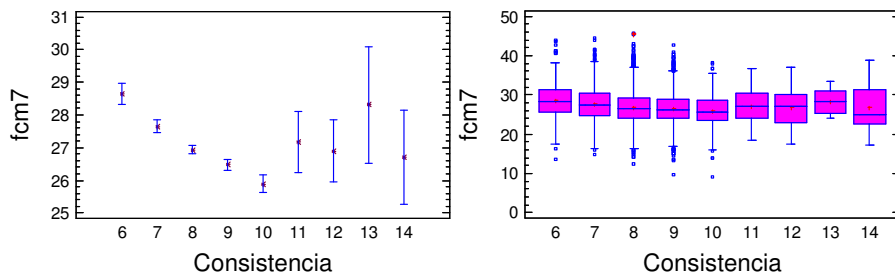


Fig. 3.49. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable consistencia de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm7.

La tercera comprobación se realiza sobre la variable fcm28. Esta muestra una distribución ligeramente normal (Tabla 3.155). El ANOVA (Tabla 3.156) y el test de contraste de medias (Tabla 3.157) prueban la hipótesis de diferencia estadísticamente significativa entre las medias y medianas de la variable independiente, consistencia, respecto de la variable dependiente fcm28.

Caso Estadístico	6	7	8	9	10	11	12	13	14	Total
Frecuencia	312	886	2.154	1.465	492	39	35	12	17	5.412
Media	35,56	33,95	32,89	32,18	32,09	33,041	34,64	36,36	34,2	32,98
Varianza	30,73	24,76	22,16	20,10	21,51	28,69	21,79	10,93	37,05	2333
Desviación Típica	4,54	4,97	4,70	4,46	4,63	5,35	4,66	3,30	6,08	4,83
Mínimo	17,6	17,1	16,1	13,6	13,5	21,4	25,8	30,9	23,5	13,5
Máximo	50,9	52,7	58,6	55,8	45,7	44,2	46,5	41,15	44,25	58,6
Rango	33,3	35,6	42,5	42,2	32,2	22,8	20,7	10,25	20,75	45,1
Asimetría Tipificada	20,5	6,53	11,79	8,88	0,73	-0,64	-0,16	-0,42	0,36	16,32
Curstosis Tipificada	-0,25	4,68	7,91	12,66	2,27	-0,67	0,007	-0,65	-0,61	13,20

Tabla 3.155. Resumen de estadísticos de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la consistencia.

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	4.515,63	8	564,454	25,05	0,000
Dentro de tratamientos	121.740,0	5.403	22,5318		
Total sobre la media global	126.255,0	5.411			

Tabla 3.156. Tabla ANOVA de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la consistencia.

Nivel	Tamaño muestral	Rango promedio
6	312	3.459,69
7	886	3.027,19
8	2.154	2.667,72
9	1.465	2.460,57
10	492	2.455,63
11	39	2.859,29
12	35	3.338,29
13	12	3.979,88
14	17	2.986,74
Estadístico		174,749
P-Valor		0,000

Tabla 3.157. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la consistencia.

El test de Rangos Múltiples muestra diferencia significativa entre los siguientes pares de medias 6-7, 6-8, 6-9, 6-10, 6-11, 7-8, 7-9, 7-10, 8-9, 8-10, 8-12, 8-13, 9-12, 9-13, 10-12, 10-13 y 11-13. Por lo tanto, como en el caso de la variable fcm7, se puede afirmar que estadísticamente la resistencia del hormigón a la edad de 28 días aumenta si la consistencia disminuye. Los valores de los niveles 11, 12, 13 y 14 muestran resultados

disparos, esto puede ser debido a los escasos datos de cada nivel (Fig. 3.50.a,b).

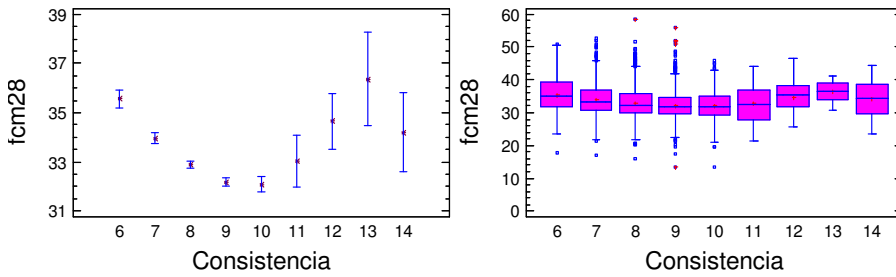


Fig. 3.50. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable consistencia de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm28.

La última comprobación sobre el HA-25/B/20/IIa se realiza sobre la variable fcm60. Esta presenta una distribución normal (Tabla 3.158). EL ANOVA de la Tabla 3.159 prueba la hipótesis de diferencia significativa entre las medias de la variable independiente, consistencia, respecto de la variable dependiente fcm60.

Caso Estadístico	7	8	9	10	Total
Frecuencia	70	228	209	64	571
Media	35,61	34,69	34,166	31,88	34,29
Varianza	40,373	29,96	28,32	23,74	30,71
Desviación Típica	6,35	5,47	5,32	4,87	5,54
Mínimo	19,9	19,6	18,9	24,5	18,9
Máximo	49,5	50,2	47,5	44,8	50,2
Rango	29,6	30,6	28,6	20,3	31,3
Asimetría Tipificada	-0,51	0,33	0,15	2,46	1,08
Curtosis Tipificada	-0,54	-1,08	-0,79	0,32	-1,78

Tabla 3.158. Resumen de estadísticos de la variable fcm60 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la consistencia.

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	533,62	3	177,876	5,94	0,0005
Dentro de tratamientos	16.975,8	567	29,93		
Total sobre la media global	17.509,4	570			

Tabla 3.159. Tabla ANOVA de la variable fcm60 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la consistencia.

El test de Rangos Múltiples muestra diferencia significativa entre los siguientes pares de medias 7-10, 8-10 y 9-10. Por lo tanto, del mismo modo que en los casos fcm3, fcm7 y fcm28, se prueba que a menor consistencia del hormigón se produce una mayor resistencia a compresión a 60 días (Fig. 3.51).

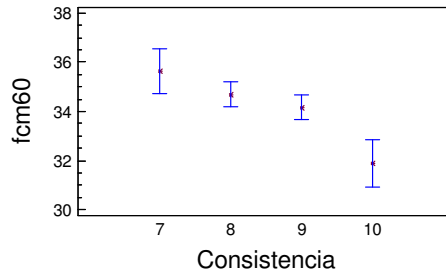


Fig. 3.51. Gráfico de medias de la variable consistencia de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm60.

Respecto del hormigón Ha-30/B/20/IIa la primera comprobación se realiza sobre la variable fcm3. En este caso solo se han analizado los datos de las consistencias de 7, 8, 9 y 10 cm. Esta variable presenta una distribución normal (Tabla 3.160). EL ANOVA de la Tabla 3.161 prueba que no hay diferencia significativa entre las medias de la variable independiente, consistencia, respecto de la variable dependiente fcm3. Este resultado puede ser no concluyente puesto que se dispone de pocos datos.

Caso Estadístico	7	8	9	10	Total
Frecuencia	59	140	99	28	326
Media	30,25	29,13	28,83	29,75	29,30
Varianza	20,675	18,84	19,27	25,03	19,90
Desviación Típica	4,54	4,34	4,39	5,03	4,46
Mínimo	18,35	16,3	17,1	20,9	16,3
Máximo	42,0	37,8	45,9	44,8	45,9
Rango	23,65	21,5	28,8	23,9	29,6
Asimetría Tipificada	0,6	-2,13	2,06	1,66	0,79
Curtosis Tipificada	0,33	0,32	4,11	1,88	2,99

Tabla 3.160. Resumen de estadísticos de la variable fcm3 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la consistencia.

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	84,99	3	28,33	1,43	0,23
Dentro de tratamientos	6.384,42	322	19,82		
Total sobre la media global	6.469,42	325			

Tabla 3.161. Tabla ANOVA de la variable fcm3 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la consistencia.

La segunda comprobación se realiza sobre la variable fcm7. Esta presenta una distribución moderadamente normal (Tabla 3.162). El ANOVA (Tabla 3.163) y el test de contraste de medianas (Tabla 3.164) prueban la hipótesis de diferencia estadísticamente significativa entre las medias y medianas de la variable independiente, consistencia, respecto de la variable dependiente fcm7, con un nivel de confianza del 95%.

Caso Estadístico	5	6	7	8	9	10	11	12	Total
Frecuencia	3	22	221	571	370	101	5	5	1.295
Media	34,76	34,77	33,59	33,15	32,90	31,72	26,67	27,1	33,04
Varianza	16,40	29,41	24,70	23,59	17,87	13,09	35,9	5,78	21,78
Desviación Típica	4,05	5,42	4,97	4,85	4,22	3,61	5,99	2,4	4,66
Mínimo	31,9	25,95	21,7	20,1	22,0	24,0	19,6	25,4	19,6
Máximo	39,4	43,75	51,4	51,5	48,8	46,2	32,75	28,8	51,5
Rango	7,5	17,8	29,7	31,4	26,8	22,2	13,15	3,4	31,9
Asimetría Tipificada	1,12	0,36	3,33	6,19	4,56	3,36	-0,25		8,89
Curiosis Tipificada		-1,20	1,46	2,41	2,99	2,80	-1,26		4,53

Tabla 3.162. Resumen de estadísticos de la variable fcm7 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la consistencia.

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	605,55	7	86,50	4,04	0,0002
Dentro de tratamientos	27.590,3	1.287	21,4377		
Total sobre la media global	28.195,9	1.294			

Tabla 3.163. Tabla ANOVA de la variable fcm7 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la consistencia.

Nivel	Tamaño muestral	Rango promedio
5	3	825,33
6	22	779,75
7	221	690,67
8	571	651,87
9	370	645,6
10	101	536,37
11	5	277,4
12	2	117,75
Estadístico		24,28
P-Valor		0,00101

Tabla 3.164. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm7 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la consistencia.

El test de Rangos Múltiples muestra diferencia estadísticamente significativa entre los siguientes pares de medias 5-11, 6-10, 6-11, 6-12, 7-10, 7-11, 7-12, 8-10, 8-11, 9-10, 9-11 y 10-11. Por lo tanto, se puede afirmar que estadísticamente una menor consistencia produce una mayor resistencia a compresión del hormigón a la edad de 7 días (Fig. 3.52.a,b).

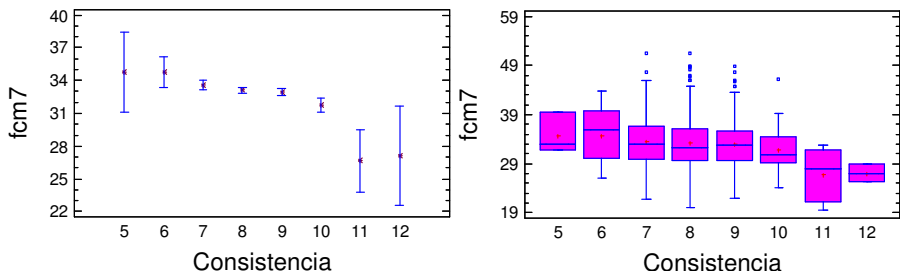


Fig. 3.52. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable consistencia de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm7.

La tercera comprobación se realiza sobre la variable fcm28. En este caso se analiza el rango de consistencias de 5-12 cm. La distribución de esta variable es moderadamente normal (Tabla 3.165). El ANOVA (Tabla 3.166) muestra diferencia significativa estadísticamente entre las medias y medianas de la variable independiente, consistencia, respecto de la variable dependiente fcm28, con un nivel de confianza del 95%, sin embargo, el test de contraste de medianas (Tabla 3.167) da como resultado una probabilidad de 0,07 superior ligeramente a 0,05, en este caso se considera como significativo.

Caso Estadístico	5	6	7	8	9	10	11	12	Total
Frecuencia	3	22	222	569	372	102	5	2	1.297
Media	42,48	40,91	39,25	39,02	38,46	38,35	33,1	33,7	38,85
Varianza	54,31	35,30	41,77	33,11	26,42	20,83	21,32	0,00	31,92
Desviación Típica	7,36	5,94	6,46	5,75	5,14	4,56	4,61	0,00	5,64
Mínimo	36,6	28,6	24,45	25,85	21,9	27,3	26,2	33,7	21,45
Máximo	50,75	53,45	63,7	57,1	54,2	48,55	38,1	33,7	63,7
Rango	14,15	24,85	42,25	31,25	32,3	21,25	11,9	0,0	42,25
Asimetría Tipificada	0,92	0,28	3,55	5,19	1,29	-0,33	-0,63		6,87
Curtosis Tipificada		0,03	3,59	2,36	2,3	-0,31	0,14		6,059

Tabla 3.165. Resumen de estadísticos de la variable fcm28 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la consistencia.

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	485,05	7	69,2929	2,189	0,0331
Dentro de tratamientos	40.884,8	1.289	31,71		
Total sobre la media global	41.369,8	1.296			

Tabla 3.166. Tabla ANOVA de la variable fcm28 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la consistencia.

Nivel	Tamaño muestral	Rango promedio
5	3	849,0
6	22	781,18
7	222	667,07
8	569	651,91
9	372	635,52
10	102	635,68
11	5	264,2
12	2	208,0
Estadístico		12,80
P-Valor		0,07

Tabla 3.167. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm28 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la consistencia.

El test de Rangos Múltiples muestra diferencia significativa entre los siguientes pares de medias 5-11, 6-9, 6-11, 7-11, 8-11 y 10-11. Por lo tanto, se refuerza la afirmación que estadísticamente a menor consistencia se produce una mayor resistencia a compresión del hormigón a la edad de 28 días (Fig. 3.53.a,b).

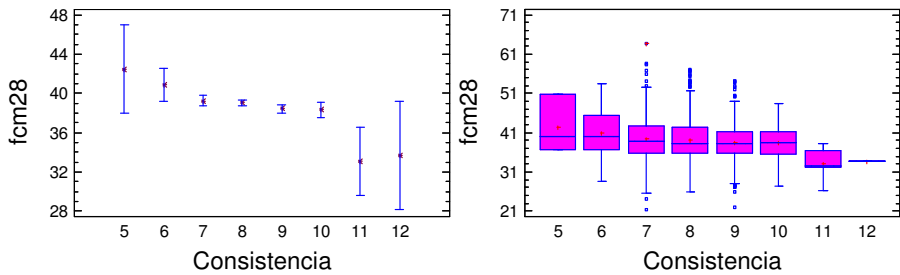


Fig. 3.53. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable consistencia de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm28.

La última comprobación se realiza sobre la variable fcm60. Esta se presenta una distribución normal (Tabla 3.168). El ANOVA de la Tabla 3.169 prueba la diferencia significativa estadísticamente entre las medias de la variable independiente, consistencia, respecto de la variable dependiente fcm60, con un nivel de confianza del 95%.

Caso Estadístico	7	8	9	10	11	Total
Frecuencia	54	192	137	26	3	412
Media	46,60	45,64	44,57	41,88	33,86	45,09
Varianza	70,68	51,77	42,47	27,57	3,94	51,03
Desviación Típica	8,84	7,19	6,51	5,25	1,95	7,14
Mínimo	27,8	31,3	31,3	30,7	31,6	27,8
Máximo	68,1	64,0	61,5	51,2	35,3	68,1
Rango	40,3	32,7	30,2	20,5	3,7	40,3
Asimetría Tipificada	1,10	1,09	1,22	-0,41	-1,11	2,57
Curiosis Tipificada	0,18	-1,67	-0,49	0,06		-0,78

Tabla 3.168. Resumen de estadísticos de la variable fcm60 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la consistencia.

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	864,88	4	216,22	4,38	0,0018
Dentro de tratamientos	20.109,7	407	49,4095		
Total sobre la media global	20.974,5	411			

Tabla 3.169. Tabla ANOVA de la variable fcm60 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la consistencia.

El test de Rangos Múltiples prueba la diferencia estadísticamente significativa entre los siguientes pares de medias 7-10, 7-11, 8-10, 8-11 y 9-10. Por lo tanto, como en los casos anteriores se puede afirmar que

estadísticamente un menor consistencia produce una mayor resistencia en el hormigón HA-30/B/20/IIa a la edad de 60 días (Fig. 3.54).

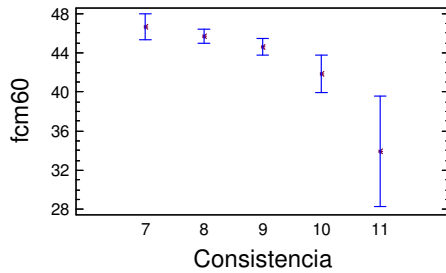


Fig. 3.54. Gráfico de medias de la variable consistencia de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm60.

III.3.9. Según Combinación de Parámetros

En este apartado se analiza la influencia de la combinación de los diferentes parámetros anteriormente analizados, en los apartados III.3.1 a III.3.8, sobre la resistencia a compresión del hormigón preparado de obra HA-25/B/20/IIa y HA-30/B/20/IIa a la edad de 28 días.

Para el análisis del HA-25/B/20/IIa, este se ha subdividido según el tipo de cemento empleado en su fabricación en dos grandes grupos: el primero consta de los hormigones compuestos por cemento tipo II "Cem II" (2XX), y el segundo por el compuesto por cemento tipo I "Cem I" (1XX) (Tabla 3.170).

Caso Estadístico	0	101	102	200	201	202	210	211	212	220	221	222	Total
Frecuencia	919	218	3	6	343	40	18	2.702	179	7	841	157	5.433
Media	36,29	31,21	35,33	27,86	32,14	36,45	36,87	32,32	34,43	28,47	31,58	34,24	32,98
Desviación Típica	4,97	3,88	4,21	2,91	4,57	6,56	9,65	4,26	5,68	6,32	4,5	4,76	4,85
Coefficiente variación	13,71	12,43	11,94	10,47	14,22	18,02	26,1	13,21	16,49	22,19	14,27	13,91	14,70
Mínimo	13,5	22,5	30,6	24,3	21,5	24,2	23,3	13,6	19,4	16,1	17,6	20,3	13,5
Máximo	52,7	44,4	38,7	32,0	49,7	49,9	52,1	58,6	51,9	35,1	50,8	42,5	58,6
Rango	39,2	21,9	8,1	7,7	28,2	25,7	28,8	45,0	32,5	19,0	33,2	22,2	45,1
Asimetría Tipificada	0,6	1,73	-0,9	0,21	7,03	0,46	0,21	14,5	1,89	-1,49	2,5	-2,33	15,9
Curstosis Tipificada	3,13	-0,42		-0,61	6,55	-0,91	-1,32	20,66	-0,30	1,16	1,81	-0,97	12,65

Tabla 3.170. Tabla de resumen de estadísticos de la muestra de HA-25/B/20/IIa.

Los códigos de la tabla anterior corresponden a los siguientes casos del hormigón HA-25/B/20/IIa: El primer número de los tres corresponde al tipo de cemento, 1 para el caso de Cem. I y 2 para Cem. II; el segundo número corresponde a la adición del hormigón proporcionada por el cemento, 1 para el caso de adición caliza y 2 para cenizas volantes; el tercer número corresponde al aditivo, 1 para el caso de plastificante y 2 para superplastificante. El caso 0 se da en el hormigón que no posee ni adición ni aditivo. Por ejemplo el caso 212 corresponde al hormigón elaborado con Cem. II más adición caliza y aditivo superplastificante.

El ANOVA (Tabla 3.171) y el test de contraste (Tabla 3.172) prueban la diferencia significativa entre las medias y medianas de cada conjunto de variables independientes (de 0 a 222) respecto de la variable independiente fcm28, con un nivel de confianza del 95%.

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	15.509,4	11	1.409,94	68,02	0,000
Dentro de tratamientos	112.369,0	5.421	20,72		
Total sobre la media global	127.879,0	5.432			

Tabla 3.171. Tabla ANOVA de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la combinación de variables de la Tabla 3.160.

Nivel	Tamaño muestral	Rango promedio
0	919	3.786,24
101	218	2.132,3
102	3	3.566,67
200	6	933,41
201	343	2.417,95
202	40	3.590,0
210	18	3.214,58
211	2.702	2.498,99
212	179	3.114,82
220	7	1.676,0
221	841	2.301,53
222	157	3.266,24
Estadístico		637,72
P-Valor		0,000

Tabla 3.172. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la combinación de variables de la Tabla 3.160.

El test de Contraste Múltiple de Rangos prueba la diferencia significativa entre los siguientes pares de medias 0-101, 0-200, 0-201, 0-211, 0-212, 0-220, 0-221, 0-222, 101-201, 101-202, 101-210, 101-211, 101-212, 101-222, 102-200, 102-220, 200-201, 200-202, 200-210, 200-211, 200-212, 200-221, 200-222, 201-202, 201-210, 201-212, 201-220, 201-222, 202-211, 202-212, 202-220, 202-221, 202-222, 210-211, 210-212, 210-220, 210-221, 210-222, 211-212, 211-221, 211-222, 212-220, 212-221, 220-222 y 221-222. Por lo tanto, tal y como se muestra en la Fig. 3.55 estadísticamente el empleo de superplastificantes frente al de plastificantes, la adición caliza frente a las cenizas así como el Cem. II frente al Cem. I producen un incremento de la resistencia a compresión del hormigón preparado de obra la edad de 28 días. Este resultado reafirma los resultados expuestos anteriormente en los apartados III.3.1 a III.3.9 de la presente tesis doctoral.

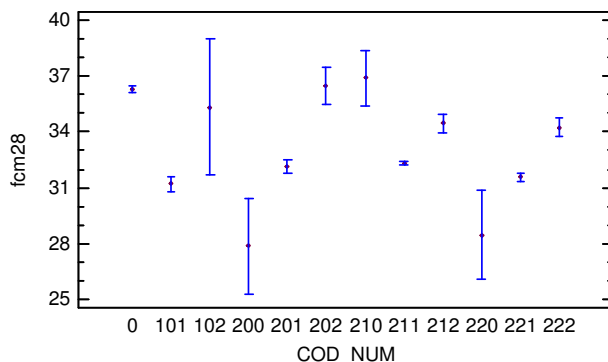


Fig. 3.55. Gráfico de medias de la combinación de variables de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm28.

Para el estudio de las interacciones entre las adiciones y aditivos seleccionamos los tipos 211, 212, 221 y 222. Estos presentan una distribución ligeramente normal (Tabla 3.170). El ANOVA (Tabla 3.173) y el test de contraste de medianas (Tabla 3.174) prueban la diferencia estadísticamente significativa entre las medias y medianas de los tipos 211 a 222 respecto a la variable fcm28.

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	1.841,06	3	613,686	31,46	0,000
Dentro de tratamientos	75.597,3	3.875	19,509		
Total sobre la media global	77.438,4	3.878			

Tabla 3.173. Tabla ANOVA de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según los tipos 211 a 222.

Nivel	Tamaño muestral	Rango promedio
211	2.702	1.931,32
212	179	2.356,33
221	841	1.777,17
222	157	2.486,85
Estadístico		80,11
P-Valor		0,000

Tabla 3.174. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según los tipo de 211 a 222.

La prueba de rangos múltiples muestra la diferencia estadísticamente significativa entre los pares de medias siguientes 211-212, 211-221, 211-222, 212-221 y 221-222. Por lo tanto, se prueba estadísticamente que para estos tipos de hormigones elaborados con Cem. II la adición de caliza y el superplastificante produce una mayor resistencia a compresión a 28 días que la adición de cenizas volantes y plastificante (Fig. 3.56).

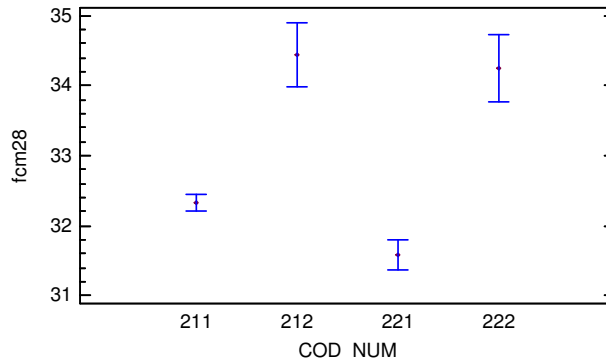


Fig. 3.56. Gráfico de medias de los tipos 211 a 222 de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm28.

Para realizar el estudio sobre el hormigón HA-30/B/20/IIa se realiza una subdivisión en grupos de un modo similar al efectuado para el HA-25/B/20/IIa (Tabla 2.175).

Caso Estadístico	0	101	102	201	211	212	221	222	Total
Frecuencia	96	13	12	29	750	272	135	2	1.309
Media	41,68	38,78	44,81	36,57	37,10	43,23	37,61	48,65	38,85
Mediana	41,62	38,8	44,65	36,7	37,5	43,2	37,5	48,65	38,5
Desviación Típica	5,46	6,67	3,25	4,21	4,45	6,11	5,40	3,04	5,67
Coefficiente variación	13,12	17,22	7,27	11,52	12,00	14,14	14,38	6,25	14,60
Mínimo	21,45	26,2	36,6	28,1	21,5	27,2	24,0	46,5	21,45
Máximo	56,85	47,1	49,1	43,3	56,7	63,7	53,8	50,8	63,7
Rango	35,4	20,9	12,5	15,2	35,2	36,5	29,8	4,3	42,25
Asimetría Tipificada	-0,57	-0,91	-1,79	-0,73	0,43	1,58	1,11		6,45
Curstosis Tipificada	2,66	-0,59	2,31	-0,36	7,31	0,02	0,97		6,07

Tabla 3.175. Tabla de resumen de estadísticos de la muestra de HA-30/B/20/IIa.

En la Tabla 3.165 se muestra que la distribución de la variable es moderadamente normal. El ANOVA (Tabla 3.176) y el test de contraste de medianas (Tabla 3.177) prueban la hipótesis de la diferencia significativa entre las medias y medianas de cada tipo de hormigón respecto de la variable fcm28.

Fuente	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Cuadrado medio	Cociente F	P-Valor
Entre tratamientos	9.257,32	7	1.322,47	52,32	0,000
Dentro de tratamientos	32.882,2	1.301	25,2746		
Total sobre la media global	42.139,5	1.308			

Tabla 3.176. Tabla ANOVA de la variable fcm28 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la combinación de variables de la Tabla 3.165.

Nivel	Tamaño muestral	Rango promedio
0	96	860,60
101	13	695,53
102	12	1.077,58
201	29	500,20
211	750	541,07
212	272	926,16
221	135	578,7
222	2	1.225,75
Estadístico		266,552
P-Valor		0,000

Tabla 3.177. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm28 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la combinación de variables de la Tabla 3.165.

El test de Contraste Múltiple de Rangos prueba la diferencia significativa entre los siguientes pares de medias 0-102, 0-201, 0-211, 0-212, 0-221, 101-102, 101,212, 101-222,102-201, 102-211, 102-221, 201-212, 201-222, 211-212, 211,222, 212-221 y 221-222. Por lo tanto, tal y como se muestra en la Fig. 3.57 estadísticamente el empleo de superplastificantes frente al de plastificantes, del mismo modo que en el HA-25, produce un incremento de la resistencia a compresión a 28 días; sin embargo, y a diferencia del HA-25 la adición cenizas volantes frente a las caliza así como el Cem. I frente al Cem. II también producen un incremento de la resistencia a compresión del hormigón preparado de obra la edad de 28 días. Este resultado reafirma los resultados expuestos anteriormente en los apartados. III.3.1 a III.3.9 de la presente tesis doctoral.

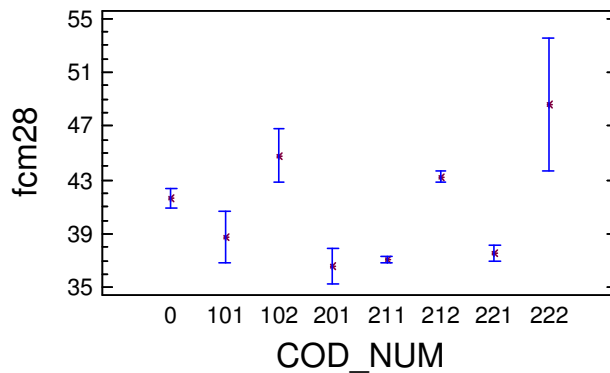


Fig. 3.57. Gráfico de medias de los tipos 0 a 222 de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm28.

IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

En este apartado se realiza el análisis de la evolución de la resistencia a compresión y tracción del hormigón preparado de obra, la comparación de estos, con los datos obtenidos en otras investigaciones, así como el ajuste del método de cálculo del periodo de descimbrado de Benlloch J., (1996). También se propone un nuevo método de cálculo de descimbrado y se realizan varios ejemplos de cálculo.

IV.1. Análisis de la Evolución de la Resistencia del Hormigón de Obra

En el estudio estadístico realizado sobre la evolución de la resistencia a compresión de los hormigones HA-25/B/20/IIa y HA-30/B/20/IIa (hormigones de la base de datos obtenida de los resultados de los diferentes laboratorios de control de calidad más empleados durante el periodo de tiempo de 2001-2011 y 2006-2011, respectivamente) se obtiene que en los meses de Junio y Julio la resistencia característica a compresión es la menor de todo el año (Fig. 4.1.a,b). Este resultado confirma los valores obtenidos en el estudio estadístico realizado por J. Ortiz, (2005), sobre el hormigón HA-25/B/20/IIa durante los años 2001 a 2007 y por Comella et al., (2002), sobre el HA-30.

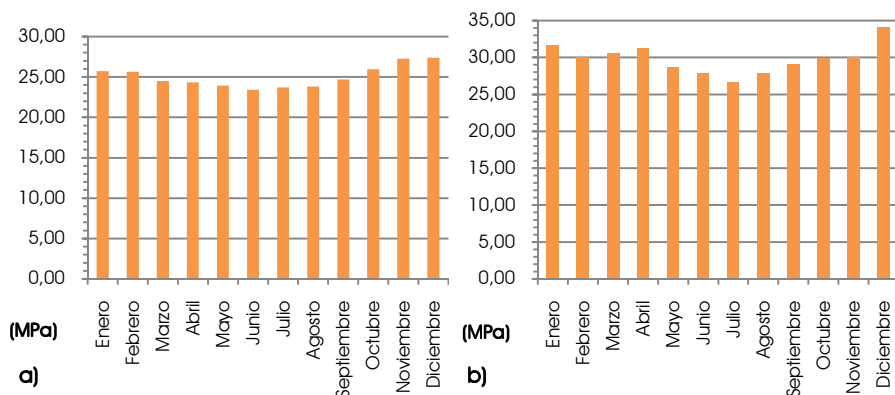


Fig. 4.1. Resistencia característica a 28 días durante todo el año. a) HA-25 y b) HA-30.

En cuanto a la evolución de la resistencia característica a compresión en ambos hormigones, los resultados obtenidos muestran que en los meses de mayor temperatura se desarrolla una mayor resistencia a edades tempranas (3 días) que los meses de menor temperatura, sin embargo, a edades intermedias (7 días) la resistencia es similar durante todo el año y, por el contrario a la edad de 28 días en los meses de mayor temperatura se desarrollan menores resistencias que en los meses de menor temperatura, sin llegar a alcanzar la resistencia característica mínima establecida para cada tipología de hormigón (Fig. 4.2). Este efecto denominado por Alexander y Taplin, (1962), como efecto cruzado (crossover effect) también se observa en la investigación realizada por J. Ortiz, (2005).

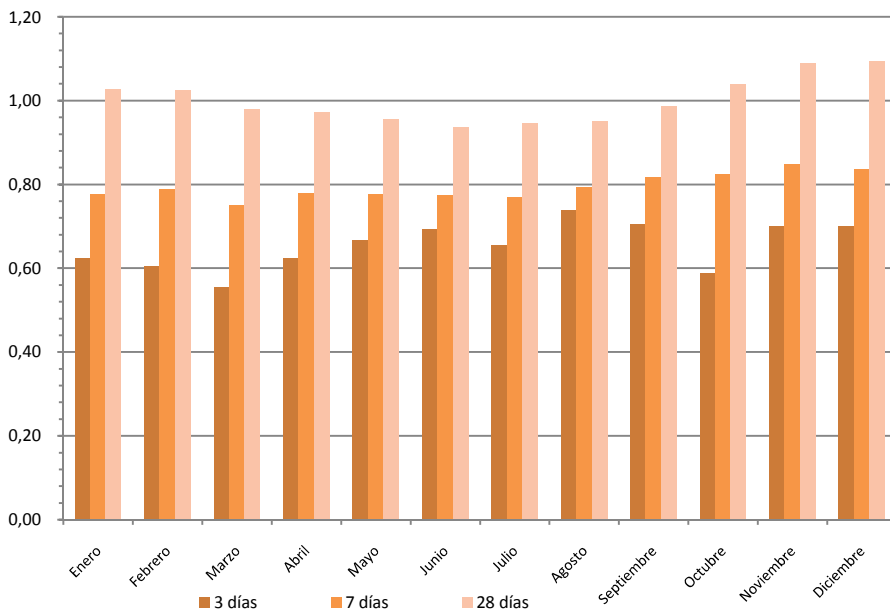


Fig. 4.2. Evolución de la resistencia característica a compresión del HA-25 durante todo el año.

En el estudio realizado sobre las diferentes estaciones del año (Tabla 4.1) también se observa en ambos hormigones el denominado efecto cruzado sobre la evolución de la resistencia característica a compresión. En este se demuestra que el invierno es la mejor estación del 300

año para la fabricación de hormigón, puesto que en verano la resistencia característica a 28 días en ambos hormigones es muy inferior a la desarrollada en condiciones de invierno.

Edad (días)	HA-25		HA-30	
	Invierno	Verano	Invierno	Verano
3	0,66	0,70	0,70	0,77
7	0,81	0,79	0,85	0,86
28	1,06	0,96	1,07	0,94

Tabla 4.1. Evolución de la resistencia característica a compresión del HA-25 y HA-30 durante las estaciones de verano e invierno (relación entre la resistencia a 3 y 7 días respecto de 28).

Los resultados obtenidos en función de la hora de hormigonado tanto para verano como invierno muestran que la resistencia a compresión a la edad de 28 días es mayor durante las últimas horas de la jornada laboral (de 16 a 17 horas) que durante el resto de la jornada (Figs. 4.3.a,b). Estos resultados contradicen los valores obtenidos en la tesis doctoral desarrollada por J. Ortiz, (2005), en la cual realiza un estudio sobre la resistencia a compresión del hormigón HA-30 durante el periodo de 8 a 18 horas del día. En su estudio simula en condiciones de laboratorio las temperaturas a las que se encuentra expuesto el hormigón a lo largo del día durante las estaciones de verano e invierno, obteniendo el mismo resultado para la estación de verano que en la presente tesis doctoral. En cambio, en las condiciones de invierno obtiene mayores resistencias al inicio del día con una pendiente descendente hasta al final de la jornada (Fig. 4.4).

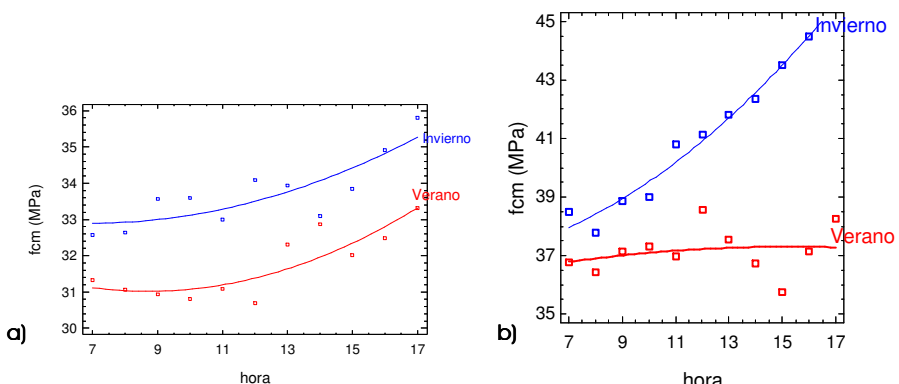


Fig. 4.3. Evolución de la resistencia característica a compresión durante el día. a) HA-25, b) HA-30.

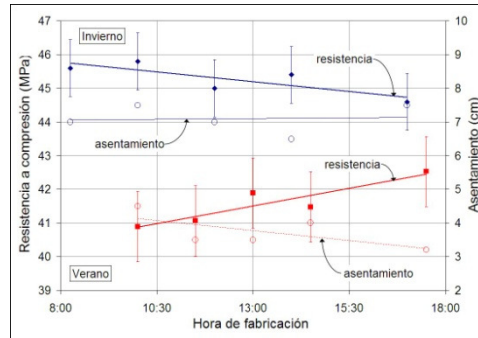


Fig. 4.4. Evolución de la resistencia media a compresión durante el día en las estaciones de verano e invierno del HA-30. Ortiz J., (2005).

Los resultados anteriores sobre la resistencia a compresión del hormigón en función de la estación, mes y hora de hormigonado se deben principalmente al efecto de la temperatura, puesto que en los tres casos la mayor resistencia a compresión a la edad de 28 días se produce en la estación, mes y hora del día de menor temperatura, lo que confirma las conclusiones de las respectivas investigaciones realizadas por Soroka, (1993), M. Mouret et al., (1999) y M. Gómez et al., (2008), recogidas en el apart. II.1.2.5.1 de la presente tesis doctoral.

IV.1.1. Evolución de la Resistencia a Compresión

Una vez realizado el estudio sobre la significación de los diferentes parámetros influyentes en la evolución de la resistencia a compresión de 3 a 28 días de los hormigones HA-25 y HA-30 (apart. III.3 de la presente tesis) se establecen las siguientes observaciones (Tabla 4.2):

Parámetros	HA-25				HA-30			
	3 días	7 días	28 días	60 días	3 días	7 días	28 días	60 días
Tipo Cem.								
Agua/Cem.								
Temperatura								
Tiemp. Cons.								
Cont. Cem.								
Adiciones								
Aditivos								
Consistencia								

Tabla 4.2. Significación de los diferentes parámetros en la evolución de la resistencia a compresión del hormigón (sombreado verde es igual a significativo).

- La temperatura es el parámetro más influyente en la resistencia a compresión durante todas las edades. A los 3 días se muestra un comportamiento ascendente de la resistencia a compresión desde bajas temperaturas hasta alcanzar su máximo en el intervalo de $30\text{ }^{\circ}\text{C} < T \leq 35\text{ }^{\circ}\text{C}$ y $35\text{ }^{\circ}\text{C} < T \leq 39\text{ }^{\circ}\text{C}$, para el HA-25 y HA-30, respectivamente. La elevada resistencia del Caso 2 en el HA-25 puede ser debida a la no representatividad de los datos que lo componen. A los 7 días la mayor resistencia en el HA-25 se produce a temperaturas medias como es el intervalo de 15 a 25 °C (casos 4 y 5), mostrando una pendiente descendente de la resistencia desde 15 a menos de 5°C y de 25 a más de 39 °C, sin embargo, en el HA-30 las mayores resistencias se alcanzan en el rango de 30 a 39 °C, mientras que a menor temperatura la resistencia muestra valores menores pero similares en todos los intervalos. En cuanto a los 28 días de edad la resistencia a compresión muestra valores similares en el rango de temperaturas de 5 a 20 °C, descendiendo considerablemente a temperaturas superiores. Por último, a los 60 días la resistencia a compresión es mayor a bajas temperaturas menores a 15 °C, mostrando un comportamiento descendente hasta alcanzar el mínimo a temperaturas de 35 a 39 °C. Estos resultados se corresponden con los obtenidos por F. Ortega, (2010), en los que afirma que la mayor resistencia a compresión a 28 días se logra en el rango de temperaturas de 5 a 10 °C.
- Los aditivos es un parámetro que influye en menor grado que la temperatura en la resistencia del hormigón. En el estudio realizado se muestra que los Superplastificantes producen una mayor resistencia en el hormigón que los plastificantes normales a cualquier edad. Sin embargo, en

condiciones de altas temperaturas como es la estación de verano se ratifica la afirmación realizada en el apart. II.1.2.6 por López de la Fuente y J. Palomo, (2004), donde se afirma que el empleo de la gran mayoría de aditivos comerciales no tienen capacidad para corregir las alteraciones evolutivas mecánico-resistentes que sufren los hormigones por efecto del curado a temperaturas superiores a la estándar.

- La consistencia también es un parámetro significativo en gran medida en la resistencia del hormigón. A cualquier edad del hormigón la consistencia de 6 a 7 cm es la que produce una mayor resistencia, en este tipo de hormigones con consistencia blanda. A medida que aumenta la consistencia se produce una disminución de la resistencia. Este resultado contradice las conclusiones de la tesis realizada por Ortiz, (2005), en la cual afirma que una menor consistencia produce una menor resistencia a compresión.
- El tipo de cemento tan solo influye a partir de los 28 días de edad, mostrando un comportamiento diferente en los dos tipos de hormigones, en el HA-25 el tipo II desarrolla mayores resistencias mientras que en el HA-30 se produce el fenómeno contrario. Este fenómeno puede deberse al mayor contenido de cemento de los HA-30.
- Las adiciones, al revés que el tipo de cemento son significativas a edades tempranas, produciendo una mayor resistencia la adición de caliza frente a las cenizas volantes.
- La relación agua/cemento y el contenido de cemento son significativos en el HA-25 desde los 3 a 28 días y en el HA-30 desde los 7 a los 60 días. Esto puede ser debido a la mayor cantidad mínima de cemento en el hormigón HA-30 que produce una menor variabilidad en la muestra de dicha variable. La resistencia a compresión a cualquier edad es

máxima cuando se emplea una relación agua/cemento menor a 0,40-0,50, y a medida que esta se incrementa la resistencia disminuye considerablemente. En cuanto al contenido de cemento se muestra en el caso del HA-25 que la resistencia a compresión máxima se alcanza mediante en el rango de contenido de cemento de 330 a 395 kg/m³. Por el contrario, si este disminuye la resistencia también disminuye. En el HA-30 el rango de contenido de cemento de 360 a 425 kg/m³ es el que produce una mayor resistencia.

- El tiempo de conservación de las probetas de hormigón en obra es significativo hasta los 28 días. La conservación en obra mayor a 24 horas produce una disminución de la resistencia del hormigón a todas las edades. En el caso del HA-30 los resultados son contradictorios al caso del HA-25, esto puede ser debido a la falta de representatividad de los datos de resistencias a 48 horas del HA-30.

Una vez comprobado que todos los parámetros analizados son significativos en la resistencia a compresión de ambos hormigones a la edad de 7 a 28 días, se ha realizado un estudio estadístico para el cálculo de la misma. En la Tabla 4.3 se muestran las variables que componen la regresión y el coeficiente R² (indica la variabilidad de la muestra que ajusta la regresión) de cada regresión para el hormigón HA-25/B/20/IIa fabricado con cemento Tipo I.

Variable Dependiente	Variable Independiente	Selección	R ²
fcm 28	fcm 7	Cem. I	61,62
fcm 28	A/C	Cem. I	40,92
fcm 28	Cont. Cem.	Cem. I	3,97
fcm 28	Temperatura	Cem. I	1,37
fcm 28	Consistencia	Cem. I	30,28
fcm 28	fcm. 7+ A/C + Cont. Cem	Cem. I	74,95

Tabla 4.3. Valor del R² de las regresiones para el cálculo de la resistencia a compresión a 28 días del hormigón HA-25/B/20/IIa fabricado con cemento Tipo I.

Por lo tanto, la regresión que mejor ajusta el modelo es :

$$fcm28 = 82,66 + 0,784 * fcm7 - 71,94 * A/C - 0,09 * Cont. cem \quad (4.1)$$

Donde: fcm7 es la resistencia a compresión a 7 días en MPa. A/C es la relación agua cemento. Cont. Cem es el contenido de cemento en Kg.

En cuanto al hormigón HA-25/B/20/Ila con cemento Tipo II se ha continuado con el agrupamiento realizado en el apartado III.3.9 de la presente tesis. En la Tabla 4.4 se realiza el estudio sobre cada grupo y cada variable, obteniéndose el mayor ajuste de cada grupo mediante la variable fcm7.

Grupo	fcm3	fcm7	Agua/cem.	Cont. Cem	Temp.	Consist.
211	18,2	43,2	0,1	0,8	4,1	1,5
212	40,7	74,4	7,8	0,2	19,0	0,9
221	52,2	68,5	11,7	1,4	1,5	1,6
222	52,0	79,5	0,4	5,3	0,6	0,1
Cem. II	52,0	51,4	0,4	0,5	2,9	1,3

Tabla 4.4. Valor del R² de las regresiones para el cálculo de la resistencia a compresión a 28 días del hormigón HA-25/B/20/Ila fabricado con cemento Tipo II.

Puesto que la variable que produce un mayor ajuste es fcm7, en la Tabla 4.5 se realiza la combinación de las variables de mayor ajuste de cada grupo, obteniéndose en los grupos 211, 212 y 222 un leve incremento de R² respecto al empleo único de la variable fcm7. Por el contrario, en el grupo 221 se produce un incremento de 15 puntos.

TIPO	Variables	R ²	Regresión
211	fcm3+fcm7	34,82	fcm28=15,666+0,197652*fcm3+0,447281*fcm7
211	fcm7+temp.	46,4	fcm28=16,2118+0,69415*fcm7- 0,575529*Temp.
212	fcm3+fcm7	73,28	fcm28=6,18519-0,0333444*fcm3+1,02424*fcm7
212	fcm7+A/C+temp	76,2	fcm28=8,9653-0,782514*A/C- 0,280262*Temp.+1,04632*fcm7
221	fcm3+fcm7	83,47	fcm28=5,89449+0,00365357*fcm3+0,988667*fcm7
222	fcm3+fcm7	73,62	fcm28 = 5,11302 + 0,465894*fcm3 + 0,809349*fcm7
222	fcm7+Cont. Cem	80,11	fcm28=6,39898+1,06673*fcm7 -0,448935*Cont. Cem

Tabla 4.5. Regresiones para el cálculo de la resistencia a compresión a 28 días del hormigón HA-25/B/20/Ila fabricado con cemento Tipo II.

Al mismo tiempo, en la Tabla 4.6 se muestran las regresiones para el cálculo de la resistencia a compresión a 28 días de todo el HA-25. Considerando el mejor ajuste mediante la regresión a partir de la resistencia a compresión a 7 días.

Variables	R ²	Regresión
fc _{m7}	59,92	$fc_{m28} = 9,72375 + 0,862773*fc_{m7}$
fc _{m7} +Temp.	56,40	$fc_{m28} = 13,5495 - 0,51602*Temp. + 0,795244*fc_{m7}$
fc _{m7} +Temp+A/C	55,42	$fc_{m28} = 13,9135 - 0,0251879*A/C - 0,511424*Temp. + 0,787278*fc_{m7}$
fc _{m7} +Temp+fc _{m3} +A/C	48,39	$fc_{m28} = 15,5775 + 0,188665*fc_{m3} + 1,37141*A/C - 1,04251*Temp. + 0,489403*fc_{m7}$
fc _{m7} +Temp+fc _{m3} +A/C+cont. Cem	48,16	$fc_{m28} = 15,6048 - 0,0315775*Cont_Cem + 0,189386*fc_{m3} + 1,37639*A/C - 1,04421*Temp. + 0,490039*fc_{m7}$
fc _{m7} +Temp+fc _{m3} +A/C+cont. Cem+Consis.	48,23	$fc_{m28} = 17,2247 - 0,164045*Consistencia + 0,0466763*Cont_Cem + 0,184283*fc_{m3} + 1,37452*A/C - 1,05142*Temp. + 0,488388*fc_{m7}$

Tabla 4.6. Regresiones para el cálculo de la resistencia a compresión a 28 días del hormigón HA-25/B/20/IIa.

Respecto al HA-30/B/20/IIa también se continúa con el agrupamiento realizado en el apart. III.3.9 de la presente tesis. En la Tabla 4.7 se realiza el estudio de los grupos con cemento tipo I (101 y 102):

Variable Dependiente	Variable Independiente	Selección	R ²
fc _{m 28}	fc _{m 7}	Cem. I	61,62
fc _{m 28}	A/C	Cem. I	30,42
fc _{m 28}	Cont. Cem.	Cem. I	-3,39
fc _{m 28}	Temperatura	Cem. I	-2,12
fc _{m 28}	Consistencia	Cem. I	28,64
fc _{m 28}	A/C+Cont. Cem+fc _{m7} +Temp+ Consi.	Cem. I	74,57
fc _{m 28}	fc _{m7} +A/C+Cont. Cem	Cem. I	71,59
fc _{m 28}	fc _{m7} +A/C	Cem. I	72,54

Tabla 4.7. Valor del R² de las regresiones para el cálculo de la resistencia a compresión a 28 días del hormigón HA-30/B/20/IIa fabricado con cemento Tipo I.

De la Tabla 4.7 se deduce que la regresión que produce un mayor ajuste para el cálculo de la resistencia a compresión del HA-30 a 28 días es:

$fc_{m28} = 50,8899 + 1,23788*Temp. - 1,12601*Consis. + 0,630438*fc_{m7} - 5,78617*A/C - 4,37755*Cont.Cem$	(4.2)
--	--------------

Donde: Temp. es la temperatura durante los días de permanencia de las probetas de hormigón en obra en °C. Consis. Es la consistencia del hormigón en cm. Fcm es la resistencia a compresión del hormigón a los 7 días en MPa. A/C es la relación agua/cemento. Con. Cem es el contenido de cemento en Kg.

En la Tabla 4.8 se muestra el ajuste de las regresiones de cada variable de los grupos que contienen cemento Tipo II (2XX). En esta se aprecia que la variable fcm7 es la que produce un mayor ajuste.

Grupo	fcm3	fcm7	Agua/cem.	Cont. Cem	Temp.	Consist.
211	0,67	16,44	0,72	0,35	3,72	-0,12
212	47,24	57,82	10,45	9,94	3,64	6,33
221	39,15	75,0	3,12	-0,65	13,52	0,64
222	0	0	-	-	-	0
Cem. II	6,06	40,01	1,81	0,43	8,56	0,28

Tabla 4.8. Valor del R² de las regresiones para el cálculo de la resistencia a compresión a 28 días del hormigón HA-30/B/20/IIa fabricado con cemento Tipo II.

Del mismo modo que en el HA-25 la variable que produce un mayor ajuste de la regresión es fcm7, por lo tanto, en la Tabla 4.9 se realiza la combinación de variables con fcm7. En esta se muestra que al contrario del HA-25 si que se produce un incremento considerable en el ajuste de la regresión en todos los grupos.

TIPO	Variables	R ²	Regresión
211	fcm7+A/C+Cont. Cem.+Temp.	24,77	$fcm28 = 21,3057 + 0,500219*fcm7 + 0,605745*A/C + 0,756744*Cont.Cem - 1,06367*Temp.$
211	fcm7+A/C+Temp	24,22	$fcm28 = 23,8397 + 0,512767*fcm7 + 0,48181*A/C - 1,00135*Temp.$
212	fcm7+A/C+Temp +Cont. Cem+Consis.	66,14	$fcm28 = 21,5167 + 0,944964*Cont.Cem - 0,570964*Consis. + 0,790659*fcm7 - 0,63618*A/C - 1,28522*Temp.$
212	fcm7+A/C+Temp	65,90	$fcm28 = 19,9712 + 0,814496*fcm7 - 0,982987*A/C - 1,27203*Temp.$
221	fcm7+A/C+Temp +Cont. Cem+Consis.	77,49	$fcm28 = 9,93999 + 0,978258*fcm7 + 0,519966*A/C - 0,375732*Cont.Cem - 0,556719*Temp. - 0,0586338*Consis.$
221	fcm7+fcm3	76,12	$fcm28 = 3,46124 + 1,99552*fcm7 - 1,13666*fcm3$

Tabla 4.9. Regresiones para el cálculo de la resistencia a compresión a 28 días del hormigón HA-30/B/20/IIa fabricado con cemento Tipo II.

Puesto que en el grupo 222 (HA-30 con cemento tipo II con cenizas volantes y Superplastificantes) no se puede realizar ningún ajuste, en la Tabla 4.10 se muestran las regresiones para el cálculo de la resistencia a compresión de todo el HA-30. Considerando el mejor ajuste de la regresión mediante la resistencia a compresión a 7 días y la temperatura durante la permanencia de las probetas en obra.

Variables	R ²	Regresión
fc _{m7}	42,38	$fc_{m28} = 12,9929 + 0,783235*fc_{m7}$
fc _{m7} +Temp.	49,07	$fc_{m28} = 18,0527 - 1,23419*Temp. + 0,770778*fc_{m7}$
fc _{m7} +Temp+A/C	49,04	$fc_{m28} = 18,2507 - 0,0744633*A/C - 1,23443*Temp. + 0,768203*fc_{m7}$
fc _{m7} +Temp+fc _{m3} +A/C	31,76	$fc_{m28} = 23,2025 + 0,256381*fc_{m3} + 0,642929*A/C - 1,87743*Temp. + 0,432804*fc_{m7}$
fc _{m7} +Temp+fc _{m3} +A/C+Cont. Cem	31,61	$fc_{m28} = 20,8283 + 0,564797*Cont_Cem + 0,259866*fc_{m3} + 0,731177*A/C - 1,88571*Temp. + 0,430999*fc_{m7}$
fc _{m7} +Temp+fc _{m3} +A/C+Cont. Cem+Consis.	31,48	$fc_{m28} = 22,4841 - 0,153798*Consis. + 0,516605*Cont_Cem + 0,258167*fc_{m3} + 0,72304*A/C - 1,89551*Temp. + 0,428421*fc_{m7}$

Tabla 4.10. Regresiones para el cálculo de la resistencia a compresión a 28 días del hormigón HA-30/B/20/IIa.

Una vez obtenidas las regresiones para el cálculo de la resistencia a compresión del hormigón a 28 días, se ha procedido al cálculo de la evolución de la resistencia característica a compresión de 3 a 28 días de ambos hormigones. Para ello, inicialmente se ha realizado el análisis mediante dos métodos diferentes:

- El primero se basa en escoger solo los lotes que se encuentren formados por probetas con roturas compresión a 3, 7 y 28 días. Este método reduce en gran medida los datos que componen cada muestra de hormigón, pasando en el HA-25 de 5.505 a 972 lotes y en el HA-30 de 1.317 a 329 lotes. Al mismo tiempo también se reduce la representatividad de cada muestra de hormigón.
- El segundo método se basa en la obtención de la resistencia media de todos los datos a 3, 7 y 28 días, y posteriormente realizar la regresión sobre estos tres puntos.

Con este método se consigue mantener la representatividad de la muestra y no discriminar ningún dato de cada muestra de hormigón.

Para comprobar cuál de los dos métodos predice con una mayor fiabilidad se realiza el análisis entre ambos mediante la comparación de la predicción de la regresión y el valor de la muestra de hormigón, tanto para valores medios como para característicos. En la Tabla 4.11 se muestran los valores del primer método (regresando los datos de lotes completos a 3,7 y 28 días).

fcm	HA-25			HA-30		
	Regresión (1)	Real muestra (2)	(1)/(2)	Regresión (1)	Real muestra (2)	(1)/(2)
3 días	23,65	23,34	1,01	29,35	29,35	0,94
7 días	27,07	27,58	0,98	33,40	33,40	0,98
28 días	32,67	32,48	1,005	37,57	37,57	1,006
fck	Regresión (1)	Real muestra (2)	(1)/(2)	Regresión (1)	Real muestra (2)	(1)/(2)
3 días	16,43	16,34	1,005	22,51	21,99	1,02
7 días	19,67	19,82	0,99	25,14	25,98	0,96
28 días	24,96	24,91	1,00	29,45	29,13	1,01

Tabla 4.11. Resultados de las regresiones de fcm y fck mediante la selección de datos del primer método, sobre el HA-25/B/20/IIa y HA-30/B/20/IIa.

Del mismo modo en la Tabla 4.12 se realiza el análisis sobre la muestra mediante la selección de datos realizada por el segundo método (regresando los 3 puntos de la muestra).

fcm	HA-25			HA-30		
	Regresión (1)	Real muestra (2)	(1)/(2)	Regresión (1)	Real muestra (2)	(1)/(2)
3 días	23,25	23,26	0,99	29,29	29,24	1,0
7 días	26,99	26,92	0,99	32,93	33,03	0,99
28 días	32,97	32,97	1,00	38,89	38,859	1,0
fck	Regresión (1)	Real muestra (2)	(1)/(2)	Regresión (1)	Real muestra (2)	(1)/(2)
3 días	16,37	16,30	1,00	22,02	21,78	1,01
7 días	19,66	19,79	0,99	24,92	25,31	0,98
28 días	25,05	25,01	1,00	29,66	29,52	1,00

Tabla 4.12. Resultados de las regresiones de fcm y fck mediante la selección de datos del segundo método, sobre el HA-25/B/20/IIa y HA-30/B/20/IIa.

Al comparar las columnas (1)/(2) de ambas tablas, por ejemplo; la f_{cm} del HA-30 mediante el primer método resulta con un ajuste de 0,94, 0,98 y 1,006 frente al segundo método que ajusta 1,0, 0,99 y 1,00, se observa que el segundo método predice con mayor fiabilidad que el primero. Por lo tanto, el cálculo de la evolución de la resistencia a compresión de ambos hormigones de 3 a 28 días se realiza mediante el segundo método.

Una vez seleccionado el método o procedimiento con el cual se van a realizar las regresiones que calculan la evolución de la resistencia a compresión del hormigón de 3 a 28 días se calcula a partir de los datos de resistencia media a compresión de cada temperatura la resistencia característica de la misma. En este paso y puesto que en algunos intervalos de temperatura la varianza es muy grande debido a la escasez de datos se ha procedido a homogeneizar estos intervalos con las desviaciones típicas de toda la muestra de hormigón. Estos intervalos son: en el HA-25 el Caso 7, el cual disponía de una desviación típica de 4,91, 4,53 y 4,62 a 3, 7 y 28 días. Esta se ha substituido por la de toda la muestra de HA-25 de 4,23, 4,33 y 4,84, obteniéndose así unos valores representativos de esa variable de la muestra. En la muestra de HA-30 se han homogeneizado el Caso 2 y 7, cuyas desviaciones típicas eran de 3,44, 5,03 y 6,41 para el Caso 2, y de 15,69, 9,02 y 7,77 para el caso 7. Estos se han substituido por 4,53, 4,68 y 5,67 para 3, 7 y 28 días.

En la Tablas 4.13 a 4.16 se muestran los valores de la resistencia característica (en MPa y en porcentaje) de cada variable de ambos hormigones.

Edad	HA-25	Intervalos de temperatura en °C para HA-25					
		5<T≤10	10<T≤15	15<T≤20	20<T≤25	25<T≤30	30<T≤35
3 días	16,30	15,74	16,22	16,38	16,35	16,52	17,42
7 días	19,79	18,26	19,57	20,37	19,96	19,61	18,52
28 días	25,01	25,38	25,06	25,73	25,02	24,67	22,90

Tabla 4.13. Resistencia característica a compresión en MPa de toda la muestra de HA-25/B/20/IIa y de cada caso de temperatura de acuerdo a la nomenclatura del apart. III.3.3

Edad	HA-25	Intervalos de temperatura en °C para HA-25					
		5<T≤10	10<T≤15	15<T≤20	20<T≤25	25<T≤30	30<T≤35
3 días	65,0	62,9	64,9	65,5	65,4	66,1	69,7
7 días	79,0	73,0	78,0	81,0	80,0	78,0	74,0
28 días	100,0	101,0	100,0	103,0	100,0	99,0	92,0

Tabla 4.14. Resistencia característica a compresión en % de toda la muestra de HA-25/B/20/IIa y de cada caso de temperatura de acuerdo a la nomenclatura del apart. III.3.3

Edad	HA-30	Intervalos de temperatura en °C para HA-30					
		10<T≤15	15<T≤20	20<T≤25	25<T≤30	30<T≤35	35<T≤39
3 días	21,78	19,41	21,25	21,60	22,86	22,63	26,25
7 días	25,31	25,52	25,24	25,70	25,13	26,77	27,23
28 días	29,52	31,65	30,62	30,60	28,78	27,66	28,08

Tabla 4.15. Resistencia característica a compresión en MPa de toda la muestra de HA-30/B/20/IIa y de cada caso de temperatura de acuerdo a la nomenclatura del apart. III.3.3

Edad	HA-30	Intervalos de temperatura en °C para HA-30					
		10<T≤15	15<T≤20	20<T≤25	25<T≤30	30<T≤35	35<T≤39
3 días	74,0	66,0	72,0	73,0	77,0	77,0	89,0
7 días	86,0	86,0	86,0	87,0	85,0	91,0	92,0
28 días	100,0	107,0	104,0	104,0	97,0	94,0	95,0

Tabla 4.16. Resistencia característica a compresión en % de toda la muestra de HA-30/B/20/IIa y de cada caso de temperatura de acuerdo a la nomenclatura del apart. III.3.3

En ambos hormigones se observa que el intervalo de 20°C<T≤25°C es el límite a partir del cual mayores temperaturas producen resistencias menores a la especificada a la edad de 28 días. El valor característico de la resistencia a compresión del HA-30 a 28 días de 29,52 es inferior a 30 MPa (que es la resistencia especificada a 28 días). Sin embargo, se ha empleado este valor para calcular el porcentaje de evolución de toda la muestra y de cada intervalo, puesto que la desviación típica de esta variable de 5,67 es mayor a la fijada por la EHE-08 (Anejo N° 19 5.1) de valor 4,2. Por lo tanto nos encontramos del lado de la seguridad ya que si se calcula la resistencia característica con la desviación típica la EHE-08 obtenemos una f_{ck} de 31,95 MPa, valor un 8% mayor al empleado en la presente tesis.

Una vez obtenidos los porcentajes de evolución de la resistencia a compresión del hormigón se realizan las regresiones que calculan la

evolución de la resistencia característica de 3 a 28 días en porcentaje de ambos hormigones y variables (intervalos de temperatura).

Modelo de regresión	R ²	Regresión
Logarítmica	99,94	% de fck a 28 días = 0,481345 + 0,156187*ln(días)
Multiplicativa	99,30	% de fck a 28 días fck = 0,533996*días ^ 0,19063
Lineal	93,43	% de fck a 28 días = 0,652717 + 0,0126802*días
Exponencial	90,12	% fck a 28 días=exp(-0,415329+0,0152495*días)

Tabla 4.17. Valor del R² y regresiones de toda la muestra de HA-25/B/20/IIa.

Respecto a toda la muestra de hormigón HA-25/B/20/IIa en la Tabla 4.17 se muestran las regresiones y el ajuste de cada una. De todas ellas la que mejor ajusta es la logarítmica con un R² de 99,94% y un coeficiente de correlación de 0,9997. En la Fig. 4.5 se muestra la gráfica de la evolución de la resistencia característica a compresión del HA-25.

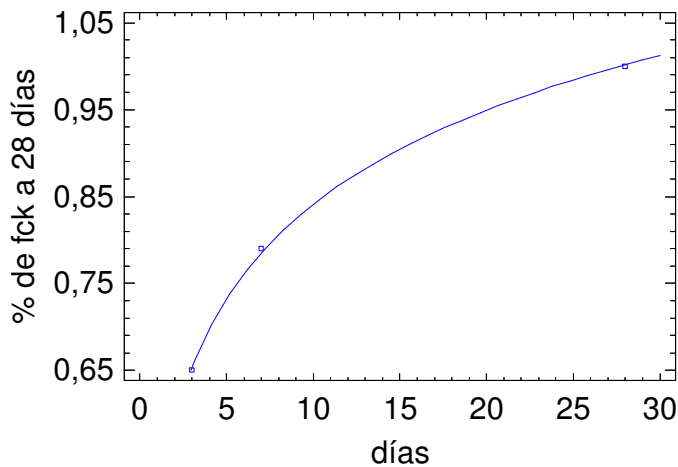


Fig. 4.5. Evolución de la resistencia característica a compresión del HA-25.

Del mismo modo que se ha realizado para el total de la muestra de HA-25 se calculan las regresiones para cada intervalo de temperatura. En las Figs. 4.6 a 4.12 se muestran las gráficas de cálculo del porcentaje de resistencia a compresión a 28 días de los diferentes intervalos.

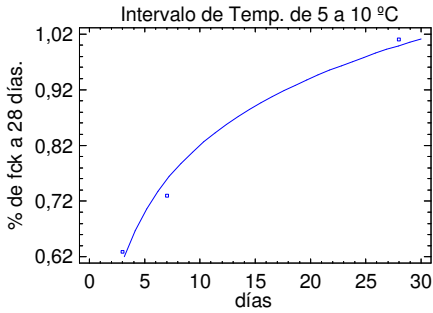


Fig. 4.6. Evolución de la resistencia característica a compresión del HA-25 a rango de temperatura de 5 a 10°C.

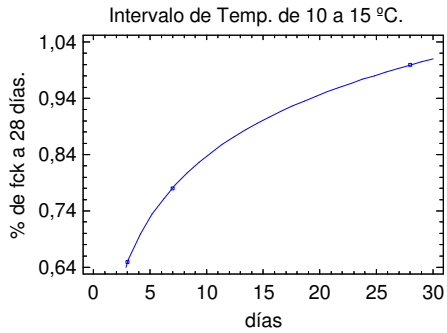


Fig. 4.7. Evolución de la resistencia característica a compresión del HA-25 a rango de temperatura de 10 a 15°C.

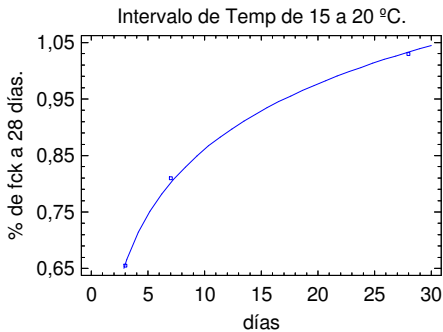


Fig. 4.8. Evolución de la resistencia característica a compresión del HA-25 a rango de temperatura de 15 a 20°C.

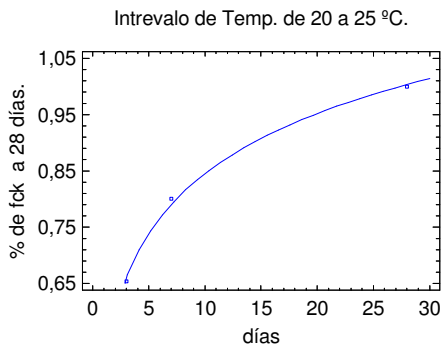


Fig. 4.9. Evolución de la resistencia característica a compresión del HA-25 a rango de temperatura de 20 a 25°C.

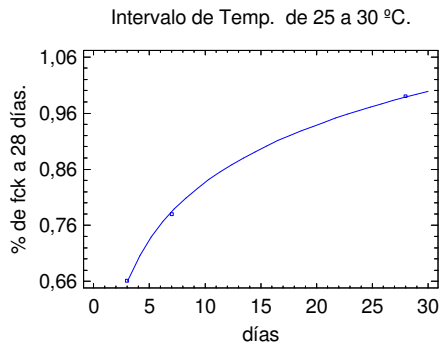


Fig. 4.10. Evolución de la resistencia característica a compresión del HA-25 a rango de temperatura de 25 a 30°C.

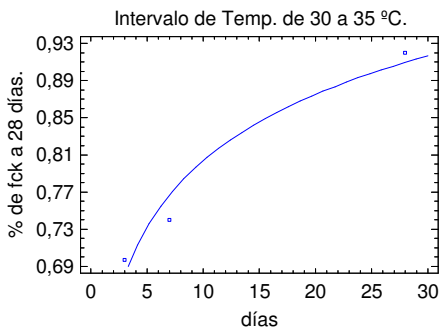


Fig. 4.11. Evolución de la resistencia característica a compresión del HA-25 a rango de temperatura de 30 a 35°C.

En la Tabla 4.18 se muestran las regresiones de cada uno de los intervalos de temperatura del HA-25.

Intervalo (°C)	R ²	Regresión
5 < T ≤ 10	96,81	% de fck a 28 días = 0,420555 + 0,173653*ln(días)
10 < T ≤ 15	99,99	% de fck a 28 días = 0,475318 + 0,157298*ln(días)
15 < T ≤ 20	99,70	% de fck a 28 días = 0,476716 + 0,16699*ln(días)
20 < T ≤ 25	99,52	% de fck a 28 días = 0,490947 + 0,153865*ln(días)
25 < T ≤ 30	99,92	% de fck a 28 días = 0,496372 + 0,147706*ln(días)
30 < T ≤ 35	91,91	% de fck a 28 días = 0,567204 + 0,102778*ln(días)

Tabla 4.18. Valor de R² y regresiones de cada intervalo de temperatura del HA-25/B/20/IIa.

Respecto al hormigón HA-30/B/20/IIa en la Tabla 4.19 se muestran las regresiones y el ajuste de cada una. De todas ellas la que mejor ajusta es la logarítmica con un R² de 98,23% y un coeficiente de correlación de 0,995. En la Fig. 4.12 se muestra la evolución de la resistencia característica a compresión del HA-30.

Modelo de regresión	R ²	Regresión
Logarítmica	98,23	% de fck a 28 días = 0,62245 + 0,114894*ln(días)
Multiplicativa	96,24	% de fck a 28 días = 0,649358*días ^ 0,13226
Lineal	79,03	% de fck a 28 días = 0,750536 + 0,00916821*días
Exponencial	73,43	% fck a 28 días = exp(-0,282882 + 0,01044*días)

Tabla 4.19. Valor del R² y regresiones de toda la muestra de HA-30/B/20/IIa.

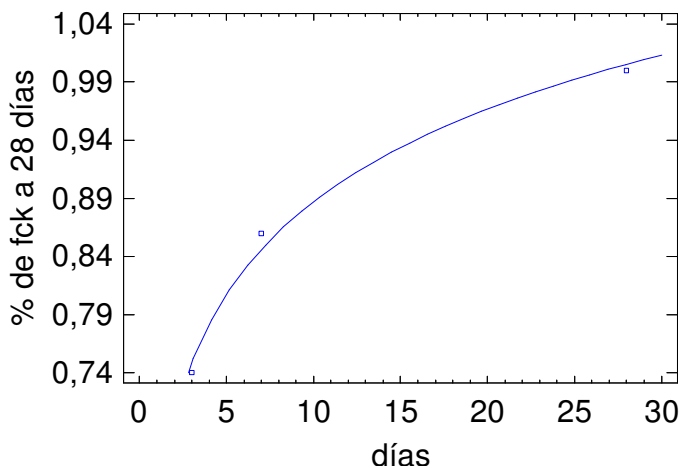


Fig. 4.12. Evolución de la resistencia característica a compresión del HA-30.

Del mismo modo que en el HA-25, también se calcula la evolución de la resistencia característica para cada intervalo de temperatura. En las Figs. 4.13 a 4.18 se muestran las gráficas de cálculo del porcentaje de resistencia a compresión a 28 días de los diferentes intervalos.

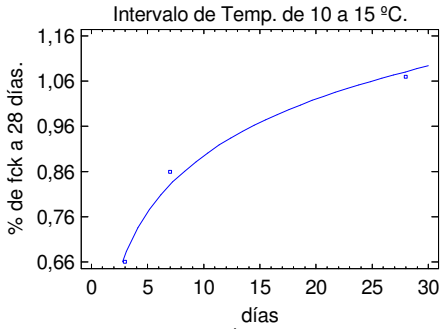


Fig. 4.13. Evolución de la resistencia característica a compresión del HA-30 a rango de temperatura de 10 a 15°C.

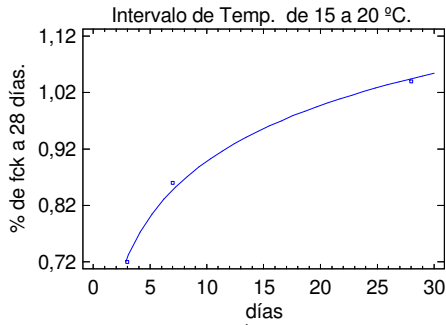


Fig. 4.14. Evolución de la resistencia característica a compresión del HA-30 a rango de temperatura de 15 a 20°C.

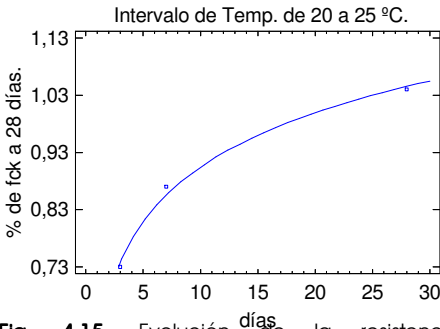


Fig. 4.15. Evolución de la resistencia característica a compresión del HA-30 a rango de temperatura de 20 a 25°C.

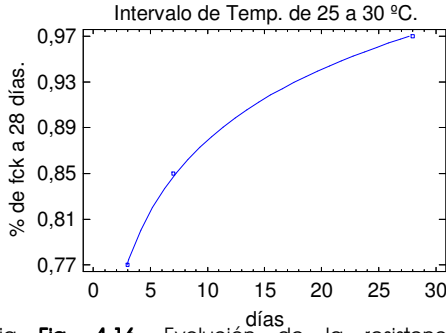


Fig. 4.16. Evolución de la resistencia característica a compresión del HA-30 a rango de temperatura de 25 a 30°C.

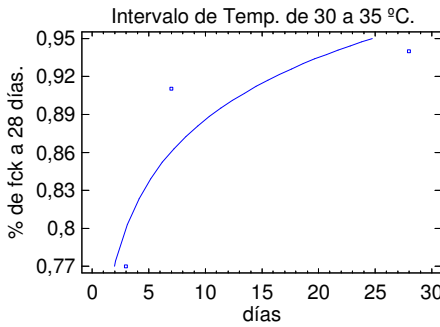


Fig. 4.17. Evolución de la resistencia característica a compresión del HA-30 a rango de temperatura de 30 a 35°C.

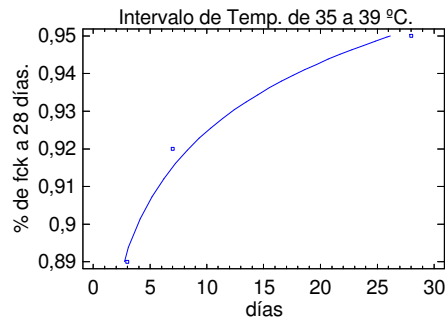


Fig. 4.18. Evolución de la resistencia característica a compresión del HA-30 a rango de temperatura de 35 a 39°C.

Intervalo [°C]	R ²	Regresión
10 < T ≤ 15	96,92	% de fck a 28 días = 0,479839 + 0,180419*ln(días)
15 < T ≤ 20	99,12	% de fck a 28 días = 0,571603 + 0,141952*ln(días)
20 < T ≤ 25	98,63	% de fck a 28 días = 0,588356 + 0,137207*ln(días)
25 < T ≤ 30	99,89	% de fck a 28 días = 0,673626 + 0,08925*ln(días)
30 < T ≤ 35	54,70	% de fck a 28 días = 0,722895 + 0,0707754*ln(días)
35 < T ≤ 39	96,19	% de fck a 28 días = 0,863989 + 0,0263511*ln(días)

Tabla 4.20. Valor de R² y regresiones de cada intervalo de temperatura del HA-30/B/20/IIa.

En la Tabla 4. 20 se muestran las regresiones de cada intervalo de temperatura del HA-30.

IV.1.2. Evolución de la Resistencia a Tracción

Una vez calculada la evolución de 3 a 28 días de la resistencia característica a compresión se procede al cálculo de la resistencia característica a tracción de ambos hormigones mediante la ecuación propuesta por la EHE-08 art. 39.1 (Ec. 4.5).

$f_{ct,m} = 0,30 \sqrt[3]{f_{ck}^2}$	(para $f_{ck} \leq 50$ MPa)	(4.3)
$f_{ct,k} = 0,70 \cdot f_{ct,m}$	(N/mm ²)	(4.4)
$f_{ct,k} = 0,21 \sqrt[3]{f_{ck}^2}$	(N/mm ²)	(4.5)

Por lo tanto, aplicando la Ec. 4.5 se obtiene el valor de la resistencia característica a tracción en MPa y en porcentaje de ambos hormigones (Tablas 4.21 a 4.24).

Edad	HA-25	Intervalos de temperatura en °C para HA-25					
		5<T≤10	10<T≤15	15<T≤20	20<T≤25	25<T≤30	30<T≤35
3 días	1,35	1,32	1,34	1,35	1,35	1,36	1,41
7 días	1,53	1,45	1,52	1,56	1,54	1,53	1,47
28 días	1,80	1,81	1,80	1,83	1,79	1,77	1,70

Tabla 4.21. Resistencia característica a tracción en MPa de toda la muestra de HA-25 y de cada caso de temperatura de acuerdo a la nomenclatura del apart. III.3.3

Edad	HA-25	Intervalos de temperatura en °C para HA-25					
		5<T≤10	10<T≤15	15<T≤20	20<T≤25	25<T≤30	30<T≤35
3 días	75,0	73,3	74,4	75,0	75,0	75,6	78,3
7 días	85,0	81,0	84,0	87,0	86,0	85,0	82,0
28 días	100,0	101,0	100,0	102,0	99,0	98,0	94,0

Tabla 4.22. Resistencia característica a tracción en % de toda la muestra de HA-25 y de cada caso de temperatura de acuerdo a la nomenclatura del apart. III.3.3

Edad	HA-30	Intervalos de temperatura en °C para HA-30					
		10<T≤15	15<T≤20	20<T≤25	25<T≤30	30<T≤35	35<T≤39
3 días	1,64	1,51	1,61	1,63	1,7	1,68	1,85
7 días	1,81	1,82	1,8	1,83	1,8	1,88	1,90
28 días	2,00	2,10	2,05	2,05	1,97	1,92	1,94

Tabla 4.23. Resistencia característica a tracción en MPa de toda la muestra de HA-30 y de cada caso de temperatura de acuerdo a la nomenclatura del apart. III.3.3

Edad	HA-30	Intervalos de temperatura en °C para HA-30					
		10<T≤15	15<T≤20	20<T≤25	25<T≤30	30<T≤35	35<T≤39
3 días	82,0	76,0	81,0	82,0	85,0	84,0	93,0
7 días	91,0	91,0	90,0	92,0	90,0	94,0	95,0
28 días	100,0	105,0	103,0	103,0	99,0	96,0	97,0

Tabla 4.24. Resistencia característica a tracción en % de toda la muestra de HA-30 y de cada caso de temperatura de acuerdo a la nomenclatura del apart. III.3.3

Para el cálculo de la evolución de la resistencia a tracción del hormigón HA-25 se ha seleccionado la regresión logarítmica, puesto que ofrece un mayor ajuste que el resto de regresiones (Tabla 4.25).

Modelo de regresión	R ²	Regresión
Logarítmica	99,89	% fctk a 28 días = 0,629532 + 0,111562*ln(días)
Multiplicativa	99,19	% fctk a 28 días = 0,656109*días^0,127665
Lineal	86,86	% fctk a 28 días = 0,751941 + 0,0090573*días
Exponencial	82,61	% fctk a 28 días = exp(-0,280077+0,010264*días)

Tabla 4.25. Valor del R² y regresiones de toda la muestra de HA-25 para el cálculo de la evolución de la resistencia característica a tracción.

En la Fig. 4.19 se muestra la gráfica que representa la evolución de la resistencia característica a tracción de 3 a 28 días para toda la población de HA-25.

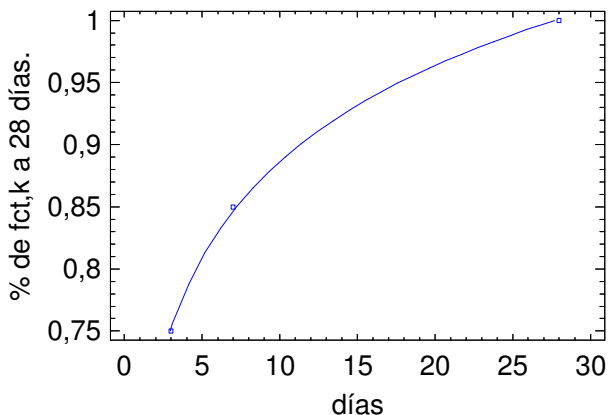


Fig. 4.19. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-25.

En las Figs. 4.20 a 4.25 se muestran las gráficas de las regresiones que calculan la evolución de la resistencia característica a tracción de 3 a 28 días a diferentes intervalos de temperatura para el hormigón HA-25.

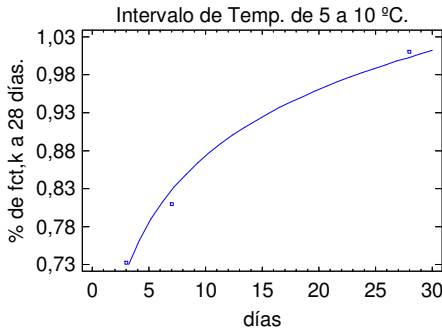


Fig. 4.20. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-25 en el rango de temperatura de 5 a 10°C.

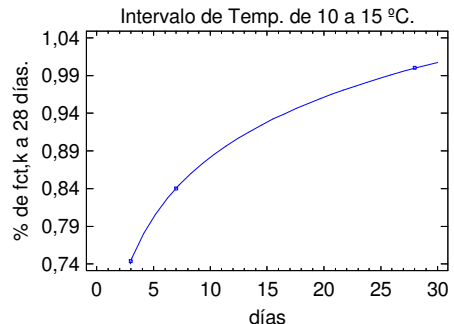


Fig. 4.21. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-25 en el rango de temperatura de 10 a 15°C.

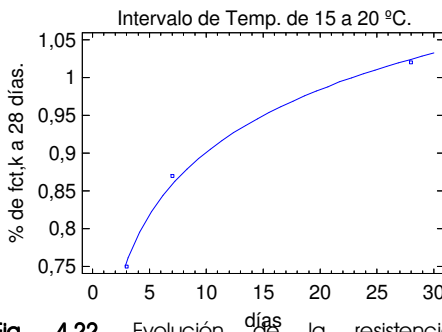


Fig. 4.22. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-25 en el rango de temperatura de 15 a 20°C.

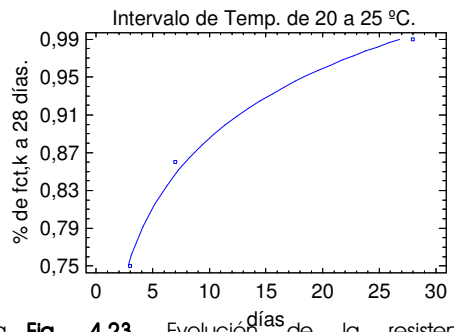


Fig. 4.23. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-25 en el rango de temperatura de 20 a 25°C.

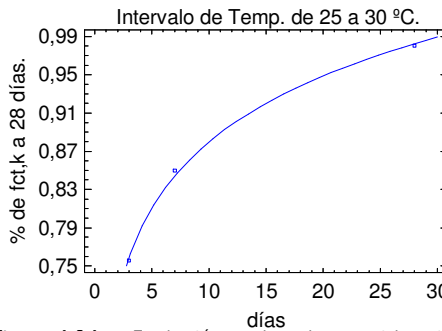


Fig. 4.24. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-25 en el rango de temperatura de 25 a 30°C.

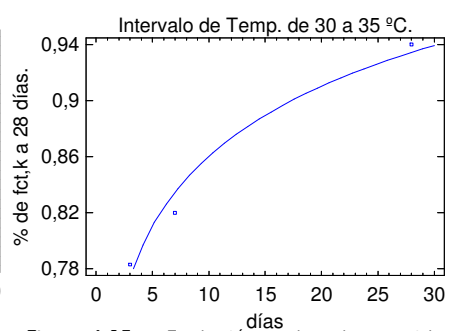


Fig. 4.25. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-25 en el rango de temperatura de 30 a 35°C.

Las ecuaciones de cálculo de las regresiones de las Figs. 4.20 a 4.25 se muestran en la Tabla 4.26.

Intervalo (°C)	R ²	Regresión
5<T≤10	97,47	% fctk a 28 días = 0,583179 + 0,125999*ln(días)
10<T≤15	99,99	% fctk a 28 días = 0,617547 + 0,114692*ln(días)
15<T≤20	98,89	% fctk a 28 días = 0,625697 + 0,11964*ln(días)
20<T≤25	98,37	% fctk a 28 días = 0,64112 + 0,106111*ln(días)
25<T≤30	99,57	% fctk a 28 días = 0,650188 + 0,0996491*ln(días)
30<T≤35	95,06	% fctk a 28 días = 0,694872 + 0,0718841*ln(días)

Tabla 4.26. Valor del R² y regresiones de toda para cada intervalo de temperatura del HA-25 para el cálculo de la evolución de la resistencia característica a tracción.

El cálculo de la evolución de la resistencia característica a tracción del HA-30 (de 3 a 28 días) también se realiza a partir de la ecuación obtenida mediante la regresión logarítmica de la Tabla 4.27. Esta se muestra en la Fig. 4.26.

Modelo de regresión	R ²	Regresión
Logarítmica	96,19	% fctk a 28 días = 0,741966 + 0,0790532*ln(días)
Multiplicativa	94,47	% fctk a 28 días = 0,754193*días ^ 0,0868093
Lineal	73,29	% fctk a 28 días = 0,83098 + 0,00623845*días
Exponencial	69,28	% fctk a 28 días = exp(-0,183729+0,0068007*días)

Tabla 4.27. Valor del R² y regresiones de toda la muestra de HA-30 para el cálculo de la evolución de la resistencia característica a tracción.

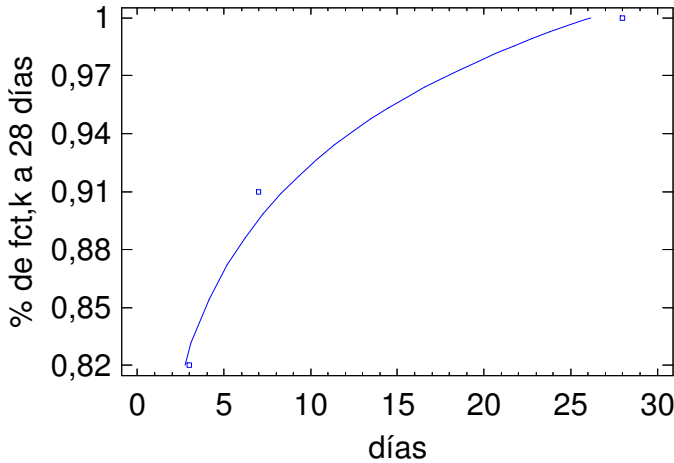


Fig. 4.26. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-30.

Respecto a la evolución de la resistencia a tracción de 3 a 28 días durante cada intervalo de temperatura del HA-30 en las Figs. 4.27 a 4.32 se muestran las gráficas que ajustan dicha evolución.

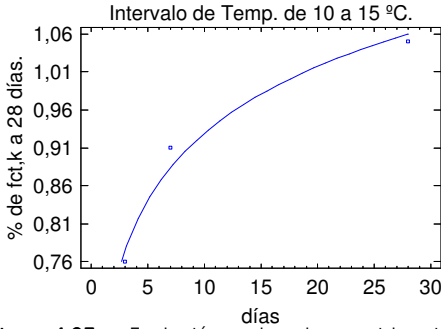


Fig. 4.27. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-30 en el rango de temperatura de 10 a 15°C.

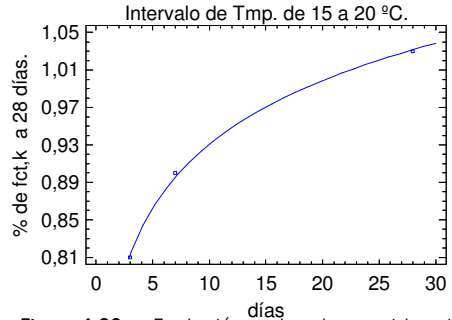


Fig. 4.28. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-30 en el rango de temperatura de 15 a 20°C.

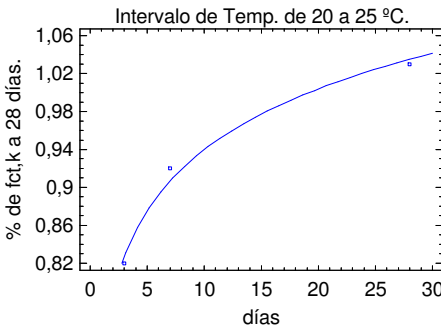


Fig. 4.29. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-30 en el rango de temperatura de 20 a 25°C.

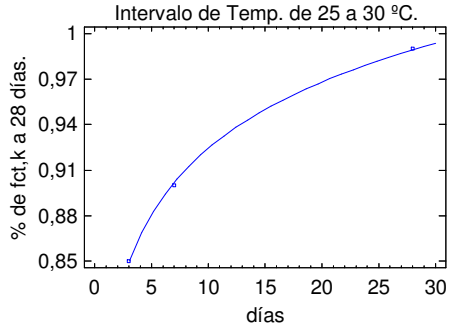


Fig. 4.30. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-30 en el rango de temperatura de 25 a 30°C.

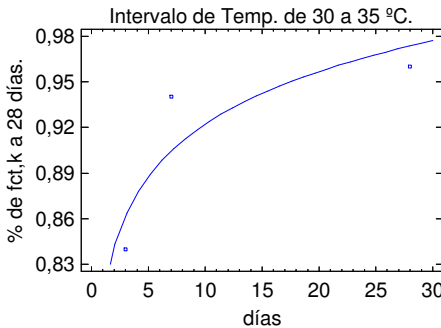


Fig. 4.31. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-30 en el rango de temperatura de 30 a 35°C.

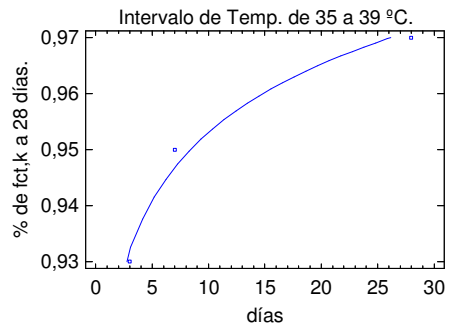


Fig. 4.32. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-30 en el rango de temperatura de 35 a 39°C.

Las regresiones de cálculo de los diferentes intervalos de temperatura del HA-30 se muestran en la Tabla 4.28.

Intervalo (°C)	R ²	Regresión
10<T≤15	95,02	% fctk a 28 días = 0,636697 + 0,12701*ln(días)
15<T≤20	99,771	% fctk a 28 días = 0,704955 + 0,0980336*ln(días)
20<T≤25	97,54	% fctk a 28 días = 0,726543 + 0,092582*ln(días)
25<T≤30	99,87	% fctk a 28 días = 0,779637 + 0,0628989*ln(días)
30<T≤35	76,52	% fctk a 28 días = 0,807318 + 0,049876*ln(días)
35<T≤39	96,19	% fctk a 28 días = 0,912659 + 0,0175674*ln(días)

Tabla 4.28. Valor de R² y regresiones de cada intervalo de temperatura del HA-30 para el cálculo de la evolución de la resistencia característica a tracción.

Los resultados de la evolución de la resistencia característica a tracción muestran que el HA-30 evoluciona más rápido que el HA-25 puesto que a 3 y 7 días el HA-30 adquiere el 0,82 y 0,91% de la resistencia a tracción mientras que el HA-25 tan solo el 0,75 y 0,85%. Por lo tanto, el HA-30 adquiere entre el 6-7% de resistencia característica a tracción más rápidamente que el HA-25. Este fenómeno puede ser debido al mayor contenido de cemento del HA-30 ya que frente a una misma relación agua/cemento, tipo de aditivo y adición este contiene mayor cantidad de cemento que el HA-25; por ejemplo un hormigón fabricado con cemento tipo II, adición Caliza, plastificante y relación agua/cemento entre 0,45 y 0,50 posee un contenido de cemento del orden de 330 a 360 Kg en el caso del HA-30 y, de 280 a 330 Kg en el HA-25.

IV.1.3. Comparación con otros Resultados de Ensayo

Con el objeto de conocer la posible aplicación de los resultados obtenidos en los anteriores epígrafes a otras condiciones y usos, es necesario contrastar estos resultados con los obtenidos en otras investigaciones.

Ortega, (2010), en su tesis doctoral realizó una serie de ensayos de resistencia a compresión sobre un hormigón tipificado como HA-25/B/20/IIa en los que durante las primeras 24 horas sometía al hormigón a distinta temperatura y humedad relativa con el objeto de calcular la influencia de estas condiciones en la evolución de la resistencia a compresión y el resto del tiempo hasta los 28 días a curado normalizado. Ortega con el objetivo

de simular las condiciones de verano, invierno y curado normalizado escogió tres condiciones climáticas diferentes 36 °C y 20% de H.R., 4 °C y 30% de H.R. y 20 °C y 95% de H.R., respectivamente. En la Tabla 4.29 se recogen los resultados de la resistencia a compresión media de la tesis de Ortega, (2010), y de la presente investigación.

Edad ensayo (días)	Serie 1			Serie 4						Serie 5		
	4°C (P)	20°C (P)	36°C (P)	4°C (P)	20°C (P)	36°C (P)	4°C (V)	20°C (V)	36°C (V)	20°C (P)	36°C (P)	36°C (V)
3	17,1	19,3	19,3	---	---	---	---	---	---	22,0	19,4	23,2
7	24,4	24,5	21,5	24,6	24,7	21,7	28,0	24,5	23,4	25,1	20,3	24,0
14	28,1	26,7	23,6	---	---	---	---	---	---	27,1	22,0	24,9
28	30,4	28,7	24,1	30,6	29,0	23,9	31,3	30,8	25,8	29,2	24,5	26,6
90	33,3	31,5	26,7	---	---	---	---	---	---	---	---	---

(P): Probetas compactadas mediante picado con barra. (V): Probetas compactadas mediante vibrador.

Tabla 4.29. Resultados medios, en MPa, de ensayos a compresión en diferentes condiciones ambientales sobre el HA-25/B/20/IIa. Ortega, 2010.

Los valores de resistencia media a compresión de las tres series y de cada temperatura son menores a los obtenidos en esta tesis (Tabla 4.30). Esto puede ser debido a tres factores principales: el primero es el tipo de cemento, puesto que en la investigación de Ortega, (2010), es de tipo CEM II/A-V, lo que supone tal y como se ha probado estadísticamente en el apart. III.3.6 de la presente tesis una menor resistencia a 28 días; el segundo factor se debe a que el hormigón preparado de obra está fabricado con un mayor contenido de cemento; y el tercer factor es debido a que el hormigón preparado de obra está dosificado con una menor relación agua cemento.

Edad (días)	5°C < T ≤ 10°C	20°C < T ≤ 25°C	30°C < T ≤ 35°C	Media de toda la muestra
3	22,61	23,79	24,38	23,26
7	25,71	26,87	25,65	26,93
28	33,13	32,17	30,87	32,98
60	36,53	33,62	32,01	34,44

Tabla 4.30. Valores de fcm a diferentes intervalos de temperatura y de toda la muestra de HA-25/B/20/IIa.

Con los resultados de la Tabla 4.29 y 4.30 es posible conocer la velocidad de evolución de la resistencia media a compresión del HA-25. La Tabla 4.31 recoge los valores relativos respecto de la media a 28 días de toda la muestra de hormigón HA-25/B/20/IIa, de la resistencia a compresión de las tres series de resultados.

Edad (días)	Serie 1			Serie 4						Serie 5		
	4°C (P)	20°C (P)	36°C (P)	4°C (P)	20°C (P)	36°C (P)	4°C (V)	20°C (V)	36°C (V)	20°C (P)	36°C (P)	36°C (V)
3	0,56	0,67	0,80	---	---	---	---	---	---	0,75	0,79	0,87
7	0,80	0,85	0,89	0,80	0,85	0,91	0,89	0,80	0,91	0,86	0,83	0,90
14	0,92	0,93	0,98	---	---	---	---	---	---	0,93	0,90	0,94
28	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
90	1,10	1,10	1,11	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Tabla 4.31. Evolución de la resistencia media a compresión de ensayos a compresión en diferentes condiciones ambientales sobre el HA-25/B/20/IIa. Ortega, 2010.

Los resultados anteriores muestran que la evolución de la resistencia media a compresión en las diferentes condiciones ambientales obtenida por Ortega, (2010), es similar a la obtenida en la presente tesis doctoral. En la misma investigación Ortega, (2010), realizó un estudio estadístico sobre la evolución de la resistencia del hormigón preparado de obra HA-25/B/20/IIa en la Comunidad de Madrid durante el periodo de 1997 a 2007. En la Tabla 4.30 se recogen los valores de la resistencia media y característica a 7 y 28 días y la desviación típica de la muestra.

Edad (días)	fcm (MPa)	fcm (%)	Desv. típica	fck (MPa)	fck (%)
7	21,8	0,75	3,20	16,53	0,66
28	28,95	1,00	3,28	23,55	0,942

Tabla 4.32. Resultados medios y característicos, en MPa, de toda la muestra de HA-25/B/20/IIa en la comunidad de Madrid. Ortega, 2010.

Los valores de la última columna de la Tabla 4.32 están referidos a la resistencia especificada de 25 MPa. En la Fig. 4.33 se muestra una gráfica en la que se compara la evolución de la resistencia media a compresión de ambas investigaciones.

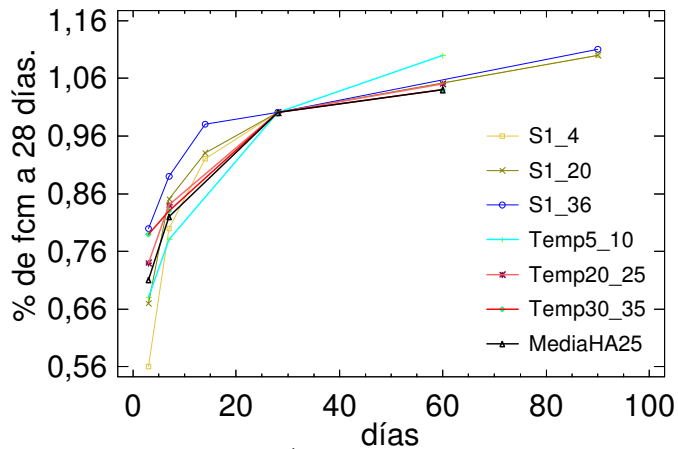


Fig. 4.33. Resultados medios y característicos, en MPa, de toda la muestra de HA-25/B/20/IIa en la comunidad de Madrid.

Como se observa en la Fig. 4.33 los resultados de las temperaturas bajas e intermedias (4 a 25 °C) son claramente coincidentes, sin embargo, los valores obtenidos por Ortiz, (2010), de la resistencia media a altas temperaturas (30 a 36 °C) de la Serie 1 son más elevados que los obtenidos en el plan experimental mientras que los de la Serie 5 son iguales, esto posiblemente se debe a una gran variabilidad de los ensayos realizados en el laboratorio. Por lo tanto, los valores medios de los resultados del plan experimental coinciden con los de Ortega, 2010.

En cuanto a los valores de la resistencia característica a compresión del hormigón HA-25/B/20/IIa producido entre los años 1997 a 2007 en la Comunidad de Madrid se constata que estos son inferiores a los obtenidos en la presente tesis, puesto que a 7 y 28 días alcanzan un 66 % y 0,942 % de la resistencia estimada, mientras que en la Provincia de Valencia se alcanzan a 3, 7 y 28 días el 0,65 %, 0,79 % y 1,00 % de la resistencia estimada. Probablemente esta evolución más lenta se deba a una menor temperatura media durante el año y al empleo en la fabricación del HA-25/B/20/IIa de CEM II/A-V, ya que como se ha probado estadísticamente en el apart. III.3.6 de la presente tesis doctoral la adición a base de cenizas volantes produce una adquisición de resistencias más lenta que la adición de caliza, que es la adición mayoritaria en los

cementos de los hormigones de la Provincia de Valencia (CEM II/A-L) Por lo tanto, con base en los resultados obtenidos por Ortega, (2010) se puede afirmar que los hormigones producidos en la Provincia de Valencia presentan una evolución de la resistencia característica a compresión más rápida que en la Comunidad de Madrid, lo que supondrá periodos de descimbrado más cortos.

Ortiz, (2005), realizó ensayos de resistencia a compresión sobre el hormigón HA-25/B/20/IIa donde simula las condiciones ambientales mediante ciclos de temperatura durante las 24 horas del día que representan la temperatura media en cada hora durante las estaciones de verano e invierno, también realizó ensayos de referencia a curado normalizado. En la Tabla 4.33 se recogen los resultados de la resistencia media a compresión y la desviación típica. Los valores obtenidos por Ortiz, (2005), confirman los resultados obtenidos en el apart. III.3.3 de la presente tesis doctoral, de modo que una temperatura elevada produce una resistencia más reducida a edades de 7 y 28 días que curado a baja o moderada temperatura. La evolución de la resistencia a curado normalizado y en condiciones de verano son coincidentes con los resultados del plan experimental; sin embargo, la evolución de la resistencia en condiciones de invierno es mucho mayor que la obtenida en la presente tesis doctoral. Estos valores probablemente pueden deberse a un ciclo de temperatura en condiciones de invierno no representativo de las mismas. Al mismo tiempo, los valores de resistencia media a compresión en las estaciones de verano, invierno y curado normalizado obtenidos por Ortiz, (2005), son más elevados que los obtenidos en esta tesis, esto puede deberse a: un mayor control del curado del hormigón que proporciona una mayor resistencia; al empleo de CEM I/42,5R en la dosificación del hormigón, puesto que los hormigones de la presente tesis están fabricados con varios tipos de cementos (CEM I y CEM II con Caliza, Cenizas Volantes y Mixtos), lo que resulta en una mayor variabilidad del resultado.

Edad (días)	Verano			Invierno			Normalizado		
	fcm (MPa)	Desv, típica	fcm (%)	fcm (MPa)	Desv, típica	fcm (%)	fcm (MPa)	Desv, típica	fcm (%)
7	36,00	6,34	0,84	41,14	7,43	0,91	37,9	0,1	0,87
28	42,82	6,09	1,00	45,04	5,44	1,00	43,3	1,99	1,00

Tabla 4.33. Resultados medios, en MPa, de toda la muestra de HA-25/P/20. Ortiz, 2005.

IV.2. Método Propuesto de Cálculo de la Edad de Descimbrado

Asumiendo que la resistencia crítica para el descimbrado de las estructuras de hormigón armado es la resistencia a tracción (justificado en el apart. II.5.4.2.1) y con los resultados obtenidos en los apartados III y IV de la presente tesis doctoral (Plan Experimental y Resultados y, Análisis y Discusión de los Resultados) se propone un nuevo método de cálculo del periodo de descimbrado para hormigones de resistencia característica a compresión de 25 y 30 MPa.

Este nuevo método de cálculo no emplea ningún tipo de ensayo de resistencia del hormigón, al contrario se trata de un método indirecto, lo que supone una mejora económica respecto al método de Calavera, (1988). Está basado en el estudio estadístico realizado en el apart. III., en el que a partir de una muestra representativa de la población de hormigón se establecen unas ecuaciones de cálculo que derivan en unas gráficas mediante las cuales se obtiene el porcentaje de resistencia característica a tracción a j días respecto a los 28 días de edad, es decir, el coeficiente " α ", de los tipos de hormigón HA-25 y HA-30 a cada intervalo de temperatura, con un nivel de confianza del 95 %.

En las Figs. 4.34 a 4.45 se muestran las gráficas de evolución de la resistencia característica a tracción de 3 a 28 días en cada intervalo de temperatura para los hormigones de resistencia especificada de 25 y 30 MPa. Este método se puede emplear tanto para el cálculo del periodo de

descimbrado en proyecto como durante la ejecución de la obra. Para el cálculo del primer caso se entra en la gráfica a través del eje de ordenadas con el coeficiente α necesario para el descimbrado de cada fase y, se obtiene en el eje de abscisas los días o periodo de descimbrado. Si por el contrario se emplea este método durante la ejecución de la obra el procedimiento es inverso al realizado para el cálculo en proyecto, es decir, conociendo la temperatura media diaria y los días que han transcurrido desde el hormigonado se entra en la gráfica a través del eje de abscisas (días) y se obtiene el coeficiente α del hormigón.

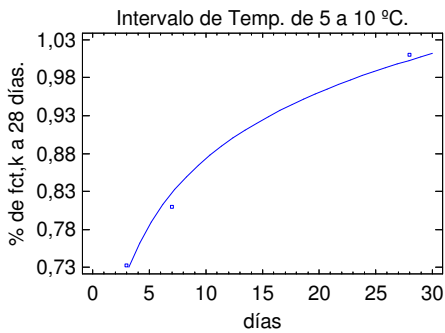


Fig. 4.34. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-25 en el rango de temperatura de 5 a 10°C.

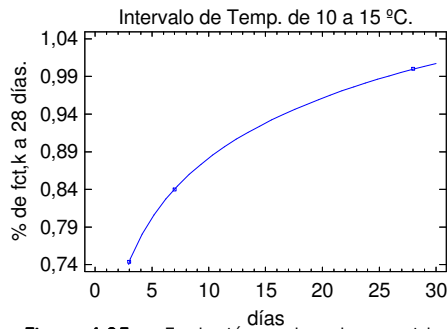


Fig. 4.35. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-25 en el rango de temperatura de 10 a 15°C.

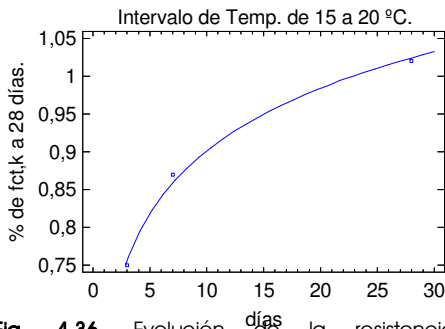


Fig. 4.36. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-25 en el rango de temperatura de 15 a 20°C.

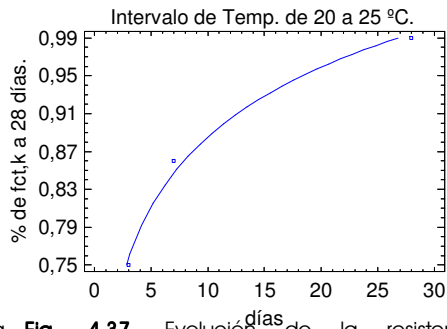


Fig. 4.37. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-25 en el rango de temperatura de 20 a 25°C.

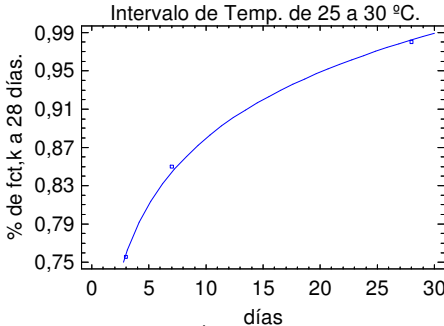


Fig. 4.38. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-25 en el rango de temperatura de 25 a 30°C.

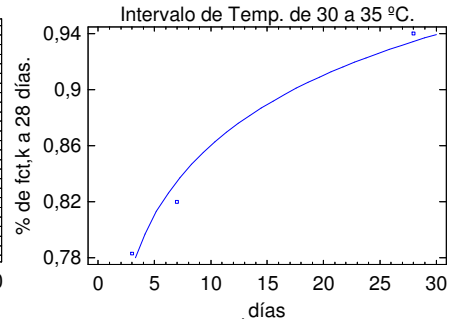


Fig. 4.39. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-25 en el rango de temperatura de 30 a 35°C.

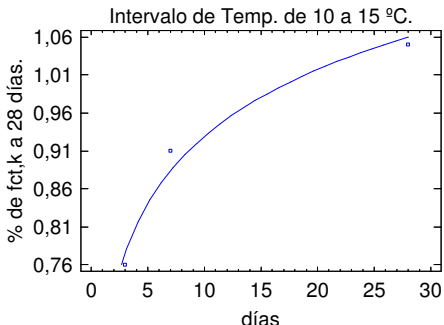


Fig. 4.40. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-30 en el rango de temperatura de 10 a 15°C.

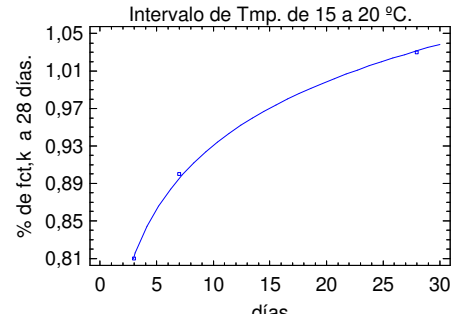


Fig. 4.41. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-30 en el rango de temperatura de 15 a 20°C.

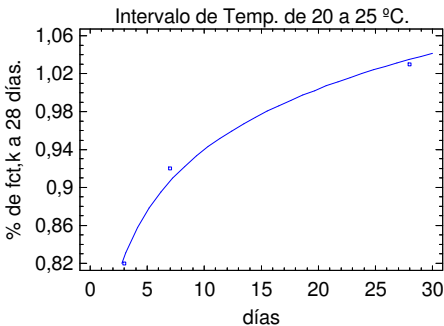


Fig. 4.42. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-30 en el rango de temperatura de 20 a 25°C.

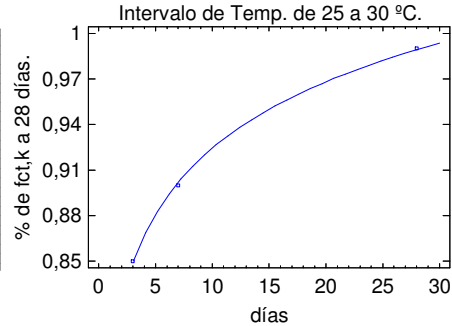


Fig. 4.43. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-30 en el rango de temperatura de 25 a 30°C.

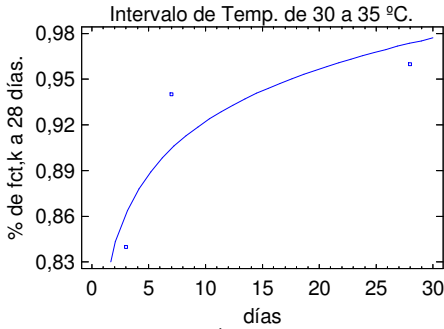


Fig. 4.44. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-30 en el rango de temperatura de 30 a 35°C.

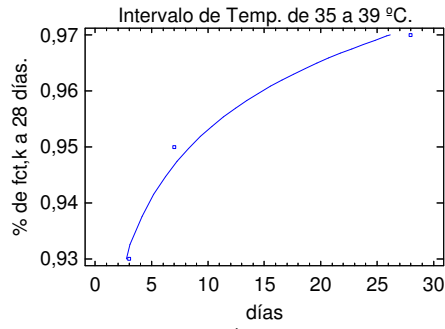


Fig. 4.45. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-30 en el rango de temperatura de 35 a 39°C.

En ambos casos, si el coeficiente α necesario para el descimbrado es menor al definido en la gráfica o en las Tablas 4.22 y 4.24 se establece un periodo mínimo de descimbrado de 3 días, puesto que las regresiones han sido obtenidas a partir de ensayos de probetas a 3 días. Si por el contrario, el coeficiente α necesario es mayor al definido en las Tablas 4.22 y 4.24 para cada intervalo de temperatura no es posible el cálculo del periodo de descimbrado.

Si el coeficiente α es de un valor comprendido en la gráfica o en las Tablas 4.22 y 4.24 para cada intervalo de temperatura, también se pueden emplear las Figs. 4.46 y 4.47 o las ecuaciones para todo el rango de temperaturas de las Tablas 4.34 y 4.35 y ajustar los días equivalentes mediante la Ec. 4.6 propuesta por la EH-91.

$$t_t = \frac{\sum_{j=1}^n [j \cdot (T+10)]}{30} \quad (4.6)$$

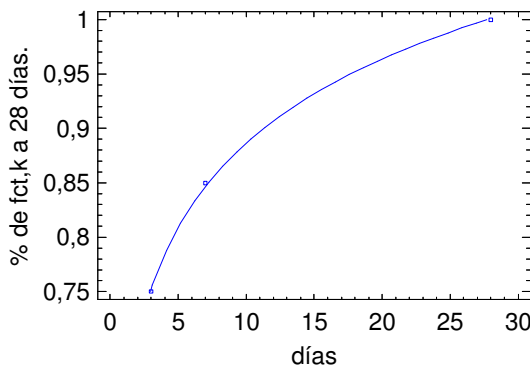


Fig. 4.46. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-25.

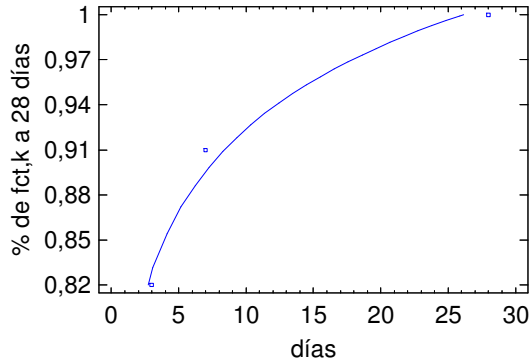


Fig. 4.47. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-30.

Intervalo (°C)	Regresión
5<T≤10	$\alpha = 0,583179 + 0,125999 \cdot \ln(\text{días})$
10<T≤15	$\alpha = 0,617547 + 0,114692 \cdot \ln(\text{días})$
15<T≤20	$\alpha = 0,625697 + 0,11964 \cdot \ln(\text{días})$
20<T≤25	$\alpha = 0,64112 + 0,106111 \cdot \ln(\text{días})$
25<T≤30	$\alpha = 0,650188 + 0,0996491 \cdot \ln(\text{días})$
30<T≤35	$\alpha = 0,694872 + 0,0718841 \cdot \ln(\text{días})$
Todo HA-25	$\alpha = 0,629532 + 0,111562 \cdot \ln(\text{días})$

Tabla 4.34. Regresiones de cálculo del coeficiente α y periodo de descimbrado, para cada intervalo de temperaturas y todo el HA-25.

Intervalo (°C)	Regresión
10<T≤15	$\alpha = 0,636697 + 0,12701 \cdot \ln(\text{días})$
15<T≤20	$\alpha = 0,704955 + 0,0980336 \cdot \ln(\text{días})$
20<T≤25	$\alpha = 0,726543 + 0,092582 \cdot \ln(\text{días})$
25<T≤30	$\alpha = 0,779637 + 0,0628989 \cdot \ln(\text{días})$
30<T≤35	$\alpha = 0,807318 + 0,049876 \cdot \ln(\text{días})$
35<T≤39	$\alpha = 0,912659 + 0,0175674 \cdot \ln(\text{días})$
Todo HA-30	$\alpha = 0,741966 + 0,0790532 \cdot \ln(\text{días})$

Tabla 4.35. Regresiones de cálculo del coeficiente α y periodo de descimbrado, para cada intervalo de temperaturas y todo el HA-30.

$$\begin{aligned}
 t &= e^{\frac{(\alpha - 0,583179)}{0,125999}} && (5 \text{ } ^\circ\text{C} < T \leq 10 \text{ } ^\circ\text{C}) \\
 t &= e^{\frac{(\alpha - 0,617547)}{0,114692}} && (10 \text{ } ^\circ\text{C} < T \leq 15 \text{ } ^\circ\text{C}) \\
 t &= e^{\frac{(\alpha - 0,625697)}{0,11964}} && (15 \text{ } ^\circ\text{C} < T \leq 20 \text{ } ^\circ\text{C}) \\
 t &= e^{\frac{(\alpha - 0,64112)}{0,106111}} && (20 \text{ } ^\circ\text{C} < T \leq 25 \text{ } ^\circ\text{C}) \\
 t &= e^{\frac{(\alpha - 0,650188)}{0,0996491}} && (25 \text{ } ^\circ\text{C} < T \leq 30 \text{ } ^\circ\text{C}) \\
 t &= e^{\frac{(\alpha - 0,694872)}{0,0718841}} && (30 \text{ } ^\circ\text{C} < T \leq 35 \text{ } ^\circ\text{C})
 \end{aligned} \tag{4.7}$$

Despejando el coeficiente α de las Tablas 4.34 y 4.35 para cada intervalo de temperatura se obtienen las ecuaciones de cálculo directas, Ecs. 4.7 y 4.8, para el caso de f_{ck} igual a 25 y 30 MPa, respectivamente:

$$\begin{aligned}
 t &= e^{\frac{(\alpha-0,636697)}{0,12701}} && (10\text{ }^{\circ}\text{C} < T \leq 15\text{ }^{\circ}\text{C}) \\
 t &= e^{\frac{(\alpha-0,704955)}{0,0980336}} && (15\text{ }^{\circ}\text{C} < T \leq 20\text{ }^{\circ}\text{C}) \\
 t &= e^{\frac{(\alpha-0,726543)}{0,092582}} && (20\text{ }^{\circ}\text{C} < T \leq 25\text{ }^{\circ}\text{C}) \\
 t &= e^{\frac{(\alpha-0,779637)}{0,0628989}} && (25\text{ }^{\circ}\text{C} < T \leq 30\text{ }^{\circ}\text{C}) \\
 t &= e^{\frac{(\alpha-0,807318)}{0,049876}} && (30\text{ }^{\circ}\text{C} < T \leq 35\text{ }^{\circ}\text{C}) \\
 t &= e^{\frac{(\alpha-0,912659)}{0,0175674}} && (35\text{ }^{\circ}\text{C} < T \leq 39\text{ }^{\circ}\text{C})
 \end{aligned}
 \tag{4.8}$$

Los valores del coeficiente α obtenidos en esta tesis son comparados en la Tabla 4.36 con los obtenidos por J. Benlloch, (1996). Los valores muestran que en la actualidad los hormigones adquieren resistencias de un modo más rápido que hace 16 años. Este resultado probablemente se debe a una mayor velocidad de endurecimiento de los cementos empleados en la actualidad.

días	Valor del coeficiente α			
	HA-25 (MPa)		HA-30 (MPa)	
	Benlloch	Cánoves	Benlloch	Cánoves
0,5	0,3370	0,5522	0,5125	0,6872
1	0,4498	0,6295	0,5925	0,7420
1,5	0,5157	0,6748	0,6393	0,7740
2	0,5626	0,7069	0,6725	0,7968
2,5	0,5989	0,7318	0,6982	0,8144
3	0,6286	0,7521	0,7193	0,8288
3,5	0,6536	0,7693	0,7371	0,8410
4	0,6754	0,7842	0,7525	0,8516
4,5	0,6945	0,7973	0,7661	0,8609
5	0,7117	0,8091	0,7782	0,8692
5,5	0,7272	0,8197	0,7892	0,8767
6	0,7414	0,8294	0,7993	0,8836
6,5	0,7544	0,8384	0,8085	0,8899

7	0,7665	0,8466	0,8171	0,8958
7,5	0,7777	0,8543	0,8250	0,9013
8	0,7882	0,8615	0,8325	0,9064
8,5	0,7981	0,8683	0,8395	0,9111
9	0,8074	0,8747	0,8461	0,9157
9,5	0,8162	0,8807	0,8523	0,9199
10	0,8245	0,8864	0,8582	0,9240
11	0,8400	0,8970	0,8692	0,9315
12	0,8542	0,9068	0,8793	0,9384
13	0,8672	0,9157	0,8885	0,9447
14	0,8793	0,9240	0,8971	0,9506
15	0,8910	0,9316	0,9065	0,9560
16	0,9020	0,9388	0,9155	0,9611
17	0,9124	0,9456	0,9241	0,9659
18	0,9223	0,9520	0,9323	0,9705
19	0,9316	0,9580	0,9401	0,9747
20	0,9405	0,9637	0,9477	0,9788
21	0,9490	0,9692	0,9549	0,9826
22	0,9572	0,9744	0,9620	0,9863
23	0,9650	0,9793	0,9688	0,9898
24	0,9725	0,9841	0,9754	0,9932
25	0,9797	0,9886	0,9818	0,9964
26	0,9867	0,9930	0,9880	0,9995
27	0,9934	0,9972	0,9941	1,0025
28	1,0000	1,0013	1,0000	1,0054

Tabla 4.36. Valores del coeficiente α obtenido en esta tesis y por J. Benlloch, (1996).

El valor del coeficiente α obtenido por Fernández Gómez, (1986), en cada temperatura de curado sobre el hormigón fabricado con cemento tipo P-450 (45 MPa de resistencia a compresión) definido en la Fig. 2.64 es menor respecto a los obtenidos en esta tesis para los tipos de hormigón HA-25 y HA-30 (Figs. 4.34 a 4.45), puesto que, por ejemplo a 7 días y 20 °C Fernández Gómez obtiene un valor de α igual a 0,75 mientras que según el estudio estadístico el valor de α corresponde a 0,86. Estos valores confirman que los hormigones actuales adquieren resistencias de un modo más rápido que los fabricados hace 1 década.

IV.2.1. Método J. Benlloch Modificado

Con los resultados del estudio estadístico realizado sobre las dos muestras de hormigón se procede al ajuste del método de cálculo del periodo de descimbrado denominado J. Benlloch. Este método basado en la relación lineal entre el logaritmo de la edad (o más propiamente de la madurez) y la resistencia característica a tracción del hormigón se ha analizado en el apart. II.5.4.4 de la presente tesis doctoral.

Por lo tanto, si la resistencia característica a tracción a la edad de j días es:

$$f_{ct,j} \geq A + B \cdot \ln j \quad (4.9)$$

Donde, una vez ajustado el método, para hormigón con una resistencia a compresión f_{ck} igual a 25 y 30 MPa, y una edad cualquiera, j , se obtienen las Ecs. 4.10 y 4.11.

$$f_{ct,j} \geq (A + B \cdot \ln j) \cdot f_{ctb,28} = (0,629532 + 0,111562 \cdot \ln t) \cdot f_{ctb,28} \quad (4.10)$$

$$f_{ct,j} \geq (A + B \cdot \ln j) \cdot f_{ctb,28} = (0,741966 + 0,0790532 \cdot \ln t) \cdot f_{ctb,28} \quad (4.11)$$

Para la edad de 28 días, se convierte en la identidad siguiente:

$$f_{ctb,28} = (0,629532 + 0,111562 \cdot \ln 28) \cdot f_{ctb,28} = 1,00 \cdot f_{ctb,28} \quad (4.12)$$

$$f_{ctb,28} = (0,741966 + 0,0790532 \cdot \ln 28) \cdot f_{ctb,28} = 1,00 \cdot f_{ctb,28} \quad (4.13)$$

Dividiendo la Ec. 4.10 entre la Ec. 4.12 y la Ec. 4.11 entre la 4.13, se tiene el cociente $f_{ct,j} / f_{ct,28}$ que es, precisamente, α , para el hormigón de resistencia especificada de 25 y 30 MPa, respectivamente.

$$\frac{f_{ctb,j}}{f_{ctb,28}} = \alpha = \frac{(0,629532 + 0,111562 \cdot \ln t) \cdot f_{ctb,28}}{1,00 \cdot f_{ctb,28}} \rightarrow \alpha = (0,629532 + 0,111562 \cdot \ln t) \quad (4.14)$$

$$\frac{f_{ctb,j}}{f_{ctb,28}} = \alpha = \frac{(0,741966 + 0,0790532 \cdot \ln t) \cdot f_{ctb,28}}{1,00 \cdot f_{ctb,28}} \rightarrow \alpha = (0,741966 + 0,0790532 \cdot \ln t) \quad (4.15)$$

Despejando los días necesarios para el descimbrado 't' de la expresión anterior, se obtienen las Ec. 4.16 y 4.17, para el descimbrado de los hormigones HA-25 y HA-30, respectivamente:

$$t = e^{\frac{(\alpha-0,629532)}{0,111562}} \quad (4.16)$$

$$t = e^{\frac{(\alpha-0,741966)}{0,0790532}} \quad (4.17)$$

Finalmente se realiza la corrección de la temperatura de curado del hormigón mediante la Ec. 4.18 o 4.19, ambas propuestas por el el Código Modelo (1990) y por la antigua Instrucción EH-91, respectivamente.

$$t_t = \sum_{j=1}^n \Delta t_j e^{-\left(\frac{4,000}{273 + \frac{T(\Delta t_j)}{T_0}} - 13,65\right)} \quad (4.18)$$

Donde: t_t , es la edad del hormigón corregida, edad teórica. $T(\Delta t_j)$, es la temperatura en °C, durante un periodo de tiempo Δt_j , T_0 , es la temperatura de 1°C. Δt_j , es el número de días que el hormigón ha permanecido a una temperatura media de T°C.

$$t_t = \frac{\sum_{j=1}^n [j \cdot (T+10)]}{30} \quad (4.19)$$

Donde: j, es el número de días durante los cuales el endurecimiento se efectúa a una temperatura media de T grados centígrados.

IV.3. Ejemplos de Aplicación

Los siguientes ejemplos están orientados a aplicar tanto el Método Propuesto como el método directo o al cálculo de los esfuerzos mediante la técnica de "clareo" de puntales.

En todos los casos, para una posible comparación de los métodos, he empleado un conjunto constante de datos referido a los pesos de los distintos elementos constructivos:

- Forjado unidireccional, luces de hasta 5 metros; canto total menor a 0,28 metros, según tabla C.5 CTE-DB-SE-AE.

Peso por metro cuadrado.....3,0 kN/m²

- Solado a base de baldosa cerámica recibida con mortero de cemento, incluso material de agarre, con espesor total menor a 0,08 m., según tabla C.5 CTE-DB-SE-AE.

Peso por metro cuadrado.....1,0 kN/m²

- Sobrecarga de tabiquería, de acuerdo con el art. 2.1 del CTE-DB-SE-AE.

Peso por metro cuadrado.....1,0 kN/m²

- Guarnecido y enlucido de yeso, de acuerdo con tabla C.4 del CTE-DB-SE-AE.

Peso por metro cuadrado.....0,15 kN/m²

- Sobrecarga de uso en viviendas, según art. 3.11 del CTE-DB-SE-AE (incluye el incremento por zona de acceso y evacuación del edificio).

Peso por metro cuadrado.....3,0 kN/m²

Total de carga característica por metro cuadrado: 8,15 kN/m².

El coeficiente de ponderación de las acciones, para estados límite últimos, y en fase de utilización de la construcción, γ_f es igual a 1,50. Este valor se corresponde con el control normal en la ejecución y daños previsibles, en caso de accidente, medios.

Con carácter general las cargas y coeficientes de ponderación considerados en la fase de construcción son los siguientes:

Coefficiente de ponderación de acciones, γ_f1,40

La sobrecarga de construcción.....3,0/3= 1,0 kN/m²
por forjado (N=3).

Peso de la cimbra.....10% del peso propio del forjado.

Incertidumbre de la hipótesis.....10% del peso propio del forjado.

Con estos coeficientes es posible plantear el mayor valor del coeficiente "k" compatible con un valor del coeficiente "α" igual a la unidad; es decir, una igualdad entre la carga mayorada en situación de construcción y la carga mayorada para la que se ha calculado la estructura. Cualquier coeficiente "α" mayor que la unidad implica una posibilidad mayor de una seguridad insuficiente en fase de construcción^{xvii}.

El valor del coeficiente "α" se obtiene a partir de la expresión:

$\alpha = \frac{1,40 \cdot (K \cdot 1,10 \cdot 1,10 \cdot 3,0 + 1,0)}{1,50 \cdot 8,15}$	(4.20)
---	---------------

^{xvii} De hecho, un coeficiente superior a la unidad indica que el coeficiente de ponderación empleado en la fase de construcción es menor que el especificado o bien que no hay el margen suficiente para la sobrecarga de construcción proyectada. Evidentemente, no indica necesariamente una situación de agotamiento aunque si un riesgo mayor que el que se estimaba como máximo asumible.

Por tanto, para $\alpha=1,00$ se puede despejar el valor máximo de K con las condiciones establecidas previamente:

$$K = \frac{1,0 \cdot 1,50 \cdot 8,15 - 1,40 \cdot 1,0}{1,40 \cdot 1,10 \cdot 1,10 \cdot 3,0} \approx 2,07 \quad (4.21)$$

Para obtener mayores valores de K, sería necesario reducir el coeficiente de ponderación de las acciones, valor mínimo de $\gamma_f=1,35$, y la sobrecarga de construcción. En estas condiciones, el valor máximo de K sería:

$$K = \frac{1,0 \cdot 1,50 \cdot 8,15 - 1,0}{1,35 \cdot 1,10 \cdot 1,10 \cdot 3,0} \approx 2,29 \quad (4.22)$$

Este valor K es ligeramente superior al máximo obtenido con dos juegos de cimbras ($K=2,25$) y, también, ligeramente inferior al máximo obtenido con tres juegos de cimbras ($K=2,38$), véase apart. II.4.2.

IV.3.1. Ejemplo de Técnica de Clareo, Método Directo y Método Propuesto, Temperatura de 10°C

La Fig. 4.48 recoge la secuencia constructiva de la estructura en estudio. El hormigón especificado en proyecto es HA-25/B/20/IIa fabricado en central hormigonera con sello de calidad. La temperatura de curado es de 10 °C. Los restantes datos son los obtenidos anteriormente.

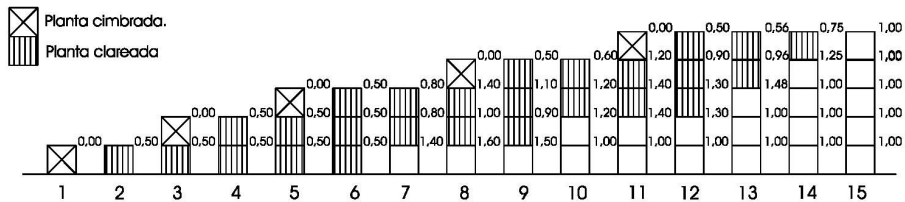


Fig. 4.48. Valor del coeficiente "k" obtenido de la secuencia constructiva, 1 planta cimbrada y 2 plantas clareadas.

Los coeficientes "k" recogidos en la Fig. 4.48 han sido calculados a partir del método indicado en el apart. II.4.3. Además, conforme allí este expuesto, he tomado la solución de repartir las cargas entre el forjado

inmediato, con un 60%, mientras que los restantes forjados se reparten el 40% restante. Así por ejemplo:

Forjado 1º, fase 7ª;.....	$K=0,50 + 0,60 \times 1,50=1,40$
Forjado 1º, fase 8ª;.....	$K=1,40 + 1 \times 0,40/2=1,60$
Forjado 1º, fase 9ª;.....	$K=1,60 - 0,50 \times 0,40/2=1,50$
Forjado 2º, fase 7ª;.....	$K=0,50 + 1,50 \times 0,40/2=0,80$
Forjado 2º, fase 8ª;.....	$K=0,80 + 1 \times 0,40/2=1,00$
Forjado 2º, fase 9ª;.....	$K=1,00 - 0,50 \times 0,40/2=0,90$
Forjado 2º, fase 10ª;.....	$K=0,90+(1,50-1,00) \times 0,60=1,20$
Forjado 2º, fase 11ª;.....	$K=1,20 + 1,00 \times 0,40/2=1,40$
Forjado 2º, fase 12ª;.....	$K=1,40 - 0,50 \times 0,40/2=1,30$
Forjado 3º, fase 13ª;.....	$K=1,30 + (1,30-1,00) \times 0,60=1,48$

En todas las operaciones anteriores, el primer sumando es el valor que tenía el forjado en estudio en la fase anterior. Mientras la cimbra llega hasta el suelo, del lado de la seguridad, he considerado que únicamente se altera la carga conducida hasta el suelo y no las de los forjados intermedios. Así por ejemplo, en la fase 6ª, cuando se "clarear" los puntales entre forjado 2º y forjado 3º, o se ha reducido el coeficiente k del forjado 2º y 1º, del lado de la seguridad. Sin embargo, véase la Fig. 2.51 del apart. II.4.3, los datos de mediciones en obra (Moragues, 1992) vienen a indicar que realmente se descarga el forjado inmediatamente inferior. Del mismo modo, en el caso de nuevo hormigonado de un forjado superior, cuando la cimbra llega hasta el suelo, no es absorbida toda la carga por la solera. Tal y como demostré entonces es suficientemente exacto la simplificación aquí expuesta.

Los valores del coeficiente "α" obtenidos a partir de la Ec. 4.20, substituyendo "k" por su valor en cada caso, están resumidos en la Fig. 4.49.

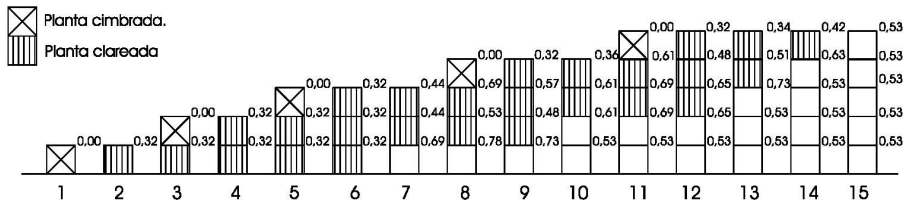


Fig. 4.49. Valor del coeficiente “α” obtenido de la secuencia constructiva, 1 planta cimbrada y 2 plantas clareadas.

Mediante el método directo, la obtención de la edad mínima para clarear el forjado último hormigonado, se reduce a conseguir una resistencia a tracción indirecta en probetas cilíndricas, 15x30, curadas en obra, no menor de un determinado valor. Así, dado que en el ejemplo el hormigón tenía una resistencia característica, a compresión, de 25 MPa, a tracción indirecta su resistencia característica sería:

$$f_{ck,tb,k} = \frac{0,21}{0,90} \cdot \sqrt[3]{25,0^2} = 1,99 \text{ N/mm}^2 \quad (4.23)$$

Ambas resistencias características, a compresión y tracción indirecta, referidas a la edad de 28 días y curado normalizado. En todos los forjados, al clarear el valor del coeficiente α vale 0,34. Por tanto, la resistencia característica necesaria a la edad de ensayo de las probetas conservadas en obra, valdrá:

$$f_{ck,tb,k,i} = \alpha \cdot f_{ctb,k,28} = 0,32 \cdot 1,99 = 0,63 \text{ N/mm}^2 \quad (4.24)$$

Es decir, es necesario que la resistencia característica estimada a partir de los valores medios de ensayo sea superior a 0,63 MPa para poder clarear el último forjado hormigonado.

Por el método propuesto (método indirecto) el procedimiento de cálculo de las edades necesarias es elemental. En este caso, la regresión calculada por el método propuesto para el intervalo de temperatura de 5 a 10°C es válida para valores del coeficiente α entre 0,733 y 1,01, por lo tanto, se emplea la Fig. 4.34 o la Ec. 4.7 (para el intervalo de temperatura de 5 a 10°C).

La Fig. 4.50 muestra las edades (desde el final del fraguado) necesarias en todos los forjados para los coeficientes α obtenidos en la Fig. 4.49.

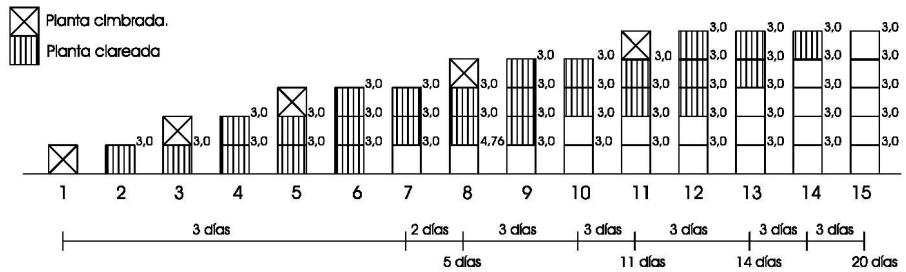


Fig. 4.50. Días necesarios, método C.B.C, para la secuencia constructiva proyectada (Temperatura de curado, 10 °C).

Puesto que el coeficiente α de cada fase constructiva es inferior a 0,733 el periodo de descimbrado entre fases consecutivas será de 3 días. Por lo tanto, el periodo de descimbrado del primer forjado será de 3 días. En los forjados 2º y 3º el periodo de descimbrado se incrementa debido al hormigonado de los forjados 4º y 5º, respectivamente para cada fase, puesto que entre dos secuencias constructivas sucesivas, es siempre el forjado más desfavorable (aquel que tiene mayor diferencia de tiempos entre las dos secuencias) el que provoca el incremento de tiempo necesario. Así, por ejemplo, entre la fase 7 y 8 el único forjado que incrementa la edad necesaria es el forjado 1º, de 3 a 4,76 días (es decir, aumenta 2 días). Entre la fase 8ª y 10ª tan solo hay que considerar el descimbrado del forjado 2º puesto que los coeficientes α de la fase 9ª son inferiores a 0,733.

El ciclo de construcción que puede llevarse con la solución de plantas cimbradas y clareadas es realmente rápido. De hecho, a 10°C, es una velocidad de 1 plantas cada 4 días, en el esquema representado en la Fig. 4.50. Sin embargo, conviene recordar que este sistema introduce en los puntales una carga doble que la que recibirían si no se procediese al clareado de los puntales. Además, es necesario recordar lo que he

expuesto referido a la deformabilidad de los forjados con cargas importantes (véase apart. II.4.5 de la presente tesis doctoral).

IV.3.2. Ejemplo de 2 Plantas Cimbradas y Temperatura de 25°C

La Fig. 4.51 representa la secuencia constructiva del siguiente ejemplo de aplicación. El hormigón especificado en proyecto es HA-25/B/20/I/a fabricado en central hormigonera con sello de calidad. Los restantes datos son los recogidos previamente. Al menos con los coeficientes mayores será necesario emplear $\gamma_f=1,35$ y una sobrecarga de construcción mayorada no superior a 1 kN/m² (véase Ec. 4.22).

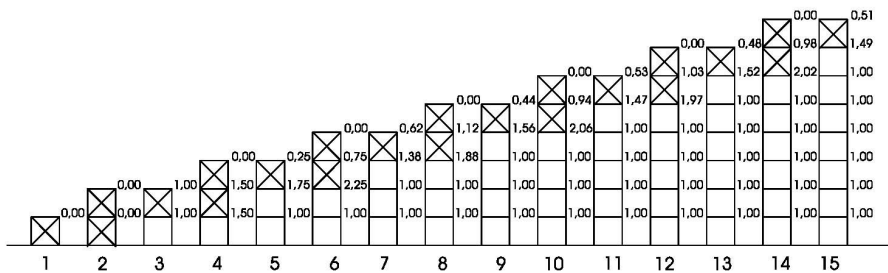


Fig. 4.51. Valor del coeficiente "k" obtenido de la secuencia constructiva de 2 plantas cimbradas.

Los coeficientes han sido obtenidos a partir del método simplificado expuesto en el apart. II.4.2.1. Para la obtención de los coeficientes α , a partir de 2,07 es necesario considerar una reducción en el coeficiente de ponderación de las acciones en fase de construcción (menor a 1,50 y superior a 1,35) o de la sobrecarga de construcción considerada, o finalmente, de ambas variables a la vez. De forma simplificada, es posible considerar que el coeficiente α vale la unidad para cualquier "k" superior a 2,07. En efecto, con anterioridad he demostrado (apart. IV.3, encabezado de apartado) que hasta $k=2,29$ es posible obtener coeficientes α inferiores a la unidad.

Los coeficientes α están obtenidos a partir de la Ec. 4.20, de forma análoga al ejemplo anterior. La Fig. 4.52 muestra los valores obtenidos de estos coeficientes con la condición impuesta de que $\alpha=1$ para coeficientes de transmisión k superiores a 2,07.

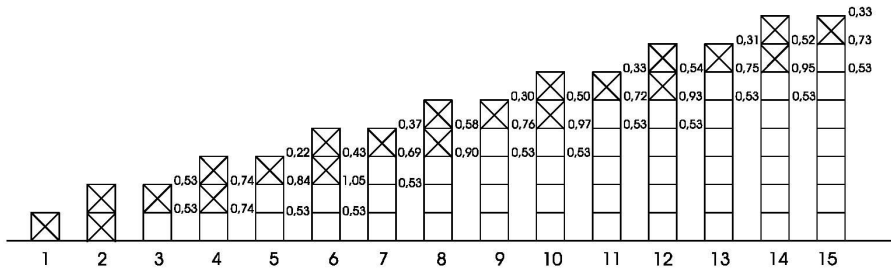


Fig. 4.52. Valor del coeficiente "α" obtenido de la secuencia constructiva de 2 plantas cimbradas.

Suponiendo una temperatura media de 25°C, correspondiente a una situación de proyecto, es posible obtener el valor de la edad necesaria de cada forjado mediante la Fig. 4.37 o según la ecuación de la Tabla 4.34 para el intervalo de temperatura de 20 a 25°C.

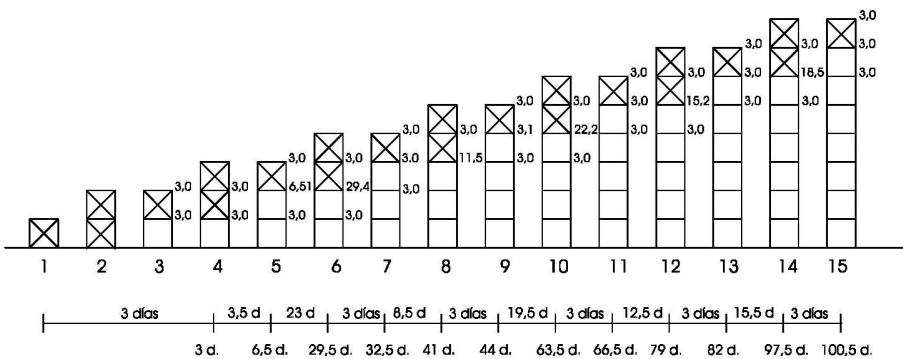


Fig. 4.53. Edad mínima necesaria para cada fase, considerando una temperatura media durante el curado de 31 °C.

Del mismo modo que en el ejemplo anterior, para los coeficientes α inferiores a 0,75 se ha contabilizado como valor mínimo del periodo dicha fase de 3 días. Por lo tanto, hasta el cimbrado del forjado 3º transcurren 3 días. En este caso al tener coeficientes α iguales a la unidad es necesario que se haya desarrollado toda la resistencia especificada

para la edad de 28 días y, en consecuencia, al ser la temperatura de curado superior a 20°C (en el ejemplo 25°C) son necesarios plazos superiores a los 28 días, del orden de 29,4 días. Por lo tanto, el ciclo de construcción es de una planta cada 13 días de media.

V. CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

En este apartado se resumen las principales conclusiones de esta tesis doctoral, así como, las futuras líneas de investigación que se estiman que pueden ser interesantes seguir para completar más esta área de conocimiento.

V.1. Conclusiones Generales

Las conclusiones más sobresalientes de la presente tesis doctoral son las siguientes:

- I. El método simplificado de cálculo de las cargas durante la fase de construcción de la estructura tiene suficiente exactitud para su uso práctico en construcción.
- II. El valor de la sobrecarga de construcción durante la ejecución de la estructura es muy variable. Un valor mínimo, mayorado de 1 kN/m² debe emplearse en los forjados. En cualquier caso, el técnico director debe siempre valorar las acumulaciones de pesos y las cargas producidas por impactos dinámicos durante la ejecución que pueden superar ampliamente el anterior valor.
- III. La influencia de la fase de construcción de los forjados en la deformabilidad futura de la estructura es variable y función de la velocidad de construcción y de la calidad del hormigón.
Ciclos de construcción rápidos, menores de siete días, con resistencias normales ($f_{ck} \leq 35 \text{ N/mm}^2$), producen incrementos en la flecha final de la estructura durante su periodo de vida útil. En este sentido, la técnica de cimbrado provoca mayores flechas finales que otras técnicas como el recimbrado, que introducen menores cargas y tensiones durante la construcción.

IV. La técnica del clareo, eliminando en un periodo corto de tiempo el 50% de los puntales que componen la cimbra, constituye, de forma práctica, un recimbrado parcial de la estructura.

Es necesario, en cualquier caso, controlar la carga transmitida por cada puntal así como el armado mínimo inferior y superior proyectado en el forjado dada la distribución de esfuerzos producidos por la distribución de cargas.

V. Los hormigones empleados en la Comunidad Valenciana tienen una evolución mucho más rápida que los hormigones empleado hace más de diez años y que sirvieron para la propuesta, por otros autoras, de unos métodos indirectos de cálculo de los plazos de descimbrado.

VI. La temperatura de curado del hormigón es el parámetro más significativo en la adquisición y evolución de la resistencia. Se constata que a una temperatura de curado elevada (mayores a 30°C) se adquiere mayor resistencia inicial (3 días) que a menor temperatura; sin embargo, a 7 días la resistencia es similar en todos los intervalos de temperatura (de 5 a 39°C), para posteriormente a edades iguales o superiores a 28 días, la resistencia del hormigón curado a temperatura elevada es inferior a la desarrollada mediante el curado a temperaturas inferiores, no alcanzado la resistencia especificada del hormigón.

VII. El aditivo del hormigón es otro parámetro, seguido de la temperatura de curado, más significativo en la adquisición y evolución de la resistencia. El aditivo superplastificante produce mayor resistencia a cualquier edad del hormigón que el aditivo plastificante y que la no adición de aditivo.

VIII. El empleo de adición caliza produce una mayor resistencia del hormigón a cualquier edad que la adición de cenizas volantes.

IX. El estudio estadístico prueba que una menor relación agua/cemento, la conservación de las probetas en obra durante 24 horas, un mayor

contenido de cemento y una menor consistencia producen una mayor resistencia del hormigón a cualquier edad que una mayor relación agua/cemento, la conservación de las probetas en obra durante 48 horas, un menor contenido de cemento y una mayor consistencia.

- X. El límite de 24 horas de permanencia en obra de las probetas de hormigón sometidas al intervalo de temperatura de 15°C a 35°C definido en la Instrucción de Hormigón Estructural "EHE-08" en el art. 86.3.2 puede ser aumentado hasta la temperatura de 5°C.
- XI. Se propone un nuevo método de cálculo indirecto del periodo de descimbrado de la estructura de hormigón. Este método es aplicable en hormigones cuya resistencia especificada sea de 25 o 30 MPa, y en los intervalos de temperatura estudiados en cada caso.
- XII. Se calibra o ajusta del Método de Benlloch, adaptándolo a las características mecánicas y condiciones de obra de los hormigones empleados a lo largo de los últimos años.

V.2. Futuras Líneas de Investigación

Todo el trabajo realizado en esta tesis deja abierta la posibilidad de futuras líneas de investigación, de las cuales destacan las siguientes:

- I. El estudio de otros tipos de hormigones más empleados en las diferentes provincias españolas, para cotejar y ajustar los métodos de cálculo del periodo de descimbrado propuestos en esta tesis.
- II. El cálculo de las ecuaciones del periodo de descimbrado para intervalos de temperatura no contemplados en esta tesis. Es decir, en el caso del HA-25/B/20/IIa los intervalos de temperatura menores a 5°C y mayores a 35°C y, en el caso del HA-30/B/20/IIa los menores a 10°C.

- III. El cálculo y ajuste de las regresiones propuestas en el método propuesto a edades inferiores a 3 días y mayores a 28 días para todos los intervalos de temperatura.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI Committee 311. (1970). "Proposed revision of ACI 318-63: Building code requirements for reinforced concrete." *ACI Journal, Proceedings*, 67(2), 77-107.

ACI Committee 318. (1983). Building code requirements for reinforced concrete, American Concrete Institute, Detroit, MI.

ACI Committee 347. (1988). "Guide to formwork for concrete." *ACI Structural Journal*, 530-562.

ACI Committee 347. (2005). Guide for shoring/reshoring of concrete multistory buildings (ACI 347.2R-05), ACI, Farmington Hills, MI.

Agarwal R.K, Gardner N.J. (1974). "Form and shore requirements for multi-story flat slab type buildings", *ACI Journal Proceedings*, 71(11), 559-569.

Aguinaga Zapata, Manuel; Bazant, Zdenek Panula (1986): "Creep Deflections un Slab Buildings and Forces in Shores during Construction". *Revista: ACI Journal*. Septiembre-Octobre de 1986. 719-726.

Ahmadi, B.H. (2000), "Initial and Final Setting Time of Concrete in Hot Weather", *Materials and Structures Vol. 33*, pp. 511-514.

Almusallam, A. (2001), "Effect of Environmental Conditions on the Properties of Fresh and Hardened Concrete", *Cement and Concrete Composites Vol. 23*, No. 4, pp. 353-361.

Anderson, S.M. y Carrasquillo R.L. (1993), "Effects of Withholding Mixing Water and Retempering on Properties of Concrete", *ACI Materials Journal Vol. 92*, No. 5, pp. 497-506.

Alexander, K.M. y Taplin, J.H. (1962), "Concrete Strength, Cement Hydration and the Maturity Rule", Australian Journal of Applied Science Vol. 13, pp. 277-284.

ALSINA (2011). "Catálogo general de productos y servicios".

Alvarado Y.A, Calderón P.A, Pallarés F.J, Pellicer T. (2005). "Estimation of shore removal times in bidirectional in situ concrete floor slabs applying the maturity method", Bangkok, Thailand.

Alvarado Y.A, (2007). "Definición de un modelo experimental y numérico de la construcción de forjados bidireccionales hormigonados in situ mediante cimbrado y descimbrado de plantas sucesivas con clareado de puntales", Dpto. de Ingeniería de la construcción y proyectos de ingeniería civil, Universidad Politécnica de Valencia.

Alvarado Y.A, Calderón P.A, Adam J.M, Pallares F.J, Payá I.J, Pellicer T. (2008). "Cargas en puntales en la construcción de edificios con clareado", IV Congreso de ACHE Congreso Internacional de Estructuras, Valencia.

Alvarado Y.A, Calderón P.A, Adam J.M, Payá I.J, Pellicer T, Pallares F.J, Moragues J.J, (2009). "An experimental study into the evolution of loads on shores and slabs during construction of multistory buildings using partial striking", Engineering Structures (2009), doi: 10.1016/j.engstruct.2009.03.021.

Alvarez R. (1983). "Comportamiento de las estructuras de hormigón en edificación durante el proceso constructivo", Hormigón y Acero, 152, 25-37.

Ambrose T.P, Huston D.R, Fuhr P.L, Devino E.A, Werner M.P (1994). "Shoring systems for construction load monitoring", Smart Materials and Structures, 3, 26-34.

ANSI A10.9. (1983). American national standard for construction and demolition operations concrete and masonry work - safety requirements, American NationalStandard Institute, New York.

AS 3610. (1995). Formwork for concrete, Australian Standards, Sidney.

ASCE 7-88. (1990). Minimum desing loads for buildings and other structures, ASCE.

ASTM (1999). "Standard practice for estimating concrete strength by the maturity method. ASTM C 1074-98", Philadelphia.

Azkune M, Puente I. (2007). "Evolución de la distribución de cargas entre puntales y forjados durante la construcción", Hormigón y Acero, 245(3), 79-91.

Azkune M, Puente I., Insausti A. (2007). "Effect to ambient temperature on the redistribution of loads during construction of multi-storey concrete structures", Engineering Structures, 29(6), 933-941.

Azkune M. (2007). "Transmisión de cargas en la ejecución de edificios de hormigón: mediciones en obra y análisis teórico", Tesis Doctoral, Universidad de Navarra, San Sebastián.

Benloch Marco, J. (1996): "Sistemas de Cimbrado:Acciones, Plazos y Problemas Constructivos. Trabajo de investigación para Cátedra de Universidad Politécnica de Valencia del Departamento de Construcciones Arquitectónicas.

Box, George E.P.; Hunter, William G.; Hunter, J. Stuart (1988): "Estadística para investigadores. Introducción al diseño de experimentos, análisis de datos y construcción de modelos". Traducción al castellano del mismo título inglés, por Arriman y Tor-Martorell. Editorial Reverté. ISBN:84-291-5041-2

Beeby A.W. (2001). "Criteria for the loading of slabs during construction", Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings, 146(2), 195-202.

Beeby A.W. (2001). "The forces in backprops during construction of flat slab structures", Structures and Buildings, 146(3), 307-317.

Blackey F.A, Beresford F.D. (1965). "Stripping of formwork for concrete in buildings in relation to structural design", Civil Engineering Transactions, Ce7, 2:92, 2:96.

BS 5975. (1982). Code of practice for falsework, British Standard institution.

Calavera J, Fernández J. (1991). “Cuaderno N° 3: Criterios para el descimbrado de estructuras de hormigón”, INTEMAC, Madrid.

Calavera J. (2002). “Calculo, construcción, patología y rehabilitación de forjados de edificación”, INTEMAC, Madrid.

Cañadas, J.E. (1989), “Factores que influyen en la Prognosis de la Resistencia a Compresión del Hormigón. Estudio efectuado a partir de las materias primas y condiciones de Cataluña”, Tesis Doctoral ETSAB, UPC.

Catalá J., Moragues J.J, Salort V., Sirvent P.L. (1991). “Transmisión de cargas entre forjados durante el proceso constructivo: Medidas realizadas en obra”, Revista: Hormigón y acero, nº178. Pags:37-47.

CEB-FIP (1991). “Model code 90”, Laussane.

Chen W.F, Mosallam K. (1991). “Concrete buildings: Analysis for safe construction”, Boca Raton. Florida, USA. ISBN:0-8493-85573-70-X.

Delibes Liniers, Adolfo (1993): “Tecnología y Propiedades Mecánicas del Hormigón”. Editado por INTEMAC. Madrid. 2ª Edición. ISBN:84-88764-01-4.

Díaz Lozano J., (2008). “Criterios técnicos para el descimbrado de estructuras de hormigón”, Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid.

Comella, J., Picó, S. y Taure, E. (2002), “Las Pérdidas de Resistencia del Hormigón durante el Verano”, Anales de Construcciones y Materiales Avanzados Vol. 1, pp. 49-58, Ed. UPC, Barcelona.

DIN 4421. (1982). Falsework - Calculation, design and construction, Berlin.

Duan M.Z, Chen W.F. (1995). "Improved simplified method for slab and shore load analysis during construction", Project Report CE-STR-95-24, West Lafayette, Ind.

Duan M.Z, Chen W.F. (1996). "Design guidelines for safe concrete construction", Concrete International, 18(10), 44-49.

El-Shahhat A.M, Chen W.F. (1992). "Improved analysis of shore-slab interaction", ACI Structural Journal, 89(5), 528-537.

El-Shahhat A.M., Rosowsky D.V, Chen W.F. (1993). "Construction safety of multistory concrete buildings", ACI Structural Journal, 90(4), 335-341.

El-Shahhat A.M, Rosowsky D.V, Chen W.F. (1994). "Partial factor design for reinforced concrete buildings during construction", ACI Structural Journal, 91(4), 475-485.

El-Sheik, MAgdy: Chen, Wai-Fah (1989): "Maximum Probabilistic shore load in multistory R/C Buildings". Computers and Structures. Vol.32, n°6, pags.1347-1357.

El-Sheik, MAgdy: Chen, Wai-Fah (1989): "Effects of fast construction rate on deflections of R.C. Buildings". Journal of Structural Engineering Vol. 114, n°10, pags.2225-2238.

Eldukair Z.A, Ayyub B.M. (1991). "Analysis of recent U.S. structural and construction failures", Journal of Performance of Constructed Facilities, 5(1), 57-73.

EN 12812. (2004). Falsework - Performance requirements and general design, European Standard.

ENV 1992-1-1 (Eurocode N° 2) (1991). "Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for Buildings".

Epaarachchi D.C, Stewart M.G, Rosowsky D.V. (2002). "Structural reliability of multistory buildings during construction", Structural Engineering, 128(2), 205-213.

Fang D.P, Zhu H.Y, Geng C.D, Liu X.L. (2001). "On site measurement of load distribution in reinforced concrete buildings during construction", ACI Structural Journal, 98(2), 157-163.

Fang D.P, Geng C.D, Zhu H.Y, Liu X.L. (2001). "Floor load distribution in reinforced concrete buildings during construction", ACI Structural Journal, 98(2), 149-156.

Feld J, Carper K. (1997). "Construction Failure", John Wiley and Sons.

Feld J, Carper K. (1975). "Formwork for concrete. ACI Committee 347 Symposium Paper, concrete Formwork Failures". ACI Journal, Julio 1975. 351-355.

Fernández J., (1986). "Estudio experimental de la evolución de las características mecánicas del hormigón curado en diversas condiciones y su aplicación al cálculo de los procesos de descimbrado", Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid.

Gardner N.J, Poon S.M. (1976). "Time and temperature effects on tensile, bond and compressive strengths", ACI Journal Proceedings, 73(7), 405, 409.

Gardner N.J; Chan, C.S.(1984):"Comparison of preshores and reshore procedures for flat slabs" ASI Second international conference on forming economical concrete buildings. 157-174.

Gardner N.J, Poon S.M. (1985). "Shoring and reshoring and safety", AConcrete international. Vol. 7, nº4, 28-34.

Gardner, N..J; Fu, H.C. (1987):"Effects of high construction loads on the long-term deflections of flat slabs". ACI Structural Journal, Vol.84, nº 4. 349-360.

Gardner N..J, (1990):"Design and construction interdependence". Concrete international. Julio-Agosto. 32-38.

Grundy P., Kabaila A. (1963). "Construction loads on slabs with shored formwork in multistory buildings", ACI Structural proceedings, 60(12), 1729-1738.

Guo C (1989). “Maturity of concrete: method for predicting early-stage strength”, *ACI Materials Journal*, 86(4), 341, 353.

Hewlett, P.C. (2001), “Lea’s Chemistry of Cement and Concrete (fourth edition)”, Ed. Butterworth-Heinemann, Oxford-England.

Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón, Orden ministerial de 3 de febrero de 1939. Ministerio de Obras Públicas.

Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón, Orden ministerial de 20 de marzo de 1944. Ministerio de Obras Públicas.

Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado EH-68, aprobada el 20 de septiembre de 1968. Ministerio de Obras Públicas.

Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado EH-73, aprobada el 19 de octubre de 1973. Ministerio de Obras Públicas.

Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado EH-80, aprobada el 17 de octubre de 1980. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo.

Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado EH-82, aprobada el 24 de julio de 1982. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo.

Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado EH-88, aprobada el 15 de julio de 1988. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo.

Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado EH-91, aprobada el 28 de junio de 1991. Ministerio de Obras Públicas y Transporte.

Instrucción de Hormigón Estructural EHE-98, Real Decreto 2661/1998 del 11 de diciembre, Madrid. Ministerio de Fomento.

Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08, Real Decreto 1247/2008 del 1 de diciembre, Madrid. Ministerio de Fomento.

Jacomel de Mattos, R.A. (2003), “A Influência da Temperatura da Água nas Propiedades do Concreto Fresco e Endurecido”, Tesina de Grado, Universida de Estadual de Londrina, Brasil.

Jawed, I., Skalny, J. y Young J.F. (1983), “Hydration of Portland Cement”, Essex, en P. Barnes (editor), Structure and Performance of Cements, Applied Science Publishers LTD., Cap. 6.

Johnston D.W, Wheeler L.K. (2003). “Guide to formwork for concrete”, ACI 347, 347-1, 347-32.

Kaminetzky D., Stivaros P. (1994). “Early-Age Concrete: Construction Loads, Behavior, and failures”, Concrete International, 16(1), 58-62.

Klieger P. (1958). “Effect of mixing and curing temperature on concrete strength”, ACI Journal Proceedings, 54(6), 1063,1081.

Kim, J.K., Moon, Y.H. y Eo, S.H. (1998), “Compressive Strength Development of Concrete with different Curing Time and Temperature”, Cement and Concrete Research Vol. 28, No. 12, pp. 1761-1773.

Knudsen, T. (1982), “Modelling Hydration of Portland Cement – The Effects of Particle Size Distribution”, Proceedings of the Engineering Foundation Conference on Characterization and Performance Prediction of Cement and Concrete, Henniker, New England College, pp. 125-149.

Lasisi M., Nieger S.F. (1979). “Construction loads imposed on high-rise floor slabs”, Concrete International, 1(2), 24-29.

Latif Abdul Hussain, M. (1994):”El desarrollo de las características mecánicas del hormigón fabricado con adiciones de cenizas volantes bajo varias condiciones de curado”. Informes de la construcción, vol.55, nº429, Enero/Febrero de 1994. 91-96.

Lew, H.S. (1985): "Constructions loads and load effects in concrete building supporting floors". Concrete international. Abril de 1985. 20-23.

Liu X.L, Chen W.F, Bowman M.D. (1985). "Construction loads on supporting floors", Concrete International, 7(12), 21-26.

Liu X.L, Chen W.F, Bowman M.D. (1985b). "Construction load analysis for concrete structures", Journal of Structural Engineering, 111(5), 1019-1036.

Liu X.L., Chen W.F, Bowman M.D. (1986). "Shore-slab interaction in concrete buildings", Journal of Construction Engineering and Management, 112(2), 227-244.

Liu X.L, Chen W.F. (1987). "Probability distribution of maximum wooden shore loads in multistory R/C buildings", Structural Safety, 4, 197-215.

Liu X.L, Chen W.F. (1988). "Análisis de construction loads on slabs and shores by personal computer", Concrete International, Junio 1988, 21-30.

Liu X.L, Chen W.F. (1989). "Shoring and Reshoring of high-rise buildings", Concrete international. Enero 1989, 64-68.

López de la Fuente, J. y Palomo, A. (2004), "Comportamiento Mecánico-resistente del Hormigón Preparado en Periodos Estivales" , Cemento-Hormigón No. 867, pp. 4-13.

Marí A.R, Serrà I. (1995). "Criterios para la determinación de plazos de descimbrado en estructuras de hormigón armado solicitadas a flexión", Hormigón y Acero, 197, 41-55.

Marosszeky, M. (1972): "Construction Loads Imposed in Multistory Structures". Civil engineering transactions. Barton, Vol:CE14, nº1, Abril 1972, 19-93.

Moragues J.J, Catalá J, Pellicer E. (1992). "Estudio de la transmisión de cargas en una estructura de edificación de hormigón armado durante el proceso de

cimbrado. Influencia de la variación de la rigidez con la edad del hormigón y del descimbrado parcia”. Departamento de Ingeniería de la Construcción. Edita:UPV. UPV/DCST 92/03.

Moragues J.J, Catalá J, Pellicer E. (1992b). “Estudio de la transmisión de cargas en una estructura de edificación de hormigón armado durante el proceso de cimbrado. Análisis lineal comparativo”. Departamento de Ingeniería de la Construcción. Edita:UPV. UPV/DCST 92/02.

Moragues J.J, (1992). “Algunas mediciones reales en cimbrados de plantas consecutivas realizados en España”. Departamento de Ingeniería de la Construcción. Edita:UPV. UPV/DCST 92/04.

Moragues J.J, Catalá J, Pellicer E. (1994). “Mediciones en obra y análisis teórico de estructuras de edificación, de hormigón armado, durante el proceso de cimbrado consecutivo de forjados”, *Hormigón y Acero*, 190, 83-91.

Mosallam K, Chen W.F. (1990). “Design considerations for formwork in multistorey concrete buildings”, *Engineering Structures*, 12(3), 163-172.

Mosallam K, Chen W.F. (1991). “Determining shoring loads for reinforced concrete construction”, *ACI Structural Journal*, 88(3), 340-350.

Mouret, M., Bascoul, A. y Escadeillas, G. (1997), “Drops in Concrete Strength in Summer Related to the Aggregate Temperature” , *Cement and Concrete Research* Vol. 27, No. 3, pp. 345-357.

Mouret, M., Bascoul, A. y Escadeillas, G. (1999), “Microstructural Features of Concrete in Relation to Initial Temperature” , *Cement and Concrete Research* Vol. 29, No. 3, pp. 369-375.

Neville, A.M. (1961): “Tecnología del concreto”. Instituto Mejicano del cemento y del concreto. A.C. Editorial Limusa. ISBN:968-464-033-5.

Neville, A.M. (1988): “Properties of Concrete”. Longman Scientific&Technhical . ISBN:0-582-40626-9

Nielsen K. (1952). "Loads on reinforced concrete floor slabs and their deformations during construction", Final report, 15, Stockholm: Swedish Cement and Concrete Research Institute, Royal Institute of Technology.

Newman J., Seng Choo B., (2003). "Advanced Concrete Technology". Ed. Elsevier. ISBN 0750641032.

Ortega Barrionuevo, F., Fernández Cánovas, M. (2009), "Análisis de las causas que motivan la disminución de resistencias a compresión, por efecto de temperaturas elevadas, en probetas de hormigón conservadas en obras durante el control de recepción" , Cemento-Hormigón No 934, pp. 14-25.

Ortega Barrionuevo, F., (2010): Tesis doctoral "Influencia de la compactación y conservación de probetas durante su permanencia en obra, así como su posterior refrentado en la resistencia a compresión del hormigón (periodo 1997-2007). Director tesis Dr. Francisco Ortega Barrionuevo. UPM.

Ortiz Lozano, J. (2005), "Estudio experimental sobre la influencia de la temperatura ambiental en la resistencia del hormigón preparado" , Tesis doctoral, Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona, Universidad Politécnica de Cataluña, España.

Palomo, A., Blanco-Varela, M.T., Vázquez, T., Puertas, F. y Puig, J. (2000), "Modificaciones Microestructurales del Cemento Hidratado por curado del Hormigón en Periodos Estivales" , Cemento-Hormigón No. 814, pp. 1004-1018.

Perepérez B. (1981). "La resistencia a compresión simple, la resistencia a tracción y el módulo de deformación de hormigones fabricados con cementos PA-350", Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Valencia, Valencia.

Perepérez B, Barberá E. (2004). "Cuaderno Nº 55: Temperatura, madurez y resistencia del hormigón", INTEMAC, Madrid.

Prior i romero, Albert (1995): "Determinació del termini de despuntalament d'estructures de formigó armat mitjançant corbes d'evolució de la

resistencia a tracció del formigó”. Trabajo final de carrera. Director del trabajo: Dr. Javier benlloch Marco. Convocatoria de Junio de 1995.

Puente I, Azkune M, Insausti A. (2007). “Shore-slab interaction in multistory reinforced concrete buildings during construction: An experimental approach”, *Engineering Structures*, 29(5), 731-741.

Sbarounis, John A. (1984): “Multistory Flat Plate Buildings. Construction Loads and immediate deflections”. *Concrete International*. Febrero de 1984, 70-77.

Serrà I, Marí A.R, Lopez F. (1993). “Estudio experimental del comportamiento de las vigas de hormigón armado, descimbradas a tempranas edades”, *Hormigón y Acero*, 189, 93-105.

Serrà I. (1994). “Estudio experimental del comportamiento de vigas de hormigón armado descimbradas a tempranas edades”, Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Cataluña.

Soroka, I. (1993), “Concrete in Hot Environments” , Ed. E & FN Spon, London.

Soroka, I; Ravina, D (1998), “Hot weather concreting with admixturaes” , *Cement and concrete composites* 20, pp 129-136

Stivaros P, Halvorsen G. (1990). “Shoring reshoring operations for multistory buildings”, *ACI Structural Journal*, 87(5), 589-596.

Stivaros P, Halvorsen G. (1991). “Equivalent frame analysis of concrete buildings during construction”, *Concrete International*, 13(8), 57-62.

Taylor P.J. (1967). “Effects of formwork stripping time on deflections of flat slabs and plates”, *Australian civil engineering and construction*, 8(2), 31-35.

Taylor, H.F.W.. (Ed.) (1997) "Cement Chemistry" Academic Press, London, UK.

Vaquero, J.J. (2003), “Hormigonado en Tiempo Caluroso” , Cemento-Hormigón No. 853, pp. 36-51.

Vera Serrano, M. (2008), “Hormigonado en Tiempo Caluroso” , Jornada técnica del IECA, Almería.

LISTA DE TABLAS

CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

Tabla 1.1. Peso, carga total resistente de cálculo y relación entre ambos, de diferentes tipos de forjados de vigueta y bovedilla.

CAPÍTULO II. ESTADO DEL CONOCIMIENTO

Tabla 2.1. Calor de hidratación de los diferentes componentes del clínker portland o cemento.

Tabla 2.2. Efectos principales de los aditivos sobre el hormigón.

Tabla 2.3. División de la obra en lotes para un tipo de control a nivel normal. EH-73.

Tabla 2.4. División de la obra en lotes para un tipo de control a nivel intenso. EH-73.

Tabla 2.5. División de la obra en lotes para un tipo de control estadístico a nivel normal. EH-80.

Tabla 2.6. División de la obra en lotes para un tipo de control estadístico a nivel normal. EH-88.

Tabla 2.7. División de la obra en lotes para un tipo de control estadístico. EHE-98.

Tabla 2.8. División de la obra en lotes para un tipo de control estadístico. EHE-08.

Tabla 2.9. Número de amasadas de lotes para un tipo de control estadístico. EHE-08.

Tabla 2.10. Criterios de aceptación de lotes para un tipo de control estadístico. EHE-08.

Tabla 2.11. Valores máximos de los factores de carga en forjado y puntales para distintos tipos de cimbrado y recimbrado.

Tabla 2.12. Valores máximos de los factores de carga, calculados mediante las hipótesis del método simplificado.

Tabla 2.13. Comparación entre los resultados aplicando el método simplificado y los resultados de la obra; ensayos Laisi y Nieger, 1979.

Tabla 2.14. Comparación entre los resultados aplicando el método simplificado y los resultados de la obra; ensayos de Agarwal y Gardner.

Tabla 2.15. Valores de cálculo, ponderados, de los factores de carga de los forjados, en función del número de plantas cimbradas y recimbradas (tomado parcialmente de Gardner, 1985).

Tabla 2.16. Factores de carga obtenidos por el método simplificado y método refinado 2D y 3D.

Tabla 2.17. Comparación de los factores de carga máximos en losas y puntales, para tres niveles de cimbrado, obtenidos mediante los métodos Simplificado, Mossallam y Chen, (1991), sin redistribución y con redistribución.

Tabla 2.18. Comparación de los factores de carga máximos en losas y puntales, para dos niveles de cimbrado y uno recimbrado, obtenidos mediante los métodos Simplificado, Mossallam y Chen, (1991), sin redistribución y con redistribución.

Tabla 2.19. Comparación de valores de los coeficientes de carga máximos en forjados, obtenidos analítica y experimentalmente.

Tabla 2.20. Comparación de valores de los coeficientes de carga máximos en puntales, obtenidos analítica y experimentalmente.

Tabla 2.21. Comparación de valores de los coeficientes de carga máximos en puntales y forjados obtenidos por el Método Simplificado, Refinado y Simplificado Mejorado.

Tabla 2.22. Comparación de valores de los coeficientes de carga máximos en forjados, para 2 niveles de cimbrado y 1 recimbrado calculados mediante diferentes métodos.

Tabla 2.23. Porcentaje de distribución de carga durante el proceso constructivo, con 1, 2 y 3 juegos de cimbrado.

Tabla 2.24. Factores de carga pésimos en forjados, según el número de plantas cimbradas (en recimbrado suma de una planta cimbrada más una o dos recimbradas) y la hipótesis de cálculo adoptada. Adaptado de Moragues et al., 1994.

Tabla 2.25. Factores de carga pésimos en puntales apoyados hasta la cimentación. Adaptado de Moragues et al., 1994.

Tabla 2.26. Factores de carga pésimos en puntales sin apoyo hasta la cimentación. Adaptado de Moragues et al., 1994.

Tabla 2.27. Factores de carga obtenidos experimentalmente y calculados analíticamente en puntales y forjados. Hormigonado forjado 2.

Tabla 2.28. Factores de carga obtenidos experimentalmente y calculados analíticamente en puntales y forjados. Descimbrado forjado 1 y forjado 2.

Tabla 2.29. Factores de carga obtenidos experimentalmente y calculados analíticamente en puntales y forjados. Montaje cimbra y feralla forjado 3.

Tabla 2.30. Factores de carga obtenidos experimentalmente y calculados analíticamente en puntales y forjados. Recimbrado forjado 2.

Tabla 2.31. Factores de carga obtenidos experimentalmente y calculados analíticamente en puntales y forjados. Hormigonado forjado 3.

Tabla 2.32. Factores de carga obtenidos experimentalmente y calculados analíticamente en puntales y forjados. Descimbrado forjados 3 y 2.

Tabla 2.33. Factores de carga obtenidos experimentalmente en puntales y forjados.

Tabla 2.34. Factores de carga en puntales obtenidos analítica y experimentalmente, en niveles de garaje.

Tabla 2.35. Factores de carga en puntales obtenidos analítica y experimentalmente, en niveles de vivienda.

Tabla 2.36. Valores de factores de carga en vigas, durante el proceso constructivo para puntales de rigidez finita e infinita.

Tabla 2.37. Valores de factores de carga en puntales, obtenidos analítica y experimentalmente.

Tabla 2.38. Aplicación del método de cálculo de plazos de descimbrado establecido en EHE-08.

Tabla 2.39. Relación entre las resistencias del hormigón a compresión y a tracción. Neville, 1988.

Tabla 2.40. Periodos de desencofrado y descimbrado de elementos de hormigón armado. EHE-08.

Tabla 2.41. Valores del periodo de desencofrado y descimbrado de elementos de hormigón armado calculados mediante la Ec. 2.62 y definidos en Tabla 2.47. EHE-08.

Tabla 2.42. Valores del periodo de desencofrado y descimbrado, para temperaturas superiores a 10°C. ACI 347.

Tabla 2.43. Valores del periodo de desencofrado y descimbrado, para diferentes temperaturas. BS 8110.

Tabla 2.44. Valores del periodo de desencofrado y descimbrado, para diferentes temperaturas. Código Modelo, 1990.

Tabla 2.45. Desarrollo de la resistencia a tracción, adherencia y cortante con la temperatura y la edad, en valores relativos a la resistencia a 28 días y 22,8°C. Gardner, 1985.

Tabla 2.46. Desarrollo de la resistencia a tracción, adherencia y cortante con la temperatura. Método de Lew y Gross (Chen y Mossallam, 1991).

Tabla 2.47. Valores de la resistencia del hormigón respecto de esfuerzos distintos del de compresión, en función del valor de la resistencia a compresión del hormigón. Considerando la relación pésima que se obtiene para el hormigón de menor resistencia para edificación según la EHE-08, $f_{ck}=25$ MPa.

Tabla 2.48. Resultados en kp/cm² de los ensayos de Gardner y Poon: Cemento Tipo I, endurecimiento normal.

Tabla 2.49. Resultados en kp/cm² de los ensayos de Gardner y Poon: Cemento Tipo III, endurecimiento rápido.

Tabla 2.50. Valores críticos de endurecimiento a tracción y adherencia, ensayos de Fernández Gómez (Delibes, 1993).

Tabla 2.51. Criterios para establecer los plazos de descimbrado. Marí, 1995.

Tabla 2.52. Resultados de la aplicación de la Ec. 2.88, días necesarios para los coeficientes α . J. Benloch, 1996.

Tabla 2.53. Valores de los coeficientes α' , resistencia relativa respecto de 28 días y curado normalizado, de la resistencia a tracción indirecta de hormigones con distinto contenido de cenizas volantes (0%, 10%, 20% y 35%). Temperatura media de curado 20°C.

CAPÍTULO III. PLAN EXPERIMENTAL Y RESULTADOS

Tabla 3.1. Resumen de estadísticos de la muestra de HA-25/B/20/IIa.

Tabla 3.2. Evolución de la resistencia media del hormigón HA-25/B/20/IIa.

Tabla 3.3. Resumen de estadísticos de la muestra de HA-30/B/20/IIa.

Tabla 3.4. Evolución de la resistencia media del hormigón HA-30/B/20/IIa.

Tabla 3.5. Resumen de estadísticos de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según tipo de cemento.

Tabla 3.6. Tabla ANOVA de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según tipo de cemento.

Tabla 3.7. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según tipo de cemento.

Tabla 3.8. Resumen de estadísticos de la variable fcm7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según tipo de cemento.

Tabla 3.9. Tabla ANOVA de la variable fcm7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según tipo de cemento.

Tabla 3.10. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según tipo de cemento.

Tabla 3.11. Resumen de estadísticos de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según tipo de cemento.

Tabla 3.12. Tabla ANOVA de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según tipo de cemento.

Tabla 3.13. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según tipo de cemento.

Tabla 3.14. Test de contraste de Rangos Múltiples de la variable Tipo de cemento de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm28.

Tabla 3.15. Resumen de estadísticos de la variable fcm7 de la muestra HA-30/B/20/IIa según tipo de cemento.

Tabla 3.16. Tabla ANOVA de la variable fcm7 de la muestra HA-30/B/20/IIa según tipo de cemento.

Tabla 3.17. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm7 de la muestra HA-30/B/20/IIa según tipo de cemento.

Tabla 3.18. Resumen de estadísticos de la variable fcm28 de la muestra HA-30/B/20/IIa según tipo de cemento.

Tabla 3.19. Tabla ANOVA de la variable fcm28 de la muestra HA-30/B/20/IIa según tipo de cemento.

Tabla 3.20. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm28 de la muestra HA-30/B/20/IIa según tipo de cemento.

Tabla 3.21. Test de contraste de Rangos Múltiples de la variable Tipo de cemento de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm28.

Tabla 3.22. Resumen de estadísticos de la variable fcm60 de la muestra HA-30/B/20/IIa según tipo de cemento.

Tabla 3.23. Tabla ANOVA de la variable fcm60 de la muestra HA-30/B/20/IIa según tipo de cemento.

Tabla 3.24. Test de contraste de Rangos Múltiples de la variable Tipo de cemento de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm60.

Tabla 3.25. Equivalencia de intervalos de la variable relación agua/cemento para el estudio.

Tabla 3.26. Resumen de estadísticos de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la relación agua/cemento.

Tabla 3.27. Tabla ANOVA de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la relación agua/cemento.

Tabla 3.28. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la relación agua/cemento.

Tabla 3.29. Test de contraste de Rangos Múltiples de la variable relación agua/cemento de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm3.

Tabla 3.30. Resumen de estadísticos de la variable fcm7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la relación agua/cemento.

Tabla 3.31. Tabla ANOVA de la variable fcm7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la relación agua/cemento.

Tabla 3.32. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la relación agua/cemento.

Tabla 3.33. Test de contraste de Rangos Múltiples de la variable relación agua/cemento de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm7.

Tabla 3.34. Resumen de estadísticos de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la relación agua/cemento.

Tabla 3.35. Tabla ANOVA de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la relación agua/cemento.

Tabla 3.36. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la relación agua/cemento.

Tabla 3.37. Test de contraste de Rangos Múltiples de la variable relación agua/cemento de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm28.

Tabla 3.38. Resumen de estadísticos de la variable fcm60 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la relación agua/cemento.

Tabla 3.39. Tabla ANOVA de la variable fcm60 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la relación agua/cemento.

Tabla 3.40. Resumen de estadísticos de la variable fcm3 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la relación agua/cemento.

Tabla 3.41. Tabla ANOVA de la variable fcm3 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la relación agua/cemento.

Tabla 3.42. Resumen de estadísticos de la variable fcm7 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la relación agua/cemento.

Tabla 3.43. Tabla ANOVA de la variable fcm7 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la relación agua/cemento.

Tabla 3.44. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm7 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la relación agua/cemento.

Tabla 3.45. Test de contraste de Rangos Múltiples de la variable relación agua/cemento de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm7.

Tabla 3.46. Resumen de estadísticos de la variable fcm28 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la relación agua/cemento.

Tabla 3.47. Tabla ANOVA de la variable fcm28 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la relación agua/cemento.

Tabla 3.48. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm28 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la relación agua/cemento.

Tabla 3.49. Test de contraste de Rangos Múltiples de la variable relación agua/cemento de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm28.

Tabla 3.50. Resumen de estadísticos de la variable fcm60 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la relación agua/cemento.

Tabla 3.51. Tabla ANOVA de la variable fcm60 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la relación agua/cemento.

Tabla 3.52. Test de contraste de Rangos Múltiples de la variable relación agua/cemento de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm28.

Tabla 3.53. Equivalencia de intervalos de la variable temperatura para el estudio.

Tabla 3.54. Resumen de estadísticos de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la temperatura.

Tabla 3.55. Tabla ANOVA de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la temperatura.

Tabla 3.56. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la temperatura.

Tabla 3.57. Test de contraste de Rangos Múltiples de la variable temperatura de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm3.

Tabla 3.58. Resumen de estadísticos de la variable fcm7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la temperatura.

Tabla 3.59. Tabla ANOVA de la variable fcm7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la temperatura.

Tabla 3.60. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la temperatura.

Tabla 3.61. Test de contraste de Rangos Múltiples de la variable temperatura de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm7.

Tabla 3.62. Tabla ANOVA de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la temperatura.

Tabla 3.63. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la temperatura.

Tabla 3.64. Test de contraste de Rangos Múltiples de la variable temperatura de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm28.

Tabla 3.65. Resumen de estadísticos de la variable fcm60 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la temperatura.

Tabla 3.66. Tabla ANOVA de la variable fcm60 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la temperatura.

Tabla 3.67. Resumen de estadísticos de la variable fcm3 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la temperatura.

Tabla 3.68. Tabla ANOVA de la variable fcm3 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la temperatura.

Tabla 3.69. Resumen de estadísticos de la variable fcm7 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la temperatura.

Tabla 3.70. Tabla ANOVA de la variable fcm7 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la temperatura.

Tabla 3.71. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm7 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la temperatura.

Tabla 3.72. Resumen de estadísticos de la variable fcm28 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la temperatura.

Tabla 3.73. Tabla ANOVA de la variable fcm28 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la temperatura.

Tabla 3.74. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm28 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la temperatura.

Tabla 3.75. Test de contraste de Rangos Múltiples de la variable temperatura de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm28.

Tabla 3.76. Resumen de estadísticos de la variable fcm60 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la temperatura.

Tabla 3.77. Tabla ANOVA de la variable fcm60 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la temperatura.

Tabla 3.78. Test de contraste de Rangos Múltiples de la variable temperatura de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm60.

Tabla 3.79. Resumen de estadísticos de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según el tiempo de conservación en obra.

Tabla 3.80. Tabla ANOVA de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según el tiempo de conservación en obra.

Tabla 3.81. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según el tiempo de conservación en obra.

Tabla 3.82. Resumen de estadísticos de la variable fcm7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según el tiempo de conservación en obra

Tabla 3.83. Tabla ANOVA de la variable fcm7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según el tiempo de conservación en obra.

Tabla 3.84. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según el tiempo de conservación en obra.

Tabla 3.85. Test de contraste de Rangos Múltiples de la variable tiempo de conservación en obra de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm7.

Tabla 3.86. Resumen de estadísticos de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según el tiempo de conservación en obra.

Tabla 3.87. Tabla ANOVA de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según el tiempo de conservación en obra.

Tabla 3.88. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según el tiempo de conservación en obra.

Tabla 3.89. Test de contraste de Rangos Múltiples de la variable tiempo de conservación en obra de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm7.

Tabla 3.90. Resumen de estadísticos de la variable fcm60 de la muestra HA-25/B/20/IIa según el tiempo de conservación en obra.

Tabla 3.91. Tabla ANOVA de la variable fcm60 de la muestra HA-25/B/20/IIa según el tiempo de conservación en obra.

Tabla 3.92. Equivalencia de intervalos de la variable contenido de cemento para el estudio.

Tabla 3.93. Resumen de estadísticos de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según el contenido de cemento.

Tabla 3.94. Tabla ANOVA de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según el contenido de cemento.

Tabla 3.95. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según el contenido de cemento.

Tabla 3.96. Resumen de estadísticos de la variable fcm7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según el contenido de cemento.

Tabla 3.97. Tabla ANOVA de la variable fcm7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según el contenido de cemento.

Tabla 3.98. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según el contenido de cemento.

Tabla 3.99. Test de contraste de Rangos Múltiples del variable contenido de cemento de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm7.

Tabla 3.100. Resumen de estadísticos de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según el contenido de cemento.

Tabla 3.101. Tabla ANOVA de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según el contenido de cemento.

Tabla 3.102. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según el contenido de cemento.

Tabla 3.103. Test de contraste de Rangos Múltiples del variable contenido de cemento de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm28.

Tabla 3.104. Tabla ANOVA de la variable fcm60 de la muestra HA-25/B/20/IIa según el contenido de cemento.

Tabla 3.105. Tabla ANOVA de la variable fcm3 de la muestra HA-30/B/20/IIa según el contenido de cemento.

Tabla 3.106. Resumen de estadísticos de la variable fcm7 de la muestra HA-30/B/20/IIa según el contenido de cemento.

Tabla 3.107. Tabla ANOVA de la variable fcm7 de la muestra HA-30/B/20/IIa según el contenido de cemento.

Tabla 3.108. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm7 de la muestra HA-30/B/20/IIa según el contenido de cemento.

Tabla 3.109. Test de contraste de Rangos Múltiples del variable contenido de cemento de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm7.

Tabla 3.110. Tabla ANOVA de la variable fcm28 de la muestra HA-30/B/20/IIa según el contenido de cemento.

Tabla 3.111. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm28 de la muestra HA-30/B/20/IIa según el contenido de cemento.

Tabla 3.112. Tabla ANOVA de la variable fcm60 de la muestra HA-30/B/20/IIa según el contenido de cemento.

Tabla 3.113. Resumen de estadísticos de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según las adiciones al hormigón

Tabla 3.114. Tabla ANOVA de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según las adiciones al hormigón.

Tabla 3.115. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según las adiciones al hormigón.

Tabla 3.116. Resumen de estadísticos de la variable fcm7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según las adiciones al hormigón

Tabla 3.117. Tabla ANOVA de la variable fcm7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según las adiciones al hormigón.

Tabla 3.118. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según las adiciones al hormigón.

Tabla 3.119. Resumen de estadísticos de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según las adiciones al hormigón

Tabla 3.120. Tabla ANOVA de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según las adiciones al hormigón.

Tabla 3.121. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según las adiciones al hormigón.

Tabla 3.122. Resumen de estadísticos de la variable fcm3 de la muestra HA-30/B/20/IIa según las adiciones al hormigón

Tabla 3.123. Tabla ANOVA de la variable fcm3 de la muestra HA-30/B/20/IIa según las adiciones al hormigón.

Tabla 3.124. Resumen de estadísticos de la variable fcm7 de la muestra HA-30/B/20/IIa según las adiciones al hormigón

Tabla 3.125. Tabla ANOVA de la variable fcm7 de la muestra HA-30/B/20/IIa según las adiciones al hormigón.

Tabla 3.126. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm7 de la muestra HA-30/B/20/IIa según las adiciones al hormigón.

Tabla 3.127. Tabla ANOVA de la variable fcm28 de la muestra HA-30/B/20/IIa según las adiciones al hormigón.

Tabla 3.128. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm28 de la muestra HA-30/B/20/IIa según las adiciones al hormigón.

Tabla 3.129. Resumen de estadísticos de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según los aditivos al hormigón

Tabla 3.130. Tabla ANOVA de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según los aditivos al hormigón.

Tabla 3.131. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según los aditivos al hormigón.

Tabla 3.132. Resumen de estadísticos de la variable fcm7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según los aditivos al hormigón

Tabla 3.133. Tabla ANOVA de la variable fcm7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según los aditivos al hormigón.

Tabla 3.134. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según los aditivos al hormigón.

Tabla 3.135. Resumen de estadísticos de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según los aditivos al hormigón

Tabla 3.136. Tabla ANOVA de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según los aditivos al hormigón.

Tabla 3.137. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según las aditivos al hormigón.

Tabla 3.138. Resumen de estadísticos de la variable fcm60 de la muestra HA-25/B/20/IIa según los aditivos al hormigón

Tabla 3.139. Tabla ANOVA de la variable fcm60 de la muestra HA-25/B/20/IIa según las aditivos al hormigón.

Tabla 3.140. ANOVA de la variable fcm3 de la muestra HA-30/B/20/IIa según las aditivos al hormigón.

Tabla 3.141. Resumen de estadísticos de la variable fcm7 de la muestra HA-30/B/20/IIa según los aditivos al hormigón

Tabla 3.142. Tabla ANOVA de la variable fcm7 de la muestra HA-30/B/20/IIa según las aditivos al hormigón.

Tabla 3.143. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm7 de la muestra HA-30/B/20/IIa según las aditivos al hormigón.

Tabla 3.144. Resumen de estadísticos de la variable fcm28 de la muestra HA-30/B/20/IIa según los aditivos al hormigón

Tabla 3.145. Tabla ANOVA de la variable fcm28 de la muestra HA-30/B/20/IIa según las aditivos al hormigón.

Tabla 3.146. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm28 de la muestra HA-30/B/20/IIa según las aditivos al hormigón.

Tabla 3.147. Resumen de estadísticos de la variable fcm60 de la muestra HA-30/B/20/IIa según los aditivos al hormigón

Tabla 3.148. Tabla ANOVA de la variable fcm60 de la muestra HA-30/B/20/IIa según las aditivos al hormigón.

Tabla 3.149. Resumen de estadísticos de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la consistencia.

Tabla 3.150. Tabla ANOVA de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la consistencia.

Tabla 3.151. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm3 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la consistencia.

Tabla 3.152. Resumen de estadísticos de la variable fcm7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la consistencia.

Tabla 3.153. Tabla ANOVA de la variable fcm7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la consistencia.

Tabla 3.154. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm7 de la muestra HA-25/B/20/IIa según la consistencia.

Tabla 3.155. Resumen de estadísticos de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/Ila según la consistencia.

Tabla 3.156. Tabla ANOVA de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/Ila según la consistencia.

Tabla 3.157. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/Ila según la consistencia.

Tabla 3.158. Resumen de estadísticos de la variable fcm60 de la muestra HA-25/B/20/Ila según la consistencia.

Tabla 3.159. Tabla ANOVA de la variable fcm60 de la muestra HA-25/B/20/Ila según la consistencia.

Tabla 3.160. Resumen de estadísticos de la variable fcm3 de la muestra HA-30/B/20/Ila según la consistencia.

Tabla 3.161. Tabla ANOVA de la variable fcm3 de la muestra HA-30/B/20/Ila según la consistencia.

Tabla 3.162. Resumen de estadísticos de la variable fcm7 de la muestra HA-30/B/20/Ila según la consistencia.

Tabla 3.163. Tabla ANOVA de la variable fcm7 de la muestra HA-30/B/20/Ila según la consistencia.

Tabla 3.164. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm7 de la muestra HA-30/B/20/Ila según la consistencia.

Tabla 3.165. Resumen de estadísticos de la variable fcm28 de la muestra HA-30/B/20/Ila según la consistencia.

Tabla 3.166. Tabla ANOVA de la variable fcm28 de la muestra HA-30/B/20/Ila según la consistencia.

Tabla 3.167. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm28 de la muestra HA-30/B/20/Ila según la consistencia.

Tabla 3.168. Resumen de estadísticos de la variable fcm60 de la muestra HA-30/B/20/Ila según la consistencia.

Tabla 3.169. Tabla ANOVA de la variable fcm60 de la muestra HA-30/B/20/Ila según la consistencia.

Tabla 3.170. Tabla de resumen de estadísticos de la muestra de HA-25/B/20/Ila.

Tabla 3.171. Tabla ANOVA de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/Ila según la combinación de variables de la Tabla 3.160.

Tabla 3.172. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/Ila según la combinación de variables de la Tabla 3.160.

Tabla 3.173. Tabla ANOVA de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según los tipos 211 a 222.

Tabla 3.174. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm28 de la muestra HA-25/B/20/IIa según los tipo de 211 a 222.

Tabla 3.175. Tabla de resumen de estadísticos de la muestra de HA-30/B/20/IIa.

Tabla 3.176. Tabla ANOVA de la variable fcm28 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la combinación de variables de la Tabla 3.165.

Tabla 3.177. Test de contraste de Kruskal-Wallis de la variable fcm28 de la muestra HA-30/B/20/IIa según la combinación de variables de la Tabla 3.165.

CAPÍTULO IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

Tabla 4.1. Evolución de la resistencia característica a compresión del HA-25 y HA-30 durante las estaciones de verano e invierno.

Tabla 4.2. Significación de los diferentes parámetros en la evolución de la resistencia a compresión del hormigón (sombreado verde es igual a significativo).

Tabla 4.3. Valor del R2 de las regresiones para el cálculo de la resistencia a compresión a 28 días del hormigón HA-25/B/20/IIa fabricado con cemento Tipo I.

Tabla 4.4. Valor del R2 de las regresiones para el cálculo de la resistencia a compresión a 28 días del hormigón HA-25/B/20/IIa fabricado con cemento Tipo II.

Tabla 4.5. Regresiones para el cálculo de la resistencia a compresión a 28 días del hormigón HA-25/B/20/IIa fabricado con cemento Tipo II.

Tabla 4.6. Regresiones para el cálculo de la resistencia a compresión a 28 días del hormigón HA-25/B/20/IIa.

Tabla 4.7. Valor del R2 de las regresiones para el cálculo de la resistencia a compresión a 28 días del hormigón HA-30/B/20/IIa fabricado con cemento Tipo I.

Tabla 4.8. Valor del R2 de las regresiones para el cálculo de la resistencia a compresión a 28 días del hormigón HA-30/B/20/IIa fabricado con cemento Tipo II.

Tabla 4.9. Regresiones para el cálculo de la resistencia a compresión a 28 días del hormigón HA-30/B/20/IIa fabricado con cemento Tipo II.

Tabla 4.10. Regresiones para el cálculo de la resistencia a compresión a 28 días del hormigón HA-30/B/20/IIa.

Tabla 4.11. Resultados de las regresiones de fcm y fck mediante la selección de datos del primer método, sobre el HA-25/B/20/IIa y HA-30/B/20/IIa.

Tabla 4.12. Resultados de las regresiones de fcm y fck mediante la selección de datos del segundo método, sobre el HA-25/B/20/IIa y HA-30/B/20/IIa.

Tabla 4.13. Resistencia característica a compresión en MPa de toda la muestra de HA-25/B/20/IIa y de cada caso de temperatura de acuerdo a la nomenclatura del apart. III.3.3

Tabla 4.14. Resistencia característica a compresión en % de toda la muestra de HA-25/B/20/IIa y de cada caso de temperatura de acuerdo a la nomenclatura del apart. III.3.3

Tabla 4.15. Resistencia característica a compresión en MPa de toda la muestra de HA-30/B/20/IIa y de cada caso de temperatura de acuerdo a la nomenclatura del apart. III.3.3

Tabla 4.16. Resistencia característica a compresión en % de toda la muestra de HA-30/B/20/IIa y de cada caso de temperatura de acuerdo a la nomenclatura del apart. III.3.3

Tabla 4.17. Valor del R2 y regresiones de toda la muestra de HA-25/B/20/IIa.

Tabla 4.18. Valor de R2 y regresiones de cada intervalo de temperatura del HA-25/B/20/IIa

Tabla 4.19. Valor del R2 y regresiones de toda la muestra de HA-30/B/20/IIa.

Tabla 4.20. Valor de R2 y regresiones de cada intervalo de temperatura del HA-30/B/20/IIa

Tabla 4.21. Resistencia característica a tracción en MPa de toda la muestra de HA-25 y de cada caso de temperatura de acuerdo a la nomenclatura del apart. III.3.3

Tabla 4.22. Resistencia característica a tracción en % de toda la muestra de HA-25 y de cada caso de temperatura de acuerdo a la nomenclatura del apart. III.3.3

Tabla 4.23. Resistencia característica a tracción en MPa de toda la muestra de HA-30 y de cada caso de temperatura de acuerdo a la nomenclatura del apart. III

Tabla 4.24. Resistencia característica a tracción en % de toda la muestra de HA-30 y de cada caso de temperatura de acuerdo a la nomenclatura del apart. III.3.3

Tabla 4.25. Valor del R2 y regresiones de toda la muestra de HA-25 para el cálculo de la evolución de la resistencia característica a tracción.

Tabla 4.26. Valor del R2 y regresiones de toda para cada intervalo de temperatura del HA-25 para el cálculo de la evolución de la resistencia característica a tracción.

Tabla 4.27. Valor del R2 y regresiones de toda la muestra de HA-30 para el cálculo de la evolución de la resistencia característica a tracción.

Tabla 4.28. Valor de R2 y regresiones de cada intervalo de temperatura del HA-30 para el cálculo de la evolución de la resistencia característica a tracción.

Tabla 4.29. Resultados medios, en MPa, de ensayos a compresión en diferentes condiciones ambientales sobre el HA-25/B/20/IIa. Ortega, 2010.

Tabla 4.30. Valores de f_{cm} a diferentes intervalos de temperatura y de toda la muestra de HA-25/B/20/IIa.

Tabla 4.31. Evolución de la resistencia media a compresión de ensayos a compresión en diferentes condiciones ambientales sobre el HA-25/B/20/IIa. Ortega, 2010.

Tabla 4.32. Resultados medios y característicos, en MPa, de toda la muestra de HA-25/B/20/IIa en la comunidad de Madrid. Ortega, 2010.

Tabla 4.33. Resultados medios, en MPa, de toda la muestra de HA-25/P/20. Ortiz, 2005.

Tabla 4.34. Regresiones de cálculo del coeficiente α y periodo de descimbrado, para cada intervalo de temperaturas y todo el HA-25.

Tabla 4.35. Regresiones de cálculo del coeficiente α y periodo de descimbrado, para cada intervalo de temperaturas y todo el HA-30.

Tabla 4.36. Valores del coeficiente α obtenido en esta tesis y por J. Benlloch, (1996).

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

Fig. 1.1. Ensayo de determinación de la consistencia del hormigón.

Fig. 1.2. Fabricación de probetas de hormigón.

Fig. 1.3. Probeta de hormigón con arpillera húmeda y bolsa de plástico.

Fig. 1.4. Conservación de probetas en obra.

Fig. 1.5. Transporte de probetas de hormigón al laboratorio.

Fig. 1.6. Curado de probetas en cámara húmeda.

Fig. 1.7. Refrentado de probetas.

Fig. 1.8. Ensayo de rotura a compresión.

CAPÍTULO II. ESTADO DEL CONOCIMIENTO

Fig. 2.1. Proceso de hidratación del cemento. *Advanced Concrete Technology*, 2003.

Fig. 2.2. Proceso de hidratación del cemento en función del calor de hidratación (a una temperatura media de 20°C). Kiloh, 1988.

Fig. 2.3. Desarrollo microestructural de la hidratación de un grano de cemento. Hewlett, 2001.

Fig. 2.4. Velocidad de hidratación de los compuestos del cemento: a) pastas de compuestos puros, b) pastas de cemento. Kiloh, 1988.

Fig. 2.5. Influencia de los compuestos alcalinos del cemento en el desarrollo de resistencias cuando este presenta sulfatos alcalinos solubles. *Advanced Concrete Technology*, 2003.

Fig. 2.6. Influencia en el clínker de altos niveles de eqNa_2O combinado con sulfatos alcalinos. *Advanced Concrete Technology*, 2003.

Fig. 2.7. Influencia del contenido de C3S en el desarrollo de resistencias del hormigón. *Advanced Concrete Technology*, 2003.

Fig. 2.8. Influencia del contenido de SO_3 en la resistencia del hormigón *Advanced Concrete Technology*, 2003.

Fig. 2.9. Influencia de cenizas volantes en la evolución de la resistencia del hormigón Adaptado de Cabrera y Flowman, 1981.

Fig. 2.10. Efecto de la relación agua/cemento en el fenómeno de hidratación del cemento portland. J. K. Kim et al. 1998.

Fig. 2.11. Efecto de la relación agua/cemento en la resistencia del hormigón a 28 días. Adaptado de A. M. Neville, 1981.

Fig. 2.12. Efecto de la temperatura en el desarrollo de la resistencia a compresión del hormigón: a) comparación de la resistencia a 1 y 28 días (temperatura de curado constante), b) resistencias a diferentes temperaturas de curado constantes.

Fig. 2.13. Efecto de la temperatura en la porosidad total y en el tamaño de los poros del hormigón a una edad de 28 días (Relación $a/c=0,40$). Soroka, 1993.

Fig. 2.14. Evolución de la resistencia a compresión en hormigones H-20, H25 y H-30, a) 7 días, b) 28 días. M. S. Gómez L. y S. Vidal A., 2008.

Fig. 2.15. Cantidad de agua evaporada del hormigón en función de la humedad relativa ambiental, temperatura superficial del hormigón y velocidad del viento. ACI 305-1991.

Fig. 2.16. Influencia de los aditivos retardadores y aceleradores en la evolución de la resistencia del hormigón.

Fig. 2.17. Influencia de los aditivos plastificante en la resistencia del hormigón. López de la Fuente, J Palomo, A., 2004.

Fig. 2.18. Sistema de encofrado continuo de puntales para losas. a) Esquema general del sistema. b) Partes recuperables del sistema durante el clareado. ALSINA Y ULMA, 2011.

Fig. 2.19. Sistema de encofrado continuo de puntales para forjado bidireccional. a) Esquema general del sistema. b) Partes recuperables del sistema durante el clareado. ALSINA Y ULMA, 2011.

Fig. 2.20. Sistema de encofrado continuo de mesa. a) Esquema general del sistema, b) Sistema de mesa sobre puntales. ALSINA, 2011.

Fig. 2.21. Proceso de cimbrado y descimbrado. Centro comercial Marienda, A Coruña.

Fig. 2.22. Proceso de cimbrado recimbrado y descimbrado.

Fig. 2.23. Proceso de cimbrado-clareado-descimbrado, en un edificio con una planta cimbrada y otra clareada.

Fig. 2.24. Variación del módulo con la edad. J. Calavera, 1988.

Fig. 2.25. Factor de carga, en los forjados, con dos juegos de cimbras en un edificio de ocho plantas, sobre solera infinitamente rígida.

Fig. 2.26. Factor de carga, en los puntales, con dos juegos de cimbras en un edificio de ocho plantas, sobre solera infinitamente rígida.

Fig. 2.27. Factor de carga, en los forjados, con tres juegos de cimbras en un edificio de ocho plantas, sobre solera infinitamente rígida.

Fig. 2.28. Factor de carga, en los puntales, con tres juegos de cimbras en un edificio de ocho plantas, sobre solera infinitamente rígida.

Fig. 2.29. Factor de carga, en los forjados, con dos juegos de cimbras en un edificio de ocho plantas, sobre forjado sanitario.

Fig. 2.30. Factor de carga, en los puntales, con dos juegos de cimbras en un edificio de ocho plantas, sobre forjado sanitario.

Fig. 2.31. Factor de carga, en los forjados, con dos juegos de cimbras en un edificio de ocho plantas, sobre forjado sanitario de rigidez doble que el resto de los forjados.

Fig. 2.32. Factor de carga, en los puntales, con dos juegos de cimbras en un edificio de ocho plantas, sobre forjado sanitario de rigidez doble que el resto de los forjados.

Fig. 2.33. Factor de carga, en los forjados, con tres juegos de cimbras en un edificio de ocho plantas, sobre forjado sanitario de idéntica rigidez al resto de forjados.

Fig. 2.34. Factor de carga, en los puntales, con tres juegos de cimbras en un edificio de ocho plantas, sobre forjado sanitario de idéntica rigidez al resto de forjados.

Fig. 2.35. Factor de carga, en los forjados, con una planta cimbrada y otra recimbrada, en un edificio de ocho plantas, sobre solera infinitamente rígida.

Fig. 2.36. Factor de carga, en los puntales, con una planta cimbrada y otra recimbrada, en un edificio de ocho plantas, sobre solera infinitamente rígida.

Fig. 2.37. Factor de carga, en los forjados, con una planta cimbrada y dos recimbradas, en un edificio de ocho plantas, sobre solera infinitamente rígida.

Fig. 2.38. Factor de carga, en los puntales, con una planta cimbrada y dos recimbradas, en un edificio de ocho plantas, sobre solera infinitamente rígida.

Fig. 2.39. Modelo estructural de la modelización, medidas en metros. Liu et al., 1985.

Fig. 2.40. Modelo típico del E.F.M con varios vanos. Stivaros y Halvorsen, 1990.

Fig. 2.41. Comparación de los resultados de los factores de carga en losas, obtenidos mediante los métodos Simplificado, Refinado y E.F.M. Stivaros y Halvorsen, 1990.

Fig. 2.42. Comparación de los factores de carga máximos en losas obtenidos mediante los métodos E.F.M de 3 vanos, y método Simplificado.

Fig. 2.43. Factores de carga en forjados, para un edificio de 7 plantas, calculados para 3 niveles de cimbrado, mediante el Método Simplificado Modificado.

Fig. 2.44. Factores de carga en puntales, para un edificio de 7 plantas, calculados para 3 niveles de cimbrado, mediante el Método Simplificado Modificado.

Fig. 2.45. Factores de carga en forjados, para un edificio de 5 plantas, calculados para 2 niveles de cimbrado y uno recimbrado, mediante el Método Simplificado Modificado.

Fig. 2.46. Factores de carga en puntales, para un edificio de 5 plantas, calculados para 2 niveles de cimbrado y uno recimbrado, mediante el Método Simplificado Modificado.

Fig. 2.47. Comparación de los valores de los factores de carga obtenidos mediante el método Simplificado y el Simplificado Modificado. a) Tres plantas cimbradas, b) Dos plantas cimbradas y una recimbrada. Mossallam y Chen, 1991b.

Fig. 2.48. Estructura del sistema de cimbrado precisa al descimbrado de la planta inferior.

Fig. 2.49. Equilibrio estático de los forjados después del descimbrado de la planta inferior.

Fig. 2.50. Nuevo equilibrio estático de los forjados después del descimbrado de la planta inferior.

Fig. 2.51. Factores de carga en los forjados para la solución de "clareo", datos de medida en obra y calculados mediante hipótesis simplificadora.

Fig. 2.52. Disposiciones constructivas de arriostramientos horizontales e inclinados. Adaptado de Mossallam y Chen, 1990.

Fig. 2.53. Movimiento ascendente del encofrado: exigencia de arriostramiento y continuidad entre el encofrado y puntales. Adaptado de ACI, 1988.

Fig. 2.54. Colocación de puntales en los trabajos de recimbrado. Adaptado de ACI, 1988.

Fig. 2.56. Distintas fases por las que pasa un determinado forjado (n-ésimo).

Fig. 2.57. Variación de la resistencia a compresión del hormigón con la edad y la relación A/C.

Fig. 2.58. Resultado de los ensayos a tracción de Klieger. Tomada de J. Calavera, 1988

Fig. 2.59. Evolución de la resistencia pésima, tracción o adherencia, como porcentaje del valor de la resistencia a 28 días y 22°C, cemento tipo I. Ensayos de Gardner y Poon.

Fig. 2.60. Evolución de la resistencia pésima, tracción o adherencia, como porcentaje del valor de la resistencia a 28 días y 22°C, cemento tipo III. Ensayos de Gardner y Poon.

Fig. 2.61. Curvas de evolución de la resistencia crítica para el descimbrado de cementos P-350. Fernández Gómez, 1992.

Fig. 2.62. Curvas de evolución de la resistencia crítica para el descimbrado de cementos PA-350 (Adición puzolana). Fernández Gómez, 1992.

Fig. 2.63. Curvas de evolución de la resistencia crítica para el descimbrado de cementos PA-350 (Adición escoria). Fernández Gómez.

Fig. 2.64. Curvas de evolución de la resistencia crítica para el descimbrado de cementos P-450 ARI. Fernández Gómez.

Fig. 2.65. Cociente entre valores relativos de los ensayos de Fernández Gómez y Gardner y Poon para cementos de endurecimiento normal (I-35) y rápido. J. Benlloch, 1996.

CAPÍTULO III. PLAN EXPERIMENTAL Y RESULTADOS

Fig. 3.1. Hoja de control de ensayos del hormigón del laboratorio de control.

Fig. 3.2. Hormigones más ensayados durante el periodo de 1996 a 2011.

Fig. 3.3. Hormigones más ensayados durante el periodo de 2006 a 2011.

Fig. 3.4 y 3.5. Gráficos de dispersión de las variables f_{cm3} y f_{cm7} .

Fig. 3.6 y 3.7. Gráficos de dispersión de las variables f_{cm28} y f_{cm60} .

Fig. 3.8. Evolución de la resistencia media a compresión del hormigón HA-25/B/20/IIa.

Fig. 3.9 y 3.10. Gráficos de dispersión de las variables f_{cm3} y f_{cm7} .

Fig. 3.11 y 3.12. Gráficos de dispersión de las variables f_{cm28} y f_{cm60} .

Fig. 3.13. Evolución de la resistencia media a compresión del hormigón HA-30/B/20/IIa.

Fig. 3.14. Resistencia media a compresión del hormigón HA-25/B/20/IIa a 28 días según el mes de producción.

Fig. 3.15. Evolución de la resistencia media a compresión del hormigón HA-25/B/20/IIa según la estación del año.

Fig. 3.16. Resistencia media a compresión del hormigón HA-25/B/20/IIa a 28 días según la hora de producción.

Fig. 3.17. Resistencia media a compresión del hormigón HA-30/B/20/IIa a 28 días según el mes de producción.

Fig. 3.18. Evolución de la resistencia media a compresión del hormigón HA-30/B/20/IIa según la estación del año.

Fig. 3.19. Resistencia media a compresión del hormigón HA-30/B/20/IIa a 28 días según la hora de producción.

Fig. 3.20. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable Tipo de cemento de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm28.

Fig. 3.21. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable Tipo de cemento de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm28.

Fig. 3.22. a) Gráfico de medias de la variable Tipo de cemento de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm60.

Fig. 3.23. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable relación agua/cemento de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm3.

Fig. 3.24. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable relación agua/cemento de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm7.

Fig. 3.25. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable relación agua/cemento de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm28.

Fig. 3.26. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable relación agua/cemento de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm7.

Fig. 3.27. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable relación agua/cemento de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm28.

Fig. 3.28. a) Gráfico de medias de la variable relación agua/cemento de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm60.

Fig. 3.29. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable temperatura de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm3.

Fig. 3.30. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable temperatura de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm7.

Fig. 3.31. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable temperatura de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm28.

Fig. 3.32. a) Gráfico de medias de la variable temperatura de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm60.

Fig. 3.33. a) Gráfico de medias de la variable temperatura de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm7.

Fig. 3.34. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable temperatura de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm28.

Fig. 3.35. a) Gráfico de medias de la variable temperatura de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm60.

Fig. 3.36. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable tiempo de conservación de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm7.

Fig. 3.36. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable tiempo de conservación de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm7.

Fig. 3.37. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable contenido de cemento de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm28.

Fig. 3.38. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable adiciones de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm3.

Fig. 3.39. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable adiciones de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm7.

Fig. 3.40. a) Gráfico de medias de la variable adiciones de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm3.

Fig. 3.41. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable adiciones de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm7.

Fig. 3.42. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable aditivos de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm3.

Fig. 3.43. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable aditivos de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm7.

Fig. 3.44. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable aditivos de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm28.

Fig. 3.45. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable aditivos de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm7.

Fig. 3.46. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable aditivos de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm28.

Fig. 3.47. Gráfico de medias de la variable aditivos de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm60.

Fig. 3.48. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable consistencia de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm3.

Fig. 3.49. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable consistencia de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm7.

Fig. 3.50. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable consistencia de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm28.

Fig. 3.51. Gráfico de medias de la variable consistencia de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm60.

Fig. 3.52. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable consistencia de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm7.

Fig. 3.53. a) Gráfico de medias y b) Gráfico de caja y bigotes de la variable consistencia de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm28.

Fig. 3.54. Gráfico de medias de la variable consistencia de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm60.

Fig. 3.55. Gráfico de medias de la combinación de variables de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm28.

Fig. 3.56. Gráfico de medias de los tipos 211 a 222 de la muestra HA-25/B/20/IIa respecto de la variable fcm28.

Fig. 3.57. Gráfico de medias de los tipos 0 a 222 de la muestra HA-30/B/20/IIa respecto de la variable fcm28.

CAPÍTULO IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

Fig. 4.1. Resistencia característica a 28 días durante todo el año. a) HA-25 y b) HA-30.

Fig. 4.2. Evolución de la resistencia característica a compresión del HA-25 durante todo el año.

Fig. 4.3. Evolución de la resistencia característica a compresión durante el día. a) HA-25, b) HA-30.

Fig. 4.4. Evolución de la resistencia media a compresión durante el día en las estaciones de verano e invierno del HA-30. J. Ortiz, (2005).

Fig. 4.5. Evolución de la resistencia característica a compresión del HA-25.

Fig. 4.6. Evolución de la resistencia característica a compresión del HA-25 a rango de temperatura de 5 a 10°C.

Fig. 4.7. Evolución de la resistencia característica a compresión del HA-25 a rango de temperatura de 10 a 15°C.

Fig. 4.8. Evolución de la resistencia característica a compresión del HA-25 a rango de temperatura de 15 a 20°C.

Fig. 4.9. Evolución de la resistencia característica a compresión del HA-25 a rango de temperatura de 20 a 25°C.

Fig. 4.10. Evolución de la resistencia característica a compresión del HA-25 a rango de temperatura de 25 a 30°C.

Fig. 4.11. Evolución de la resistencia característica a compresión del HA-25 a rango de temperatura de 30 a 35°C.

Fig. 4.12. Evolución de la resistencia característica a compresión del HA-30.

Fig. 4.13. Evolución de la resistencia característica a compresión del HA-30 a rango de temperatura de 10 a 15°C.

Fig. 4.14. Evolución de la resistencia característica a compresión del HA-30 a rango de temperatura de 15 a 20°C.

Fig. 4.15. Evolución de la resistencia característica a compresión del HA-30 a rango de temperatura de 20 a 25°C.

Fig. 4.16. Evolución de la resistencia característica a compresión del HA-30 a rango de temperatura de 25 a 30°C.

Fig. 4.17. Evolución de la resistencia característica a compresión del HA-30 a rango de temperatura de 30 a 35°C.

Fig. 4.18. Evolución de la resistencia característica a compresión del HA-30 a rango de temperatura de 35 a 39°C.

Fig. 4.19. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-25.

Fig. 4.20. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-25 en el rango de temperatura de 5 a 10°C.

Fig. 4.21. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-25 en el rango de temperatura de 10 a 15°C.

Fig. 4.22. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-25 en el rango de temperatura de 15 a 20°C.

Fig. 4.23. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-25 en el rango de temperatura de 20 a 25°C.

Fig. 4.24. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-25 en el rango de temperatura de 25 a 30°C.

Fig. 4.25. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-25 en el rango de temperatura de 30 a 35°C.

Fig. 4.26. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-30.

Fig. 4.27. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-30 en el rango de temperatura de 10 a 15°C.

Fig. 4.28. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-30 en el rango de temperatura de 15 a 20 °C.

Fig. 4.29. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-30 en el rango de temperatura de 20 a 25°C.

Fig. 4.30. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-30 en el rango de temperatura de 25 a 30 °C.

Fig. 4.31. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-30 en el rango de temperatura de 30 a 35°C.

Fig. 4.32. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-30 en el rango de temperatura de 35 a 39°C.

Fig. 4.33. Resultados medios y característicos, en MPa, de toda la muestra de HA-25/B/20/IIa en la comunidad de Madrid.

Fig. 4.34. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-25 en el rango de temperatura de 5 a 10°C.

Fig. 4.35. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-25 en el rango de temperatura de 10 a 15°C.

Fig. 4.36. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-25 en el rango de temperatura de 15 a 20°C.

Fig. 4.37. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-25 en el rango de temperatura de 20 a 25°C.

Fig. 4.38. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-25 en el rango de temperatura de 25 a 30°C.

Fig. 4.39. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-25 en el rango de temperatura de 30 a 35°C.

Fig. 4.40. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-30 en el rango de temperatura de 10 a 15°C.

Fig. 4.41. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-30 en el rango de temperatura de 15 a 20 °C.

Fig. 4.42. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-30 en el rango de temperatura de 20 a 25°C.

Fig. 4.43. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-30 en el rango de temperatura de 25 a 30 °C.

Fig. 4.44. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-30 en el rango de temperatura de 30 a 35°C.

Fig. 4.45. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-30 en el rango de temperatura de 35 a 39°C.

Fig. 4.46. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-25.

Fig. 4.47. Evolución de la resistencia característica a tracción del HA-30.

Fig. 4.48. Valor del coeficiente "k" obtenido de la secuencia constructiva, 1 planta cimbrada y 2 plantas clareadas.

Fig. 4.49. Valor del coeficiente " α " obtenido de la secuencia constructiva, 1 planta cimbrada y 2 plantas clareadas.

Fig. 4.50. Días necesarios, método C.B.C, para la secuencia constructiva proyectada (Temperatura de curado, 10 °C).

Fig. 4.51. Valor del coeficiente "k" obtenido de la secuencia constructiva de 2 plantas cimbradas.

Fig. 4.52. Valor del coeficiente " α " obtenido de la secuencia constructiva de 2 plantas cimbradas.

Fig. 4.53. Edad mínima necesaria para cada fase, considerando una temperatura media durante el curado de 31 °C.

ANEJO I. Distribución de las Variables f_{cm3} , f_{cm7} , f_{cm28} Y f_{cm60} . Gráficos de Función de Distribución, Probabilidad Normal, Histogramas y Simetría de las Variables

En este primer Anejo I se analiza la distribución de cada variable de la muestra de hormigón HA-25/B/20/IIa y HA-30/B/20/IIa mediante los gráficos de función de distribución, probabilidad normal, histogramas y simetría de las variables f_{cm3} , f_{cm7} , f_{cm28} Y f_{cm60} .

A.1.1 Distribución de la Muestra de HA-25/B/20/IIa

La variable f_{cm3} tal y como se observa en el histograma de la Fig. A.1.1.a presenta una distribución normal o Gaussiana, con un cierto apuntamiento en la media. Esta afirmación se confirma mediante el gráfico de la función de distribución de la Fig. A.1.1.b, en el cual se observa que la variable se distribuye normalmente puesto que tiene forma de campana tendiendo en un extremo a cero y presentando el máximo en el otro, y mediante el gráfico de probabilidad normal de la Fig. A.1.2, en el cual se observa que la distribución normal teórica, marcada con una línea sólida, coincide en gran medida con la distribución de la variable demostrando la normalidad de esta. Por el contrario, tal y como se observa en el gráfico de simetría de la Fig. A.1.3 la distribución presenta una falta de simetría, puesto que la distribución de simetría de la variable no se ajusta completamente a la distribución de simetría teórica.

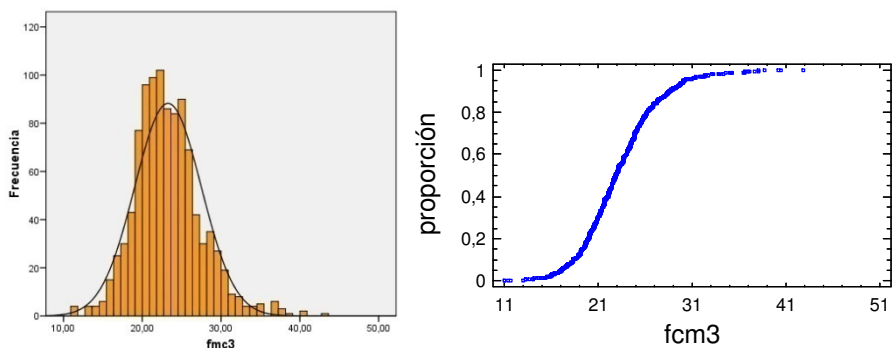


Fig. A.1.1. a) Histograma de f_{cm3} , b) Gráfico de función de distribución de f_{cm3} .

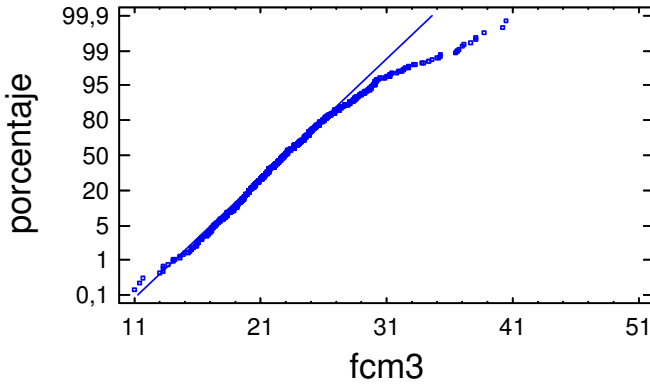


Fig. A.I.2. Gráfico de probabilidad normal de fcm3.

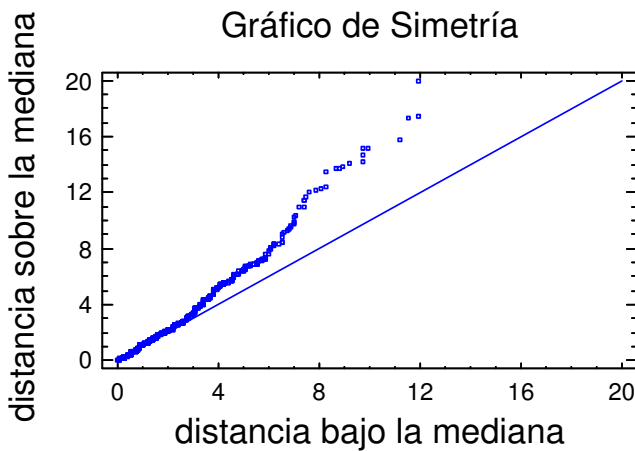


Fig. A.I.3. Gráfico de simetría de la distribución normal fcm3.

La variable fcm7 presenta una distribución normal o Gaussiana con un mayor apuntamiento en la media que fcm3, tal y como se observa en el histograma de la Fig. A.I.4.a., y en el gráfico de la función de distribución de la Fig. A.I.4.b. El gráfico de probabilidad normal de la Fig. A.I.5 muestra un cierto incremento de la normalidad de la distribución respecto a fcm3, puesto que la distribución normal teórica coincide en mayor medida, que en el caso de fcm3, con la distribución real de fcm7. Por el contrario, del mismo modo que la variable fcm3 el gráfico de simetría de la Fig. A.I.6 muestra que la distribución presenta una falta de simetría.

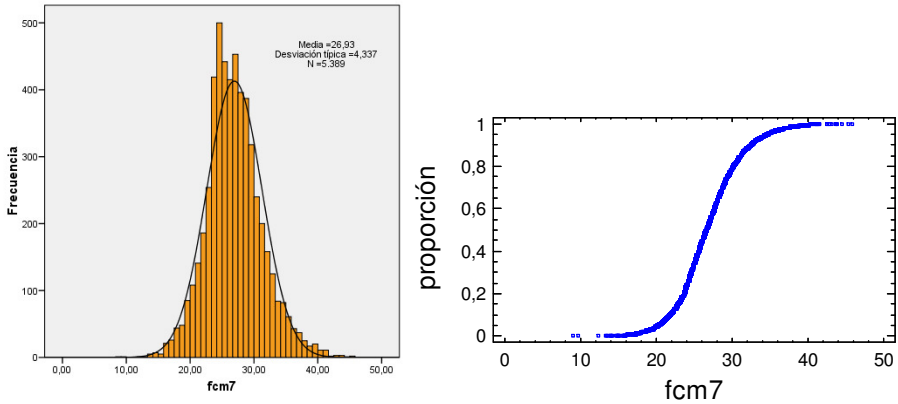


Fig. A.I.4. a) Histograma de fcm7, b) Gráfico de función de distribución de fcm7.

Gráfico de Probabilidad Normal

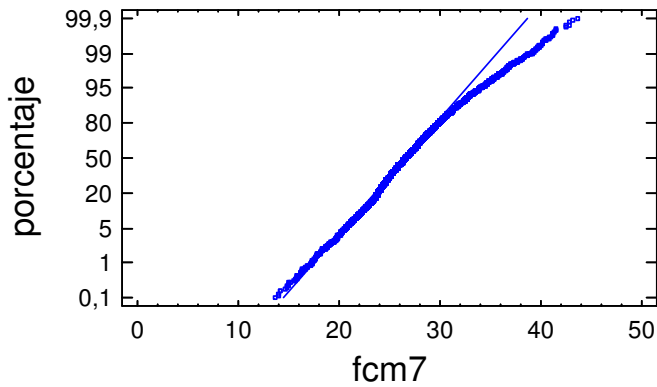


Fig. A.I.5. Gráfico de probabilidad normal de fcm7.

Gráfico de Simetría

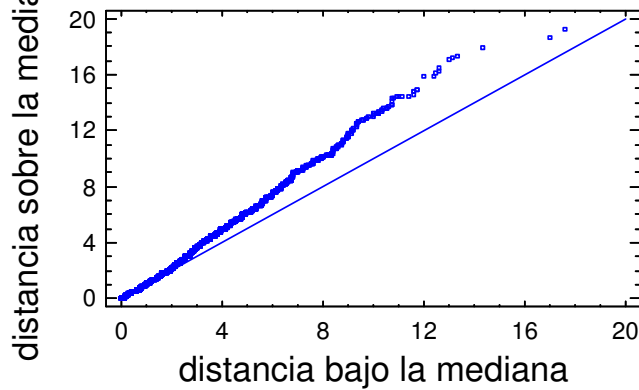


Fig. A.I.6. Gráfico de simetría de la distribución normal fcm7.

La variable fcm28 presenta una distribución normal o Gaussiana, sin embargo, de las cuatro variables que representan a la muestra es la que posee un menor ajuste a la distribución normal, puesto que los valores de asimetría típificada y curtosis típificada son mayores respecto del resto de las variables. La distribución normal presenta un gran apuntamiento en la zona de valores inferiores cercanos a la media (Fig. A.I.7.a.), sin embargo, en el gráfico de la función de distribución de la Fig. A.I.7.b. se aprecia claramente una distribución normal de fcm28. El gráfico de probabilidad normal de la Fig. A.I.8 avala la afirmación anterior "de las cuatro variables que representan a la muestra es la que posee un menor ajuste a la distribución normal". Respecto a la simetría en el gráfico de simetría de la Fig. A.I.9 se aprecia que esta variable es la que presenta un menor ajuste respecto de la simetría teórica de las cuatro variables; este hecho se confirma con el valor de asimetría típica y curtosis típificada.

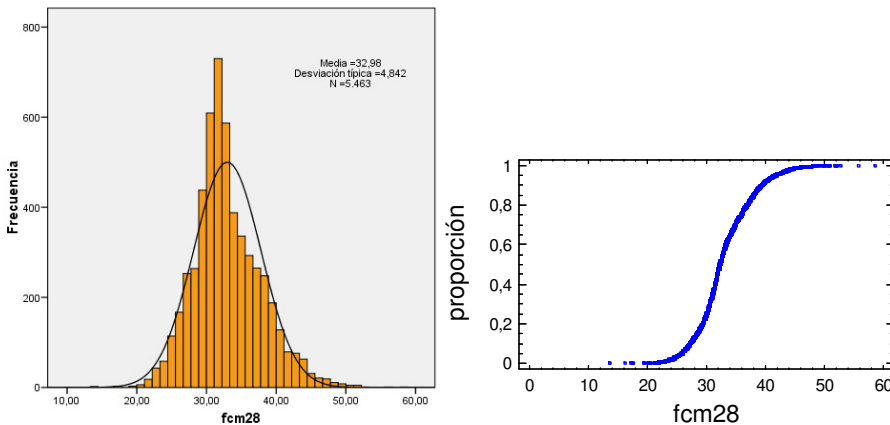


Fig. A.I.7. a) Histograma de fcm28, b) Gráfico de función de distribución de fcm28.

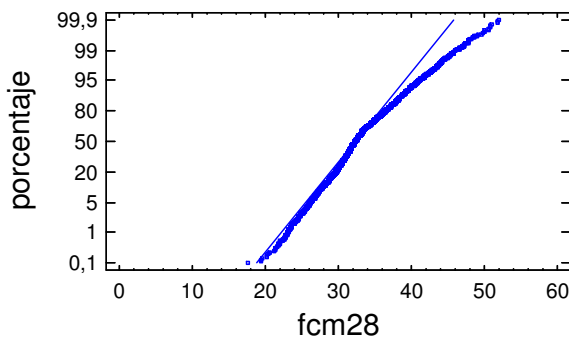


Fig. A.I.8. Gráfico de probabilidad normal de fcm28.

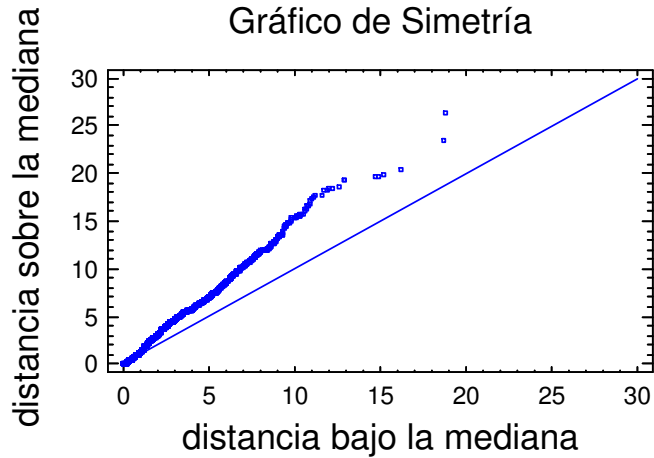


Fig. A.I.9. Gráfico de simetría de la distribución normal fcm28.

La variable fcm60 tal y como se observa en el histograma de la Fig. A.I.10.a presenta una distribución normal o Gaussiana. En el gráfico de función de distribución de la Fig. A.I.10.b se demuestra la afirmación anterior, puesto que la distribución tiene forma de campana Gaussiana. El gráfico de probabilidad normal de la Fig. A.I.11 presenta un buen ajuste a la normalidad de la distribución de fcm60. Respecto a la simetría, en el gráfico de simetría de la Fig. A.I.12 se aprecia que esta variable es la que presenta un mayor ajuste respecto de la simetría teórica de las cuatro variables; esta última afirmación se confirma con un valor de la asimetría tipificada cercano a +2, y un valor de curtosis tipificada dentro del rango de +2 a -2 definido para la distribución normal.

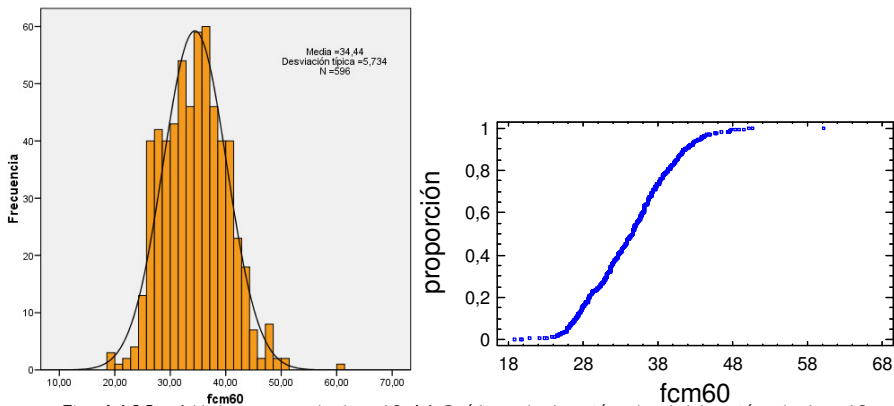


Fig. A.I.10. a) Histograma de fcm60, b) Gráfico de función de distribución de fcm60.

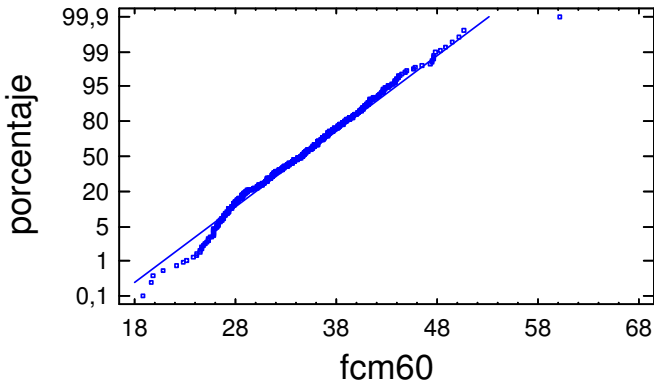


Fig. A.I.11. Gráfico de probabilidad normal de fcm60.

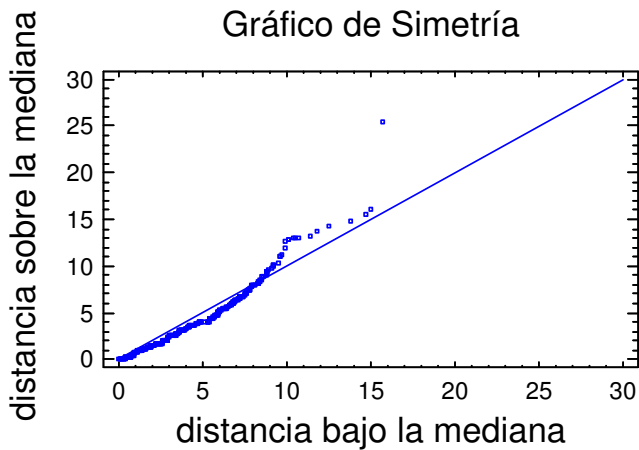


Fig. A.I.12. Gráfico de simetría de la distribución normal fcm60.

A.I.2 Distribución de la Muestra de HA-30/B/20/IIa

La variable fcm3 posee una distribución normal o Gaussiana. La distribución normal de esta variable se muestra en el Histograma de la Fig. A.I.13.a y en el gráfico de función de distribución de la Fig. A.I.13.b. El gráfico de Probabilidad Normal de la Fig. A.I.14 demuestra que esta variable se distribuye normalmente, puesto que la distribución de la variable se ajusta a la distribución normal teórica marcada con una línea sólida. En cuanto a la simetría de la distribución (Fig. A.I.15) se puede afirmar que es correcta y, se encuentra dentro del rango establecido por los estadísticos de Asimetría y Curtosis Estandarizada de $-2 a + 2$.

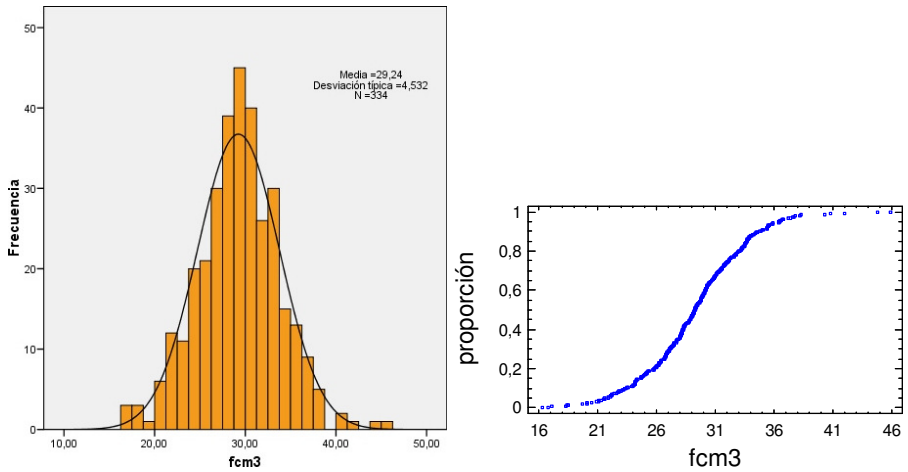


Fig. A.I.13. a) Histograma de fcm3, b) Gráfico de función de distribución de fcm3.

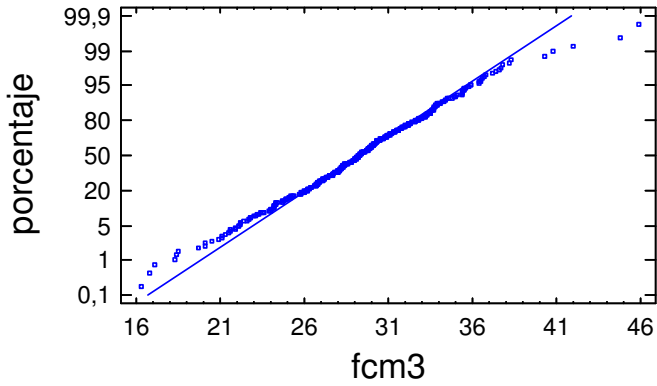


Fig. A.I.14. Gráfico de probabilidad normal de fcm3.

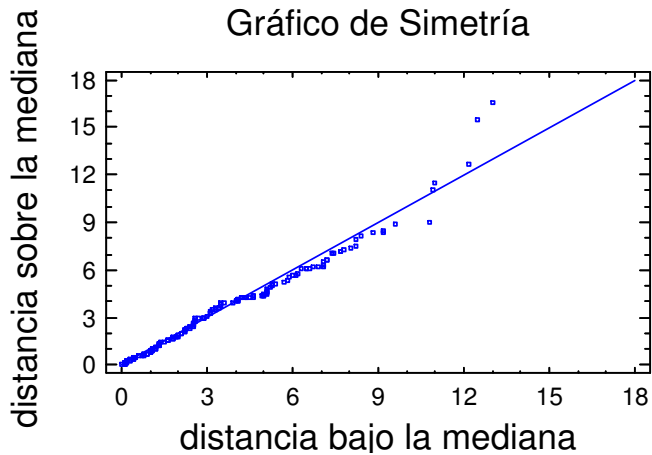


Fig. A.I.15. Gráfico de simetría de la distribución normal fcm3.

En la Fig. A.I.16.a se muestra el histograma de la variable fcm7; en el cual se observa un cierto apuntamiento de la distribución normal en valores inferiores cercanos a la media. Mediante los gráficos de función de distribución (Fig. A.I.16.b) y de probabilidad normal (Fig. A.I.17) se puede afirmar que la distribución es normal o Gaussiana, puesto que en el primero de los gráficos la distribución se asemeja a una campana tendiendo a cero en un extremo y al máximo en el otro, y en el segundo gráfico la distribución se corresponde con la distribución normal teórica. Respecto a la simetría de la distribución en el gráfico de simetría de la Fig. A.I.18 se observa que la distribución normal no presenta una buena simetría.

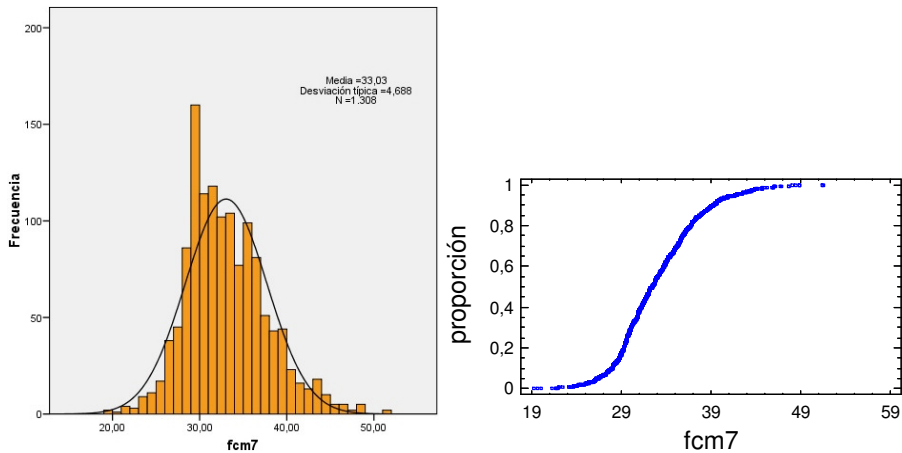


Fig. A.I.16. a) Histograma de fcm7, b) Gráfico de función de distribución de fcm7.

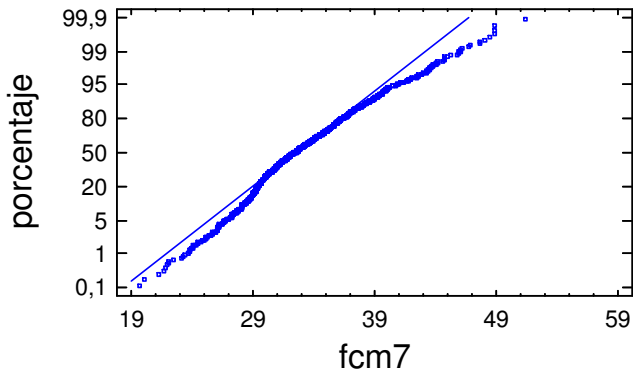


Fig. A.I.17. Gráfico de probabilidad normal de fcm7.

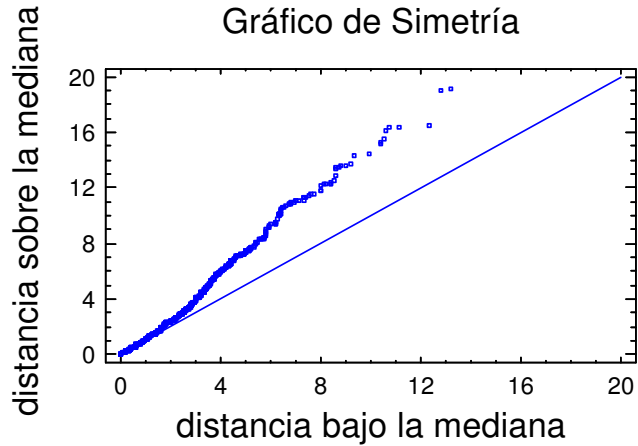


Fig. A.I.18. Gráfico de simetría de la distribución normal fcm7.

La variable fcm28 presenta una distribución normal o Gaussiana con un gran apuntamiento en los valores medios (Fig. A.I.19.a). En los gráficos de función de distribución (Fig. A.I.19.b) y de probabilidad normal (Fig. A.I.20) se observa una distribución que se asemeja ligeramente a la normalidad. Esta variable es la que menor simetría presenta de todas las variables que forman la muestra de hormigón HA-30/B/20/IIa (Fig. A.I.21).

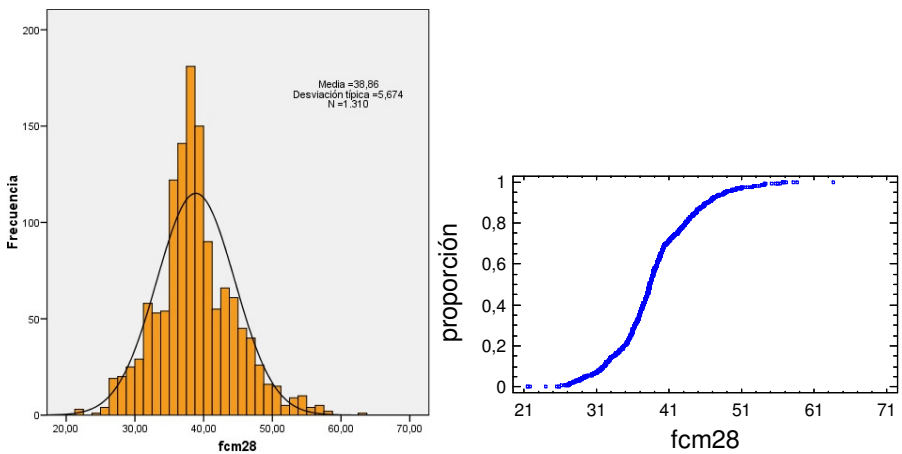


Fig. A.I.19. a) Histograma de fcm28, b) Gráfico de función de distribución de fcm28.

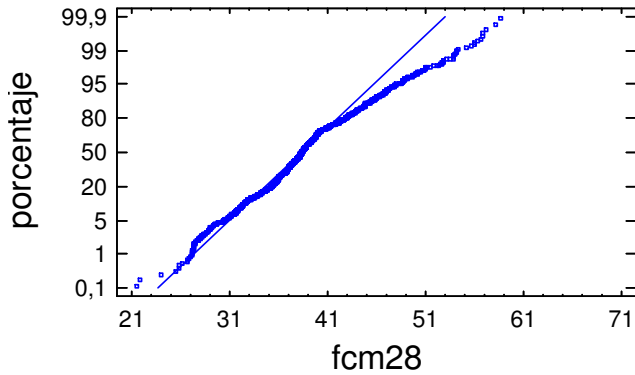


Fig. A.I.20. Gráfico de probabilidad normal de fcm28.

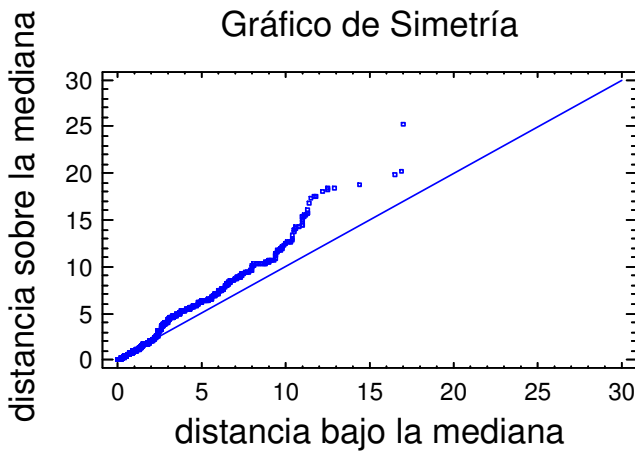


Fig. A.I.21. Gráfico de simetría de la distribución normal fcm28.

De todas las variables, la variable fcm60 es la que mejor se corresponde a una distribución normal. Esta afirmación se corresponde con el histograma (Fig. A.I.22.a) y con los gráficos de función de distribución (Fig. A.I.22.b) y de Probabilidad Normal (Fig. A.I.23). La simetría de esta variable (Fig. A.I.24), del mismo modo que su distribución, es la que mejor ajuste proporciona (Ver valores de los estadísticos de Asimetría y Curtosis Estandarizada Tabla 3.3).

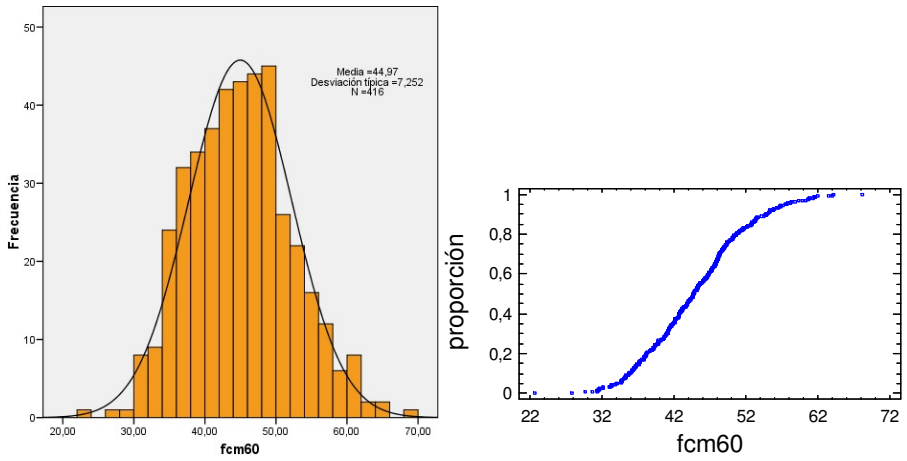


Fig. A.I.22. a) Histograma de fcm60, b) Gráfico de función de distribución de fcm60.

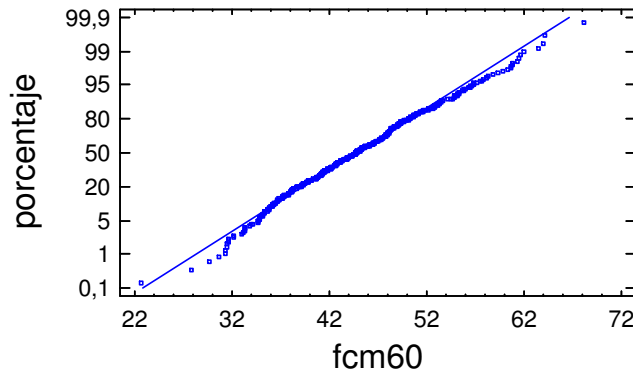


Fig. A.I.23. Gráfico de probabilidad normal de fcm60.

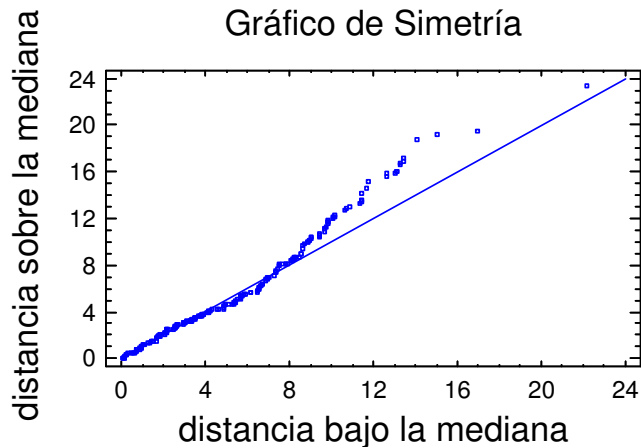


Fig. A.I.24. Gráfico de simetría de la distribución normal fcm60.

