



**UNIVERSITAT JAUME I**

**ESCOLA SUPERIOR DE TECNOLOGIA I CIÈNCIES  
EXPERIMENTALS**

**MÀSTER UNIVERSITARI EN ENGINYERIA INDUSTRIAL**

**ESTUDIO DE LA INFLUENCIA DE LAS  
ALTAS TEMPERATURAS EN LA  
ADHERENCIA DEL ACERO GALVANIZADO  
EN EL HORMIGÓN ARMADO**

**TRABAJO FIN DE MÁSTER**

AUTOR/A

Manuel Celades Gorris

DIRECTORES

Vicente Albero Gabarda

Marta Roig Flores

Castellón, septiembre de 2022

# MEMORIA

## **Agradecimientos**

En primer lugar, me gustaría agradecer a mis tutores de Trabajo Final de Máster, Vicente Alberó Gabarda y Marta Roig Flores, por darme la oportunidad de participar en este proyecto y quienes me han sabido transmitir desde el primer momento su ilusión y confianza.

Además, quiero agradecer a David Hernández Figueirido quién ha tenido la paciencia suficiente para resolver los problemas técnicos que han ido apareciendo durante los ensayos. También agradecer a la Universidad Jaume I, por la posibilidad de darnos los medios necesarios para llevar a cabo el proyecto.

También quiero agradecerlo a mi familia y amigos quienes me han aguantado y apoyado durante todo este tiempo y me han ayudado a superar los momentos difíciles.

# Índice

MEMORIA.....	2
AGRADECIMIENTOS .....	3
ÍNDICE.....	4
ÍNDICE DE FIGURAS .....	5
ÍNDICE DE TABLAS .....	7
1. INTRODUCCIÓN. ....	8
1.1. ANTECEDENTES.....	8
1.2. OBJETIVOS.....	9
2. ESTADO DEL ARTE.....	10
2.1. LA ADHERENCIA EN ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO.....	10
2.1.1. <i>Modos de fallo</i> .....	14
2.1.2. <i>Factores influyentes a la adherencia</i> .....	16
2.1.2.1. Geometría de la barra.....	16
2.1.2.2. Calidad del hormigón y resistencia a compresión.....	19
2.1.2.3. Confinamiento.....	20
2.2. LA ADHERENCIA EN SITUACIONES EXTREMAS.....	25
2.2.1. <i>Adherencia y durabilidad</i> .....	25
2.2.2. <i>Efecto del galvanizado</i> .....	28
2.2.3. <i>Impacto de las altas temperaturas en estructuras de hormigón</i> .....	31
2.2.3.1. Escenarios de incendio.....	31
2.2.3.2. Evaluación de la respuesta térmica/estructural al fuego.....	33
2.2.3.3. Propiedades mecánicas.....	34
2.2.4. <i>Comportamiento post-incendio</i> .....	36
2.2.4.1. Características residuales de los materiales.....	37
2.2.4.2. Ensayos técnicos no destructivos para el hormigón.....	39
3. PROGRAMA EXPERIMENTAL .....	41
3.1. PREPARACIÓN PREVIA DEL TEST SET-UP .....	42
3.2. PREPARACIÓN DE LAS MUESTRAS .....	44
3.3. DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN Y A TRACCIÓN INDIRECTA .....	48
3.3.1. <i>Resistencia a compresión</i> .....	49
3.3.2. <i>Resistencia a tracción indirecta</i> .....	52
3.4. TRATAMIENTO TÉRMICO .....	54
3.5. ENSAYOS DE ADHERENCIA .....	58
4. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES .....	62
4.1. IMPACTO DE LAS ALTAS TEMPERATURAS EN LA PROBETA DE REFERENCIA .....	62
4.2. IMPACTO DE LAS ALTAS TEMPERATURAS EN LA PROBETA GALVANIZADA.....	65
4.3. COMPARACIÓN ENTRE LA PROBETA DE REFERENCIA Y LA GALVANIZADA .....	67
5. CONCLUSIONES .....	70
6. BIBLIOGRAFÍA.....	72
PRESUPUESTO .....	73
PLANOS.....	75

# Índice de Figuras

FIGURA 1.1. PROBLEMAS DE CORROSIÓN EN HORMIGÓN ARMADO.....	8
FIGURA 2.1. HIPÓTESIS DE DISTRIBUCIÓN UNIFORME DE LAS TENSIONES DE ADHERENCIA (GARCÍA 2013).....	10
FIGURA 2.2. DESCOMPOSICIÓN DE LAS FUERZAS EJERCIDAS EN UNA BARRA CORRUGADA (GARCÍA 2013).....	11
FIGURA 2.3. DIFERENTES ETAPAS DE LA LEY DE COMPORTAMIENTO (AUER & STEPNIOWSKI 2012).....	12
FIGURA 2.4. DESCOMPOSICIÓN DE LAS TENSIONES Y APARICIÓN DE TENSIONES DE ARO (GARCÍA 2013).....	13
FIGURA 2.5. TIPOS DE SPLITTING (FIB 2000).....	14
FIGURA 2.6. EJEMPLO DE UN FALLO POR SPLITTING (GARCÍA 2013).....	15
FIGURA 2.7. FALLO DE TIPO PULL OUT (FIB 2000).....	15
FIGURA 2.8. EJEMPLO DE UN FALLO POR PULL OUT (GARCÍA 2013).....	16
FIGURA 2.9. IMAGEN DE LOS DIFERENTES TIPOS DE BARRA (SILVA FILHO ET AL. 2012).....	17
FIGURA 2.10. RESISTENCIA DE ADHERENCIA PARA DIFERENTES TIPOS DE BARRA (SILVA FILHO ET AL. 2012).....	18
FIGURA 2.11. RESISTENCIA DE ADHERENCIA VS ALTURA RELATIVA DE LA CORRUGA (SILVA FILHO ET AL. 2012).....	18
FIGURA 2.12. EXPRESIONES PARA DETERMINAR LA LONGITUD DE ANCLAJE DE LA BARRA.....	19
FIGURA 2.13. RESISTENCIA DE ADHERENCIA VS RESISTENCIA A COMPRESIÓN PARA DISTINTOS DIÁMETROS Y CUBRIMIENTOS (HUGHES & VIDELA 1992).....	20
FIGURA 2.14. EJEMPLO DE LA INTERACCIÓN ADHERENCIA-CONFINAMIENTO (GAMBAROVA & ROSATI 1997).....	21
FIGURA 2.15. RESISTENCIA DE ADHERENCIA VS RECUBRIMIENTO (YALCINER ET AL. 2012).....	22
FIGURA 2.16. RESISTENCIA DE ADHERENCIA VS PARÁMETRO DE CONFINAMIENTO (HARAJLI 2004).....	22
FIGURA 2.17. CURVA ADHERENCIA-DESLIZAMIENTO PARA DIFERENTES REFUERZOS TRANSVERSALES (HARAJLI 2004).....	23
FIGURA 2.18. CARGA DE ARRANQUE VS PRESIÓN LATERAL EN EL CASO DE BARRAS LISAS (ROBINS & STANDISH 1984).....	24
FIGURA 2.19. CARGA DE ARRANQUE VS PRESIÓN LATERAL EN EL CASO DE BARRAS CORRUGADAS (ROBINS & STANDISH 1984).....	24
FIGURA 2.20. EJEMPLOS DE CORROSIÓN EN HORMIGÓN ARMADO.....	26
FIGURA 2.21. VARIACIÓN DE LA RESISTENCIA DE ADHERENCIA CON LA CORROSIÓN (YEOMANS 2004).....	27
FIGURA 2.22. BARRAS DE ACERO CON PINTURA DE EPOXI (A LA IZQUIERDA) Y GALVANIZADAS EN ZINC (A LA DERECHA).....	28
FIGURA 2.23. IMAGEN DE ACERO RECIÉN GALVANIZADO CON REVESTIMIENTO DE 180 $\mu\text{m}$ DE ESPESOR (YEOMANS 2004).....	28
FIGURA 2.24. CARGA VS SLIP PARA BARRAS CORRUGADAS CON UNA LONGITUD EMBEBIDA DE 150 MM Y DIFERENTES REVESTIMIENTOS (KAYALI & YEOMANS 1995).....	30
FIGURA 2.25. CURVA TEMPERATURA-TIEMPO (FIB 2007).....	32
FIGURA 2.26. EJEMPLOS DE CURVAS NOMINALES DE FUEGO PARA EDIFICIOS (STANDARD ISO), INDUSTRIA PETROQUÍMICA/OFFSHORE (HYDROCARBON) Y PARA TÚNELES (RWS Y ZTV) (FIB 2007).....	32
FIGURA 2.27. EFECTO DE LA TEMPERATURA SOBRE LA RELACIÓN TENSIÓN-DEFORMACIÓN PARA DISTINTOS TIPOS DE HORMIGÓN (FIB 2007).....	35
FIGURA 2.28. EFECTO DEL NIVEL DE CARGA DURANTE EL CALENTAMIENTO PARA DIFERENTES TEMPERATURAS EN LA RELACIÓN DE TENSIÓN-DEFORMACIÓN (FIB 2007).....	35
FIGURA 2.29. REDUCCIÓN RELATIVA DE LA RESISTENCIA Y EL MÓDULO DE YOUNG (FIB 2007).....	36
FIGURA 2.30. CURVAS TENSIÓN-DEFORMACIÓN PARA A) UNA BARRA TÍPICA LAMINADA EN CALIENTE Y B) ACERO PRETENSADO (HARMANTHY 1993, BUCHANAN 2001).....	37
FIGURA 2.31. LÍMITE ELÁSTICO RESIDUAL VS TEMPERATURA (FELICETTI AND MEDA 2005).....	38
FIGURA 2.32. A) TALADRO MODIFICADO PARA LA MEDICIÓN. B) EFECTO DE LA TEMPERATURA EN LA RESISTENCIA A LA PERFORACIÓN (FELICETTI 2005).....	40
FIGURA 3.1. MONTAJE DEL ENSAYO DE ADHERENCIA.....	42
FIGURA 3.2. PLATO INFERIOR DE LA MÁQUINA DE ENSAYOS.....	42
FIGURA 3.3. PROBETA DEL ENSAYO DE ADHERENCIA.....	43
FIGURA 3.4. PLATO SUPERIOR DE LA MÁQUINA DE ENSAYOS.....	43
FIGURA 3.5. ESQUEMA DEL MOLDE DEL ENSAYO.....	44
FIGURA 3.6. MOLDES EMPLEADOS PARA LOS DIFERENTES ENSAYOS.....	45

FIGURA 3.7. ESQUEMA CON LAS COTAS DETALLADAS DEL CUBO DE HORMIGÓN, LA BARRA EMBEBIDA Y EL TUBO DE SEPARACIÓN.....	45
FIGURA 3.8. IMAGEN DE LAS BARRAS UTILIZADAS EN LOS ENSAYOS.....	46
FIGURA 3.9. IMAGEN DE LOS MATERIALES UTILIZADOS EN EL AMASADO DE HORMIGÓN.....	48
FIGURA 3.10. IMAGEN DE LA MÁQUINA DE ENSAYO.....	49
FIGURA 3.11. IMAGEN DE LA PROBETA CÚBICA EN LA MÁQUINA DE ENSAYO.....	50
FIGURA 3.12. ROTURAS SATISFACTORIAS EN PROBETAS CÚBICAS (NORMA UNE-EN 12390-3).....	51
FIGURA 3.13. EJEMPLOS DE ROTURAS NO SATISFACTORIAS EN PROBETAS CÚBICAS (UNE-EN 12390-3).....	51
FIGURA 3.14. IMAGEN DE LA PROBETA CILÍNDRICA EN LA MÁQUINA DE ENSAYO.....	53
FIGURA 3.15. IMAGEN DE LA ROTURA DE LAS PROBETAS CILÍNDRICAS.....	54
FIGURA 3.16. IMAGEN DE LOS BLOQUES DE HORMIGÓN EN EL HORNO.....	54
FIGURA 3.17. ESQUEMA DEL CUBO DE HORMIGÓN CON LA LOCALIZACIÓN DE LOS SENSORES.....	55
FIGURA 3.18. VISUALIZACIÓN DE LA TEMPERATURA: A LA IZQUIERDA EL DISPOSITIVO DE MEDICIÓN Y A LA DERECHA LA VISUALIZACIÓN DE LA TEMPERATURA EN EL ORDENADOR.....	55
FIGURA 3.19. EVOLUCIÓN DE LA TEMPERATURA EN EL SENSOR 1 DURANTE LA ETAPA DE CALENTAMIENTO.....	56
FIGURA 3.20. IMAGEN DE LA PROBETA DE REFERENCIA DESPUÉS DE CALENTARSE A 400 °C.....	57
FIGURA 3.21. IMAGEN DE LA PROBETA DE REFERENCIA DESPUÉS DE CALENTARSE A 600 °C.....	57
FIGURA 3.22. IMAGEN DE LA PROBETA DE GALVANIZADA EN ZINC DESPUÉS DE CALENTARSE A 600 °C.....	57
FIGURA 3.23. IMAGEN DE LA PROBETA DE GALVANIZADA EN ZINC DESPUÉS DE CALENTARSE A 600 °C.....	58
FIGURA 3.24. ILUSTRACIÓN DEL PRINCIPIO DEL ENSAYO DE ADHERENCIA (NORMA UNE-EN 10080).....	59
FIGURA 3.25. IMAGEN DE LA LOCALIZACIÓN DE LOS LVDTs, A LA IZQUIERDA EL LVDT DE 100 MM Y A LA DERECHA LOS DE 40 MM.....	60
FIGURA 4.1. GRÁFICO DE LA CARGA APLICADA EN FUNCIÓN DE LA CARRERA PARA DISTINTAS TEMPERATURAS EN LAS BARRAS DE REFERENCIA.....	63
FIGURA 4.2. RELACIÓN ENTRE LA TENSIÓN DE ADHERENCIA MÁXIMA Y LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN PARA DIFERENTES TEMPERATURAS.....	64
FIGURA 4.3. RELACIÓN ENTRE LA TENSIÓN DE ADHERENCIA MÁXIMA Y LA RESISTENCIA A TRACCIÓN INDIRECTA PARA DIFERENTES TEMPERATURAS.....	64
FIGURA 4.4. GRÁFICO DE LA CARGA APLICADA EN FUNCIÓN DE LA CARRERA PARA DISTINTAS TEMPERATURAS EN LAS BARRAS GALVANIZADAS.....	65
FIGURA 4.5. RELACIÓN ENTRE LA TENSIÓN DE ADHERENCIA MÁXIMA Y LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN PARA DIFERENTES TEMPERATURAS PARA LAS BARRAS GALVANIZADAS.....	66
FIGURA 4.6. RELACIÓN ENTRE LA TENSIÓN DE ADHERENCIA MÁXIMA Y LA RESISTENCIA A TRACCIÓN INDIRECTA PARA DIFERENTES TEMPERATURAS PARA LAS BARRAS GALVANIZADAS.....	66
FIGURA 4.7. RELACIÓN ENTRE LA TENSIÓN DE ADHERENCIA Y LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN EN FUNCIÓN DE LA CARRERA.....	67
FIGURA 4.8. RELACIÓN ENTRE LA TENSIÓN DE ADHERENCIA Y LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN PARA DIFERENTES TEMPERATURAS.....	68
FIGURA 4.9. RELACIÓN ENTRE LA TENSIÓN DE ADHERENCIA Y LA RESISTENCIA A TRACCIÓN INDIRECTA PARA DIFERENTES TEMPERATURAS.....	69

## **Índice de Tablas**

TABLA 1. DOSIFICACIÓN UTILIZADA EN LA FABRICACIÓN DEL HORMIGÓN.....	46
TABLA 2. VALORES DEL ENSAYO DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN.....	52
TABLA 3. VALORES DEL ENSAYO DE RESISTENCIA A TRACCIÓN INDIRECTA.....	54
TABLA 4. PRESUPUESTO DEL PROYECTO.....	74

# 1. Introducción.

## 1.1. Antecedentes

No fue hasta los años ochenta cuando se empezó a tomar en cuenta la durabilidad como un problema crucial para las estructuras de hormigón armado. Hasta ese momento, las normas existentes solo indican el recubrimiento mínimo de hormigón para las armaduras como medida de precaución. Sin embargo, debido a múltiples problemas de corrosión en armaduras de puentes en Estados Unidos o a importantes deterioros de estructuras de hormigón en el Reino Unido, provocó que cambiase la mentalidad del sector.



Figura 1.1. Problemas de corrosión en hormigón armado.

Fue a partir de este momento cuando se empezó a tomar en cuenta la durabilidad con factor de diseño en el hormigón armado y en la actualidad todas las normas recogen modelos completos y recomendaciones relativas a la durabilidad. Además, con la finalidad de favorecer un desarrollo sostenible, en las últimas décadas se han realizado numerosos estudios sobre la durabilidad de estructuras de hormigón armado. Como resultado de dichos estudios han surgido varias tecnologías que protegen las armaduras de los problemas de corrosión. De estas tecnologías se destaca la protección de las armaduras de acero por galvanización, ya que será el objeto de estudio del proyecto.

Sin embargo, todavía son escasos los conocimientos que se tienen de este tipo de protección frente a situaciones accidentales como un incendio. Durante un incendio se alcanzan temperaturas muy elevadas, que afectan a las propiedades mecánicas de los diferentes materiales que lo constituyen. Por lo tanto, el origen de este TFM es ampliar los conocimientos del comportamiento a altas temperaturas del acero galvanizado en el hormigón armado.

## 1.2. Objetivos

Los objetivos que se van a llevar a cabo en el proyecto son los siguientes:

- Revisión bibliográfica sobre la adherencia de armaduras de acero.
- Desarrollo de una campaña experimental de análisis.
- Análisis de los resultados.

Para alcanzar estos objetivos, en primer lugar, se realizará un estudio extenso sobre el estado de arte de los modelos existentes de adherencia de barras de acero embebidas en hormigón y el efecto del galvanizado y las altas temperaturas en dicho fenómeno. A continuación, se llevará a cabo una serie de ensayos de tipo Pull Out, siguiendo la norma UNE-EN 10080. Estos ensayos se realizan con dos tipos de probetas diferentes, unas en frío y otras previamente calentadas a diferentes temperaturas (200, 400 y 600 °C). Por último, se analizarán los resultados obtenidos de adherencia y se aplicará dichos resultados a algunas vigas de tipo edificación para observar y cuantificar las diferencias con los anclajes habituales

## 2. Estado del Arte.

### 2.1. La adherencia en estructuras de hormigón armado.

Generalmente, el fenómeno de interacción entre el acero y el hormigón se suele estudiar como un fenómeno local, donde las fuerzas longitudinales producidas durante los ensayos de *pull-out* son transferidas desde la barra de refuerzo hasta el hormigón que envuelve a la barra. Esta transferencia de fuerzas es debida a la adherencia, la cuál es la base fundamental de la existencia del hormigón armado estructural. Según el tomo 2 del libro, *Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón*, la adherencia es un fenómeno complejo que se puede definir como una mezcla de los siguientes fenómenos:

- La *adhesión* entre el acero y el hormigón debido a las acciones moleculares en la superficie de contacto.
- El *rozamiento*.
- La *resistencia a cizalladura*, debida al anclaje entre las irregularidades superficiales del acero.
- La *compresión* ejercida por el hormigón sobre los resaltos, en el caso de barras corrugadas.

Sin embargo, tanto el FIB 2000 como el García 2013, el fenómeno complejo de adherencia se suele simplificar a la aparición de esfuerzos cortantes, o tensiones de adherencia, que tienen lugar en la interfaz acero-hormigón. En un principio, se asume que estas tensiones se distribuyen de manera uniforme a lo largo de la longitud embebida de la barra, dando lugar así a un parámetro de referencia llamado tensión de adherencia promedio. En la *Figura 2.1*, se muestra la hipótesis de distribución uniforme de las tensiones de adherencia.

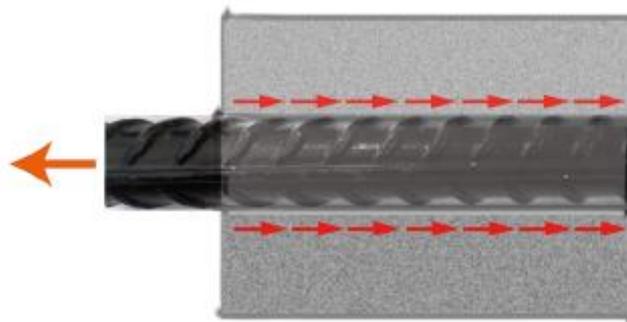


Figura 2.1. Hipótesis de distribución uniforme de las tensiones de adherencia (García 2013).

La tensión de adherencia promedio aumenta de manera proporcional al aumento de la carga axial. Al mismo tiempo, la barra de acero es sacada del hormigón de manera gradual y se produce un deslizamiento relativo entre la barra y el hormigón, debido a que ambos materiales sufren deformaciones distintas. Por lo tanto, los esfuerzos cortantes se pueden definir como la relación entre la tasa de cambio de la fuerza axial a lo largo de la barra y el área de la superficie de la barra sobre la cual tiene lugar dicho cambio (Cairns & Plizzari 2003). Sin embargo, esta definición no es del todo exacta debido a 2 motivos:

- Las tensiones de adherencia, en realidad no se distribuyen uniformemente.
- La existencia de otros aspectos que no se toman en cuenta como que las barras están corrugadas, lo que produce tensiones radiales.

Por consiguiente, la fuerza axial produce una fuerza de reacción que se pueden descomponer en dos componentes: una componente tangencial (paralela al eje de la barra) y una componente radial (ortogonal a la componente tangencial). En la *Figura 2.2*, se muestra una imagen de dicha descomposición.

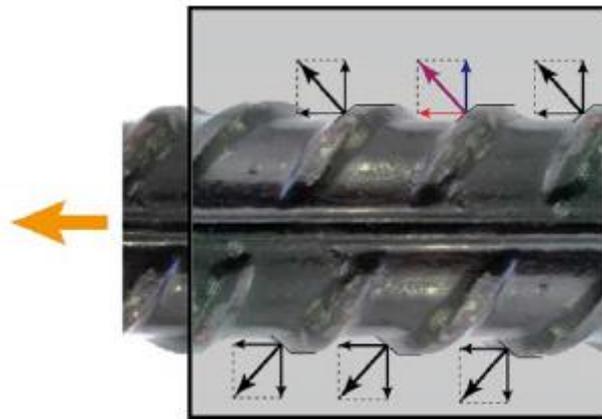


Figura 2.2. Descomposición de las fuerzas ejercidas en una barra corrugada (García 2013).

Sabiendo todo esto y debido a los numerosos ensayos que han realizado diversos científicos a lo largo de los años, se ha llevado a cabo una ley de comportamiento que expresa la tensión de adherencia promedio en función del deslizamiento de la barra. En dicha ley de comportamiento se puede distinguir 4 zonas o fases tal y como se observa en la *Figura 2.3*.

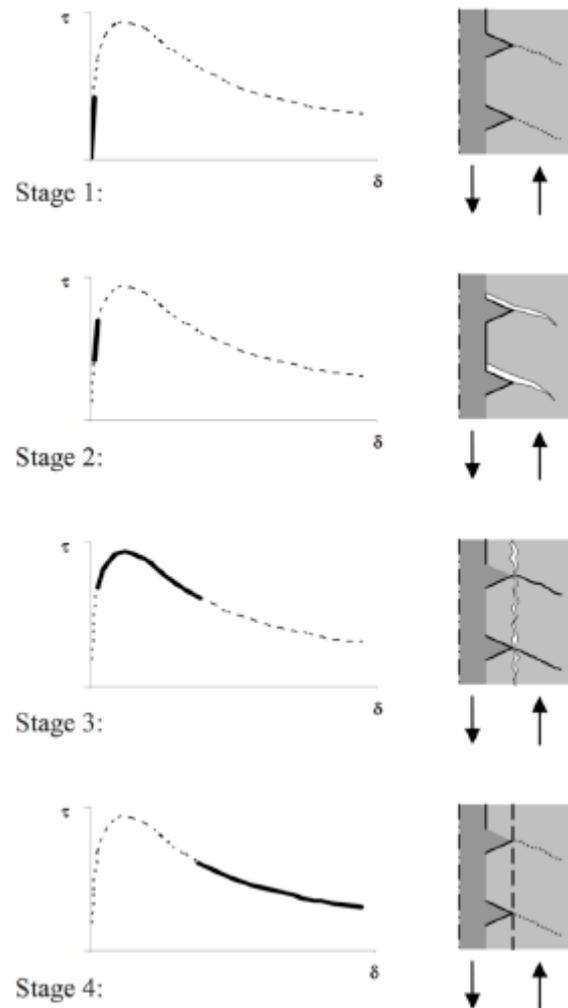


Figura 2.3. Diferentes etapas de la ley de comportamiento (Auer & Stepniewski 2012).

Según describen diferentes autores (Gambarova 1989, Bazant 1995 y el FIB 2000) el comportamiento en cada etapa es el siguiente:

- **Etapa 1.** En esta etapa los valores de tensiones adherencia promedio están por debajo del 80% del valor del límite elástico del hormigón. En este estado el hormigón se encuentra sin fisuras y la eficacia de la unión de ambos materiales es debida principalmente a la adhesión química y al rozamiento debido a las micro rugosidades presentes en la superficie. Cabe añadir que en esta etapa no se produce deslizamiento entre el acero y el hormigón.
- **Etapa 2.** En esta etapa los valores de tensiones adherencia promedio están en un rango entre 0.7 y 1.5 veces el valor del límite elástico del hormigón (Gambarova 1989). La adherencia debida a la adhesión química y a la fricción no es suficiente y por lo tanto se pierde la cohesividad en la unión acero-hormigón. Por esta razón, ya no hay compatibilidad de deformaciones, aparecen micro fisuras transversales en la punta de las corrugas y se inicia deslizamiento en la barra.

- **Etapa 3.** Cuando la tensión de adherencia promedio alcanza un valor entre 1 y 3 veces el valor del límite elástico, se forman fisuras longitudinales, produciendo una mejora en la función de cuña de las corrugas de la barra. Además, el deslizamiento entre la barra y el hormigón continúa y debido a la inclinación de las corrugas aparece también una tensión radial, la cual genera sobre el hormigón circundante lo que se conoce como tensiones de aro. Este fenómeno se puede observar en la *Figura 2.4*. A medida que aumenta la carga, las tensiones de aro aumentan, provocando que en los alrededores del hormigón también se alcance el límite elástico, incrementando así las microfisuras transversales. A medida que crecen estas microfisuras, el deslizamiento se incrementa y se pierde adherencia.

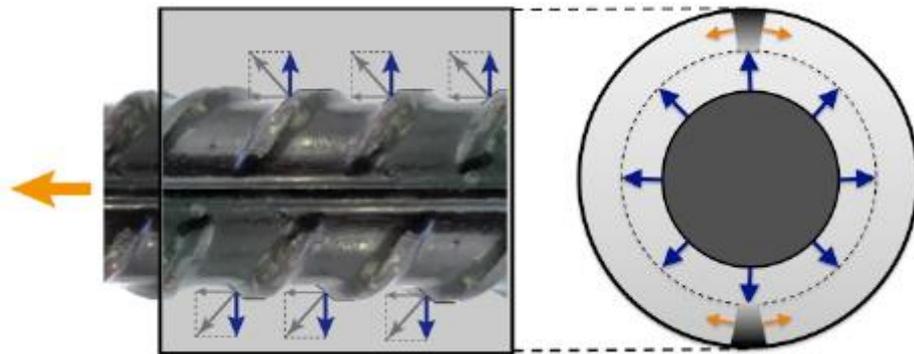


Figura 2.4. Descomposición de las tensiones y aparición de tensiones de aro (García 2013).

- **Etapa 4.** Tanto las fisuras longitudinales como las transversales se siguen desarrollando, incrementando el deslizamiento. La curva tensión-deslizamiento se caracteriza por un comportamiento suavizado después de alcanzar el pico máximo (Bazant 1995). Las tensiones de adherencia siguen siendo de un valor considerable y el comportamiento de unión tiende a ser fricción seca, por lo que el hormigón se aplasta y es cizallado por la corrugas de la barra (Gambarova 1989). Por último, se produce el fallo que puede ser de múltiples modos. Estos modos se explicarán más adelante.

### 2.1.1. Modos de fallo.

El fallo por adherencia puede darse principalmente por 2 modos distintos. El primer modo se trata de la rotura del hormigón que rodea a la barra de refuerzo en dos. A este modo se le llamará *splitting* o hendimiento en español. El segundo modo consiste en que la barra de refuerzo se extraiga después de haberse producido el fallo por cortante de la interfaz acero-hormigón. A este modo se le conoce como fallo de tipo *pull-out*.

#### Fallo por splitting

Por un lado, los fallos de tipo *splitting* se producen cuando el recubrimiento de hormigón y el refuerzo transversal no son suficientes, por lo que las fisuras transversales originadas en la interfaz acero-hormigón llegan eventualmente a la superficie del hormigón. Si cuando esto ocurre no hay refuerzo transversal capaz de soportar las tensiones de tracción restantes, la capacidad de adherencia se pierde totalmente. Tal y como se muestra en la *Figura 2.5* (FIB 2000), hay diferentes posibilidades de *splitting* dependiendo de la posición relativa del refuerzo y del tamaño de la sección transversal del elemento.

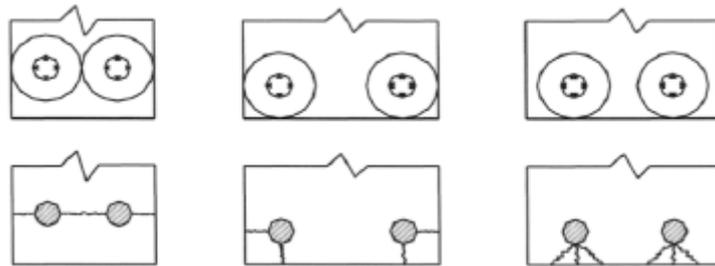


Figura 2.5. Tipos de splitting (FIB 2000).

Como se ha comentado anteriormente, si no hay suficiente refuerzo transversal, el *splitting* implica el fallo total del anclaje, por lo que la tensión de adherencia se vuelve nula en un fallo frágil y un considerable deslizamiento se observa en ese momento. Por el contrario, a partir de cierta cantidad de refuerzo transversal, el *splitting* producido es parcial en lugar de total. En este caso, los estribos son cargados cuando se desarrollan las fisuras transversales y por lo tanto proporcionan el anclaje con cierta tensión de adherencia residual. En términos generales, se asume que se producirá fallo por *splitting* cuando el recubrimiento de hormigón sea inferior a 2.5-3 veces el diámetro de la barra (Cairns & Jones 1995).

El fallo por *splitting* es causado por las tensiones de aro en el hormigón que rodea la barra, como resultado de la acción de cuña producida por la corrugas de la barra (Bazant & Sener 1988). La consecuencia es la aparición de fisuras radiales y la pérdida repentina de adherencia. En la *Figura 2.6*, se muestra un ejemplo de fallo por *splitting*. En esta imagen se observa como en el trozo de hormigón partido aún es visible el perfil de las corrugas.



Figura 2.6. Ejemplo de un fallo por splitting (García 2013).

### **Fallo por pull-out**

Por otro lado, los fallos de tipo *pull out* ocurren cuando hay niveles altos de confinamiento de hormigón. El aplastamiento del hormigón entre las corrugas define una superficie de fricción cilíndrica alrededor de la barra (Bazant & Sener 1988). Cuando la barra ha sufrido un determinado deslizamiento, el hormigón aplastado es extraído de las corrugas, tal y como se muestra en la *Figura 2.7*.

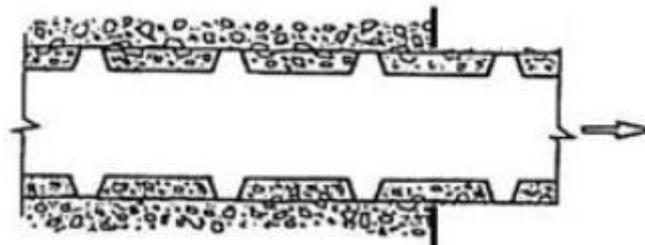


Figura 2.7. Fallo de tipo pull out (FIB 2000).

El fallo por cizallamiento empieza del extremo cargado hacia el extremo libre (Bazant & Sener 1988). Después de que el cizallamiento haya recorrido la longitud total de la barra embebida, la fuerza cae y la extracción restante es resistida solamente por fricción. En la *Figura 2.8*, se ve en detalle un ejemplo de un fallo de tipo *pull out*.



Figura 2.8. Ejemplo de un fallo por pull out (García 2013).

## 2.1.2. Factores influyentes a la adherencia.

Existen múltiples factores que influyen en la adherencia entre el hormigón y las barras (FIB 2000, Gambarova 2012). Estos factores pueden clasificarse en diferentes categorías y en este apartado se analizarán algunos de los principales factores como: la geometría de la barra, la calidad del hormigón y la resistencia a compresión o el tipo de confinamiento.

### 2.1.2.1. Geometría de la barra.

Con respecto a la geometría de la barra se van a analizar 2 factores diferentes: la geometría de las corrugas y el diámetro de la barra.

#### Geometría de las corrugas

La geometría de las corrugas influyen en un alto grado a la adherencia debido al tipo de perfil de las corrugas, su altura, el ángulo de inclinación y el espaciado entre ellas (Cairns & Jones 1995, Silva Filho 2012). Con la finalidad de combinar todos estos parámetros en uno solo, se utiliza un parámetro, el cual se llama *índice de adherencia* o *área relativa de corruga* (Soretz & Holzenbeim 1979, FIB 2000). Este parámetro se representa como  $f_r$  y se define de la siguiente manera:

$$f_r = \frac{A_r}{\pi \cdot D \cdot s_r} \quad (1)$$

Donde:

- $A_r$  es el área proyectada de una sola corruga en el plan perpendicular del eje de la barra.
- $D$  es el diámetro de la barra.
- $S_r$  es el espaciado entre las corrugas.

Generalmente se acepta como buenos aquellos valores de  $f_r$  que estén comprendidos en el rango de 0.05 y 0.1.

En el año 2012, Silva Filho et al realizaron varios ensayos con barras de diferentes patrones que provenían de diferentes países. En la *Figura 2.9*, se muestra una imagen de todos los tipos de barras estudiadas. Las barras más usadas en España son la de tipo 5. Durante el estudio, se comprobó que, si mantienes constante todas las condiciones, la resistencia de adherencia depende del patrón de la corruga y sus dimensiones. Como se observa en la *Figura 2.10*, la barra que presenta una mejor resistencia de adherencia es la de tipo 5, aunque la mayoría presentan valores muy cercanos. Por otro lado, en la *Figura 2.11*, se puede apreciar que el aumento de la altura relativa de la corruga incrementa la resistencia de adherencia.

Types of bars/ Origin	Face 1	Face 2	Face 3	Scanner 3D
01/ Brazil			-	
02/ Brazil			-	
03/ Brazil			-	
04/ Brazil			-	
05/ France				
06/ EUA			-	
07/ EUA			-	
08/Mexico			-	

Figura 2.9. Imagen de los diferentes tipos de barra (Silva Filho et al. 2012).



**Diámetro de la barra**

Uno de los aspectos más influyentes y relevantes en la eficacia de la adherencia es el diámetro de la barra, ya que en términos generales la tensión de adherencia depende de manera lineal del diámetro de la barra. Por lo tanto, diámetros grandes generan tensiones de adherencia mayores (Gambarova & Rosati 1997) y por consiguiente, también hay un mayor riesgo de que se produzca splitting del recubrimiento del hormigón (Hughes & Videla 1992). De manera más precisa, la fuerza total desarrollada en el fallo de adherencia, es decir cuando se alcanza la tensión de adherencia máxima, es una función creciente del área de las barras de refuerzo (Darwin et al. 1992, 1996). Sin embargo, la fuerza máxima de adherencia crece más lentamente que el área de la barra, lo que significa que para barras grandes se necesitan longitudes embebidas mayores para que se desarrolle completamente una determinada tensión de barra. Por lo tanto, en términos de tensión de adherencia, es deseable utilizar un mayor número de barras de diámetro pequeño, en lugar de un número menor de barras de un diámetro mayor. Esta conclusión se puede ver reflejada en las expresiones que se utilizan para determinar la longitud de anclaje como se observa en la *Figura 2.12*.

BARRA	POSICIÓN I
<b>CORRUGADA</b> EHE.66.5.2.	$\ell_{bl} = \max(m \cdot \phi^2, \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi)$ mm
<b>LISA</b> EUROCÓDIGO 2 ENV 1992-1-1:1991	$\ell_{bl} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{\tau_{bm}}; \tau_{bm} = (0,36 \sqrt{f_{ck}}) / \gamma_c$ mm

$\phi$  (mm),  $f_{yk}$  (N/mm<sup>2</sup>)

Figura 2.12. Expresiones para determinar la longitud de anclaje de la barra.

2.1.2.2. Calidad del hormigón y resistencia a compresión.

La calidad del hormigón es un aspecto clave en la adherencia, con referencia no solo a la resistencia del hormigón, sino que también a otros aspectos tecnológicos relacionados con el colado del hormigón, que en ocasiones es más importante que la resistencia misma.

Por otro lado, como resultado de la interacción entre el hormigón y la barra, el hormigón localizado entre las corrugas se comprime y se desarrollan tensiones de tracción en el hormigón que rodea a las barras de refuerzo. Por lo tanto, la resistencia a compresión y la resistencia a tracción son propiedades determinantes. Sin embargo, debido a que la resistencia a tracción está directamente relacionada con la resistencia a compresión, la resistencia a compresión es considerada como el parámetro principal que describe el rendimiento del hormigón. Múltiples estudios han confirmado que la resistencia a compresión tiene un efecto positivo en la resistencia de adherencia del hormigón (Chapman & Shah 1987, Hughes & Videla 1992, Harajli 2004). Por ejemplo, si se observa los resultados obtenidos por *Hughes & Videla* en 1992 en la *Figura 2.13*, se observa una tendencia positiva en la que la resistencia de adherencia incrementa cuando la resistencia a compresión aumenta.

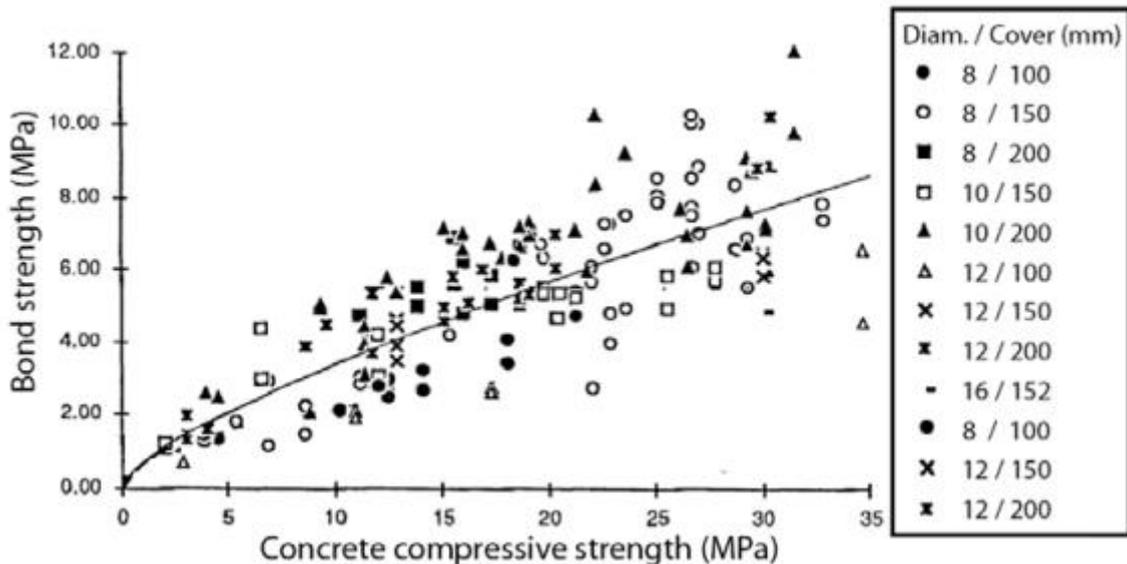


Figura 2.13. Resistencia de adherencia vs resistencia a compresión para distintos diámetros y cubrimientos (Hughes & Videla 1992).

### 2.1.2.3. Confinamiento.

El confinamiento del hormigón se puede definir como la restricción del hormigón a poder sufrir deformaciones transversales. Esto puede ser causado por presión lateral, refuerzo transversal o ambos. En lo que respecta a la adherencia, un mayor confinamiento en las regiones de anclaje significa una mayor capacidad de adherencia del hormigón. Existen 2 tipos de confinamiento, pasivo y activo

- **Confinamiento pasivo.** Es la consecuencia del efecto restrictivo del recubrimiento de hormigón y refuerzo transversal. Este efecto restrictivo es progresivamente activado con el inicio de las tensiones de adherencia.
- **Confinamiento activo.** Es la consecuencia de aplicar fuerzas externas de compresión al hormigón, como se da en los casos de reacciones en soportes o en las uniones viga-columna. Por lo tanto, el confinamiento activo es el resultado de aplicar fuerzas directamente en la región de anclaje. Además, este tipo de confinamiento no se ve influenciado por el desarrollo de fisuras en el anclaje y es particularmente efectivo en circunstancias donde el recubrimiento de hormigón es propenso a partirse.

En la *Figura 2.14*, se muestran 3 ejemplos de confinamiento (Gambarova & Rosati 1997). En el caso a), se encuentran los 2 tipos de confinamiento, donde la reacción vertical en el soporte es el causante del confinamiento activo, mientras que los estribos originan el confinamiento pasivo. En el caso b), solo hay confinamiento pasivo actuando sobre el empalme, como resultado de los estribos. Por último en el caso c), solo hay confinamiento activo, donde la mitad superior de la región de anclaje está confinada por esfuerzos de compresión.

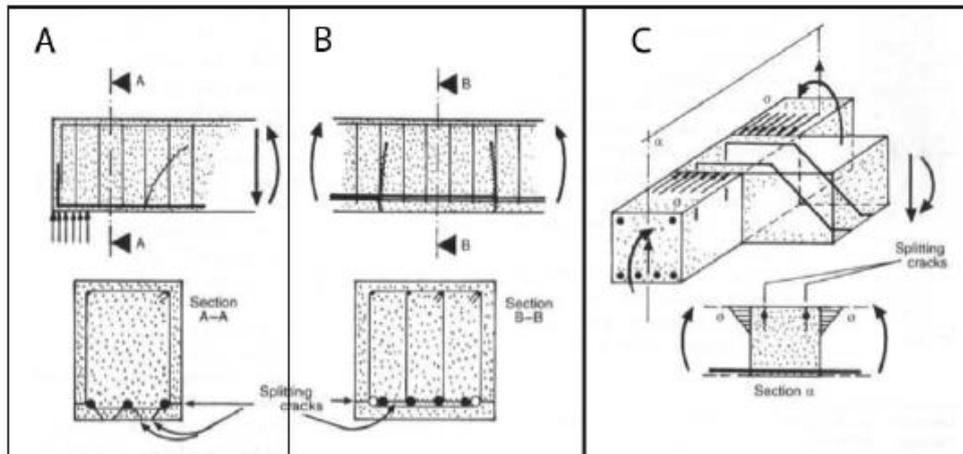


Figura 2.14. Ejemplo de la interacción adherencia-confinamiento (Gambarova & Rosati 1997).

Por lo tanto, se puede afirmar que tanto el confinamiento activo como pasivo, juegan un papel importante en el fenómeno de la adherencia. Como se puede presuponer, el confinamiento activo es más eficiente que el pasivo, en especial en situaciones donde es fácil que ocurra *splitting*, ya que la activación del confinamiento activo no depende de la movilización de los esfuerzos de adherencia. Por el contrario, el confinamiento pasivo es menos eficiente, debido a que se origina de la dilatación del hormigón, que acompaña a la formación de grietas y está estrictamente relacionada con la tensión de adherencia real.

### Confinamiento pasivo

En el confinamiento pasivo, el mayor problema se da a la hora de evaluar los valores mínimos de refuerzo transversal, con la finalidad de prevenir una pérdida brusca de adherencia en el inicio del *splitting* (FIB 2000). Como se ha mencionado en el apartado 2.1.1, los valores mínimos de recubrimiento de hormigón para evitar los fallos de tipo *splitting*, están entre 2.5 y 3 veces el diámetro de la barra (Cairns & Jones 1995, ACI 318-11). Sin embargo, en el confinamiento pasivo no sólo se considera el parámetro cubrimiento/diámetro, sino que también se incluye el refuerzo transversal. El código ACI 318-11 añade el efecto del refuerzo de la siguiente manera:

$$\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} = \frac{c_b + 40A_{tr}/(s \cdot n)}{d_b} \quad (2)$$

Donde:

- $c_b$  es el recubrimiento de hormigón.
- $d_b$  es el diámetro de la barra.
- $K_{tr}$  es el parámetro de refuerzo transversal.
- $A_{tr}$  es el área del refuerzo transversal.
- $s$  es el espaciado de refuerzo transversal.
- $n$  es el número de barras.

Por lo tanto, el código ACI 318-11 establece que para valores menores de 2.5 será más frecuente que ocurran fallos de tipo *splitting* y para valores mayores de 2.5 se esperan fallos de tipo *pull-out*. Además, establece el límite de 5 como valor a partir del cual, ya no se produce ninguna ganancia en términos de confinamiento.

Los efectos positivos del confinamiento pasivo se pueden apreciar en las Figuras 2.15, 2.16 y 2.17, donde se observa una mejora en términos de resistencia de adherencia. Estos valores se han obtenido del experimento realizado por Yalciner et al en el año 2012 (Figura 2.15) y por los experimentos de Harajli en 2004 (Figura 2.16 y 2.17).

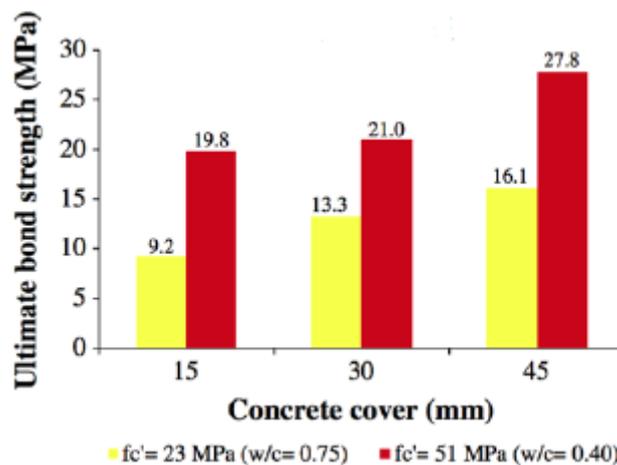


Figura 2.15. Resistencia de adherencia vs recubrimiento (Yalciner et al. 2012).

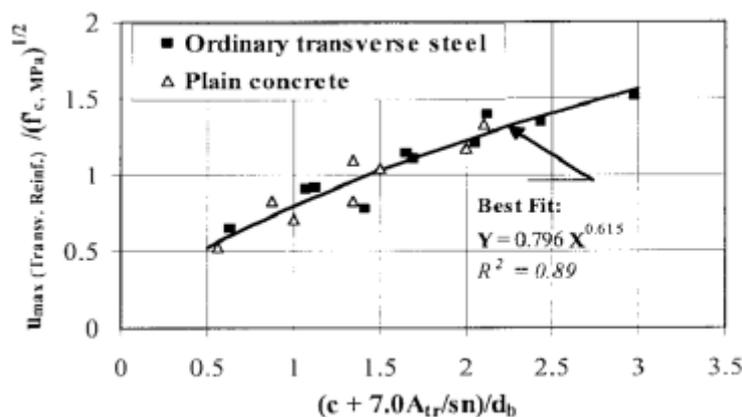


Figura 2.16. Resistencia de adherencia vs parámetro de confinamiento (Harajli 2004).

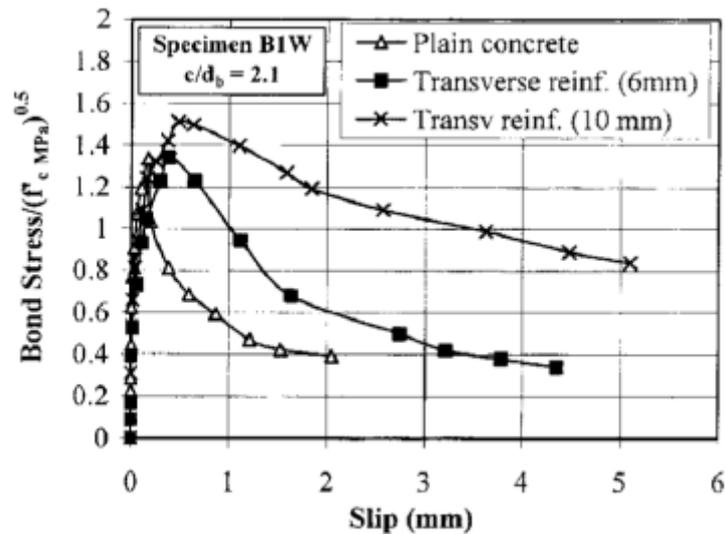


Figura 3. Curva adherencia-deslizamiento para diferentes refuerzos transversales (Harajli 2004).

### Confinamiento activo

Con lo que respecta al confinamiento activo, el aspecto clave es la transición difusa de un fallo tipo *pull-out* a uno tipo *splitting*, siendo este último el que se ve afectado de manera importante por numerosos parámetros estructurales (Tepfers 1973, Eligehausen 1979, Gambarova & Rosati 1997, Bamonte & Gambarova 2007).

Para comprender cómo las barras de refuerzo se comportan en términos de adherencia al hormigón cuando se aplica presión lateral (confinamiento activo), se han llevado a cabo numerosos estudios. En 1984, Robins y Standish descubrieron que dependiendo de si se aplicaba presión lateral a una barra lisa o a una corrugada, el modo de fallo era diferente.

En barras lisas, no ocurría fallos por *splitting*, ya que al no haber corrugas no se genera esfuerzo radial. Con los ensayos realizados por Robins y Standish, se puede afirmar que un aumento en la presión lateral conlleva a incrementar la resistencia de adherencia. Además, esta mejora es más notoria a medida que aumenta el diámetro de las barras.

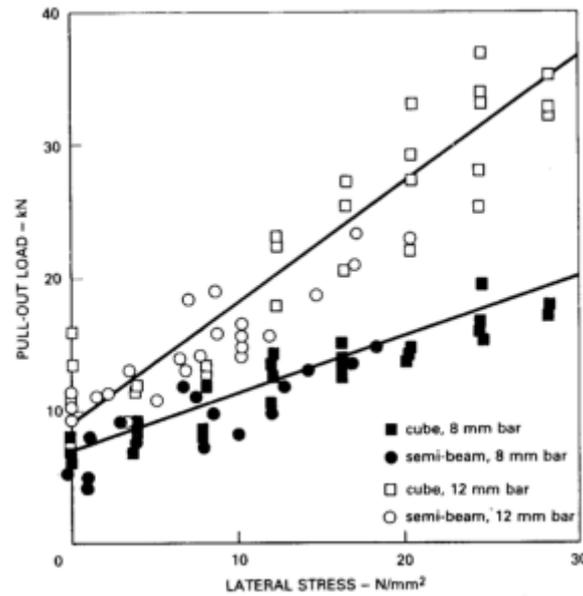


Figura 2.18. Carga de arranque vs presión lateral en el caso de barras lisas (Robins & Standish 1984).

En cuanto a las barras corrugadas, si se observa la *Figura 2.19*, se puede ver como cuando se aplica una presión lateral inferior al 30% de la resistencia a compresión del hormigón, el fallo por *splitting* ocurre (Robins & Standish 1984). En cambio, cuando la tensión lateral aumenta más allá de este valor, hay una clara nivelación en carga última la fisuración del hormigón no ocurre. En conclusión, mientras que, en el caso de las barras lisas, el incremento de presión lateral aumenta la resistencia de adherencia, en el caso de las barras corrugadas, la presión lateral evita que se produzca *splitting* en el hormigón (Robins & Standish 1984), además de un ligero aumento en la resistencia de adherencia (Xu et al. 2012).

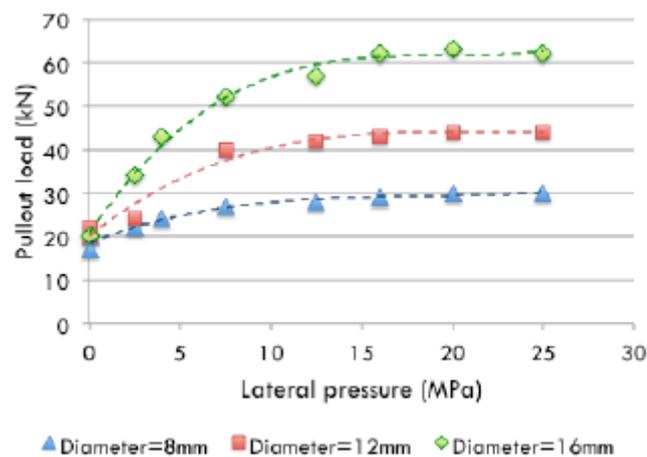


Figura 2.19. Carga de arranque vs presión lateral en el caso de barras corrugadas (Robins & Standish 1984).

## 2.2. La adherencia en situaciones extremas.

En el apartado anterior se ha explicado las nociones básicas sobre la adherencia en estructuras de hormigón armado, detallando la física que se esconde detrás de este fenómeno. Es por eso que en este apartado se hablará de las principales causas (corrosión y altas temperaturas) que pueden alterar la adherencia en dichas estructuras, provocando una disminución en su rendimiento y durabilidad. También se tratará las medidas que se llevan a cabo para evitar estos problemas y cómo afectan a la adherencia.

### 2.2.1. Adherencia y durabilidad.

Como se ha mencionado anteriormente, el hormigón armado es uno de los materiales más usados en la construcción, debido a que es relativamente barato, fácil de obtener y presenta unas características mecánicas muy atractivas. Es por eso que se utiliza en un gran número de aplicaciones de construcción y está expuesto a un amplio rango de condiciones atmosféricas. El rendimiento a largo plazo viene determinado por dos criterios, su utilidad y su durabilidad. Por un lado, la utilidad se relaciona con la integridad estructural, es decir la habilidad del elemento a sostener cargas de manera segura a lo largo de su vida y para realizar su función prevista. Por otro lado, la durabilidad se refiere a la habilidad del hormigón a resistir cambios en su microestructura y propiedades, en particular cuando dichos cambios pueden afectar de manera adversa a la utilidad del elemento. Concretamente, se podría decir que la corrosión en el acero es la principal causa de una falta de durabilidad de hormigón armado.

El acero embebido en el hormigón está normalmente protegido de la corrosión debido a la presencia de una película pasiva en la superficie del hormigón. Esta película se forma en el ambiente altamente alcalino del cemento hidratado, con un pH elevado, alrededor de 13. Mientras se mantenga este estado pasivo, el acero no se corroerá. Con el fin de asegurar la protección a largo plazo del acero contra la corrosión, la masa de hormigón debe ser lo suficientemente impermeable para limitar el transporte de algunas especies, como agua, iones clorhídricos, oxígeno, dióxido de carbono y otros gases. La presencia de niveles críticos de estas especies, pueden cambiar la naturaleza del hormigón y alterar las condiciones del acero embebido, iniciando así la corrosión.

Una vez que aparece la corrosión en el acero, se daña físicamente tanto las barras de acero como la masa de hormigón, ya que los óxidos formados por la corrosión tienen un volumen mayor que los materiales originales y suelen precipitar en la interfaz entre el acero y el hormigón. Estos daños provocados en el hormigón armado necesitan repararse de manera inmediata y la solución que se toma de manera más frecuente es reemplazar toda la estructura, antes de que llegue al final de su vida útil. Esta medida supone un gasto económico elevado. En la *Figura 2.20*, se muestran ejemplos de corrosión en hormigón armado.



Figura 2.20. Ejemplos de corrosión en hormigón armado

Aunque esta medida sea muy costosa, es la única solución viable ya que la corrosión deteriora de forma significativa la adherencia entre el hormigón y el acero. La adherencia se ve afectada por la corrosión de distintas maneras:

- En primera instancia, la corrosión aumenta el diámetro de la barra, por lo que los esfuerzos radiales entre el hormigón y la barra aumentan, provocando que la componente de la adherencia debida a la fricción incremente. Sin embargo, a medida que se corroe la barra, irán apareciendo fisuras longitudinales lo que provoca una reducción de la resistencia.
- Como se ha comentado, en una primera instancia la corrosión aumenta la fricción entre la barra y el hormigón. Sin embargo, en etapas más avanzadas de corrosión el material frágil y desmenuzable que se encuentra entre la barra y el hormigón será el causante de la reducción en la resistencia de adherencia.
- La corrosión puede reducir la altura relativa de las corrugas de la barra, lo que afecta al área de apoyo efectiva de las corrugas. Como consecuencia, la adherencia disminuye.

En la *Figura 2.21*, se muestra una gráfica donde muestra la variación de la resistencia de adherencia conforme evoluciona la corrosión. Como se puede apreciar, en primera medida la resistencia aumenta ligeramente debido al aumento del diámetro, pero una vez aparecen las primeras fisuras, la resistencia decae de manera drástica, alcanzando valores por debajo del 50% de su valor original.

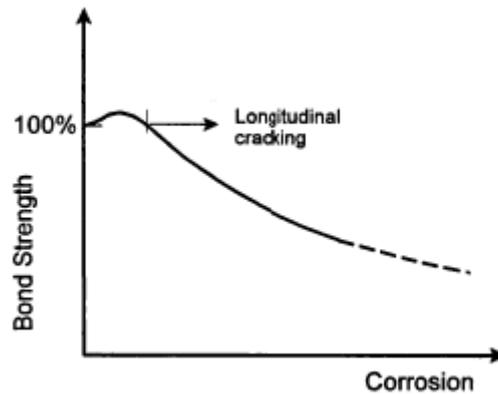


Figura 41. Variación de la resistencia de adherencia con la corrosión (Yeomans 2004).

Por estas razones, parece ser que la solución más económica y eficaz para minimizar el riesgo de corrosión en estructuras de hormigón armado es introducir un recubrimiento de espesor adecuado en las barras de refuerzo. Por lo tanto, la función principal de este recubrimiento es proteger al acero, lo cual solo es posible si se realiza de manera apropiada la etapa de diseño. Hay dos pasos básicos en el diseño para la durabilidad. Estos pasos son:

- Establecer la agresividad del medio al que se está expuesto. Este paso es análogo a establecer la carga de diseño donde se consideran los estados límite último (ELU) o estados límite de servicio (ELS).
- Seleccionar los materiales y diseñar la estructura capaz de resistir al entorno durante un tiempo de vida razonablemente largo.

La agresividad del entorno se define según el mecanismo de degradación y en el código estructural como en el eurocódigo se clasifica en 6 clases básicas tanto 2. Estas clases son:

- Sin riesgo de corrosión o ataque (clase X0).
- Corrosión inducida por carbonatación (clases XC).
- Corrosión inducida por cloruros (clases XD).
- Corrosión inducida por cloruros de agua de mar (clases XS).
- Ataque de congelación-descongelación (clases XF).
- Ataque químico (clases XA).

Para resistir y proteger a estos distintos medios, las soluciones posibles son las siguientes:

- Revestir las barras de acero con alguna pintura o capa que protegen de la corrosión.
- Utilizar acero inoxidable.
- Añadir aditivos inhibidores, pinturas o revestimientos en el hormigón.
- Aplicar protección catódica a la estructura.

Entre todos estos métodos, el revestimiento de las barras de acero ha sido el más aceptado y usado, debido a que presenta ventajas económicas. Se han estudiado múltiples revestimientos de materiales distintos (cobre, níquel, cadmio, aluminio, etc...), pero los dos revestimientos que han resaltado sobre los demás y más se han utilizado son la pintura de epoxi y el galvanizado en zinc. En la *Figura 2.22*, se pueden observar barras de acero con pintura de epoxi (a la izquierda) y galvanizadas en zinc (a la derecha). Cabe añadir que en este trabajo se va a profundizar sobre todo en el galvanizado en zinc.



Figura 5. Barras de acero con pintura de epoxi (a la izquierda) y galvanizadas en zinc (a la derecha).

### 2.2.2. Efecto del galvanizado.

Como se ha mencionado anteriormente, la galvanización es un proceso de recubrimiento del acero con zinc, con la finalidad de proporcionar protección contra los problemas de corrosión. El zinc puede ser aplicado a la superficie del acero en una gran variedad de formas, pero para el acero estructural, la inmersión en caliente es el método más usado. El método consiste en introducir el acero limpio en un baño de zinc fundido a 450°C, permitiendo que ocurra una reacción metalúrgica entre el acero y el zinc. Normalmente se suele aplicar un recubrimiento galvanizado en secciones de acero con un espesor mayor a 5mm (Yeomans 2004). Por ejemplo, en la *Figura 2.23*, se muestra como el espesor total de la capa de aleación es de 180  $\mu\text{m}$ .

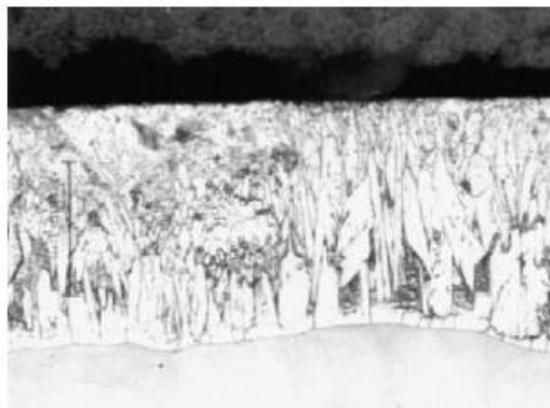


Figura 2.23. Imagen de acero recién galvanizado con revestimiento de 180  $\mu\text{m}$  de espesor (Yeomans 2004).

También existen otros métodos de galvanizado como el galvanizado de zinc en frío en spray. Este método es el que se va a utilizar en primera instancia en los ensayos y se analizará sus efectos en los resultados que se mostrarán más adelante. Es por eso que en este apartado se va a explicar en detalle el efecto que tiene el galvanizado en la adherencia de estructuras de hormigón armado.

En primer lugar, cabe comentar que la investigación del efecto del galvanizado sobre la tensión de adherencia no ha sido tan exhaustiva como en otros métodos de protección (revestimiento de pintura de epoxi) y además en la bibliografía publicada, se puede encontrar cierta información que es contradictoria. En la bibliografía, se pueden destacar 3 investigaciones. La primera llevada a cabo en 1920 por Slater et al, se estudió el efecto de la tensión de adherencia en barras galvanizadas y no galvanizadas y se concluyó que, en algunos casos, el tiempo requerido para desarrollar la tensión de adherencia máxima podría ser mayor en las barras galvanizadas que no galvanizadas.

La segunda investigación fue realizada 30 años más tarde, en 1956 por Robinson K.E, donde se efectuaron test *pull out* en barras galvanizadas, en barras de acero limpias y lisas y en barras oxidadas y visiblemente picadas. Todas estas barras eran lisas y sin corrugas. Los resultados mostraron una gran reducción de tensión de adherencia en las barras galvanizadas con respecto a las barras oxidadas y picadas. Sin embargo, se apreció un gran incremento de adherencia cuando estas eran comparadas con las barras limpias y lisas. Por lo que los ensayos indicaron la sensibilidad de la tensión de adherencia a la rugosidad de la superficie de la barra.

La tercera y última investigación fue llevada a cabo en 1995 por Kayali y Yeomans, donde realizaron varios ensayos de flexión en barras negras, en barras recubiertas de pintura de epoxi y en barras galvanizadas en zinc. Los ensayos consistían en la medición continua del deslizamiento relativo del extremo libre mientras se aumentaba la carga en modo de flexión en el otro extremo. Se realizaron 6 ensayos para las barras negras y las barras con epoxi, y 12 ensayos para las barras galvanizadas. Todas las barras tenían una longitud embebida de 150 mm. Basado en el análisis estadístico, los resultados mostraron que no había ninguna diferencia significativa entre la carga máxima y el deslizamiento relativo de las barras negras y las barras galvanizadas. Sin embargo, para las barras con pintura de epoxi, el deslizamiento relativo era alrededor de un 200% más grande en comparación con las otras barras. En la *Figura 2.24*, se muestra una gráfica de los resultados obtenidos. En ella se puede observar como para una carga última de casi 90 kN el slip de las barras negras y las barras galvanizadas es de unos 100  $\mu\text{m}$  mientras que en las barras con pintura de epoxi el slip sobrepasa los 200  $\mu\text{m}$ .

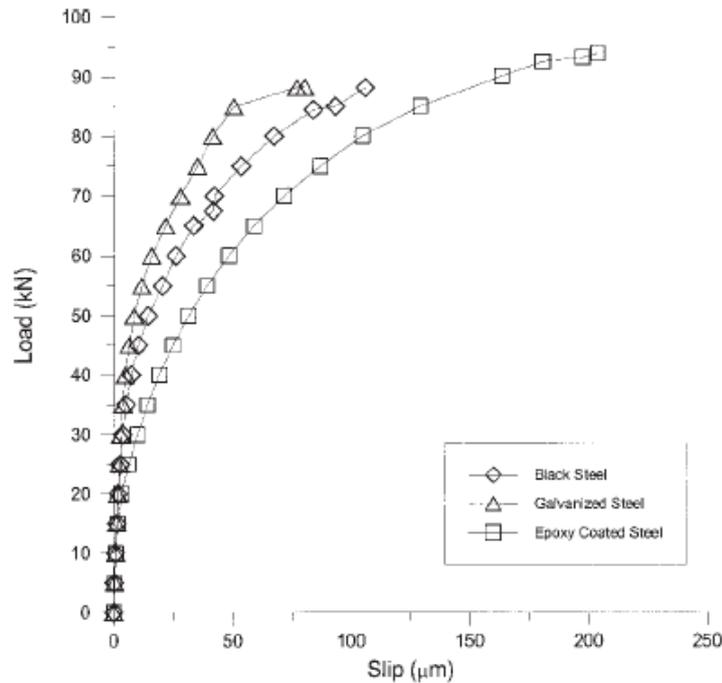


Figura 2.24. Carga vs slip para barras corrugadas con una longitud embebida de 150 mm y diferentes revestimientos (Kayali & Yeomans 1995).

Además de las investigaciones comentadas, el efecto del galvanizado se vuelve más complejo, ya que hay que considerar el papel fundamental que juega tanto la aparición de hidrógeno como de hidroxizincato de calcio (con fórmula química  $\text{Ca} [\text{Zn}(\text{OH})_3]_2 \cdot 2 \text{H}_2\text{O}$ ).

Por un lado, los estudios realizados por Bird afirman la formación de hidrógeno en las capas de la aleación de acero-zinc, dando como resultado una capa de contacto porosa que afecta de manera negativa a la adherencia. Como se ha dicho, la aparición de hidrógeno solo aparece en las capas de la aleación acero-zinc, pero, sin embargo, no se encuentra hidrógeno en las capas donde predomina el zinc puro. Es por eso, que, para evitar la formación de hidrógeno, se recomienda mantener la presencia de una capa de zinc puro durante la primera hora de contacto entre el hormigón fresco y el acero galvanizado.

Por otro lado, hay que tener en cuenta que el zinc reacciona con el cemento fresco para formar hidroxizincato de calcio. A partir de estudios realizados por Arliguie y Blanco se ha demostrado que su presencia adyacente a la superficie del refuerzo contribuye de manera positiva a la adherencia en el refuerzo y el hormigón, ya que a nivel microscópico el hidroxizincato de calcio actúa como un anclaje. Por lo tanto, la adherencia perdida por la presencia de hidrógeno podría ser compensada por la ganancia de adherencia debida al hidroxizincato de calcio.

Por último, en cuanto al efecto del galvanizado en la adherencia, hay que mencionar que la adición de una capa de zinc en las barras de acero modifica la geometría de las corrugas. Como se había explicado anteriormente, uno de los parámetros que afecta a la adherencia es la altura de la corruga. Al añadir una capa de zinc, la altura relativa de la corruga disminuye, haciendo que, en las barras de acero con un diámetro inferior a 16 mm, esta altura se reduzca en un 10%. Esto provoca una pequeña reducción de la adherencia. Sin embargo, las investigaciones de Muller han concluido que en barra de mayor tamaño y con una capa de galvanizado no mayor de 150  $\mu\text{m}$  de espesor, este efecto se considera despreciable.

### **2.2.3. Impacto de las altas temperaturas en estructuras de hormigón.**

Como se ha mencionado anteriormente, uno de los objetivos de este proyecto es ampliar los conocimientos del comportamiento a altas temperaturas del acero galvanizado en el hormigón armado. Es por eso que, en los siguientes apartados, basándose en los conocimientos descritos en el documento del FIB 2007 (Fire design of concrete structures - materials, structures and modelling) se hablará de la influencia del fuego y las altas temperaturas sobre las estructuras de hormigón.

#### **2.2.3.1. Escenarios de incendio**

En primer lugar, es importante decir que la respuesta del hormigón y la estructura depende de la naturaleza del fuego, la cual puede variar considerablemente de un fuego a otro. El factor clave de la relevancia del fuego en las estructuras de hormigón es la curva temperatura-tiempo impuesta por el fuego en la superficie (FIB 2007). En la *Figura 2.25*, se muestra un ejemplo de dicha curva. Los parámetros claves de esta curva son:

- El ratio de calentamiento, el cual influye en el desarrollo de la temperatura, humedad y los gradientes de presión de los poros dentro del hormigón.
- La máxima temperatura alcanzada, cuya influencia se ve reflejada en las relaciones fisicoquímicas y sus propiedades.
- La duración del fuego, la cual influye al desarrollo de la temperatura.
- El régimen de enfriamiento. Por ejemplo, un enfriamiento por agua tiene diferente consecuencia sobre el material y su distribución de la temperatura que un enfriamiento natural.

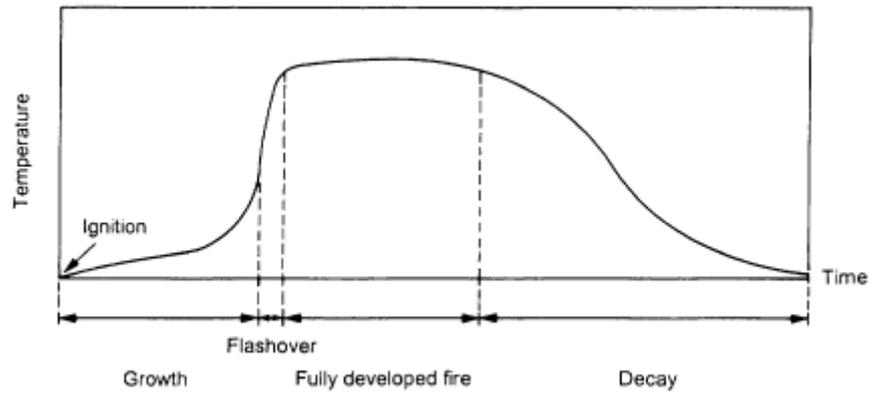


Figura 2.25. Curva temperatura-tiempo (FIB 2007).

A la hora de usar las curvas de temperatura-tiempo para pruebas, análisis y diseño, se han diseñado unas curvas de fuego nominales. Estas curvas no tienen en cuenta factores que afectan al desarrollo y distribución de la temperatura como la cantidad de materiales de combustible. Dependiendo de la aplicación, estas curvas se dividen en 3 categorías: edificios, petroquímico/offshore y túneles. En la *Figura 2.26*, se puede observar estas curvas, siendo la curva Standard ISO (Edificios) la más importante para nuestra aplicación. Esta curva es de lejos la más usada para evaluar la resistencia al fuego de edificios de acuerdo con la norma ISO 834. En concreto se puede apreciar cómo en esta curva, la temperatura aumenta de 20°C a 822°C en los primeros 30 minutos y a continuación incrementa su temperatura hasta los 1000°C en un periodo de 120 minutos.

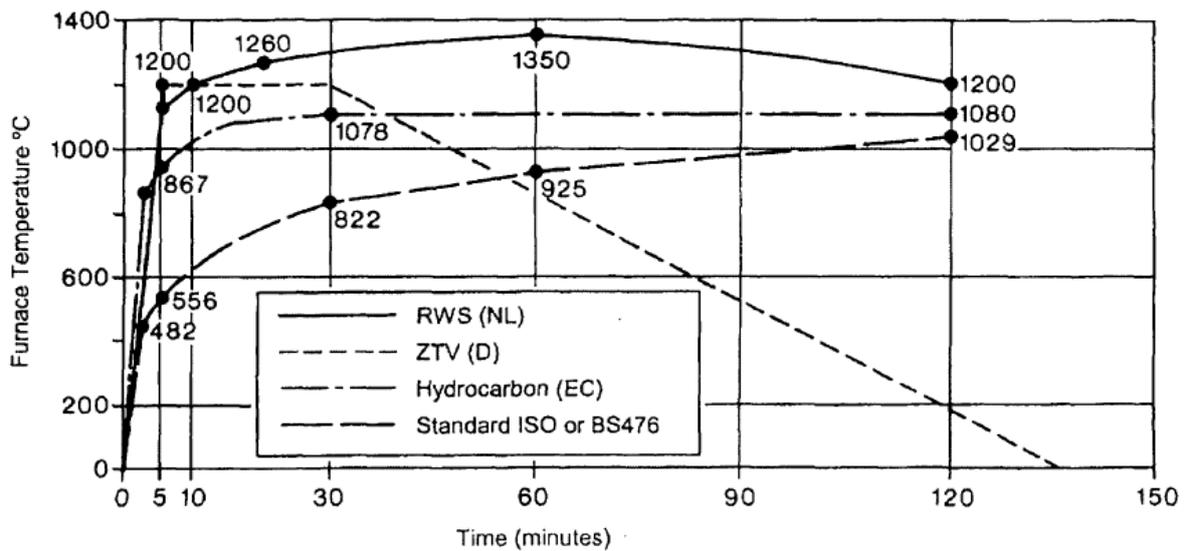


Figura 2.26. Ejemplos de curvas nominales de fuego para edificios (Standard ISO), industria petroquímica/offshore (Hydrocarbon) y para túneles (RWS y ZTV) (FIB 2007).

### 2.2.3.2. Evaluación de la respuesta térmica/estructural al fuego

Tal y como se sabe, el fuego causa que el calor fluya hacia la estructura de hormigón, haciendo que su temperatura aumente, provocando así la expansión térmica de los constituyentes, la evaporación de la humedad, la acumulación de presiones intersticiales y la degradación de las propiedades mecánicas. Por lo tanto, a la hora de diseñar se debe tener en cuenta la combinación de todos estos factores para no perjudicar ni la función de soporte de carga ni la función de separación.

Por un lado, la función de soporte de carga está simplemente limitado al colapso bajo cargas aplicadas. En ella se evalúan todos los modos de fallo relevantes (fallo por flexión, por torsión, por pandeo y de anclaje) tanto en las fases de calentamiento como de enfriamiento. La capacidad mínima de soporte de carga ocurre durante la fase de enfriamiento y es donde hay mayor riesgo de colapso. En los casos donde el fallo por flexión sea el fallo crítico, la capacidad mínima se alcanza cuando el acero de refuerzo alcanza su temperatura máxima, lo que se produce un tiempo después de haberse alcanzado la máxima temperatura en la superficie.

Por el otro lado, la función de separación se evalúa siguiendo 2 criterios: integridad y aislamiento. El criterio de integridad establece un límite para asegurar que ninguna llama o gas caliente penetre por los huecos o fisuras. El criterio de aislamiento establece un límite para el incremento de temperatura del lado de la estructura que no está expuesto. Estos límites son que la media no supere los 200°C o que no se llegue a picos locales de 240°C.

Así pues, a la hora de diseñar, los requisitos de cada estructura serán diferentes dependiendo de la función que tengan. Estas funciones son las siguientes:

- Las dimensiones totales de la sección de un elemento deben ser las suficientes para mantener la transferencia de calor a través de este elemento en los valores aceptables.
- La distancia media entre ejes del refuerzo debe ser suficiente para mantener la temperatura por debajo de los valores críticos. Estos valores son de 500°C para acero reforzado al carbono y de 350°C para acero pretensado para una utilización de carga del 100%. En el caso de que la carga sea menor, estos valores podrían incrementar según el Eurocódigo 2.
- Protección de barrera térmica para los casos donde se quiera reducir el flujo de calor en el hormigón y mitigar los efectos de las presiones intersticiales y las tensiones térmicas.
- Para el caso de diseños mixtos es necesario asegurar una alta estabilidad térmica del hormigón, una baja probabilidad de astillado y bajas tensiones térmicas durante el calentamiento/enfriamiento.

Para evaluar estos requisitos de resistencia al fuego, durante los ensayos la estructura es estudiada en 3 niveles diferentes: análisis por miembro, análisis de la subestructura y análisis global de la estructura.

Por último, cuando se evalúa la resistencia al fuego, es necesario comentar los modos de fallo más relevantes. Los 5 modos de fallo son los siguientes:

- **Fallo por flexión.** Este tipo de fallo es el más común para elementos con una disposición horizontal, como las vigas. Los momentos de flexión causan esfuerzos de tensión en las barras de refuerzo y esfuerzos de compresión en el hormigón.
- **Fallo por pandeo.** Este tipo de fallo es el más común para elementos con una disposición vertical, como las columnas o paredes. Debido al calentamiento de la estructura, el módulo de Young tanto del acero como del hormigón se ve reducido, lo que provoca que la rigidez y por tanto la resistencia a pandeo disminuya.
- **Fallo de anclaje o adherencia.** Como se ha comentado anteriormente, este fallo ocurre cuando los esfuerzos no pueden desarrollarse en la longitud embebida y como consecuencia la barra es extraída. Como consecuencia del incremento de temperatura la resistencia y rigidez del acero y el hormigón se ven reducidas. Además, el hecho de que la distribución de temperatura no sea lineal causa esfuerzos térmicos en el refuerzo lo que provoca un slip adicional. Por lo tanto, la adherencia se ve reducida por el calor.
- **Fallo por torsión.** Este fallo no suele ser dominante en el comportamiento a la exposición de fuego. Durante un incendio, la sección transversal expuesta al fuego se expande lo que induce a esfuerzos de compresión, mientras que la sección fría es inducida a esfuerzos de tensión, provocando la aparición y desarrollo de grietas.
- **Fallo por spalling.** El spalling o desconchado es una rotura violenta o no de las capas o piezas de la superficie del hormigón cuando es expuesto a un aumento rápido de las temperaturas. Existen varias categorías de fallo por spalling siendo la explosiva la más seria es estas. El hecho de que sea tan difícil de predecir hace que sea un factor limitante en el desarrollo de modelos robustos de la respuesta de estructuras de hormigón al fuego.

#### 2.2.3.3. Propiedades mecánicas

El aumento de la temperatura provoca múltiples cambios en las propiedades mecánicas del hormigón. La manera más rápida y sencilla de ver estos cambios, es analizando directamente la relación entre tensión y deformación. Observando esta relación se puede analizar diferentes propiedades como: el módulo de elasticidad, la deformación máxima, la deformación a tensión máxima, la energía disipada o la resistencia a compresión (resistencia última). Siendo esta última la propiedad más importante del hormigón, ya que es un elemento importante del diseño estructural y da una primera impresión de la calidad del hormigón. Por esta razón, la resistencia a compresión es de las propiedades más estudiadas del hormigón calentado.

Si se observa la *Figura 2.27*, se puede apreciar como el aumento de la temperatura implica una disminución de la tensión máxima (reducción de la resistencia a compresión), una disminución de la pendiente de la parte elástica (reducción del módulo de Young) y una disminución de la pendiente del tramo descendente (el material se vuelve más dúctil y menos frágil)

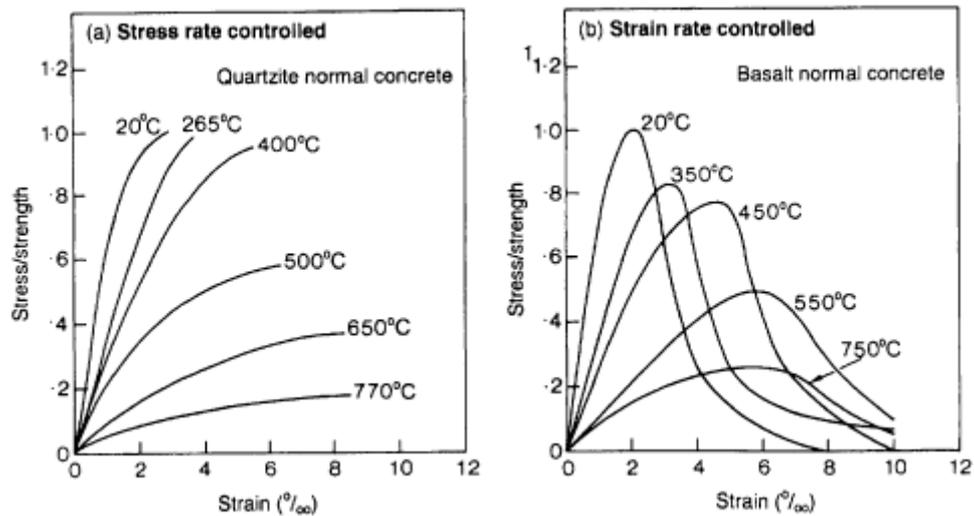


Figura 2.27. Efecto de la temperatura sobre la relación tensión-deformación para distintos tipos de hormigón (FIB 2007).

Sin embargo, un factor clave en la relación tensión-deformación es el nivel de carga durante el calentamiento. Tal y como se observa en las *Figura 2.28 y 2.29*, el hormigón calentado bajo carga tiene un comportamiento diferente, tanto en la relación tensión-deformación como en las propiedades derivadas (resistencia y módulo de elasticidad). La influencia de la precarga durante el calentamiento es un fenómeno complejo que depende del tipo de hormigón y de las condiciones de carga/calentamiento, sin embargo, aunque la literatura no sea del todo consistente, en general se puede afirmar un efecto positivo de la precarga. Este efecto positivo podría venir de que una carga de compresión podría mitigar el desarrollo de las micro fisuras.

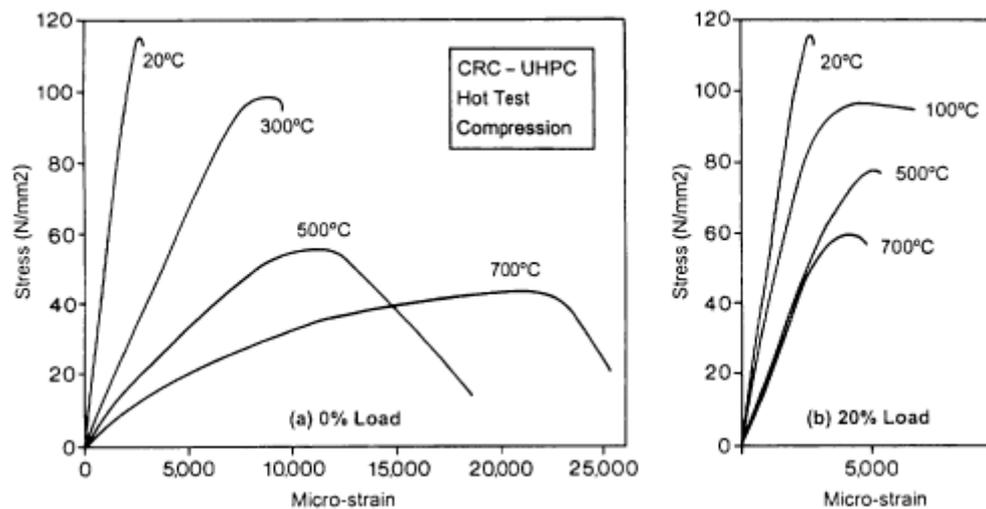


Figura 2.28. Efecto del nivel de carga durante el calentamiento para diferentes temperaturas en la relación de tensión-deformación (FIB 2007).

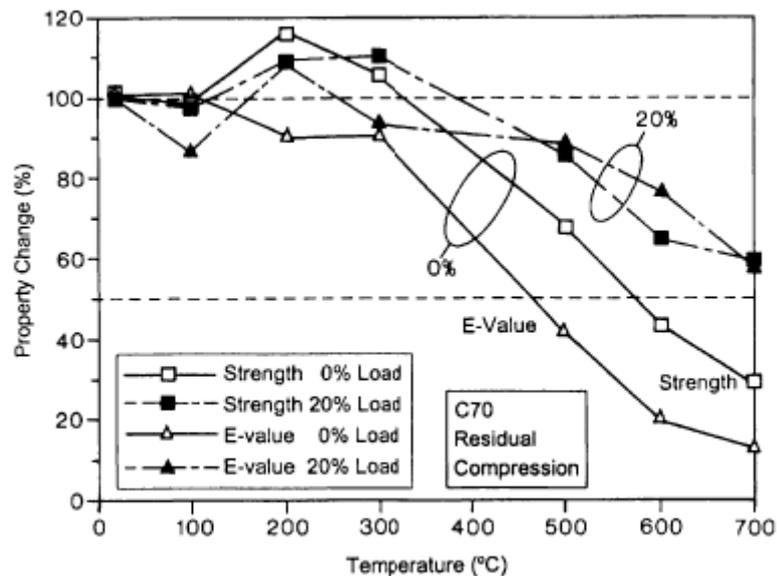


Figura 2.29. Reducción relativa de la resistencia y el módulo de Young (FIB 2007).

En la *Figura 2.29*, se puede observar cómo a partir de una temperatura de 300°C las propiedades de resistencia y rigidez disminuyen bruscamente, llegando a valores alrededor del 20% para una temperatura de 700°C. En cambio, para probetas que han sido cargadas un 20%, los valores para una temperatura de 700°C son alrededor del 60%.

#### 2.2.4. Comportamiento post-incendio.

Además de edificios, hay muchas otras estructuras que tienen riesgo de incendio, como túneles, puentes, parkings, plataformas marinas o plantas petroquímicas. En todos estos casos, la capacidad de soporte de carga durante el incendio es de vital importancia para una segura evacuación de las personas y equipos de rescate. Sin embargo, una vez que ha pasado el incendio, la mayoría de estas estructuras no colapsan. La capacidad residual debe tenerse en cuenta y evaluarse, ya que derribar el edificio y reconstruirlo o fortalecer y rehabilitar los daños tienen un enorme gasto económico. Con la finalidad de elegir la opción correcta, es necesario tener conocimiento de las propiedades residuales de los materiales y es por eso que este apartado se va a dividir en 2 partes. La primera se centra en estudiar el comportamiento residual de los distintos materiales y la segunda parte describe algunos métodos no destructivos para evaluar el nivel de daño sufrido. Como el apartado anterior, este apartado está basado en los conocimientos adquiridos en el documento FIB 2008 (Fire design of concrete structures - structural behaviour and assessment).

## 2.2.4.1. Características residuales de los materiales

**Barras de refuerzo**

Las barras laminadas en caliente mantienen la mayoría de sus propiedades mecánicas hasta los 400°C sin reducir su resistencia. En cambio, algunas propiedades como el módulo elástico disminuyen de forma continua su valor a partir de los 100°C (Harmanthy 1993, Buchanan 2001). Para temperaturas muy elevadas (superior a 650°C) solo queda un 20% de su resistencia original. En cambio, para barras estiradas en frío este efecto es más desfavorable perdiendo un 50% de su resistencia inicial para temperaturas sobre 400°C y un 90% para temperaturas superiores a 650°C (Harmanthy 1993). En la *Figura 2.30*, se muestran curvas de tensión-deformación a distintas temperaturas para una barra típica laminada en caliente y otra que ha sido pretensada.

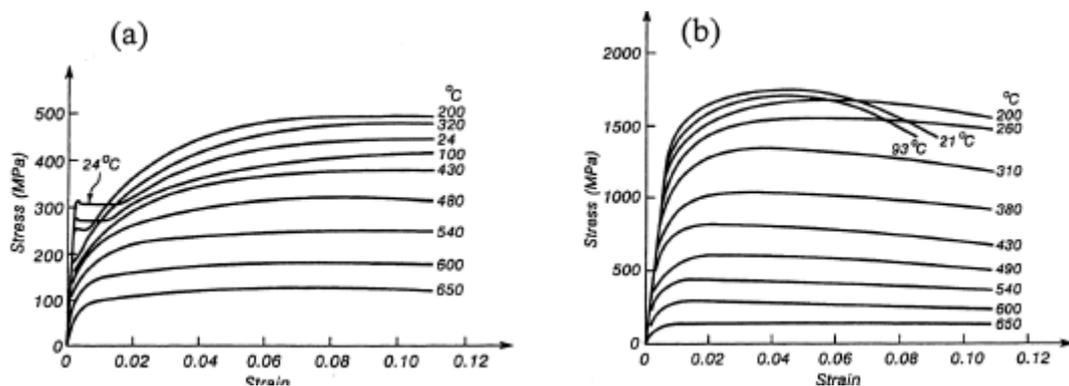


Figura 2.30. Curvas tensión-deformación para a) una barra típica laminada en caliente y b) acero pretensado (Harmanthy 1993, Buchanan 2001).

Con respecto a las propiedades residuales, solo se cuenta con los ensayos realizados por Felicetti and Meda en 2005. En este experimento se utilizó barras con un  $f_{yk}$  de 500 MPa y de diferentes diámetros (12, 16, 20 y 24 mm) además de filamentos de  $\frac{1}{2}$  in, formados a partir de 7 cables y con un  $f_{yk}$  total de 1600 MPa. Todas las muestras fueron calentadas a 200, 400, 550, 700 y 850°C. Algunas de estas muestras se ensayaron después de haberse enfriado a temperatura ambiente durante 1 hora y otras fueron almacenadas a temperatura ambiente durante un periodo de 90-120 días para realizar su ensayo a posteriori.

En cuanto a las barras, los resultados mostraron un deterioro considerable cuando se pasaba de los 550°C, con una pérdida del 40-45% de módulo de Young y un 30% en resistencia última después de haberse calentado a 850°C. Esta caída fue más pronunciada para los filamentos, ya que sus propiedades mecánicas sufrieron un deterioro del 70%. Estos resultados se pueden ver en la *Figura 2.31*.

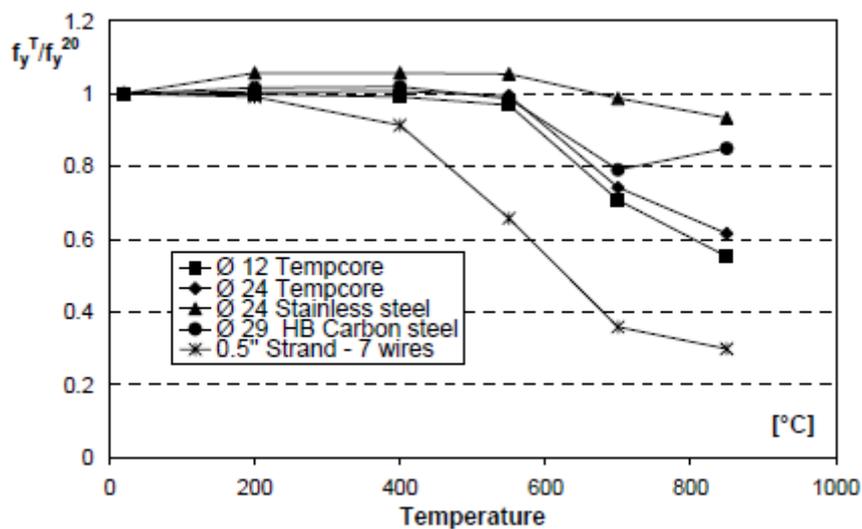


Figura 2.31. Límite elástico residual vs temperatura (Felicetti and Meda 2005).

## **Hormigón**

El comportamiento residual del hormigón después de haber estado expuesto a ciclos de altas temperaturas ha sido largamente estudiado en el pasado. Además, se ha investigado todos los factores que influyen en el comportamiento de este. A continuación, se comenta sólo brevemente la importancia y las consecuencias de estos factores, ya que describir detalladamente cada factor alargaría demasiado la memoria de este trabajo.

- **El tipo de cemento.** No hay diferencias significativas entre los distintos tipos.
- **El tipo de árido.** En comparación con el hormigón ordinario, el hormigón ligero exhibe menos pérdida de resistencia a altas temperaturas y menor recuperación después de enfriarse. El agregado calcáreo le da un margen mayor de resistencia residual en comparación con el agregado silíceo.
- **La edad del hormigón.** Un hormigón relativamente joven con una hidratación incompleta del hormigón presenta un incremento de resistencia para temperaturas menores a 400°C, debido a los efectos de la hidratación acelerada.
- **Las condiciones de carga durante el ciclo térmico.** Aplicar una carga de compresión durante el calentamiento y el enfriamiento podría incrementar su resistencia en torno al 20-40%.
- **El tratamiento durante el proceso de enfriamiento.** Templar las muestras calientes en agua desde 400°C puede reducir la resistencia residual un 40%.
- **Las condiciones de almacenamiento después de enfriarse.** Almacenar en agua reduce la pérdida de resistencia.

Por último, decir que a pesar de que ambos materiales son sensibles al calor, la pareja hormigón y acero es generalmente exitosa en situaciones de incendio, debido a la baja difusividad del hormigón que garantiza el aislamiento térmico del refuerzo.

### 2.2.4.2. Ensayos técnicos no destructivos para el hormigón

Como se ha comentado anteriormente, con el fin de tomar la decisión de demoler el edificio o repararlo, es necesario disponer de toda la información disponible. En este contexto, cualquier ensayo no destructivo que aporte información sobre la temperatura alcanzada en las barras y en el hormigón, el daño local sufrido y la resistencia y rigidez residual es bienvenido. Es por ello por lo que se han desarrollado una gran cantidad de técnicas no destructivas. A continuación, se citarán los test más relevantes:

- El martillo de Schmidt.
- Prueba de velocidad de pulso ultrasónico.
- Colorimetría del hormigón.
- Ensayo de termoluminiscencia
- Ensayo de carbonatación
- Análisis por rayos x.
- Resistencia a la perforación.

De todos estos ensayos, los más prometedores son la colorimetría del hormigón y la resistencia a la perforación, ya que permiten examinar el estado del hormigón capa por capa, empezando desde la superficie caliente. En la *Figura 2.32*, se muestra la curva obtenida a partir del método de perforación.

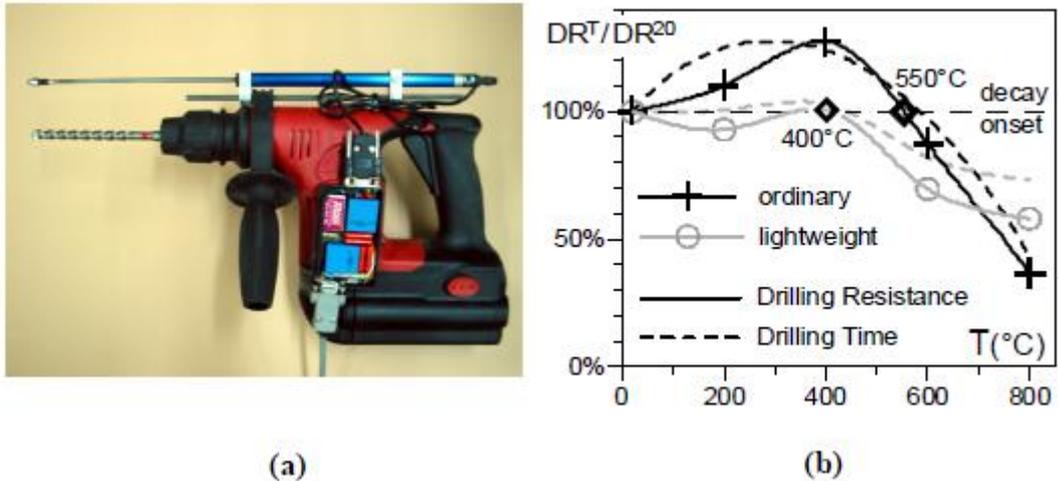


Figura 62. a) Taladro modificado para la medición. b) Efecto de la temperatura en la resistencia a la perforación (Felictetti 2005).

### **3. Programa Experimental**

Antes de empezar con el desarrollo del programa experimental, cabe decir, que, aunque en el último apartado no se ha hablado directamente sobre el efecto que tiene las altas temperaturas en la adherencia, hay que recordar que la resistencia a adherencia depende de múltiples factores siendo la resistencia a compresión uno de los más influyentes. Por ejemplo, en la *Figura 2.13*, se muestra cómo a mayor resistencia a compresión posee el hormigón, mayor es su resistencia a adherencia. Además, aunque no es una propiedad mecánica, es necesario comentar el efecto de las altas temperaturas en el galvanizado de zinc. La capa de zinc puede ser continuamente expuesta a temperaturas cercanas a 200°C sin sufrir ningún daño. Para temperaturas mayores a 250°C, los cristales de zinc se recuecen y en unos pocos minutos no hay más una capa de zinc puro. Para temperaturas muy elevadas, el fenómeno de difusión tiene lugar, lo que provoca que las capas de acero-zinc se vuelvan mucho menos estables, pudiendo incluso a desintegrarse, lo que hace que la estructura sea menos resistente a los problemas de corrosión. El efecto que tendría sobre la adherencia es todavía desconocido y saber más sobre sus consecuencias es uno de los objetivos de este proyecto.

Por este motivo, en este apartado se explicarán todos los procesos que se llevan a cabo durante el proyecto, desde la obtención de las probetas de hormigón pasados los 28 días desde que se obtuvo su masa, hasta que se realizan los ensayos *Pull Out*. La finalidad de estos ensayos es investigar y adquirir conocimiento sobre las consecuencias que tendrán las altas temperaturas en la adherencia del acero galvanizado en el hormigón armado.

### 3.1. Preparación previa del test set-up

En primer lugar, me gustaría comentar todos los preparativos previos que se realizaron para adaptar la máquina de ensayos de tracción de Ibertest en la máquina de ensayos de adherencia. Además, también se va a describir los pasos necesarios para realizar el montaje. En la *Figura 3.1*, se puede observar los componentes utilizados para realizar la adaptación de la máquina. En el apartado de *Planos*, se puede observar más en detalle las dimensiones y disposición de las piezas que conforman el ensamblaje.

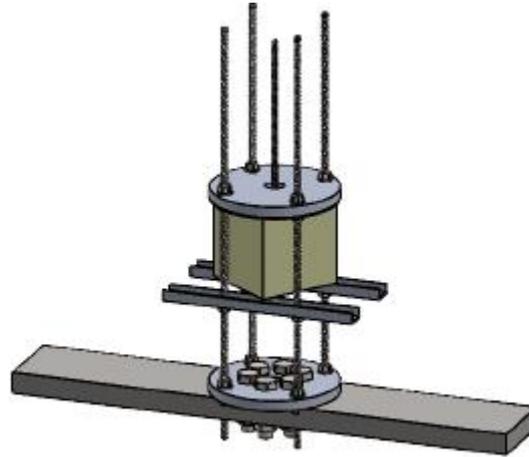


Figura 3.1. Montaje del ensayo de adherencia.

Como se puede observar en la *Figura 3.1*, la estructura se encuentra inmóvil debido a la viga inferior, la cual ya viene incorporada en la máquina original. Mediante la utilización de 6 pernos de cabeza hexagonal y 6 tuercas, un plato inferior es fijado a la viga. En la *Figura 3.2*, se muestra una imagen de dicho plato. A continuación, se introduce 4 barras roscadas en el plato inferior. Estas barras están fijadas gracias a la ayuda de 8 tuercas (4 en la cara superior y 4 en la cara inferior). Seguidamente, se introduce en las barras 2 guías, cuya función será proteger a los dispositivos de medida en caso de que produzca una caída de la barra de hormigón

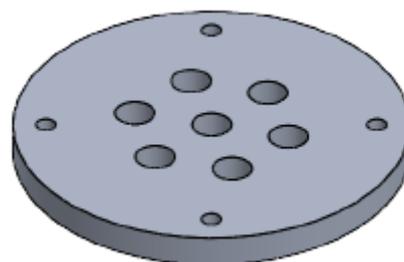


Figura 3.2. Plato inferior de la máquina de ensayos.

Una vez realizado el paso anterior, se introduce la probeta, la cual se muestra en la *Figura 3.3*. Es necesario separar las barras para poder introducir la probeta.

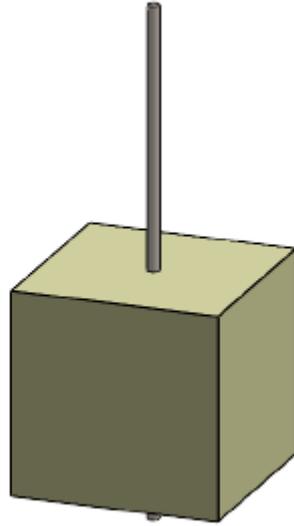


Figura 3.3. Probeta del ensayo de adherencia.

Por último, se introduce un plato superior, cuya finalidad será la de establecer la altura de la probeta durante el ensayo. Este plato está sujeto con la ayuda de 8 tuercas (4 en la cara superior y 4 en la cara inferior). En la *Figura 3.4*, se muestra dicho plato.

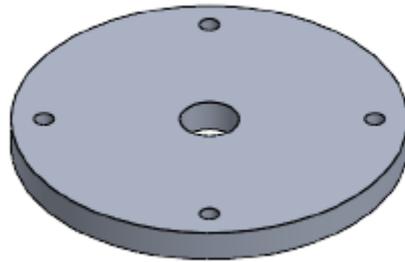


Figura 3.4. Plato superior de la máquina de ensayos.

### 3.2. Preparación de las muestras

Para la obtención de las muestras de ensayo *Pull Out* se sigue la *Norma UNE-EN 10080*, donde se indica que los moldes para la probeta han de ser cúbicas y con las dimensiones representadas en la *Figura 3.5*.

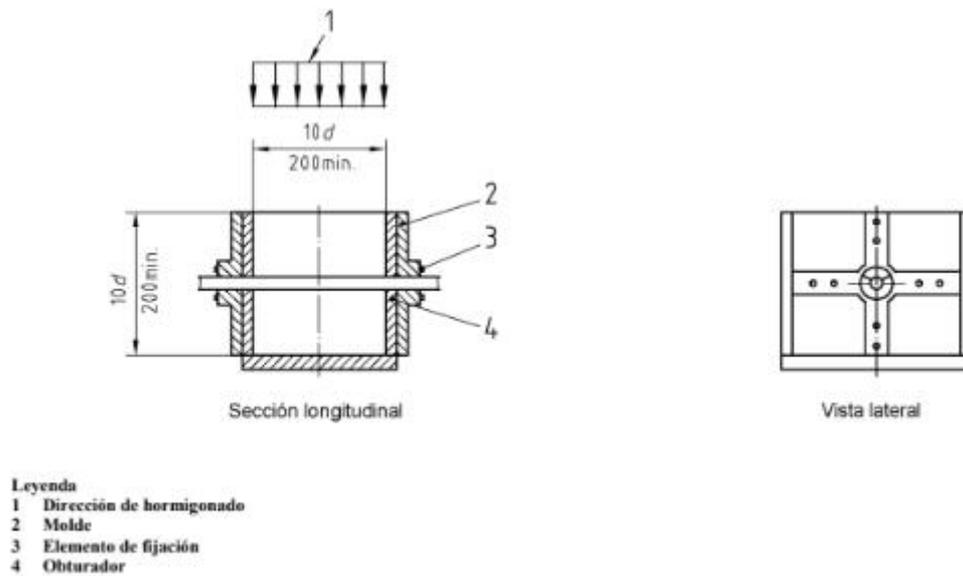


Figura 3.5. Esquema del molde del ensayo.

En nuestro caso, al tener barras de acero de diámetro de 12 mm, las dimensiones del molde son de 200x200x200 mm. Además, como se quieren realizar ensayos de compresión para determinar la resistencia a compresión y a tracción indirecta del hormigón fabricado, se van a usar 2 tipos de moldes más. Las especificaciones de las dimensiones de estos tipos de moldes vienen recogidas en la *Normas UNE-EN 12390-1* y *UNE-EN 12390-2*. En nuestro caso, se utilizan cubos de lado 100 mm para determinar la resistencia a compresión y cilindros de diámetro 150 mm y altura de 300 mm para los ensayos de tracción indirecta. En la *Figura 3.6* se muestra una imagen de los moldes empleados y en la *Figura 3.7*, se puede observar un esquema con las cotas detalladas del cubo de hormigón, la barra embebida y el tubo de separación.



Figura 3.6. Moldes empleados para los diferentes ensayos.

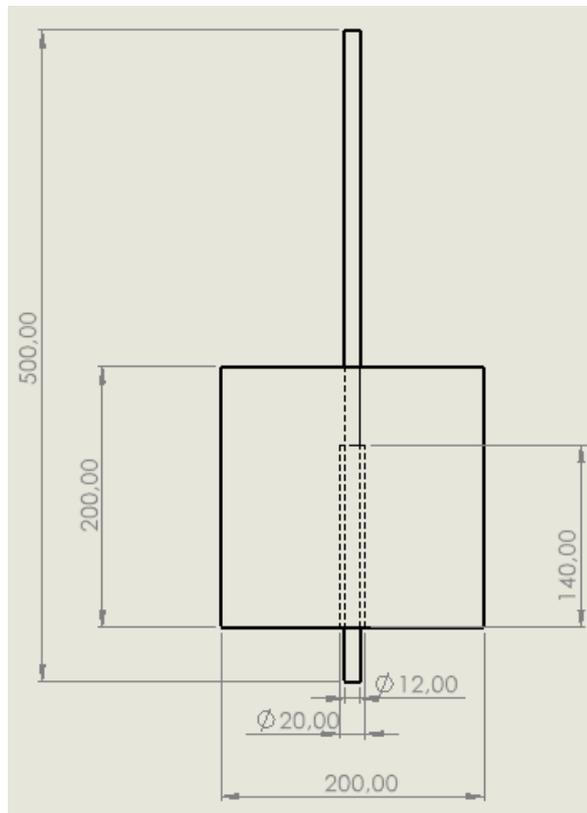


Figura 3.7. Esquema con las cotas detalladas del cubo de hormigón, la barra embebida y el tubo de separación.

En cuanto a las barras de acero, se cuenta con 2 tipos de barras diferentes. Las primeras barras son de acero sin ningún tipo de protección y las segundas barras son de acero con un recubrimiento de galvanizado de zinc en frío en spray. Todas las barras son de un diámetro de 12 mm. En la *Figura 3.8*, se puede observar ambos tipos de barras, donde se aprecia claramente que las barras galvanizadas son aquellas con un color plateado más brillante.

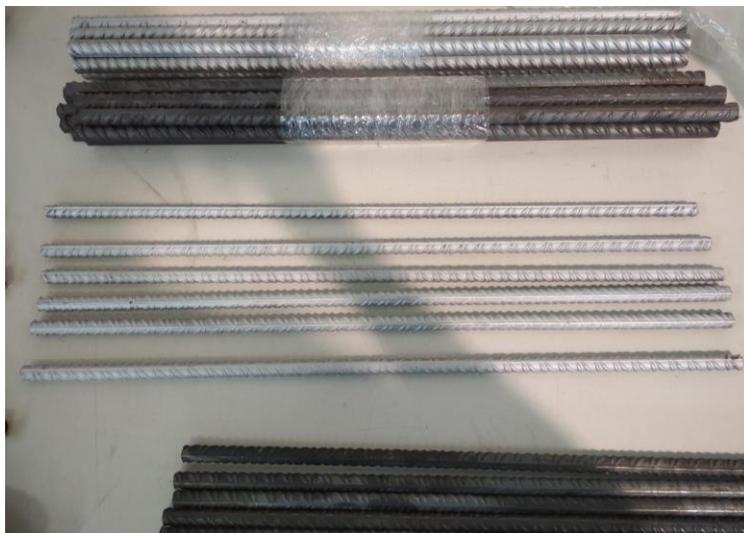


Figura 3.8. Imagen de las barras utilizadas en los ensayos.

Por último, hay que comentar que según la *Norma UNE-EN 10080* la clase resistente del hormigón ha de ser de tipo C (0,70) con una resistencia a compresión de  $(25\pm 5)$  MPa o de tipo C (0,45) con una resistencia a compresión de  $(50\pm 5)$  MPa.

Para ello la dosificación que se ha utilizado para hacer el amasado de hormigón se muestra en la *Tabla 1*. Cabe decir que la cantidad de cada material viene expresada tanto en  $\text{kg/m}^3$  (la forma estándar para expresar las dosificaciones) como en kg para amasadas de 50 litros. Todas las amasadas que se fabricaron fueron de un volumen de 50 litros.

Tabla 1. Dosificación utilizada en la fabricación del hormigón.

Dosificación	$\text{kg/m}^3$	kg
<b>CEM II/B-L 32,5 N</b>	425	21.25
<b>Arena Natural</b>	651	32.55
<b>Grava Natural</b>	1082	54.10
<b>Agua Efectiva</b>	185	9.25
<b>Fluidificante Powerflow 3200</b>	2.89	0.1445

Para finalizar, hay que comentar que el agua efectiva es el agua disponible para las reacciones de hidratación del cemento y la relación de agua efectiva/cemento es de 0.44. Sin profundizar en el tema (ya que no es el foco del trabajo), decir que se hicieron varios cálculos y medidas auxiliares de los áridos (absorción, humedad), ya que todos estos parámetros son fundamentales para conseguir la resistencia y la durabilidad en hormigones estructurales. En las siguientes figuras se muestran los materiales utilizados en el amasado de hormigón. En la parte superior, se puede ver el cemento (izquierda) y la grava (derecha) y en la parte inferior, se encuentra la arena (izquierda) y el fluidificante (derecha)





Figura 3.9. Imagen de los materiales utilizados en el amasado de hormigón.

### 3.3. Determinación de la resistencia a compresión y a tracción indirecta

Para realizar los ensayos *Pull Out*, es importante conocer las propiedades mecánicas del hormigón para tener una estimación de los resultados que se van a obtener. Para ello, se realizan dos tipos de ensayos, los cuales tienen como objetivo determinar la resistencia a compresión y a tracción indirecta. La metodología de dichos ensayos se va a explicar a continuación.

Antes de empezar, cabe decir que la máquina utilizada para ambos ensayos es la misma y cumple con los requisitos de la Norma *UNE-EN 12390-4*. En la siguiente figura se muestra dicha máquina en un ensayo de resistencia a tracción indirecta.



Figura 3.10. Imagen de la máquina de ensayo.

### 3.3.1. Resistencia a compresión

Este ensayo consiste en comprimir las probetas de hormigón hasta su rotura, de forma que la máquina de ensayo registra el valor de la máxima carga alcanzada. A partir de dicho valor se calcula la resistencia a compresión de la siguiente manera:

$$f_c = \frac{F}{A_c} \quad (2)$$

Donde:

- $A_c$  es el área transversal de la probeta sobre la que actúa la fuerza de compresión, en  $\text{mm}^2$ . En este caso, el área es de  $100 \times 100 \text{ mm}^2$ , ya que como se ha mencionado anteriormente se ha utilizado probetas normalizadas.
- $F$  es la carga máxima de rotura que se ha medido en el ensayo, en N.
- $f_c$  es la resistencia a compresión, expresada en MPa.

Tan pronto se haya retirado la probeta del curado, se han de ensayar lo antes posible. El proceso de curado tiene una duración de 28 días en condiciones controladas a  $20^\circ\text{C}$  y con una humedad relativa del  $95 \pm 5\%$  (es el estándar para el hormigón). El procedimiento para realizar el ensayo es el siguiente:

1. En primer lugar, se posiciona la probeta cúbica en el plato de ensayo de la máquina de manera que la carga se aplique de manera perpendicular a la dirección del hormigonado. Es importante que las caras de la probeta que están en contacto con la máquina sean las enmoldadas, ya que son las caras más lisas y con menos rugosidades.
2. En segundo lugar, se acerca la prensa a la probeta y se aplica la carga. Según la *Norma UNE-EN 12390-3*, la velocidad de carga a aplicar debe ser constante y debe estar comprendida dentro del rango de  $0.6 \pm 0.2 \text{ MPa/s}$ . Además, la precarga no debe exceder el 30% de la carga de rotura. En nuestro caso, se ha utilizado una precarga de 2 kN y una velocidad de carga de  $0.6 \text{ MPa/s}$ .
3. Por último, una vez se ha producido la rotura, se retira la probeta de la máquina y se limpian los platos, para no dejar ningún resto de gravilla u otro material.

En la *Figura 3.11*, se puede ver una imagen de la máquina de ensayo con la probeta cúbica.



Figura 3.11. Imagen de la probeta cúbica en la máquina de ensayo.

Para comprobar que el ensayo se ha llevado a cabo correctamente, es necesario valorar si las roturas producidas son satisfactorias o no. Para saber si una rotura es satisfactoria se observan las imágenes proporcionadas en la *Norma UNE-EN 12390-3*. A continuación se muestran imágenes con ejemplos de roturas satisfactorias e insatisfactorias.

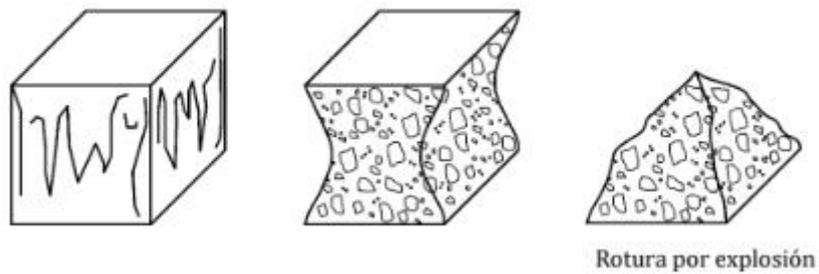
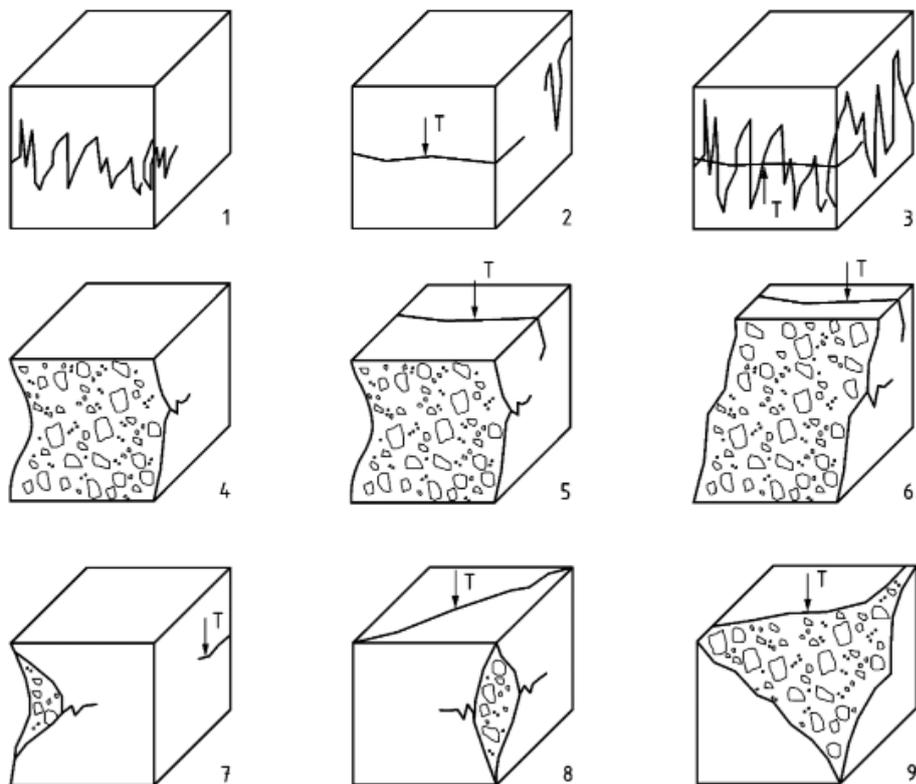


Figura 3.12. Roturas satisfactorias en probetas cúbicas (Norma UNE-EN 12390-3).



Leyenda  
T = Fisura de tracción

Figura 3.13. Ejemplos de roturas no satisfactorias en probetas cúbicas (UNE-EN 12390-3).

Por lo tanto, los valores obtenidos de resistencia a compresión se muestran en la *Tabla 2*. Cabe remarcar que el primer valor del hormigón galvanizado en zinc se desecha debido a la gran diferencia con el resto de los valores.

Tabla 2. Valores del ensayo de resistencia a compresión.

	Valor 1 (MPa)	Valor 2 (MPa)	Valor 3 (MPa)	Valor 4 (MPa)	Valor 5 (MPa)	Valor 6 (MPa)	Media (MPa)	$\sigma$
<b>Referencia</b>	29.6	29.74	34.68	33.14	33.99	30.64	31.97	2.21
<b>Galvanizado</b>	21.7	30.62	30.26	30.92	-	-	30.60	4.62

### 3.3.2. Resistencia a tracción indirecta

Este ensayo consiste en someter una probeta cilíndrica a una fuerza de compresión, la cual se aplica en una banda estrecha a lo largo de su longitud. El resultado de la fuerza de tracción ortogonal resultante provoca que la probeta rompa a tracción. Como en el apartado anterior, la máquina de ensayo registra la fuerza máxima aplicada y mediante la siguiente fórmula se obtiene la resistencia a tracción indirecta:

$$f_{ct} = \frac{2 \times F}{\pi \times L \times d} \quad (3)$$

Donde:

- L es la longitud de la línea de contacto de la probeta, en mm. En nuestro caso 300 mm.
- d es la dimensión de la sección transversal, en mm. En nuestro caso 150 mm.
- F es la carga máxima que se ha medido en el ensayo, en N.
- $f_{ct}$  es la resistencia a tracción indirecta, expresada en MPa.

Por lo tanto, una vez eliminado el exceso de humedad de las probetas y limpiado la superficie de la probeta de arena suelta u otros materiales, el primer paso es colocar la probeta en el dispositivo de ensayo, ya que cuenta con unas bandas de apoyo, las cuales ayudan a alinear el cilindro e impiden la deformación de la probeta durante el ensayo. Además, este dispositivo cuenta con una pieza de acero superior donde se aplicará la carga. A continuación, se introduce el dispositivo en la máquina de ensayo, asegurándose de que permanece centrada.

Una vez colocado el dispositivo, el siguiente paso es aplicar la carga. En este caso, al aplicar la carga se elige un incremento de tensión constante dentro del rango de 0.04 y 0.06 MPa/s. Además, la precarga no debe exceder el 20% de la carga de rotura. Como en el apartado anterior, se ha utilizado una precarga de 2 kN. Seguidamente, se calcula la velocidad de carga requerida con la siguiente expresión:

$$R = \frac{s \times \pi \times L \times d}{2} \quad (4)$$

Donde:

- L es la longitud de la probeta, en mm. En nuestro caso 300 mm.
- d es la dimensión de la sección transversal, en mm. En nuestro caso 150 mm.
- s es el incremento de tensión, en MPa/s. En nuestro caso se ha escogido el valor medio de 0.05 MPa/s
- R es la velocidad de carga requerida, en N/s.

Mediante esta fórmula, se obtiene un valor de 3.53 kN/s. En la *Figura 3.14*, se muestran imágenes de la probeta y el dispositivo en la máquina de ensayos.



Figura 3.14. Imagen de la probeta cilíndrica en la máquina de ensayo.

Por último, una vez se produce la rotura de la probeta, el siguiente paso es examinar la probeta y el aspecto del hormigón para asegurarse de que no muestra ninguna anomalía. En la siguiente figura se muestran las 2 probetas ensayadas, donde se observa cómo la probeta está perfectamente partida en 2 y los áridos están distribuidos de manera correcta a lo largo del hormigón, es decir, no se han acumulado en el fondo de la probeta.



Figura 3.15. Imagen de la rotura de las probetas cilíndricas.

Los valores obtenidos de resistencia a tracción indirecta son los siguientes:

Tabla 3. Valores del ensayo de resistencia a tracción indirecta.

	Valor 1	Valor 2	Media	$\sigma$
Carga referencia (kN)	204.3	201.0	202.65	2.33
Carga galvanizada(kN)	161.3	-	161.3	0

Por lo tanto, la resistencia a tracción indirecta es de 2.87 MPa para el hormigón de referencia y de 2.28 MPa para el hormigón galvanizado.

### 3.4. Tratamiento térmico

Como se ha mencionado anteriormente, se van a realizar varios ensayos *Pull Out* con probetas a diferentes temperaturas (temperatura ambiente, 200 °C, 400°C y 600°). Para alcanzar estas temperaturas se utiliza el horno que se muestra en la *Figura 3.16*.



Figura 3.16. Imagen de los bloques de hormigón en el horno.

En esta figura, se puede observar que hay 2 bloques de hormigón, uno con armadura y otro sin armadura. El bloque de hormigón sin armadura se utiliza para medir la temperatura, ya que lleva incorporado 2 sensores, los cuales nos permiten conocer la temperatura en 2 puntos distintos. Estos puntos son el centro del cubo de hormigón y a 50 mm del centro ( $\frac{1}{4}$  de la longitud del lado del cubo). La temperatura se visualiza mediante el dispositivo de medición y mediante el ordenador donde además se puede apreciar su evolución. En la *Figura 3.19*, se muestra también la evolución de la temperatura del sensor 1 para diferentes probetas.

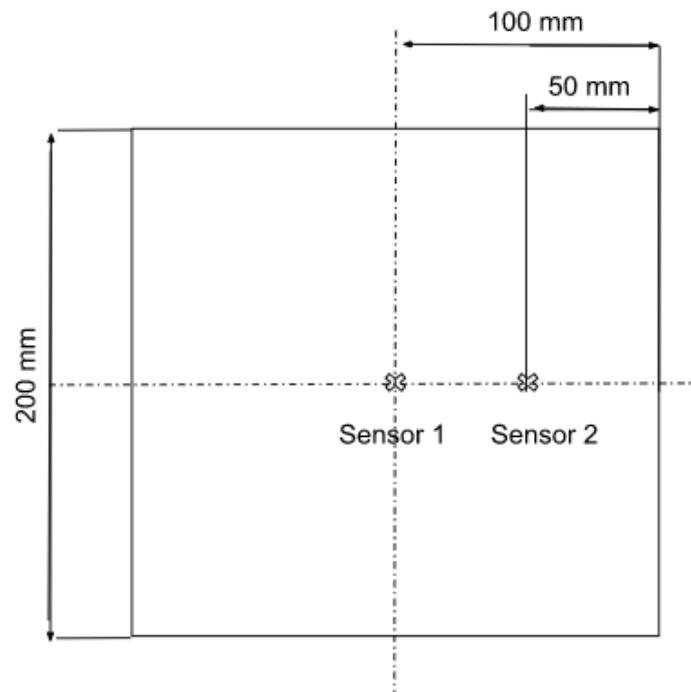


Figura 3.17. Esquema del cubo de hormigón con la localización de los sensores.

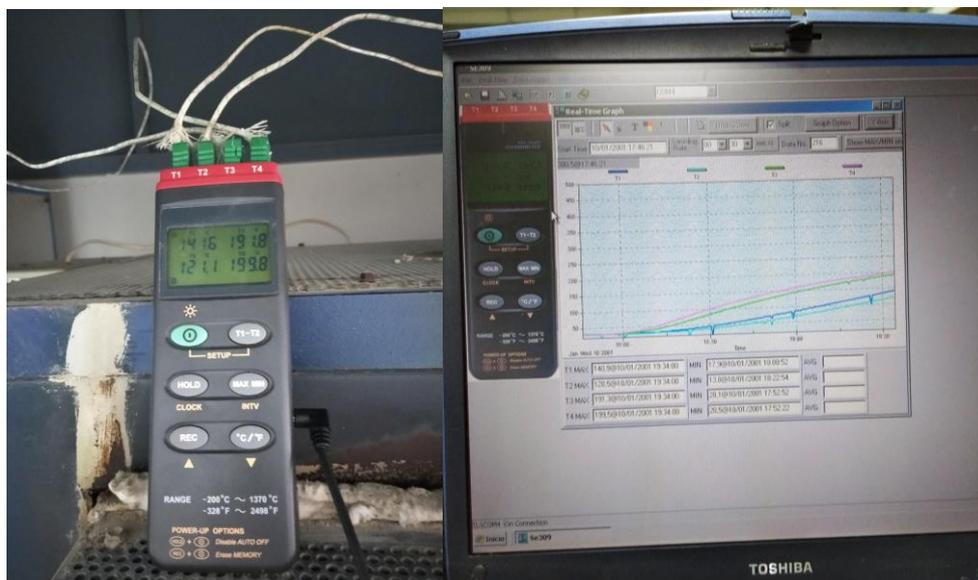


Figura 3.18. Visualización de la temperatura: a la izquierda el dispositivo de medición y a la derecha la visualización de la temperatura en el ordenador.

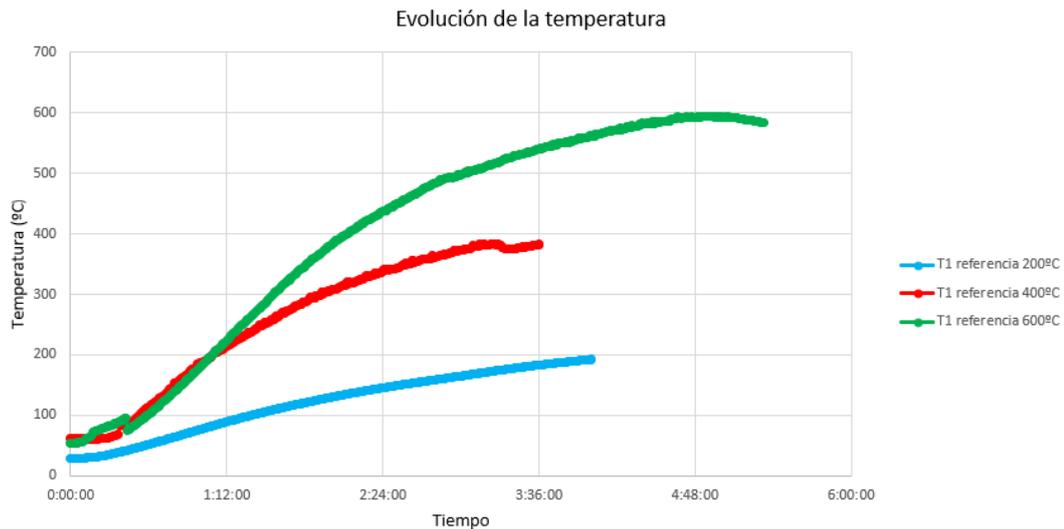


Figura 3.19. Evolución de la temperatura en el sensor 1 durante la etapa de calentamiento

Durante el calentamiento de las diferentes probetas surgió un problema debido a la diferencia de expansión térmica de los diferentes materiales que constituyen la probeta (el hormigón, el acero de la barra y el aluminio del tubo que impide la adherencia entre el hormigón y la barra). Esto provocó la aparición de fisuras en los bloques de hormigón, las cuales en algunas probetas han crecido hasta producirse la rotura de algunos trozos o la división en 2 del bloque.

Como se puede observar en las siguientes figuras, los problemas han surgido en las probetas de referencia a 400 °C y a 600 °C y en la probeta de 600 °C con galvanizado de zinc en la armadura. En la *Figura 3.20*, se observa una fisura en la probeta de referencia de 400 °C, en la *Figura 3.21*, se muestra la fisura y la rotura de las esquinas en la probeta de referencia de 600 °C y en la *Figura 3.22*, se puede ver la rotura en 2 de la probeta galvanizado en zinc a 600 °C. Las fisuras que han aparecido en el hormigón a 600°C no es extraño, ya que el hormigón se degrada considerablemente alrededor de estas temperaturas. Por lo tanto, habrá que tener en consideración estos problemas a la hora de analizar los resultados obtenidos en los ensayos, ya que lo más seguro es que disminuyan la adherencia entre la barra de acero y el hormigón.



Figura 3.20. Imagen de la probeta de referencia después de calentarse a 400 °C.



Figura 3.21. Imagen de la probeta de referencia después de calentarse a 600 °C.



Figura 3.22. Imagen de la probeta de galvanizada en zinc después de calentarse a 600 °C.

### 3.5. Ensayos de adherencia

En este apartado se va a describir detalladamente el ensayo de adherencia para el acero corrugado para armaduras de hormigón armado, el cual se describe en el *Anexo D* de la *Norma UNE-EN 10080*. Este tipo de ensayo de arrancamiento tiene la finalidad de determinar la adherencia del acero para armaduras de hormigón armado y además sirve como base para comparar barras de un diámetro similar, pero con acabados superficiales distintos. En nuestro caso, se comparará una barra de acero normal con una barra de acero recubierta con un galvanizado de zinc en frío en spray. Las dos series se ensayarán tras un precalentamiento a diferentes temperaturas.

En la *Figura 3.23*, se observa todo el equipo experimental necesario para realizar el ensayo. El ensayo consiste en aplicar una carga de tracción a la barra, la cual está embebida en una longitud determinada en el interior de un cubo de hormigón. El otro extremo de la barra no sufre ningún tipo de tensión. Durante el ensayo, se mide tanto la fuerza de tracción aplicada como el deslizamiento producido (es decir el desplazamiento relativo entre el acero y el hormigón) hasta que se produce el fallo. Por lo tanto, a través de la garra se va incrementando la fuerza hasta que se produce el fallo de adherencia o hasta que se rompe el acero para armar.

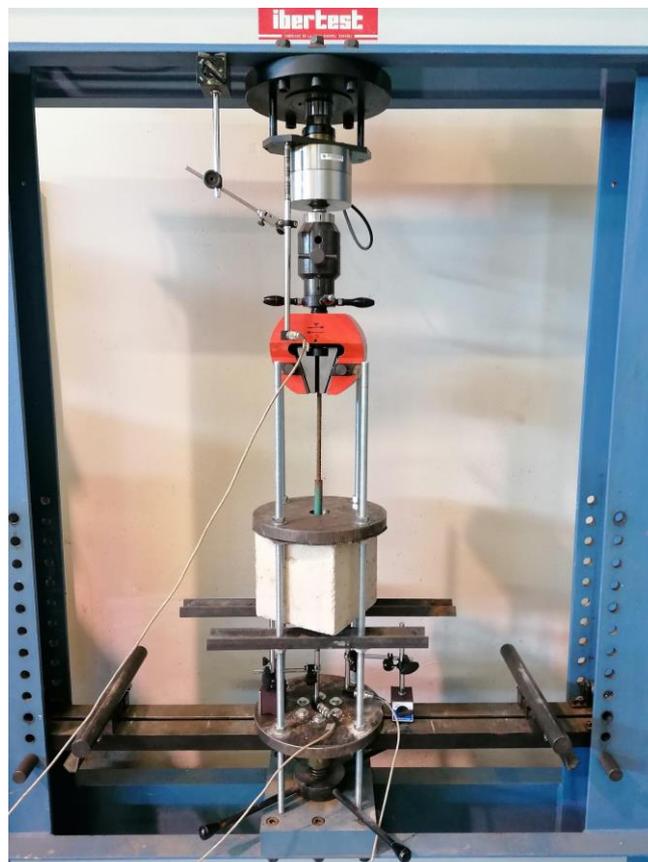
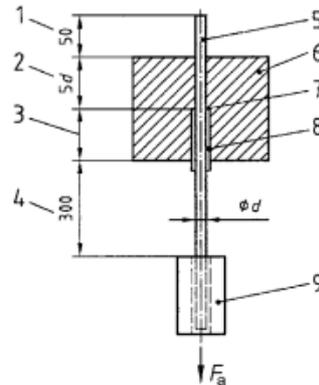


Figura 3.23. Imagen de la probeta de galvanizada en zinc después de calentarse a 600 °C.

En la *Figura 3.24*, se muestra como la disposición de la barra dentro del bloque de hormigón. En ella, se aprecia como la longitud efectiva de adherencia (Parte 2) tiene una longitud de  $5d$  (60 mm). Para evitar la adherencia del resto de la barra con el hormigón se introduce un tubo de aluminio de una longitud de 140 mm ( $200 - 60$  mm). Además, la barra sobresale por ambos extremos, siendo el lado corto donde se introduce el dispositivo de medida de desplazamiento y el lado largo donde se aplica la carga. Añadir que la longitud que la garra coge a la barra es de 5 cm.

Dimensiones en milímetros



## Leyenda

- 1 Parte de la barra hasta el punto de aplicación del dispositivo de medida del desplazamiento
- 2 Longitud de adherencia
- 3 Longitud libre de adherencia  $5d$ , mín.  $200 \text{ mm} - 5d$
- 4 Parte de la barra hasta el punto de aplicación de la fuerza de tracción
- 5 Barra de armadura
- 6 Hormigón
- 7 Obturador
- 8 Manguito de plástico
- 9 Mordaza de la máquina de ensayo

Figura 3.24. Ilustración del principio del ensayo de adherencia (Norma UNE-EN 10080).

Con la finalidad de medir el slip o desplazamiento relativo entre la barra y el hormigón, se emplean unos dispositivos llamados LVDTs. Un LVDT (Linear Variable Differential Transformer en inglés) es un tipo de transformador eléctrico que se utiliza para medir desplazamientos lineales. La precisión de este tipo de sensores es muy alta, del orden de  $1 \mu\text{m}$  y en el rango de los nanómetros en los dispositivos más modernos. El principio de funcionamiento de los LVDTs se explica en el *Anexo*. En nuestro caso, hay un total de 3 LVDTs, cuya localización se muestra en la siguiente figura.

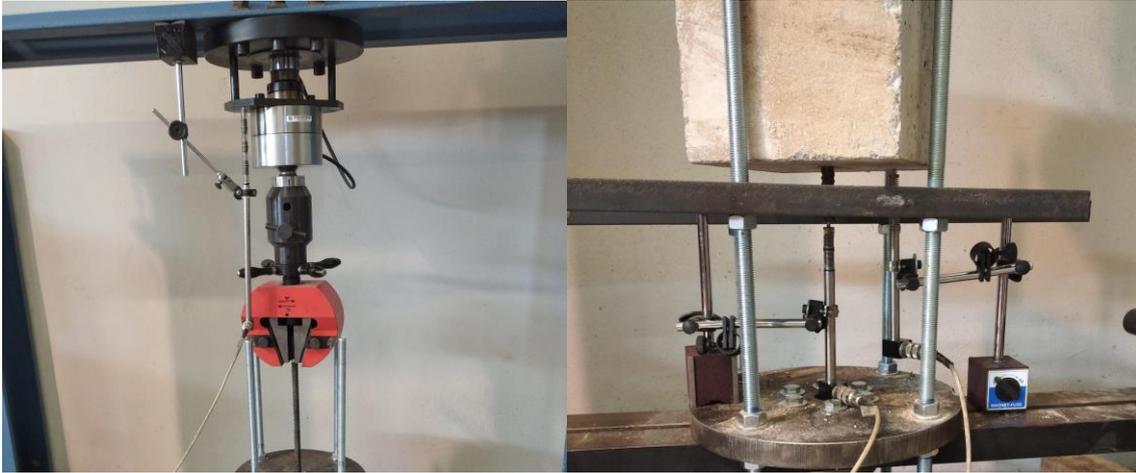


Figura 3.25. Imagen de la localización de los LVDTs, a la izquierda el LVDT de 100 mm y a la derecha los de 40 mm.

Como se aprecia en la *Figura 3.25*, en la imagen de la izquierda se encuentra suspendido un LVDT cuya carrera es de 100 mm. Este LVDT mide el desplazamiento total de la garra durante en el ensayo. En la imagen de la derecha se encuentran 2 LVDTs con una carrera de 40 mm cada uno. El LVDT de la izquierda, nombrado 40-1, se sitúa tocando la parte inferior de la barra y mide el desplazamiento vertical total de dicha barra. El LVDT de la derecha, nombrado 40-2, está en contacto con la cara inferior del cubo de hormigón y mide su desplazamiento vertical. Para conocer el slip, se realiza la diferencia entre estas 2 medidas.

Por último, en cuanto al montaje de la máquina de ensayo, también hay que comentar que en ella se encuentra un plato metálico, cuya función es impedir el desplazamiento hacia arriba del cubo de hormigón, y unas barras guiadas con la finalidad de proteger los LVDTs en caso de que el bloque de hormigón se cayese.

Con respecto a las condiciones de precarga y velocidad de carga hay que decir que se ha usado una precarga de 0.1 kN y que para calcular la velocidad de carga se ha utilizado la siguiente fórmula:

$$v_p = 0.56 \cdot d^2 \quad (5)$$

Donde  $d$  es el diámetro de la barra. Por lo tanto, la velocidad de carga es de 80.64 N/s. Esta velocidad de carga permite que el incremento de tensión de adherencia sea constante durante todo el ensayo.

Como en los ensayos descritos anteriormente, la máquina registra la fuerza de tracción aplicada, las cuales se transforman en tensiones de adherencia mediante la siguiente fórmula:

$$\tau_b = \frac{1}{5\pi} \cdot \frac{F_a}{d^2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_c} \quad (6)$$

Donde:

- $F_a$  es la fuerza de tracción medida durante el ensayo, en N.
- $d$  es el diámetro de la barra, en mm.
- $f_{cm}$  es el valor de la clase de resistencia del hormigón, expresado en MPa.
- $f_c$  es la resistencia media del hormigón de las probetas de ensayo, en MPa.

En este caso, como son ensayos puntuales de laboratorio, donde se trabaja con valores de resistencia del hormigón que han sido medidos, se puede considerar que  $f_{cm}=f_c$ .

## **4. Análisis de los Resultados Experimentales**

En este apartado se van a analizar los resultados obtenidos durante los ensayos experimentales de adherencia. Para facilitar el análisis y la comprensión de los resultados, se ha decidido dividir este apartado en 3 categorías diferentes. Estas categorías son: impacto de las altas temperaturas en la probeta de referencia, impacto de las altas temperaturas en la probeta galvanizada y comparación entre la probeta de referencia y la galvanizada.

Antes de empezar a analizar los resultados, hay que mencionar que el modo de fallo de todos los ensayos realizados han sido de tipo *pull out*. Cabe recordar que en los ensayos de adherencia podía haber 2 modos de fallo, *splitting* o *pull out*.

### **4.1. Impacto de las altas temperaturas en la probeta de referencia**

En la *Figura 4.1*, se puede observar la gráfica que muestra la fuerza de tracción aplicada a la probeta en función de la carrera o recorrido total de la mordaza para las diferentes temperaturas. El primer apunte que se puede remarcar de dicha gráfica es que todas las curvas presentan la forma esperada, donde se puede distinguir claramente las 4 etapas de su ley de comportamiento. Esta ley de comportamiento se puede ver en la *Figura 2.3* del *Apartado 2.1*. Sin embargo, la única curva que presenta una forma diferente en la primera y segunda etapa es la curva a 400°C, ya que la pendiente inicial es menos pronunciada que la segunda pendiente, lo cual tendría que ser a la inversa. Este cambio puede ser debido a la fisura que se había producido durante el tratamiento térmico.

A continuación, el segundo inciso que se puede anotar es la gran disminución de carga que hay entre la curva a temperatura ambiente y la curva a 200°C. Si nos fijamos en los valores máximos de cada curva, para la curva de temperatura ambiente, se tiene un máximo de 32.93 kN para una carrera de 5.65 mm, sin embargo, para la curva a 200°C, el valor máximo desciende hasta 13.76 kN para una carrera de 3.15 mm. Esto supone una reducción de alrededor del 58% de la adherencia de la estructura de hormigón. Si se compara con la *Figura 2.29* del *Apartado 2.2*, a 600°C la pérdida de resistencia a compresión del hormigón es de alrededor del 57% siendo muy parecida a la pérdida de adherencia que tiene las barras de acero convencionales.

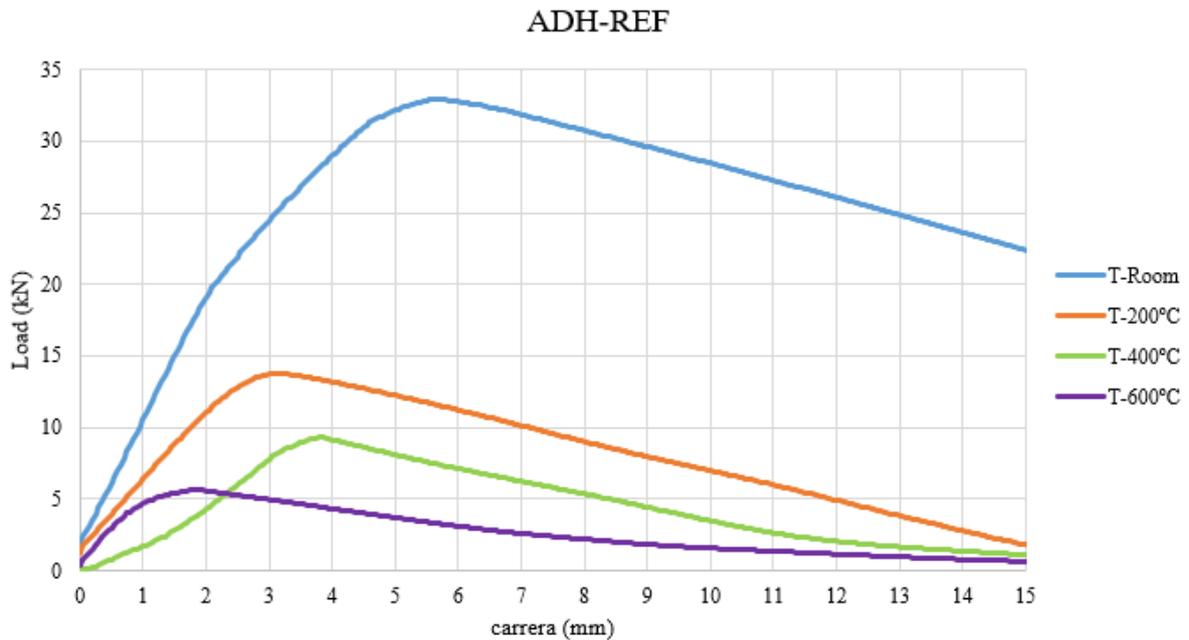


Figura 4.1. Gráfico de la carga aplicada en función de la carrera para distintas temperaturas en las barras de referencia.

Si continuamos observando la gráfica, se puede observar que el valor máximo de carga va disminuyendo conforme aumenta la temperatura, pero siendo el salto cada vez menos brusco. Para apreciar de una manera más notable esta disminución de la adherencia con la temperatura se ha trazado la relación entre la tensión de adherencia máxima y la resistencia a compresión (*Figura 4.2*) y la relación entre la tensión de adherencia máxima y la resistencia a tracción indirecta (*Figura 4.3*). En ambas figuras, se puede diferenciar claramente 2 pendientes, una primera pendiente muy fuerte para el salto de temperatura ambiente a 200°C y una pendiente menos pronunciada para el resto. Si calculamos la pendiente (MPa/°C) de ambos tramos, se obtiene que la primera pendiente tiene un valor de 0.047 MPa/°C, mientras que para la segunda pendiente se obtiene un valor de 0.0098 MPa/°C. Por lo tanto, la pérdida de adherencia por grado es de 5 veces más en el primer tramo que en el segundo.

Por último, hay que comentar que en la *Figura 4.2*, se puede ver como para temperatura ambiente la relación entre  $\tau_b/f_c$  es de 0.45 lo que está muy cerca del 0.5 que marca la ley de comportamiento, lo que puede ser una prueba de que los ensayos se han realizado de manera correcta.

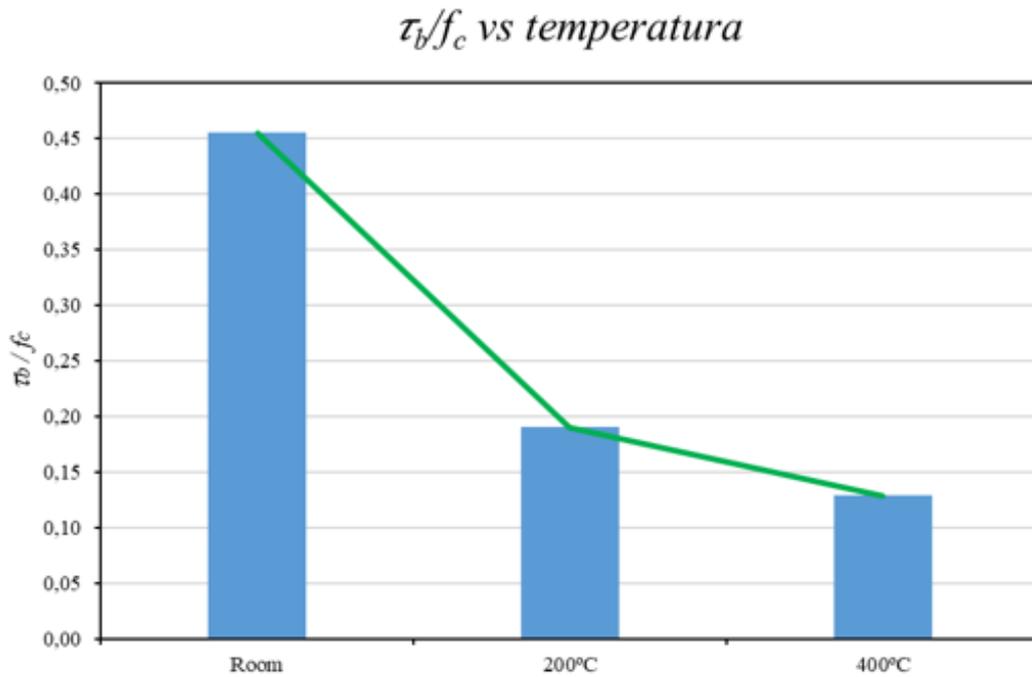


Figura 4.2. Relación entre la tensión de adherencia máxima y la resistencia a compresión para diferentes temperaturas.

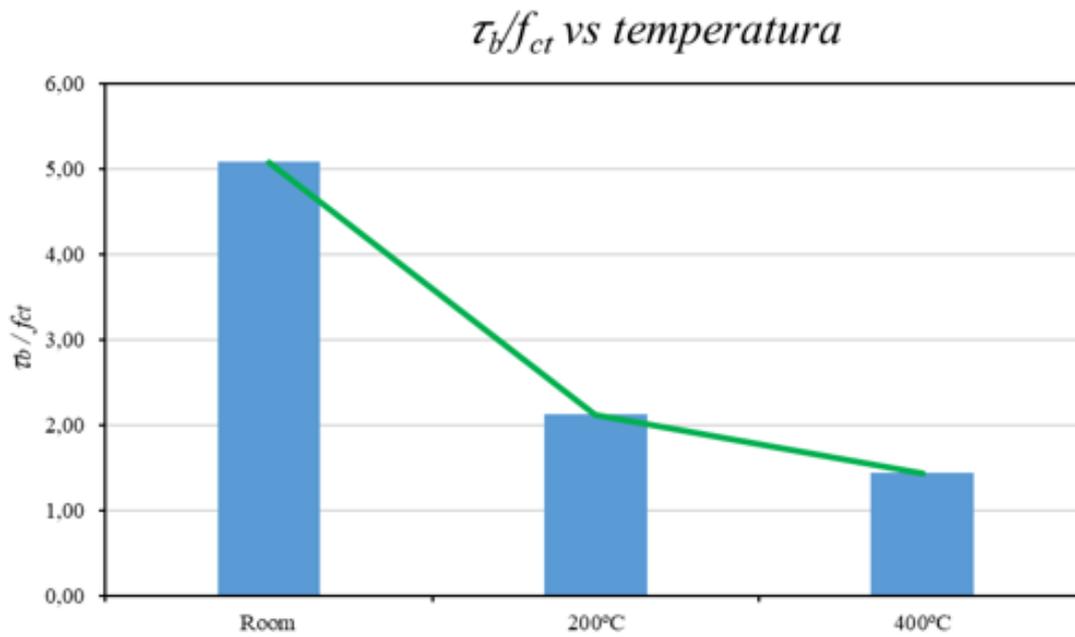


Figura 4.3. Relación entre la tensión de adherencia máxima y la resistencia a tracción indirecta para diferentes temperaturas.

## 4.2. Impacto de las altas temperaturas en la probeta galvanizada

En cuanto a las probetas galvanizadas en zinc, primeramente, hay que recordar que, debido a las altas temperaturas del tratamiento térmico y la diferencia de tensiones de los diferentes materiales, la probeta de 600°C se acabó rompiéndose antes de realizar el ensayo. Por lo que solo se podrán analizar los resultados de las probetas a temperatura ambiente, a 200°C y a 400°C.

Por consiguiente, si se observa la *Figura 4.4*, se puede afirmar que las curvas siguen respetando la forma correspondiente a su ley de comportamiento. Si nos fijamos en las diferentes curvas, se puede observar que se sigue la tendencia de que a mayor temperatura menor es la adherencia entre las barras de refuerzo y el hormigón. Más concretamente, en este caso se obtiene una carga máxima de 23.44 MPa, 17.23 MPa y 14.85 MPa respectivamente. En este caso, si se calcula la pérdida de adherencia entre la probeta a temperatura ambiente y la de 200°C, el valor que se obtiene es de 26%. Según la *Figura 2.29* del *Apartado 2.2*, a 400°C la pérdida de resistencia a compresión del hormigón es de alrededor del 14% siendo menor que la pérdida de adherencia. Sin embargo, si tuviéramos los resultados del ensayo a 600°C, lo más probable es que la pérdida de adherencia de las barras galvanizadas sería menor que la pérdida de resistencia a compresión la cual es de alrededor del 57%.

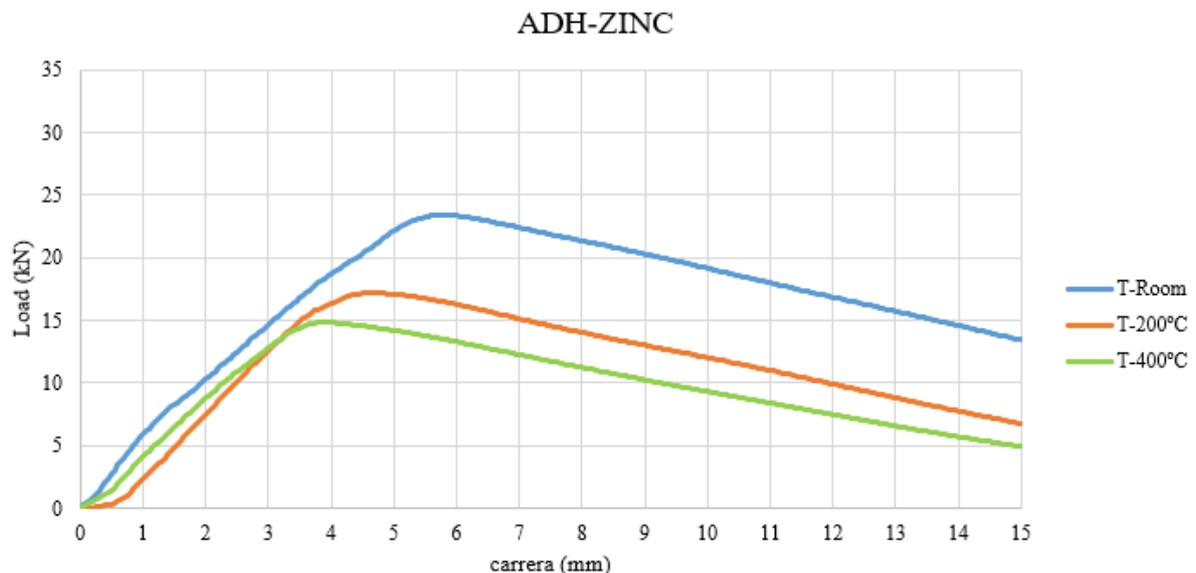


Figura 4.4. Gráfico de la carga aplicada en función de la carrera para distintas temperaturas en las barras galvanizadas.

Como en el caso anterior, se puede observar que se produce una reducción de adherencia mayor entre temperatura ambiente y 200°C que entre 200°C y 400°C. Con la finalidad de estudiarlo más en detalle, se traza las mismas gráficas que anteriormente. Estas gráficas se pueden ver en las *Figuras 4.5* y *4.5*. Si se calcula las pendientes de cada tramo, en este caso se obtiene un valor de 0.015 MPa/°C para el primer tramo y de 0.005 MPa/°C. Por lo tanto, la pérdida de adherencia por grado es de 3 veces más en el primer tramo que en el segundo.

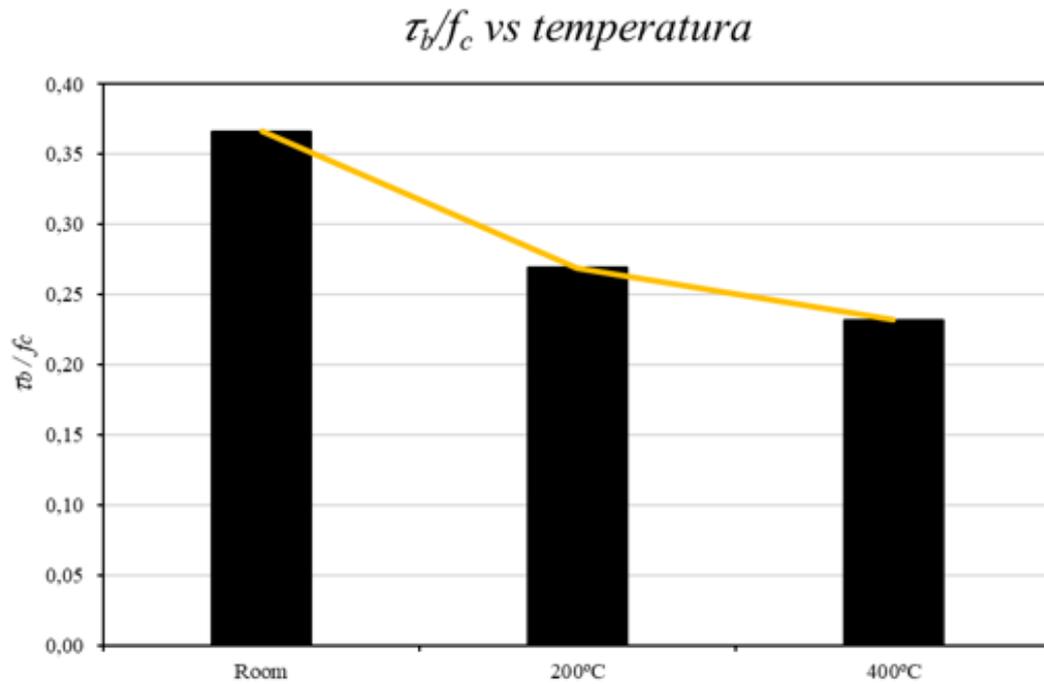


Figura 4.4. Relación entre la tensión de adherencia máxima y la resistencia a compresión para diferentes temperaturas para las barras galvanizadas.

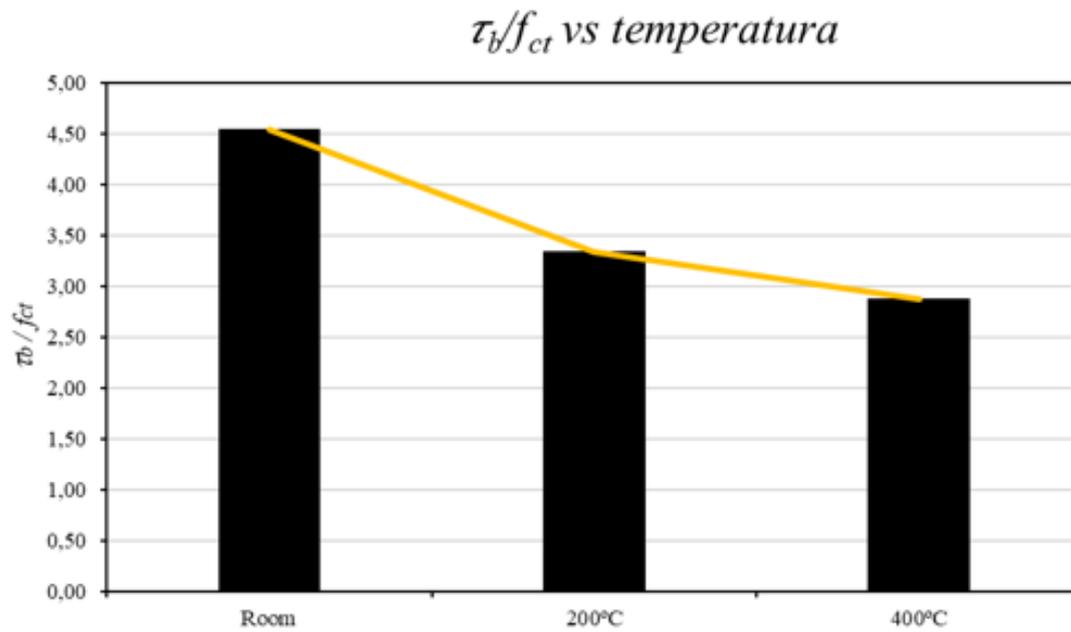


Figura 4.5. Relación entre la tensión de adherencia máxima y la resistencia a tracción indirecta para diferentes temperaturas para las barras galvanizadas.

### 4.3. Comparación entre la probeta de referencia y la galvanizada

En primer lugar, se va a comparar la curva de la relación entre la tensión de adherencia y la resistencia a compresión en función de la carrera. Hay que añadir que para que la comparación se haga de manera relativa y no de manera absoluta se compara la relación de  $\tau_b/f_c$ . Esto se hace porque la masa de hormigón de las probetas de referencia no son las mismas que las probetas galvanizadas en zinc. Una vez dicho esto, en la *Figura 4.6*, se puede ver como las curvas de las probetas de referencia son trazadas en línea continua mientras que las probetas galvanizadas son trazadas en línea discontinua.

Lo primero que se puede remarcar es como a temperatura ambiente, la probeta de referencia tiene una mayor adherencia en comparación con la probeta galvanizada. Esta pérdida de adherencia seguramente sea debida a la reducción de la altura de las corrugas debido a que se almacena una mayor cantidad de zinc entre los huecos de la corruga. Los valores máximos obtenidos para cada curva son de 0.455 para la probeta de referencia y de 0.366 para la probeta galvanizada, lo que supone una reducción aproximada del 20%.

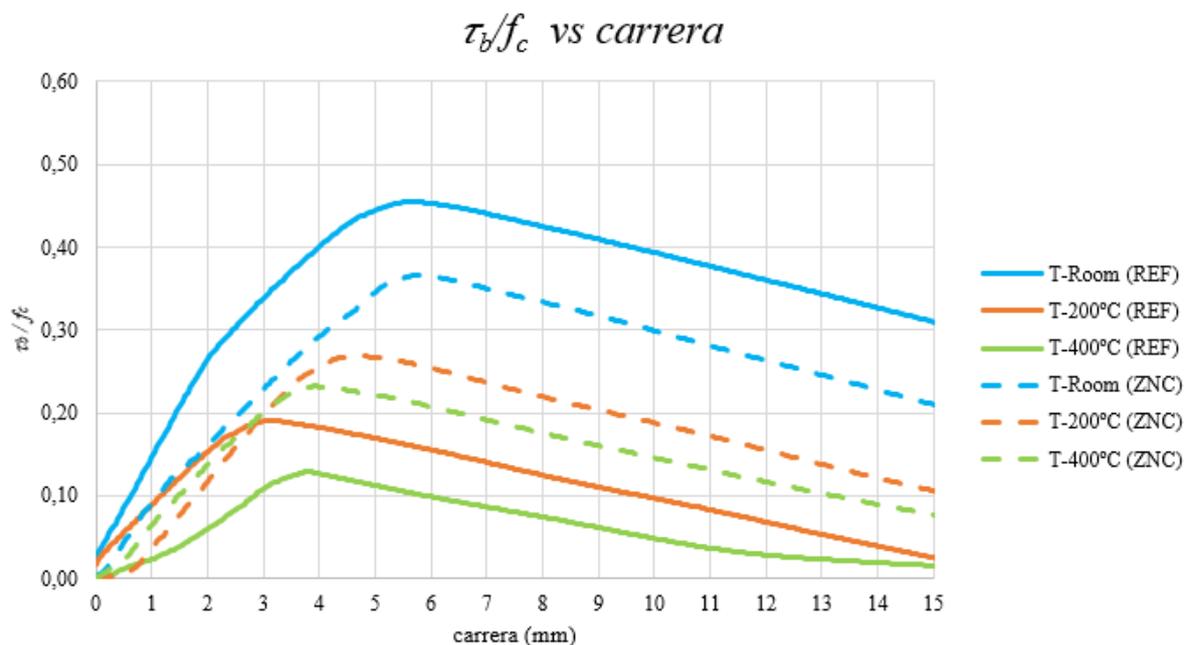


Figura 4.6. Relación entre la tensión de adherencia y la resistencia a compresión en función de la carrera.

Sin embargo, si se observa las curvas que han sido precalentadas, se puede afirmar que las probetas galvanizadas presentan una mayor adherencia que las probetas de referencia. Incluso la probeta galvanizada precalentada a 400°C presenta una mayor resistencia que la probeta de referencia precalentada a 200°C. Por ejemplo, para las probetas a 200°C, los valores máximos son de 0.19 para la probeta de referencia y de 0.269 para la galvanizada, siendo esto un aumento del 41%. Para el caso de las probetas a 400°C, los valores son de 0.129 y de 0.232, respectivamente. En este caso el incremento de resistencia es del 44%. Por lo tanto, se puede apreciar una tendencia a que el efecto de las altas temperaturas es menor en las probetas galvanizadas que en las de referencia. Para verlo con otra perspectiva, en la *Figura 4.7*, se ha trazado la relación entre la tensión de adherencia y la resistencia a compresión en función de la temperatura.

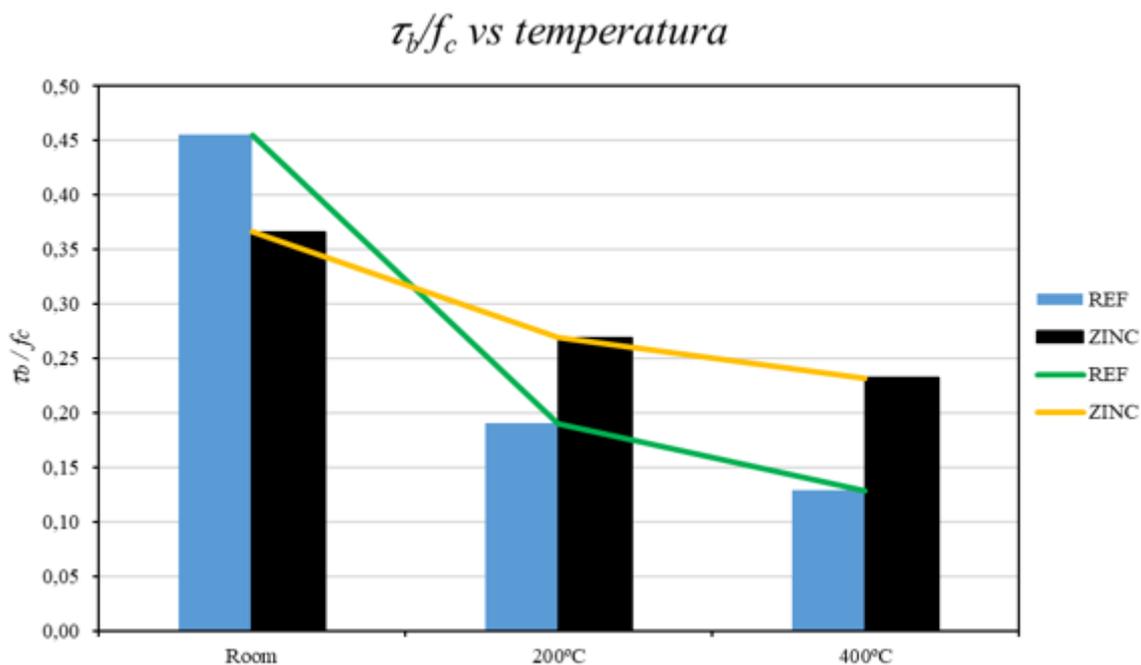


Figura 4.7. Relación entre la tensión de adherencia y la resistencia a compresión para diferentes temperaturas.

Si se compara las pendientes, se tiene que en el primer tramo la pendiente de la probeta de referencia es de 0.047 MPa/°C mientras que en la probeta galvanizada es de tan solo 0.015 MPa/°C. Esto supone que en este tramo la pérdida de resistencia por el efecto del aumento de temperatura es 3 veces mayor en las probetas de referencia. En el segundo tramo, se encuentran unos valores de 0.0098 MPa/°C y 0.005 MPa/°C, lo que representa casi el doble de pérdida. Por consiguiente, es en el primer tramo donde las probetas galvanizadas presentan un mayor rendimiento y se podría deducir que conforme aumenta la temperatura, las pendientes se irán haciendo cada vez más parecidas. Pero para poder afirmar esto último, sería necesario realizar ensayos a 600°C y además de repartirlos para confirmar la hipótesis.

Si se observa la *Figura 4.8*, donde se representa la relación entre la tensión de adherencia máxima y la resistencia a tracción indirecta, se puede comprobar cómo se sigue respetando las mismas conclusiones que con la *Figura 4.7*.

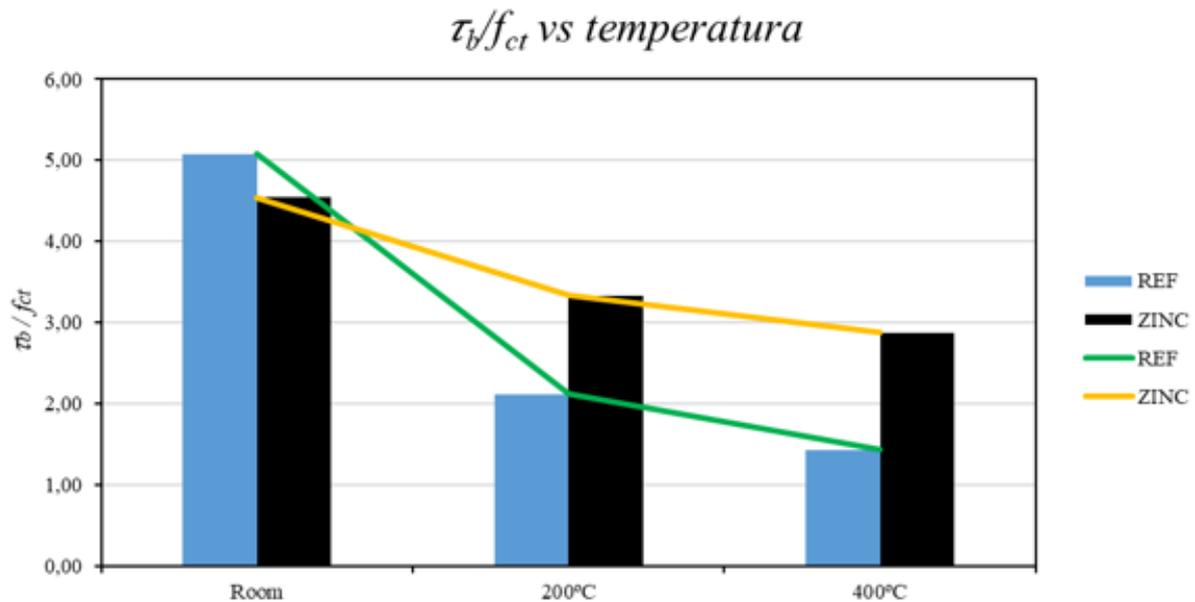


Figura 4.8. Relación entre la tensión de adherencia y la resistencia a tracción indirecta para diferentes temperaturas.

Por lo tanto, se puede concluir que, a temperatura ambiente, las probetas de hormigón con armadura de acero convencional tienen más adherencia, pero a medida que va aumentando la temperatura a la que han sido expuestas, las probetas galvanizadas con zinc en frío presentan mejor adherencia. Esto se traducirá en mejoras de resistencia de la estructura y, aunque queda fuera del alcance del estudio, también en mejoras de durabilidad, ya que además el galvanizado provee de protección contra problemas de corrosión.

## **5. Conclusiones**

Por un lado, en cuanto al programa experimental, decir que la influencia de las altas temperaturas en la adherencia del acero galvanizado en estructuras de hormigón armado es un tema complejo debido a los numerosos factores que influyen en su comportamiento. Por este motivo, creo que el método de trabajo y los ensayos llevados a cabo han sido una buena manera de ampliar los conocimientos existentes en este campo y pueden llegar a ser útiles como futuro desarrollo normativo.

Si se analiza los resultados obtenidos, se puede concluir que, a una temperatura ambiente, la barra de referencia presenta una mayor adherencia que la barra galvanizada, debido principalmente a que en esta última el efecto de la altura de las corrugas de la barra se ve disminuido por la agregación de una capa de zinc galvanizado. Sin embargo, como se ha podido comprobar, a medida que aumenta la temperatura, la caída de prestaciones de la barra galvanizada es menor que en las barras convencionales. En este caso se sabe que a temperaturas superiores a 200°C, las barras galvanizadas ya presentan una mayor adherencia que las barras de referencia. Incluso se ha llegado a constatar como una barra galvanizada a 400°C presenta mejores prestaciones que una barra convencional a 200°C. Por estos motivos, en primera instancia parece recomendable galvanizar las barras de acero, no solo para darle protección contra la corrosión y por lo tanto mayor durabilidad, sino que también para otorgarle una mayor resistencia en situaciones de post-incendio.

Por otro lado, también me gustaría comentar los aspectos a mejorar del proyecto y su futuro. En primer lugar, para que los resultados de los experimentos sean más fiables sería muy conveniente realizar un mayor número de ensayos por probeta. En mi opinión se podría empezar aumentando a un total de 3 repeticiones por diámetro, temperatura y método de protección, dando así una respuesta más precisa de lo que está pasando. En el caso en el que se observe una gran variabilidad entre las distintas repeticiones mi consejo sería aumentar a un total de 5 repeticiones, ya que así hay un mayor margen para descartar aquellos errores que se hayan podido ocurrir por azar.

En segundo lugar, con la finalidad de estudiar de manera más precisa la relación que existe entre la adherencia y la temperatura, creo que sería interesante realizar ensayos para temperaturas intermedias a las que se han llevado a cabo. Por ejemplo, pienso que se podría incluir las temperaturas de 100, 300 y 500°C, ya que de este modo se podría observar de manera más clara tanto la temperatura a partir de la cual hay una bajada drástica de adherencia como la temperatura a partir de la cual se empiezan a formar fisuras y grietas en el hormigón durante el proceso de calentamiento. Cabe recordar que no se ha podido ensayar la probeta galvanizada de 600°C debido a la rotura de la probeta por las grandes tensiones térmicas.

En último lugar, hay que decir que el proyecto va a continuar con la investigación, donde se estudiarán distintos métodos de protección contra la corrosión, como galvanizado en caliente, acero inoxidable, pintura de epoxi, etc... Además, se va a estudiar el efecto de las altas temperaturas en la adherencia para barras de un diámetro mayor, ya que actualmente el equipo experimental del que se disponía sólo permitía barras hasta un diámetro de 12 mm. Por último, hay que añadir que también se va a modernizar las instalaciones y los equipos experimentales, lo que permitirá recabar datos con errores experimentales más pequeños.

## **6. Bibliografía**

- [1] Norma UNE-EN 10080. Acero para el armado de hormigón. Acero soldable para armaduras de hormigón armado. Generalidades.
- [2] *Bond of reinforcement in concrete. State-of-art report, n° 10. 2000, Fédération Internationale du béton (fib) ISBN 2-88394-050-9*
- [3] Yeomans, S. R. *Galvanized steel reinforcement in concrete. 2004. Elsevier Ltd ISBN 0-08-044511-X*
- [4] EN 10348-2:2018. *Steel for the reinforcement of concrete. Galvanized reinforcing steel – Part 2: Galvanized reinforcing steel products. CEN European Committee for Standardization.*
- [5] Alonso, M.C, Andrade, M.C, Fullea-Garica J. *Corrosión y protección de las estructuras de hormigón armado. Revista Zunchos n° 11, 2007. ISSN 1885-6241.*
- [6] *García-Bond of reinforcing bars to steel fiber reinforced concrete*
- [7] Norma UNE-EN 12390-1. *Ensayos de hormigón endurecido. Parte 1: Forma, dimensiones y otras características de las probetas y moldes.*
- [8] Norma UNE-EN 12390-2. *Ensayos de hormigón endurecido. Parte 2: Fabricación y curado de probetas para ensayos de resistencia.*
- [9] Norma UNE-EN 12390-3. *Ensayos de hormigón endurecido. Parte 3: Determinación de la resistencia a compresión de probetas.*
- [10] Norma UNE-EN 12390-6. *Ensayos de hormigón endurecido. Parte 6: Resistencia a tracción indirecta de probetas.*
- [11] *Fire design of concrete structures - materials, structures and modelling. State-of-art report, n° 38. 2007, Fédération Internationale du béton (fib) ISBN 978-2-88394-078-9.*
- [12] *Fire design of concrete structures - structural behaviour and assessment. State-of-art report, n° 46. 2008, Fédération Internationale du béton (fib) ISBN 978-2-88394-086-4*
- [13] *Corrosion protection of reinforcing steels. State-of-art report, n° 49. 2008, Fédération Internationale du béton (fib) ISBN 978-2-88394-089-5.*
- [14]<https://industriasgsl.com/blogs/automatizacion/sensor-lvdt#:~:text=Principio%20de%20funcionamiento%20de%20un,gu%C3%ADas%20de%20rodamientos%20de%20precisi%C3%B3n.>
- [15][https://es.wikipedia.org/wiki/Transformador\\_diferencial\\_de\\_variaci%C3%B3n\\_lineal](https://es.wikipedia.org/wiki/Transformador_diferencial_de_variaci%C3%B3n_lineal)

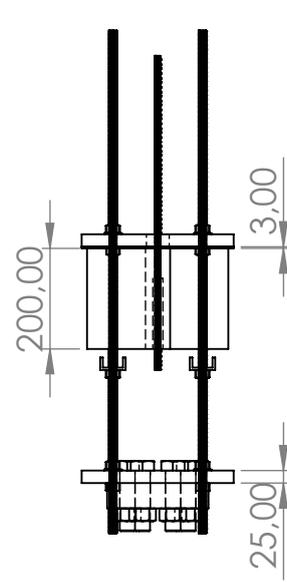
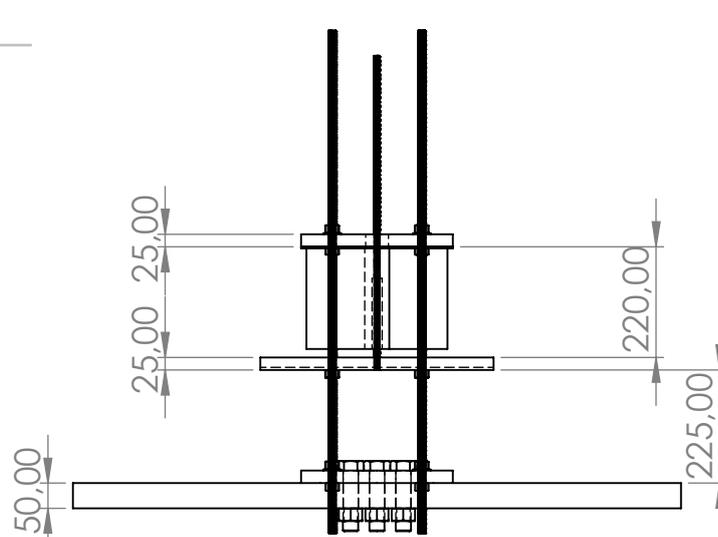
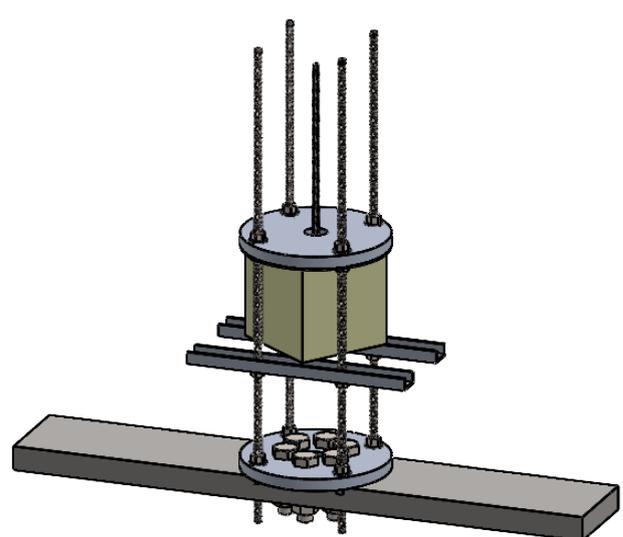
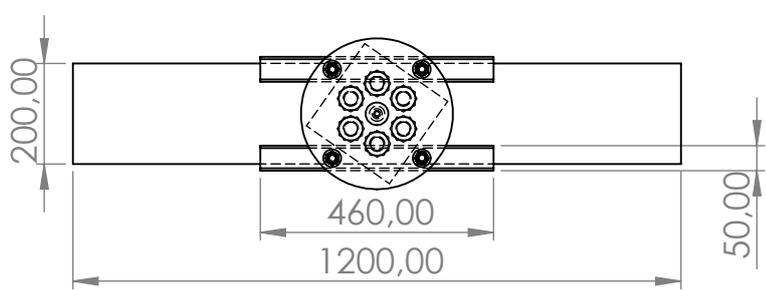
# **PRESUPUESTO**

Tabla 4. Presupuesto del proyecto

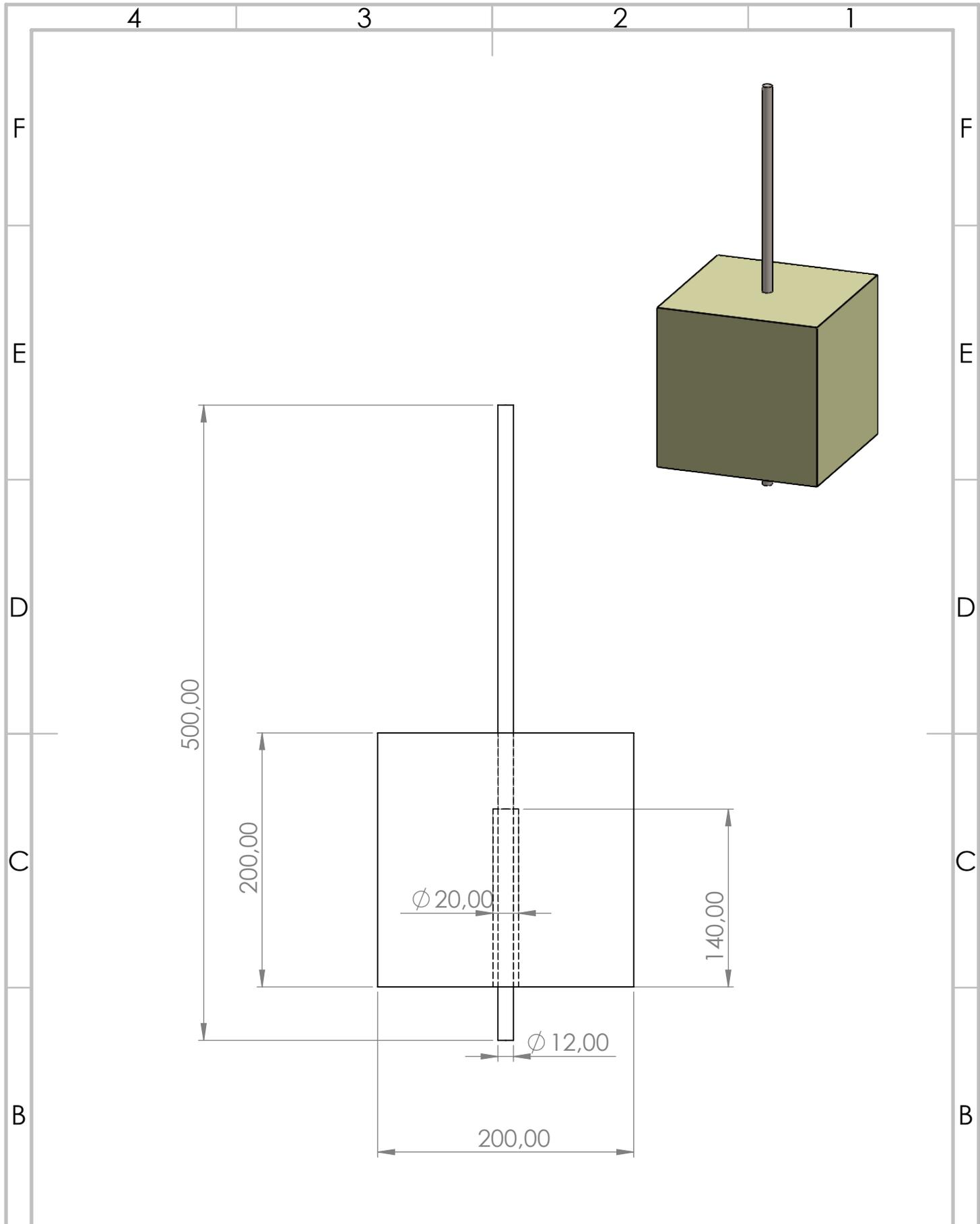
Ítem	Descripción	Unidad	Coste unitario	Cantidad	Coste total €
1	Máquina de tracción	Ud	12000	1	12000
2	Máquina de compresión	Ud	3000	1	3000
3	Hormigón	m <sup>3</sup>	80.88	0.1	8.09
4	Barras de acero estándar	kg	1.37	7	9.59
5	Barras de acero galvanizadas	kg	1.42	7	9.94
6	Moldes ensayo adherencia	Ud	250	4	1000
7	Moldes ensayo compresión	Ud	12.55	6	75.3
8	Moldes ensayo tracción indirecta	Ud	68.28	2	136.56
9	Personal	h	12.5	200	2500
10	LVDT	Ud	750	3	2250
11	Software Ibertest	Ud	1500	1	1500
12	Horno	Ud	2178	2	1362.62
13	Sensores Temperatura	Ud	61.72	2	123.44
14	Dispositivo Visualización Temperatura	Ud	159	1	159
15	Disquetes	Ud	2.99	10	29.99
16	Ordenador	Ud	822.67	1	822.67
				<b>TOTAL</b>	<b>30129.34</b>

A este coste de 30129.34 € hay que sumarle los costes indirectos (electricidad, agua, servicio de limpieza, etc...). En proyectos de obra, los costes indirectos se pueden aproximar en torno al 10 o 15% del PEM (Presupuesto de Ejecución Material). Por lo tanto, el coste total se puede aproximar a unos 33142.27 €.

# PLANOS



LAS COTAS SE EXPRESAN EN MM	TÍTULO: <b>Montaje</b>	A4
APROBADO POR: MANUEL CELADES GORRIS	<b>Ensayo Adherencia</b>	HOJA 1 DE 4
FECHA: 19/09/2022	<b>Universidad Jaume I</b> Castellón-España	
ESCALA: 1:10		



LAS COTAS SE EXPRESAN EN MM

TÍTULO:

A4

APROBADO POR: MANUEL CELADES GORRIS

Probeta de hormigón

HOJA 2 DE 4

FECHA: 19/09/2022

Universidad Jaume I  
Castellón-España

ESCALA: 1:4

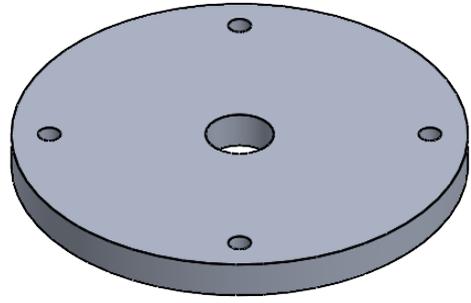
4 3 2 1

F

F

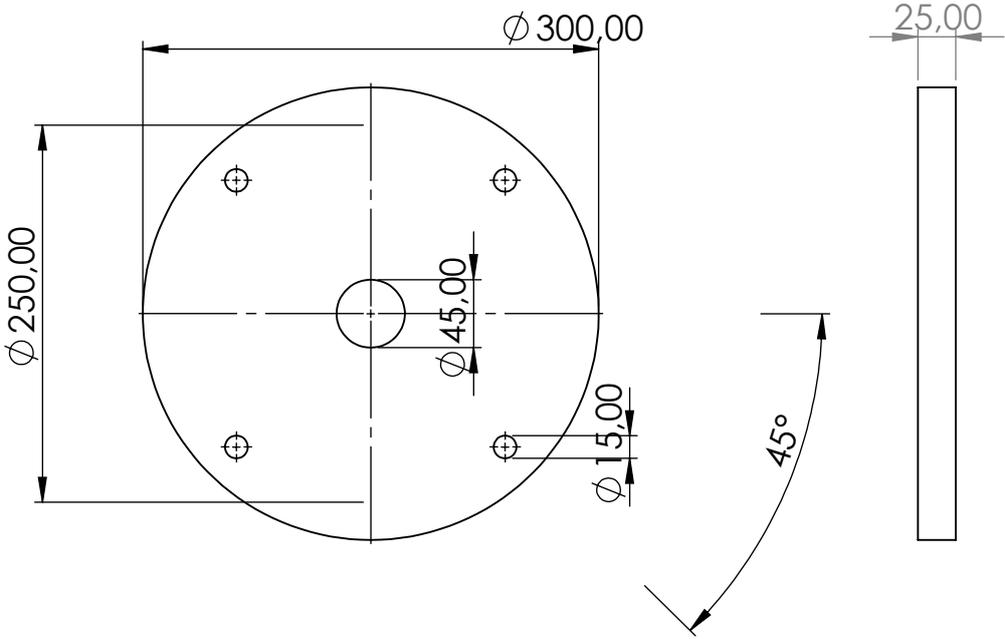
E

E



D

D



C

C

B

B

LAS COTAS SE EXPRESAN EN MM

TÍTULO:

A4

APROBADO POR: MANUEL CELADES GORRIS

Plato superior

HOJA 3 DE 4

FECHA: 19/09/2022

Universidad Jaume I  
Castellón-España

ESCALA: 1:5

4 3 2 1

4 3 2 1

F

F

E

E

D

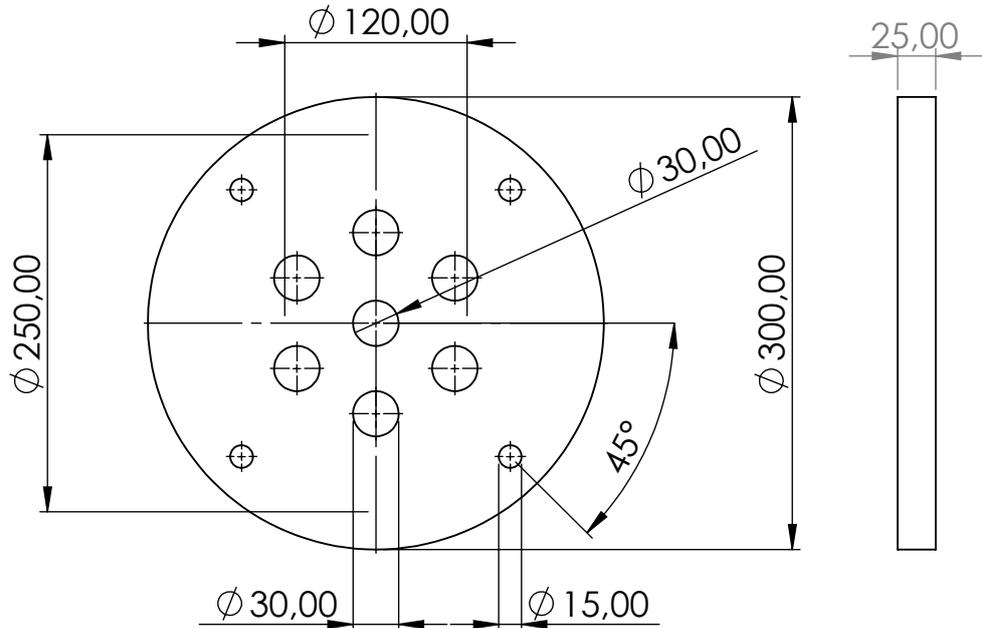
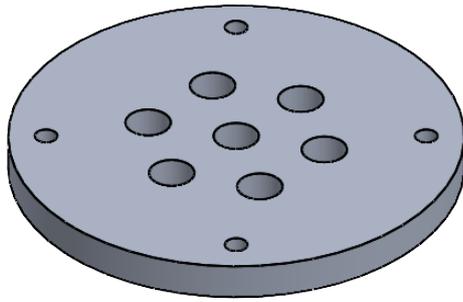
D

C

C

B

B



LAS COTAS SE EXPRESAN EN MM	TÍTULO:	A4
APROBADO POR: MANUEL CELADES GORRIS	Plato inferior	HOJA 4 DE 4
FECHA: 19/09/2022		Universidad Jaume I Castellón-España
ESCALA: 1:5		

A

A

4 3 2 1