



**UNIVERSIDAD
DE GRANADA**



**PILOTES ASIMÉTRICOS PARA CONTENCIÓN
DE TIERRAS: ESTUDIO Y ANÁLISIS DE SU
COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL A
CORTO Y A LARGO PLAZO**

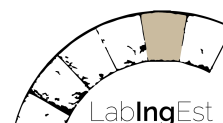
Tesis Doctoral

Programa de Doctorado en Ingeniería Civil

MANUEL ALEJANDRO FERNÁNDEZ RUIZ

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

2017



Editor: Universidad de Granada. Tesis Doctorales
Autor: Manuel Alejandro Fernández Ruiz
ISBN: 978-84-9163-253-5
URI: <http://hdl.handle.net/10481/47091>

**Pilotes asimétricos para contención de
tierras: estudio y análisis de su
comportamiento estructural a corto y a
largo plazo**

**ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS
DE CAMINOS CANALES Y PUERTOS
UNIVERSIDAD DE GRANADA**

Programa de Doctorado en Ingeniería Civil

**Departamento de Mecánica de Estructuras
e Ingeniería Hidráulica**

Manuel Alejandro Fernández Ruiz

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

DIRECTOR DE TESIS

Prof. Dr. Enrique Hernández Montes

2017

El doctorando / The doctoral candidate D. Manuel Alejandro Fernández Ruiz y el director /es de la tesis / and the thesis supervisor /s: Prof. Dr. Enrique Hernández Montes.

Garantizamos, al firmar esta tesis doctoral, que el trabajo ha sido realizado por el doctorando bajo la dirección de los directores de la tesis y hasta donde nuestro conocimiento alcanza, en la realización del trabajo, se han respetado los derechos de otros autores a ser citados, cuando se han utilizado sus resultados o publicaciones.

/

Guarantee, by signing this doctoral thesis, that the work has been done by the doctoral candidate under the direction of the thesis supervisor/s and, as far as our knowledge reaches, in the performance of the work, the rights of the authors to be cited (when their results or publications have been used) have been accepted.

Lugar y fecha / Place and date:

Granada, 18 de Abril de 2017

Director/es de la Tesis / Thesis supervisor/s: Doctorando / Doctoral candidate:

Prof. Dr. Enrique Hernández Montes

D. Manuel Alejandro Fernández Ruiz

Firma / Signed

Firma / Signed

Agradecimientos

La realización de una Tesis Doctoral puede ser un proceso arduo lleno de momentos duros y callejones sin salida. Sin embargo, si uno se encuentra bien acompañado, puede convertirse en una experiencia inolvidable. Las primeras palabras de mi tesis doctoral van dirigidas a todas aquellas personas que han hecho esto último posible.

En primer lugar me gustaría agradecer a mi director Enrique Hernández Montes todo lo que ha hecho por mí desde el primer momento en el que accedió a dirigir el presente trabajo. A su lado he recibido una formación académica y humana de las que dejan huella para siempre. Como director de tesis me ha enseñado cómo ser un buen docente e investigador. Como mentor, me ha enseñado a ser una mejor persona.

A la profesora Luisa María Gil Martín le agradezco su trabajo diario, su apoyo constante y su infinita paciencia conmigo. Ella me ha enseñado a trabajar con mayúsculas, a no conformarme con un resultado aceptable si puede ser excelente. Su guía durante la realización de esta Tesis Doctoral ha resultado ser fundamental.

A mis compañeros de trabajo Juan Francisco Carbonell y Andrés Gil, por su amistad y por su ayuda en el trabajo diario. A mi amigo durante la carrera Óscar Vargas, por los buenos ratos de estudio, deporte y por su amistad. A Santiago Díaz, por la ayuda prestada en el laboratorio de Estructuras de la E.T.S. de Caminos de Granada. Al profesor José Rodríguez Montero, siempre solícito a resolver cualquier duda que le planteaba. Al personal de la Biblioteca de la E.T.S. de Caminos de Granada por la búsqueda de referencias bibliográficas que me han ayudado a elaborar esta Tesis.

Al profesor Carlo Pellegrino de la Universidad de Padova y a todo su grupo de investigación (en especial a Flora Faleschini), por la gran acogida que tuve durante mi estancia en Italia. Los 10 meses que pasé en Padova quedarán marcados por siempre en mi mente y en mi corazón.

A mis padres, que me han transmitido valores tan importantes como la humildad, el trabajo y la capacidad de sacrificio. Realmente no hubiese sido capaz de terminar el presente trabajo sin su apoyo incondicional. A mi hermano Jose y a Alba, por estar siempre ahí cuando se les necesita.

Y por último y no menos importante, me gustaría dar las gracias a mi mujer Gemma. Por su amor incondicional, por su entrega, por su generosidad. Por tantas y tantas ocasiones en las que ella me ha levantado el ánimo. Por hacerme ver la importancia real de las cosas. Por sus muestras de cariño, que en esos momentos valían más que cualquier avance. En resumen, por estar a mi lado. De ella siempre he recibido más de lo que he dado, gracias de todo corazón.

Índice general

Agradecimientos	III
Índice general	v
Índice de figuras	IX
Índice de tablas	XV
Lista de símbolos	XVII
Resumen	XXI
Abstract	XXIII
1. Introducción	1
1.1. Antecedentes	2
1.2. Motivación del trabajo	4
1.3. Objetivos	6
1.3.1. Objetivo general	6
1.3.2. Objetivos específicos	6
1.4. Organización del estudio	7
2. Comportamiento estructural a corto plazo del pilote con armadura asimétrica	9
2.1. Diseño de pilotes asimétricos	10
2.1.1. Propiedades de los materiales	10
2.1.2. Área efectiva de hormigón traccionado para secciones circulares	10
2.1.3. Cálculo de diagramas $M - \phi$	12
2.1.4. Influencia de la retracción en el diagrama $M - \phi$	13
2.2. Campaña experimental pilotes corto plazo	15
2.3. Resultados experimentales	17
2.3.1. Deflexión en centro de vano	17

2.3.2.	Estado de tensiones	20
2.3.3.	Ancho de fisura	20
3.	Comportamiento estructural a largo plazo del pilote con armadura asimétrica	23
3.1.	Cálculo de deformaciones de elementos de hormigón armado	23
3.1.1.	Cálculo de deformaciones de elementos de hormigón armado a través de la interpolación entre los estados no fisurado y totalmente fisurado	24
3.1.2.	Cálculo de deformaciones de elementos de hormigón armado a través de la integración de los modelos tensión-deformación de los materiales	25
3.2.	Campaña experimental	31
3.3.	Resultados experimentales	34
3.3.1.	Deflexión a largo plazo	34
3.3.2.	Evolución de β en el tiempo	36
4.	Pilote asimétrico y construcción sostenible	41
4.1.	Introducción	41
4.2.	Beneficio ambiental del pilote asimétrico debido a la optimización del acero	44
4.2.1.	Determinación del impacto ambiental de la fabricación del acero	44
4.2.2.	ACV de la producción de acero	46
4.3.	Hormigón con escorias de acería de horno de arco eléctrico	47
4.3.1.	Materiales y dosificaciones	49
4.3.2.	Ensayos mecánicos	51
4.3.3.	Durabilidad frente a penetración de cloruros: coeficiente de difusión	53
5.	Conclusiones / Conclusions	59
	Anexos	63
A.	Publicación en “Engineering Structures”, 2014	65
A.1.	Introduction	66
A.2.	Previous considerations: hypothesis employed in this work and computation of the $M-\phi$ relationship	70
A.3.	Material models employed in this work	72
A.3.1.	Stress-strain model for uncracked concrete	72
A.3.2.	The concrete tension stiffening model implicit in CEB Design Manual on Cracking and Deformation [CEB, 1985]	73

A.3.3. Reinforcing steel stress-strain model	76
A.4. Seeking the effective concrete area in tension stiffening	76
A.4.1. Adopted model for $A_{c,eff}$	77
A.4.2. Selected pile sections and general expression for the evolution of $h_{c,eff}$ with the position of the neutral fiber, x	80
A.5. Examples and applications	82
A.5.1. Symmetric cross section	83
A.6. Conclusions	87
B. Publicación en “Construction and Building Materials”, 2015	95
B.1. Introduction	96
B.2. Materials and experimental methods	98
B.2.1. Materials and mix proportions	98
B.2.2. Mechanical tests	100
B.2.3. Microstructure analysis	100
B.2.4. Chlorides diffusion test	101
B.2.5. Chloride penetration formulation	102
B.3. Results and discussion	103
B.3.1. Mechanical tests	103
B.3.2. Morphology and microstructure of EAF concrete	105
B.3.3. Durability tests	107
B.4. Conclusions	110
C. Publicación en “Engineering Structures”, 2016	113
C.1. Introduction	114
C.2. The design of asymmetrical piles	116
C.2.1. Material properties	117
C.2.2. Effective concrete area in tension stiffening	117
C.2.3. Response curves	121
C.2.4. Influence of early shrinkage	122
C.3. Experimental program	124
C.4. Experimental results	126
C.4.1. Deflections	126
C.4.2. Stress state	130
C.4.3. Crack widths	130
C.5. Conclusions	130
D. Publicación en “Archives of Civil and Mechanical Engineering”, 2017	137
D.1. Introduction	138
D.2. Calculus of deformations in an RC member	140

D.3. Computation of deformations of NSRCS and SRCS through the interpolation between uncracked and fully cracked conditions of the section (procedure 2 of Fig. D.3)	140
D.3.1. Influence of shrinkage in the moment-curvature diagram	142
D.4. Computation of deformation of NSRCS and SRCS through the integration of the stress-strain models of the materials (procedure 3 of Fig. D.3)	143
D.4.1. Tension stiffening model	144
D.4.2. Effective area of concrete in tension for NSRCS and SRCS	148
D.4.3. Computation of the $M - \phi$ diagrams	151
D.5. Material properties	152
D.5.1. Stress-strain model for reinforcing steel	152
D.5.2. Stress-strain model for uncracked concrete	153
D.6. Experimental program	154
D.7. Deformation in time	157
D.7.1. Long-term deflection	157
D.7.2. Evolution of β in time	160
D.8. Conclusions	162
E. Prenorma	167
Bibliografía	183

Índice de figuras

1.1. Armado tradicional simétrico	1
1.2. Muro de contención de tierras	2
1.3. Pilote asimétrico (a) y bisimétrico (b)	2
1.4. Sección transversal definida en [Weber and Ersnt, 1989]	3
2.1. Área efectiva de hormigón traccionado propuesta en [Wiese et al., 2004]. Extraído de [Gil Martín et al., 2016]	11
2.2. Área efectiva de hormigón traccionado. Extraído de [Carbonell Márquez et al., 2014]	12
2.3. Efecto de la retracción en el diagrama $M - \phi$ a corto plazo. Extraído de [Gil Martín et al., 2016]	14
2.4. Ensayos de flexión a 4 puntos: (a) esquema de la introducción de cargas; (b) espécimen T1-II durante el ensayo. Extraído de [Gil Martín et al., 2016]	16
2.5. Curva tensión-deformación de las barras de diámetro 16 mm utilizadas en los ensayos. Extraído de [Gil Martín et al., 2016]	16
2.6. Deformación de la sección transversal estimada a través de las medidas de diversas galgas para tres valores distintos de carga aplicada en el especimen A8-II. Extraído de [Gil Martín et al., 2016]	17
2.7. Deflexión en centro de vano medida y calculada durante el ensayo de flexión en 4 puntos. (a) Especímenes T1-II y T7-II; (b) Especímenes A2-II y A5-II; (c) Especimen A3-II; (d) Especimen A4-II. Extraído de [Gil Martín et al., 2016]	19
2.8. Valores experimentales y teóricos de la tensión de la barra más traccio- nada. (a) Especímenes T1-II y T7-II; (b) Especímenes A2-II y A5-II. Extraído de [Gil Martín et al., 2016]	21
2.9. Ancho de grieta característico obtenido aplicando el Eurocódigo 2 y anchos de grieta medidos durante los ensayos. (a) Pilotes simétricos: especímenes T1-II, T7-II y T9-I; (b) Pilotes asimétricos: especímenes A4-II y A10-I. Extraído de [Gil Martín et al., 2016]	22

3.1. Área efectiva de hormigón traccionado para secciones circulares con armado asimétrico	27
3.2. Carga de tracción aplicada al prisma (a) y su correspondiente ley tensión-deformación (b)	29
3.3. Curvas tensión-deformación del hormigón fisurado afectado por fluencia (a) y retracción (b)	29
3.4. Ensayo a flexión en 4 puntos de los pilotes	32
3.5. Geometría de los pilotes simétrico (a) y asimétrico (b)	32
3.6. Configuración del ensayo de largo plazo	33
3.7. Diagrama $M - \phi$ del pilote asimétrico correspondiente a $t = 28$ días y $\beta = 1$	35
3.8. Diagrama $M - \phi$ del pilote asimétrico correspondiente a $t = 120$ días y $\beta = 0.5$	36
3.9. Deflexiones en centro de vano estimadas (líneas continua y discontinua) y medidas (puntos) correspondientes al pilote asimétrico	37
3.10. Deflexiones en centro de vano estimadas (líneas continua y discontinua) y medidas (puntos) correspondientes al pilote simétrico	38
3.11. Diagrama de flujo para el cálculo de β	39
3.12. Evolución en el tiempo del parámetro β para el pilote asimétrico (a) y simétrico (b)	39
4.1. Procedencia de las emisiones de CO_2 en el sector de la ingeniería civil. Fuente: [Van Gorkum, 2010]	42
4.2. Emisiones de CO_2 relativas al hormigón armado	43
4.3. Ciclo de vida del hormigón armado. Adaptado de [García Segura et al., 2014]	45
4.4. Demanda de energía primaria en MJ (a) y origen de ésta (b) correspondiente a la producción de 1 kg de acero. Fuente: [WorldSteel, 2011]	47
4.5. Emisiones que aumentan el calentamiento global en kg de CO_2 equivalentes (a) y su distribución según su composición (b) correspondiente a la producción de 1 kg de acero. Fuente: [WorldSteel, 2011]	48
4.6. Aspecto de las escorias de acería de horno de arco eléctrico comparado con el de los áridos naturales utilizados	50
4.7. Probetas de hormigón sumergidas en la solución NaCl	54
4.8. Hormigón convencional (a) y con escorias (b) tras pulverización de solución AgNO_3	56
A.1. Asymmetrical reinforcement for wall pile at construction site	66

A.2. Effective area of concrete in tension, $A_{c,eff}$, stiffened by the reinforcement steel bar [Hernández Díaz and Gil Martín, 2012]	68
A.3. Effective area of concrete in tension according to MC2010 [FIB, 2012]: (a) beam; (b) slab; and (c) member in tension	68
A.4. Model of stress distribution in the concrete and effective area of concrete in tension proposed by Castel et al. [Castel et al., 2006]	69
A.5. Effective area of concrete in tension for circular cross sections proposed by Wiese et al. [Wiese et al., 2004]	69
A.6. Problem presentation	70
A.7. Bernoulli hypothesis and strain at the cross section and nomenclature .	71
A.8. Tension stiffening model proposed by CEB Design Manual on Cracking and Deformation [CEB, 1985]: (a) stress-strain model for the reinforcement; and (b) RC prism subjected to tensile force	74
A.9. Local and average stresses at the cracked prism	75
A.10. RC prism subjected to axial tensile load: (a) load evolution versus average strain in the member; and (b) stress-strain diagram of concrete in tension. Adapted from [Stramandinoli and La Rovere, 2008]	75
A.11. Definition and nomenclature for $A_{c,eff}$	78
A.12. Flow chart of the $h_{c,eff}$ finding process. For the sake of simplicity the bottom and upper values $h_{c,eff}$ in the bisectonal method have been called h_b and h_t ; the same has been applied to the middle value h_m . .	79
A.13. Example of the evolution of $h_{c,eff}$ with the position of the neutral fiber for a RC pile with asymmetrical displacement of reinforcement	80
A.14. Evolution of $h_{c,eff}$ with the position of the neutral fiber x for different cross section diameters: (a) symmetric cases; and (b) asymmetric cases	81
A.15. Parabolic adjustment for $h_{c,eff}$ with the position of the neutral fiber x after the normalization: (a) symmetric cases; and (b) asymmetric cases	82
A.16.4 - point bending tests in RC piles: (a) experiment disposition; and (b) specimen being tested	83
A.17. Symmetric cross section: (a) cross section configuration; and (b) steel plate at the end of the element to anchor the reinforcement	83
A.18. Results for symmetric case: (a) comparison of the $M - \phi$ values obtained integrating the stresses on the section employing the definition of $h_{c,eff}$ given by Eq. A.22 and the values obtained with EC2 Eq. A.19; (b) $M - \phi$ relationships registered in the experiment and computed with the exposed method employing Eq. A.22 and the effective area of concrete given by Wiese et al. [Wiese et al., 2004]; and (c) deflections at mid-span of the member with the increment of P registered at the experiment and computed by integration of the computed $M - \phi$ relationships in (b) .	85

A.19. Asymmetric cross section: (a) cross section configuration; and (b) steel plate at the end of the element to anchor the reinforcement	86
A.20. Shrinkage modification in the originally obtained $M - \phi$ relationship	86
A.21. Results for symmetric case: (a) comparison of the $M - \phi$ values obtained integrating the stresses at the section employing the definition of $h_{c,eff}$ given by Eq. A.23 and the values obtained with EC2 Eq. A.19; (b) $M - \phi$ relationships registered in the experiment and computed with the exposed method employing Eq. A.23; and (c) deflections at mid-span of the member with the increment of P registered at the experiment and computed by integration of the computed $M - \phi$ relationship taking into account the shrinkage	87
B.1. Appearance of Electric Arc Furnace (EAF) slag compared with Natural Aggregates (NA)	98
B.2. Total particles (aggregates + cement) grading curve of the produced concretes	100
B.3. Concrete samples immersed in NaCl solution	102
B.4. Cubic compressive strength ($f_{cm,cube}$) and tensile strength (f_{ctm}) of the examined concretes (primary and secondary axis, respectively)	105
B.5. SEM-BSE of E400-0.4 mixture	106
B.6. SEM-BSE of E350-0.4 mixture	106
B.7. SEM-BSE of E400-0.4 mixture, high magnification	107
B.8. SEM-SE of C400-0.4 and E400-0.4 mixtures	107
B.9. Conventional (a) and EAF (b) concrete samples sprayed with 0.1 M $AgNO_3$ solution	108
B.10. Evolution of chloride penetration in time (circles, squares and triangles correspond to 28, 60 and 90 days respectively) for C400-0.45 (a), C400-0.5 (b), E400-0.45 (c) and E400-0.5 (d) concrete mixtures	109
C.1. Optimized non-symmetrical pile	114
C.2. Non-symmetrical piles	116
C.3. Tension stiffening model	118
C.4. Effective area of concrete in tension for circular cross sections proposed by Wiese et al. [Wiese et al., 2004]	118
C.5. Moment-curvature diagram for specimens: T9-I and A10-I. Average curvature according to EC2 [CEN, 2004] using a distribution coefficient	119
C.6. Definition and nomenclature for $A_{c,eff}$. Adapted from [Carbó-nell Márquez et al., 2014]	121

C.7. Effect of shrinkage in the short-term moment-curvature diagram. Adapted from [Gilbert and Ranzi, 2011]	123
C.8. Four point bending tests of RC piles: (a) experiment disposition; (b) specimen T1-II during the test	124
C.9. Strain-stress curve of Ø16 bars used in specimens	125
C.10. Deformation of the cross section estimated from the measurements of the gauges for three values of the applied load corresponding to specimen A8-II	127
C.11. Estimated and measured deflection at midspan of the specimen during the four point bending test. (a) Specimens T1-II and T7-II; (b) Specimens A2-II and A5-II; (c) Specimen A3-II; (d) Specimen A4-II	128
C.12. Estimated and measured stress on the most highly tensioned reinforcement bar. (a) Specimens T1-II and T7-II; (b) Specimens A2-II and A5-II	132
C.13. Crack widths for several specimens. Characteristic crack width obtained from EC2 and measured widths during the tests. (a) Symmetrically reinforced piles: specimens T1-II, T7-II and T9-I; (b) asymmetrically reinforced piles: specimens A4-II and A10-I	133
D.1. Optimized non-symmetrically reinforced pile in Riyadh, Saudi Arabia	139
D.2. Non-symmetrically reinforced piles. Adapted from [Gil Martín et al., 2016]	139
D.3. Different procedures for calculation of deflections in RC members	141
D.4. Effect of shrinkage in the short-term ($\beta = 1$) moment-curvature diagram. Adapted from [Gil Martín et al., 2016]	143
D.5. Tension stiffening model for cracked concrete in short-term loading	145
D.6. Tension force applied to the prism (a) and concrete stress-strain law (b)	147
D.7. Cracked concrete stress-strain relationship affected by creep (a) and shrinkage (b) in long-term loading	147
D.8. Definition and nomenclature for $A_{c,eff}$. Adapted from [Carbonell Márquez et al., 2014]	149
D.9. Effective area of concrete in tension for SRCs proposed by Wiese et al. [Wiese et al., 2004]	150
D.10. Newly introduced effective area of concrete in tension for non-symmetrically reinforced circular cross sections	151
D.11. Strain-stress curves of longitudinal reinforcement used in specimens. Adapted from [Gil Martín et al., 2016]	153
D.12. Experimental disposition of the four point bending tests of RC piles	155
D.13. Geometrical characteristics of (a) symmetrical and (b) non-symmetrical specimens	155

D.14. Configuration of the long-term test	156
D.15. Moment-curvature diagrams of the asymmetrical specimen corresponding to $t = 28$ days and $\beta = 1$	158
D.16. Moment-curvature diagrams of the asymmetrical specimen corresponding to $t = 120$ days and $\beta = 0.5$	159
D.17. Estimated (solid and dashed lines) and measured (points) deflection at midspan of the asymmetric specimen, NSRCS	160
D.18. Estimated (solid lines) and measured (points) deflection at midspan of the symmetric specimen, SRCS	161
D.19. Flowchart for the calculation of β	162
D.20. Evolution in time of parameter β for asymmetrically (a) and symmetrically (b) reinforced specimens	163
D.21. Deflection at midspan computed with path 2 of Fig. D.3 taking into account the evolution of β in time shown in Fig. D.20	164
E.1. Hipótesis de las secciones planas	176
E.2. Criterio de signos	177
E.3. Nomenclatura. Situación de rotura	177
E.4. Área efectiva del hormigón a tracción $A_{c,eff}$	178

Índice de tablas

2.1. Geometrical and mechanical characteristics of the tested piers	15
3.1. Descripción de los especímenes	33
4.1. Emisiones de CO ₂ vinculadas al hormigón en t CO ₂ /m ³ . Fuente: Plataforma Tecnológica Española del Hormigón [PTEH, 2010]	43
4.2. Características físicas de los áridos utilizados	50
4.3. Dosificaciones relativas a 1 m ³ de hormigón	51
4.4. Características mecánicas de los hormigones estudiados (valor medio ± desviación estándar)	52
4.5. Coeficiente de difusión aparente D_{app} para cada tipo de hormigón ensayado	57
A.1. Symmetric cross sections with equally spaced bars employed in the study of the evolution of $h_{c,eff}$ with x	88
A.2. Asymmetric cross sections with equally spaced bars employed in the study of the evolution of $h_{c,eff}$ with x	90
B.1. Main aggregates physical characteristics	99
B.2. Mix details referring to 1 m ³ of concrete	99
B.3. Fresh and hardened properties of concretes (mean values ± standard deviation)	104
B.4. Apparent diffusion coefficients (D_{app}) for each concrete mixture tested .	108
C.1. Geometrical and mechanical characteristics of the tested piers	120
D.1. Description of the specimens	156

Lista de símbolos

Si no se especifica lo contrario, una vez definido un símbolo en un capítulo concreto tiene el mismo significado para los demás.

Capítulo 2

f_{cm}	Resistencia media a compresión del hormigón
f_{ctm}	Resistencia media a tracción del hormigón
f_y	Límite elástico del hormigón
h_{ceff}	Ancho de la banda circular que conforma el área efectiva de hormigón a tracción
$h_{ceffext}$	Porción exterior en la que se divide h_{ceff}
$h_{ceffint}$	Porción interior en la que se divide h_{ceff}
n	Coefficiente de equivalencia entre el acero y el hormigón
s_l	Distancia entre los centros de las barras longitudinales
w_k	Ancho característico de grieta
x	Profundidad de la fibra neutra
y	coordenada vertical de cada fibra respecto al centroide de la sección
y_{ectm}	Coordenada vertical de la fibra cuya deformación es ϵ_{ctm} medida desde el centro de gravedad de la sección
A_Φ	Área transversal de la barra de acero
A_c	Área de hormigón
$A_{c,eff}$	Área efectiva de hormigón traccionado
A_{st}	Área de acero traccionado
E_c	Módulo de elasticidad del hormigón
E_s	Módulo de elasticidad del acero
I_{cr}	Momento de inercia respecto al centroide de la sección homogeneizada fisurada
I_{un-cr}	Momento de inercia respecto al centroide de la sección homogeneizada no fisurada
M	Momento
M_u	Momento último
N	Axil
P	Carga aplicada

P_{ult}	Carga última
R	Radio de la sección
$R_{hc,effext}$	Radio del círculo externo que limita la banda circular de $A_{c,eff}$
$R_{hc,effint}$	Radio del círculo interno que limita la banda circular de $A_{c,eff}$
R_{int}	Radio del círculo definido por los centroides de las barras longitudinales
TSz	Zona de tension stiffening, altura de la parte de sección transversal que se encuentra bajo la fibra cuya deformación es ϵ_{ctm}
TSz_{top}	Porción de TSz situada entre el recubrimiento mecánico y la fibra cuya deformación es ϵ_{ctm}
α	Posición de cada fibra respecto al eje vertical y principal de inercia de la sección
$\alpha_{hc,effext}$	Coordenada angular de la intersección entre el círculo exterior que delimita $A_{c,eff}$ y la fibra cuya deformación es ϵ_{ctm}
$\alpha_{hc,effint}$	Coordenada angular de la intersección entre el círculo interior que delimita $A_{c,eff}$ y la fibra cuya deformación es ϵ_{ctm}
α_{ectm}	Coordenada angular correspondiente a la fibra cuya deformación es ϵ_{ctm}
δ	Deflexión en centro de vano
ϵ	Deformación
ϵ_{ap}	Deformación aparente
ϵ_{cg}	Deformación del centro de gravedad de la sección bruta
ϵ_{cs}	Deformación de retracción libre
ϵ_{ctm}	Deformación de fisuración del hormigón
ϵ_s	Deformación del acero
ϵ_y	Deformación asociada al límite elástico del acero
ρ_{eff}	Cuantía de armado efectiva
σ_c	Tensión de compresión del hormigón
σ_{cTS}	Tensión del hormigón asociada al fenómeno de tension-stiffening
σ_s	Tensión del acero
ϕ	Curvatura
$\phi_{cs,cr}$	Curvatura inducida por la retracción en la sección fisurada (para una carga aplicada igual a 0)
$\phi_{cs,uncr}$	Curvatura inducida por la retracción en la sección no fisurada (para una carga aplicada igual a 0)
Φ	Diámetro de la barra de acero
Φ_1	Diámetro de las barras de menor diámetro
Φ_s	Diámetro de los cercos

Capítulo 3

c	Recubrimiento de hormigón
f_{cm}	Resistencia a compresión media del hormigón a 28 días
f_{ctm}	Resistencia a tracción media del hormigón a 28 días
h_1	Distancia que define la posición del centro de gravedad de la armadura traccionada
h_{ceff}	Altura del área efectiva de hormigón traccionado
n_{Φ}	Número de barras armado simétrico
$n_{\Phi 1}$	Número de barras menor diámetro armado asimétrico
$n_{\Phi 2}$	Número de barras mayor diámetro armado asimétrico
s	Separación barras armado simétrico
s_1	Separación barras menor diámetro armado asimétrico
s_2	Separación barras mayor diámetro armado asimétrico
t	Edad del hormigón
t_0	Tiempo en el que se aplicó la carga
x	Profundidad de la fibra neutra
x_{cr}	Profundidad de la fibra neutra correspondiente al momento de fisuración
$E_{cm,eff}$	Módulo de elasticidad efectivo del hormigón
E_{cm}	Módulo de elasticidad del hormigón a 28 días
M	Momento máximo aplicado correspondiente al tiempo en el cual se evalúa la deflexión
M_{cr}	Momento de fisuración
N_{cr}	Carga de fisuración
α	Parámetro de deformación considerado
α_I	Parámetro de deformación considerado correspondiente a la sección sin fisurar
α_{II}	Parámetro de deformación considerado correspondiente a la sección fisurada
β	Coficiente que tiene en cuenta el efecto de la duración de la carga
β_{cc}	Coficiente envejecimiento del hormigón
$\epsilon_{ap,eff}$	Deformación aparente efectiva
$\epsilon_{ctm,eff}$	Deformación de fisuración efectiva del hormigón
θ	Ángulo formado entre el eje vertical y principal de inercia de la sección y el radio correspondiente a la fibra donde se evalúa la deformación
ξ	Coficiente de distribución
σ_s	Tensión en la armadura de tracción calculada suponiendo la sección fisurada
σ_{sr}	Tensión en la armadura de tracción calculada suponiendo la sección

	fisurada bajo las condiciones de carga que producen la primera fisura
φ	Coefficiente de fluencia
ϕ_{cr}	Curvatura correspondiente a la sección fisurada
ϕ_{un-cr}	Curvatura correspondiente a la sección no fisurada
Φ_1	Diámetro de las barras de menor diámetro en armado asimétrico
Φ_2	Diámetro de las barras de mayor diámetro en armado asimétrico

Capítulo 4

D	Coefficiente de difusión
D_{app}	Coefficiente de difusión aparente
c	Concentración de cloruros
c_d	Concentración de cloruros a una profundidad x_d
c_i	Concentración inicial de cloruros
c_s	Concentración de cloruros en la superficie de exposición
$f_{cm,cube}$	Resistencia a compresión del hormigón obtenida a partir de probetas cúbicas
t	Tiempo de exposición
x	Penetración cloruros
x_d	Profundidad de penetración media de los cloruros

Resumen

La principal labor de cualquier ingeniero es la de satisfacer las necesidades de la sociedad de una manera eficiente y óptima. En el caso de un Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, las construcciones proyectadas y ejecutadas deben de cumplir los requisitos que la sociedad demanda, no solamente desde un punto de vista económico, sino también medioambiental y de la seguridad. El sector de la construcción es un sector muy conservador que se basa en la utilización de métodos y técnicas de construcción sustentados en años y años de experiencia. La creciente inquietud en la sociedad acerca del cambio climático y el respeto del medio ambiente hace que se pretenda replantear dichos métodos de construcción tradicionales, cuestionándose si con los medios actuales podrían mejorarse. Aquí es donde entra en juego la investigación, analizando el por qué se hacen las construcciones de una determinada forma y yendo directamente al núcleo del problema estructural.

El pilote con armadura asimétrica es un nuevo elemento estructural que introduce una innovación técnica dentro del campo de la construcción. Tradicionalmente el armado longitudinal de pilotes se realiza con barras de igual diámetro espaciadas uniformemente (separación constante). En el caso de pilotes empleados para la retención de tierras este procedimiento de armado puede mejorarse debido a la marcada asimetría de la ley de momentos flectores durante la vida útil de la estructura. Si el acero se concentra donde realmente es necesario (es decir, en la parte traccionada) se puede conseguir un ahorro significativo de armadura longitudinal, dando lugar a una disposición asimétrica de dicho armado. La disminución de la cantidad de acero por pilote conlleva tanto un ahorro económico como medioambiental, ya que en la producción del acero se emiten hacia la atmósfera grandes cantidades de CO₂.

El grupo de investigación TEP-190 de la Universidad de Granada encabezado por la Prof^a. Dr^a. Luisa María Gil Martín ha trabajado durante los últimos 10 años en el estudio del pilote asimétrico. Gracias a este trabajo, el pilote asimétrico ha sido aplicado en distintas obras en tramos de prueba (Línea de Alta Velocidad Madrid - Barcelona - frontera francesa, tramo Sants - La Sagrera en la ciudad de Barcelona) y en tramos definitivos (metro de Ryad).

En trabajos anteriores del grupo de investigación TEP-190 se cerró el diseño a rotura de secciones circulares de hormigón armado con armadura asimétrica. Sin embargo, el comportamiento en servicio de cualquier elemento estructural tiene también una gran importancia. El cálculo de la deformación de elementos de hormigón armado en el tiempo es una ardua tarea debido a la complejidad de las variables involucradas. El hormigón en el tiempo se ve afectado por la retracción, la fluencia, el historial de carga y las condiciones atmosféricas entre otros factores. En la presente tesis doctoral se pretende estudiar el comportamiento estructural del pilote asimétrico a corto y a largo plazo. Este estudio se aborda desde los puntos de vista teórico y experimental, dejando definido completamente el diseño y cálculo de pilotes asimétricos.

Por último se estudia la posibilidad de la introducción de hormigones reciclados en pilotes asimétricos para mejorar más si cabe su sostenibilidad. En general el término hormigón reciclado se refiere al hormigón que contiene un cierto % de áridos gruesos provenientes de la trituración de residuos de hormigón. En estos casos el % de sustitución de árido natural por reciclado no suele ser muy alto debido a la disminución de la resistencia a compresión y del módulo de elasticidad del hormigón resultante, además del aumento de la permeabilidad de este favoreciendo la introducción de agentes externos. En esta tesis se demuestra que la utilización de escorias de acería de horno de arco eléctrico como sustituto total del árido grueso (gravilla y grava) del hormigón mejora las características mecánicas de este. Además aumenta la durabilidad del hormigón frente al ataque de cloruros, alargando la vida útil de la estructura.

Abstract

The main task of any engineer is to meet the needs of the society in an efficient and optimal way. In the case of a civil engineer, civil constructions must meet the social needs, not only from an economical perspective but from an environmental and safety perspective too. Civil engineering is a conservative field where the methods of construction and techniques are based on decades of experience. The growing concern in the society about the climatic change and the respect for the environment has led to reconsider these traditional methods. This is where research comes into play.

The asymmetrical pile is a new structural element that introduces a technical innovation in the civil engineering field. Traditionally, piles have circular cross sections with symmetric longitudinal reinforcement composed of bars of the same diameter and with constant clear distances between them. In the case of earth retaining walls the reinforcement layout can be improved due to the asymmetry of the bending moment diagram. Asymmetric reinforced circular cross sections have the steel bars placed where it is really needed - at tension zone of the section-. For this reason, important savings in reinforcing steel can be achieved, reducing the environmental impact.

The research group TEP-190 of the University of Granada headed by Prof. Luisa María Gil Martín has worked during the last 10 years in the study of the asymmetrical pile. As a result of this work, the asymmetric pile has been employed in several works such as the underground floors of San Antoni Market in Barcelona or in the Riyadh metro.

The design of reinforced concrete circular cross sections with asymmetric reinforcement subjected to ultimate bending was studied in previous works of the research group TEP-190. However, the structural behaviour of any reinforced concrete member in service has a great importance too. The calculation of the deformation in time is not an easy task due to the complexity of the factors involved in the problem. Concrete is affected in time by shrinkage, creep, load history and weather conditions, among other factors. In the present thesis the structural behaviour of asymmetrical piles in short and long term is studied. This study addresses the structural analysis from both theoretical and experimental points of view.

Finally, the use of recycled concrete in asymmetrical piles is studied. In general, the term recycled concrete is referred to the concrete that contains certain % of coarse aggregates from shredding of concrete waste. In these cases the % of replacement of natural aggregates by the recycled ones is not too high due to the reduction of the compressive strength and the elastic modulus of the resulting concrete. Additionally, the permeability of the concrete increases, favouring the introduction of external agents such as chlorides. In this thesis the use of electric arc furnace slag as total replacement of coarse aggregates is studied. The results show that concrete with 100% replacement of natural coarse aggregates by electric arc furnace slags improves its mechanical characteristics. Furthermore, it also increases the durability of concrete against the penetration of chlorides.

Capítulo 1

Introducción

Las vigas y pilares que forman parte de un sistema estructural típico como un pórtico se diseñan para soportar distintos estados de carga. Generalmente el armado de pilares y pilotes que se ha venido utilizando en la gran mayoría de obras de este tipo consiste en colocar una armadura longitudinal en el perímetro de la sección transversal. Las barras, todas del mismo diámetro, se colocan a una separación constante debido a que las acciones de diseño para pilares son usualmente simétricas (ver Figura 1.1).

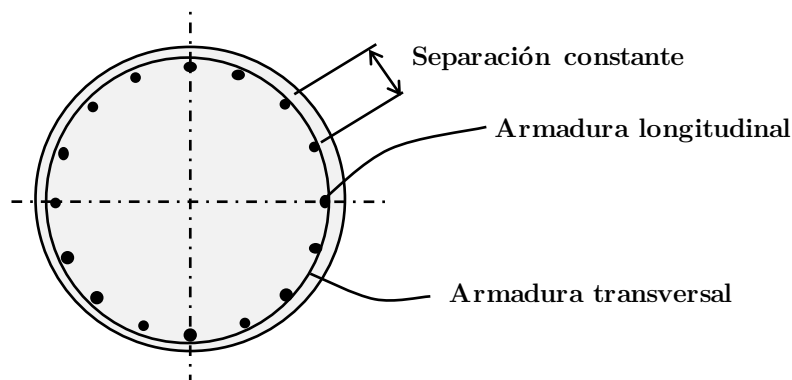


Figura 1.1: Armado tradicional simétrico

Este procedimiento de armado puede verse mejorado cuando la envolvente de la ley de flectores a lo largo de la vida útil de la estructura no es simétrica, como es el caso de los pilotes de muros de contención de tierras (ver Figura 1.2). En dichos muros de pilotes la acción unidireccional de la presión efectiva de las tierras da lugar a una dirección monótona bien definida para el momento flector de diseño en la sección crítica del pilote. La solución óptima del armado de pilotes de muros de contención de tierras consiste en disponer la armadura de forma asimétrica, dando lugar al pilote asimétrico (ver Figura 1.3). Esta solución estructural supone un significativo ahorro de armadura longitudinal (pudiendo llegar hasta el 50%) además de facilitar el proceso constructivo y aportar mejoras en los costes económicos y energéticos comparados con aquellos proporcionados por las soluciones simétricas convencionales.

Esta Tesis Doctoral tiene el objetivo de sentar las bases del cálculo estructural del pilote asimétrico. Para ello se analizará con profundidad su comportamiento estructural a corto y a largo plazo en servicio. Por último se analizará la sostenibilidad de este nuevo elemento estructural introduciendo escorias de acería de horno de arco eléctrico como árido. Las publicaciones científicas en las que se fundamenta el presente trabajo son las siguiente: [Carbonell Márquez et al., 2014, Gil Martín et al., 2016, Hernández Montes et al., 2017, Faleschini et al., 2015].

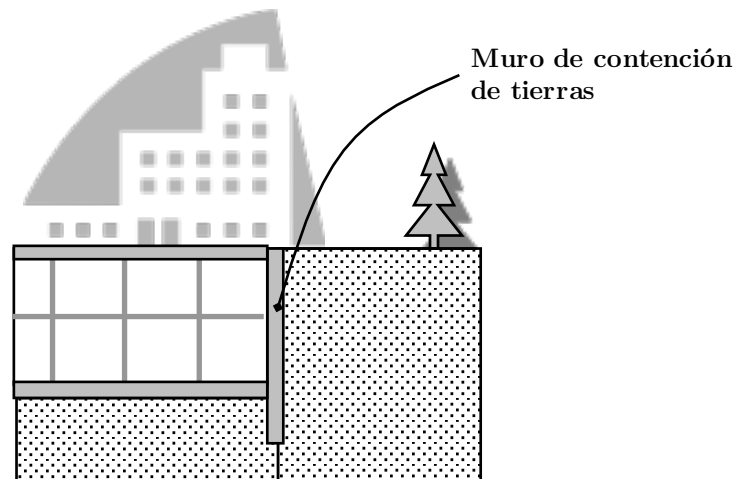


Figura 1.2: Muro de contención de tierras

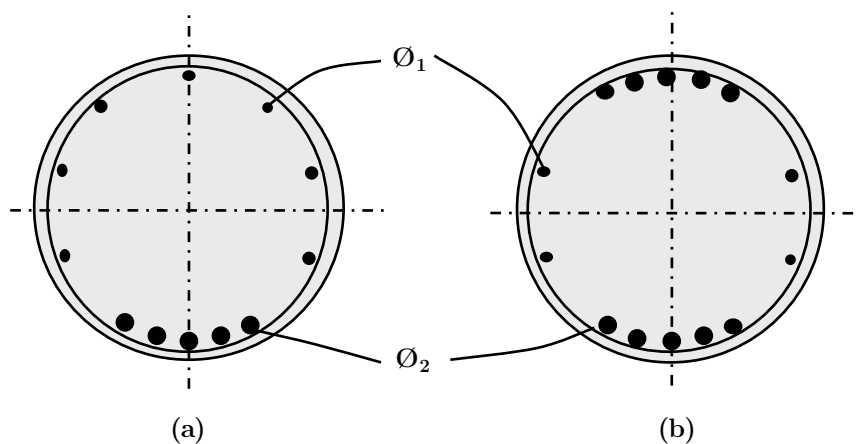


Figura 1.3: Pilote asimétrico (a) y bisimétrico (b)

1.1. Antecedentes

El armado asimétrico de secciones de pilotes y pilares de hormigón armado es una línea de investigación cuyos primeros estudios surgieron a partir de los años 80 y que

todavía no dispone de un estudio profundo que resuelva las dudas acerca de su diseño y cálculo.

Weber y Ernst [Weber and Ersnt, 1989] desarrollaron unos diagramas de interacción para secciones de hormigón armado circulares con armadura distribuida asimétricamente. En dicho estudio el armado se suponía agrupado en placas continuas, con una placa de mayor espesor que representa el armado principal y otra de menor espesor que representa el armado mínimo (ver Figura 1.4). El proyectista tenía que determinar el número de barras equivalente a una placa con un espesor determinado, con el consiguiente error en el ajuste.

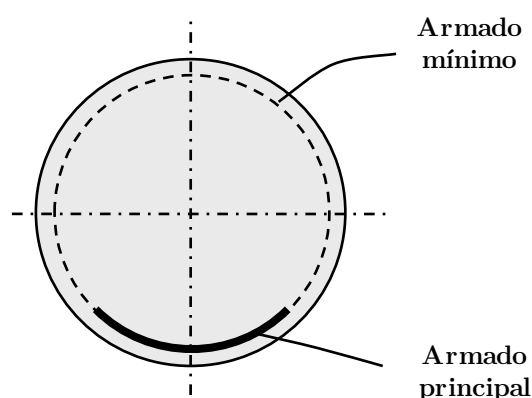


Figura 1.4: Sección transversal definida en [Weber and Ersnt, 1989]

El estudio del comportamiento estructural de secciones circulares de hormigón armado está poco cubierto en la literatura, más si cabe cuando se introduce el armado asimétrico. El grupo de investigación TEP-190 de la Universidad de Granada posee una amplia experiencia basada en un gran número de publicaciones [Gil Martín et al., 2010, Gil Martín et al., 2011, Hernández Montes et al., 2013b], además de la creación de patentes.

Para analizar el comportamiento en servicio del pilote asimétrico se precisa de modelos de comportamiento de los materiales (hormigón y acero) tanto a corto como a largo plazo. La cuantificación del fenómeno de tension-stiffening relativo a la tensión de tracción resistida por el hormigón fisurado y su evolución en el tiempo resulta crucial a la hora de evaluar dicho comportamiento estructural. Gilbert et al. [Gilbert and Ranzi, 2011, Wu and Gilbert, 2008] realizó numerosas investigaciones relativas a su cuantificación, que debe de incluirse en el cálculo a través de la denominada área efectiva de hormigón traccionado. La definición de esta área para secciones circulares no está recogida en ninguna norma de referencia (tanto el Eurocódigo 2 [CEN, 2004] como el Código Modelo 2010 [FIB, 2012] solamente la definen para secciones rectangulares). Wiese et al. [Wiese et al., 2004] propusieron un área efectiva para secciones

circulares simétricamente armadas, por lo que es necesaria su readaptación a secciones asimétricamente armadas.

Por otra parte, en la literatura se encuentran diversos métodos de cuantificación del impacto medioambiental. Entre estos métodos destaca el Análisis de Ciclo de Vida (ACV) [ISO/TC07, 2006a], que es un método de evaluación de los impactos medioambientales potenciales a lo largo de todo el ciclo de vida de un producto desde la adquisición de la materia prima, pasando por la producción, uso, tratamiento final, reciclado, hasta su disposición final (tipo de análisis denominado “de la cuna a la tumba”). Debido al ahorro de hasta un 50 % de acero del pilote asimétrico respecto al simétrico, el ACV del acero cobra una gran importancia en la determinación del impacto medioambiental del pilote asimétrico comparado con el del simétrico.

Además de la reducción del acero utilizado en la construcción de elementos de hormigón armado, otra buena opción para disminuir el impacto medioambiental es la utilización de hormigones reciclados [Etxeberría et al., 2007, Papayianni and Anastasiou, 2010a]. Dentro de este grupo, la reutilización de escorias de acería de horno de arco eléctrico como sustitución del árido grueso es una solución muy atractiva [Pellegrino et al., 2013, Pellegrino and Gaddo, 2009], aplicable a todo tipo de estructuras de hormigón armado.

Finalmente, en este tipo de pantallas de pilotes la exposición a agentes abrasivos externos como por ejemplo cloruros es algo frecuente. La penetración de cloruros en el hormigón es una de las mayores causas de deterioración de estructuras de hormigón armado [Liu and Weyers, 1998]. El coeficiente de difusión D es un parámetro fundamental a la hora de describir la durabilidad de la estructura frente a este tipo de agentes [Baroghel Bouny, 2002], valor que la literatura actual no recoge para el tipo de hormigón reciclado explicado anteriormente.

1.2. Motivación del trabajo

Con los resultados de esta tesis se pretende demostrar tanto a la comunidad científica como a los usuarios finales de los pilotes de contención de tierras (proyectistas, constructores, etc.) que el armado asimétrico es una solución fiable, segura, eficiente y que supone un ahorro en términos tanto económicos como ecológicos (energía).

El problema reside en las características del sector de la construcción, donde los métodos de construcción son muy rígidos y conservadores y la introducción de un nuevo producto precisa de un gran respaldo basado en la teoría y la experimentación. El usuario final no dispone de los conocimientos suficientes como para comprender el comportamiento del pilote, pero busca que lo que se construya sea seguro y estable,

avalado por una serie de experiencias previas. A todo lo además expuesto se une la poca representación de secciones circulares que hay en las normativas estructurales referencia en el mundo (Eurocódigo 2 [CEN, 2004] y Código Modelo 2010 [FIB, 2012]). Todo esto hace que se genere un déficit de conocimiento que se pretende eliminar con los resultados de esta tesis.

Los principales factores motivadores que llevan a la realización del este proyecto de investigación son:

- La importancia económica de los sistemas de retención de tierras es muy elevada, no solo en España sino en todo el mundo. Según SITE (una de las mayores empresas geotécnicas en España) anualmente se construyen sólo en España alrededor de 10 millones de metros de pilotes en sistemas de retención de tierras. Si en esos metros lineales de pilotes se hubieran dispuesto armaduras asimétricas se hubiera ahorrado aproximadamente hasta el 50 % del acero realmente utilizado
- Valores satisfactorios obtenidos de un tramo de prueba construido en la línea de alta velocidad Sants - La Sagrera en Barcelona, donde se han realizado 5 pilotes de prueba. De media se ahorraron en cada pilote 900 kg de acero (la mitad del armado) sin pérdida de resistencia (incluso mejorando el comportamiento en fisuración y deformación).
- Necesidad del desarrollo de conocimientos teóricos relativos al comportamiento del pilote y del conjunto del muro en estado límite de servicio, con idea de mejorar la confianza de los usuarios del producto. Creación de una prenorma que recoja indicaciones y reglas de cálculo a tener en cuenta durante el diseño de pilotes asimétricos.
- Hoy en día el respeto por el medioambiente es un aspecto muy valorado dentro de cualquier proyecto de ingeniería. La optimización de los materiales que requieren de una gran cantidad de energía para su producción y puesta en obra evita la emisión de CO₂ a la atmósfera y disminuye el daño ambiental. Además la inclusión de hormigones reciclados en este tipo de estructuras tan masivamente utilizadas provocaría un menor impacto medioambiental.
- Determinación de la durabilidad de las pantallas de pilotes asimétricos frente a agentes abrasivos (cloruros) para planificar labores de mantenimiento y/o reparación.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo general

El principal objetivo de la tesis es conocer el comportamiento estructural del pilote asimétrico en servicio a corto y largo plazo. Con ello se pretende verificar la seguridad y eficacia de este tipo de elemento estructural, además de evaluar el ahorro económico y energético (disminución emisiones CO₂) que supone su uso, la introducción de hormigones reciclados y su durabilidad frente a agentes abrasivos frecuentes como son los cloruros.

1.3.2. Objetivos específicos

1. Desarrollos técnicos para lograr que los muros de pilotes asimétricos estén totalmente operativos
 - Conocer el comportamiento estructural del pilote asimétrico a corto plazo.
 - Conocer el comportamiento estructural del pilote asimétrico a largo plazo.
 - Creación de un procedimiento de cálculo de deformaciones de elementos de hormigón armado de sección circular sometidos a flexión.
 - Realización de una prenorma para la colocación de pilotes asimétricos en obra.
2. Evaluación medioambiental. Estudio acerca de la introducción de hormigones reciclados
 - Evaluación de la energía consumida y el CO₂ emitido en la construcción y puesta en obra del producto.
 - Estudio acerca de la posible utilización de hormigón reciclado en pilotes para la reducción del impacto de su construcción.
3. Durabilidad de pantallas de pilotes de armado asimétrico
 - Estudio de durabilidad de pantallas de pilotes en ambientes agresivos (cloruros).
 - Estudio de apertura de fisuras en el trasdós de la pantalla de pilotes.

1.4. Organización del estudio

La presente Tesis Doctoral se ha desarrollado en los siguientes capítulos:

■ Capítulo 2

En este capítulo se presenta de manera resumida la campaña experimental relativa al estudio del comportamiento estructural a corto plazo del pilote asimétrico. Se define un área efectiva de hormigón traccionado aplicable a secciones circulares de hormigón armado con armadura asimétrica. Dicha definición de área efectiva viene a complementar las propuestas en la literatura, generalmente orientadas hacia secciones rectangulares. Además se desarrolla un modelo tensión-deformación del hormigón traccionado que tiene en cuenta el fenómeno de tension stiffening a corto plazo. Dicho modelo está implícito en la formulación del Eurocódigo 2. Finalmente se presentan los resultados de la campaña experimental de corto plazo. Toda la información presentada en este capítulo está ampliamente desarrollada en las publicaciones [Carbonell Márquez et al., 2014, Gil Martín et al., 2016].

■ Capítulo 3

En este capítulo se presenta de manera resumida la campaña experimental relativa al estudio del comportamiento estructural a largo plazo del pilote asimétrico. Se desarrolla un modelo tensión-deformación del hormigón traccionado que tiene en cuenta el fenómeno de tension stiffening a largo plazo. Dicho modelo tiene en cuenta la influencia de la madurez del hormigón en sus características mecánicas, la fluencia y la retracción. Además se presenta la campaña experimental de largo plazo en la que se ensayaron 2 pilotes (uno simétrico y otro asimétrico) durante 3 meses. Finalmente se realiza un análisis de la degradación del efecto de tension stiffening en el tiempo. Toda la información presentada en este capítulo está ampliamente desarrollada en la publicación [Hernández Montes et al., 2017].

■ Capítulo 4

En este capítulo se presenta de una manera resumida la campaña experimental relativa al estudio de la utilización de hormigones reciclados en pilotes asimétricos y su durabilidad. Al comienzo del capítulo se realiza un Análisis de Ciclo de Vida del acero con el objetivo de cuantificar el ahorro energético que se produce al reducir la cantidad de acero empleada en la construcción de pilotes. Después se pasa a la descripción de la campaña experimental donde se estudian las características mecánicas de un hormigón en el cual se han reemplazado los áridos naturales por escorias de acería de horno de arco eléctrico. Además, debido a que

normalmente las pantallas de pilotes están expuestas a agentes externos como pueden ser los cloruros, se estudia la durabilidad de este hormigón frente a la penetración de cloruros en su interior. Toda la información presentada en este capítulo está ampliamente desarrollada en la publicación [Faleschini et al., 2015].

Comportamiento estructural a corto plazo del pilote con armadura asimétrica

El diseño en rotura de secciones de hormigón armado está bien establecido en la literatura [Tomás and Alarcón, 2012, Jin Keun and Sang Soon, 2000]. Recientes avances como el uso de diagramas de armado a flexión o RSD (Reinforcement Sizing Diagrams) [Hernández Montes et al., 2005], la definición de dominios óptimos [Aschheim et al., 2007] y el teorema de la sección óptima de armado [Hernández Montes et al., 2008] han contribuido al mejor entendimiento de los métodos tradicionales como el de Whitney [Nawy, 2003].

En el diseño tradicional de elementos estructurales de hormigón armado de sección circular (tanto columnas como pilotes) se considera un armado longitudinal compuesto por barras del mismo diámetro espaciadas uniformemente (pilote simétrico), como se puede comprobar en el programa de cálculo de secciones IECA 3.0 [Corres Peiretti et al.,]. Los pilotes con armadura asimétrica o pilotes asimétricos [Gil Martín et al., 2010, Hernández Montes et al., 2010] son un nuevo elemento estructural aplicable a muros de retención de tierras. El trabajo presentado en [Gil Martín et al., 2010] permite el uso de barras de armado de diferente diámetro y espaciado, minimizando el armado longitudinal necesario en el diseño de secciones circulares de hormigón armado a rotura.

A pesar de todo lo anterior, el estudio del comportamiento estructural de secciones circulares de hormigón armado atendiendo a su fisuración y deformación no está del todo desarrollado (más si cabe en secciones con armado asimétrico). En esta tesis doctoral se pretende estudiar el comportamiento estructural a corto plazo de diferentes configuraciones de armado de secciones circulares, centrándose en su deformación y fisuración. Además, se estudiará el efecto que puede tener un posible error de colocación en obra.

Para una mayor información acerca de los contenidos de este capítulo se pueden consultar las publicaciones [Carbonell Márquez et al., 2014, Gil Martín et al., 2016] reproducidas en los anexos A y C de la presente tesis.

2.1. Diseño de pilotes asimétricos

El diseño de pilotes tanto simétricos como asimétricos es como el de cualquier elemento estructural. El Eurocódigo 2 [CEN, 2004] recoge el método de los Estados Límite, que es el que se va a utilizar en este trabajo. A continuación se estudiará el Estado Límite Último de flexión y el Estado Límite de Servicio de deformaciones a corto plazo y fisuración de ambos tipos de pilotes.

2.1.1. Propiedades de los materiales

Se adopta el modelo tensión-deformación bilineal para el acero. El modelo de tensión-deformación utilizado para el hormigón no fisurado es el propuesto por el Eurocódigo 2 [CEN, 2004]. En el caso de hormigón fisurado se emplea el modelo tensión deformación propuesto en [Hernández Montes et al., 2013a]:

$$\sigma_{cTS}(\epsilon) = \begin{cases} 0 & \text{if } \epsilon < -\epsilon_y \\ \frac{\sigma_{cTS}(\epsilon_{ap})}{\epsilon_y + \epsilon_{ap}}(\epsilon + \epsilon_y) & \text{if } -\epsilon_y \leq \epsilon < \epsilon_{ap} \\ \frac{\rho_{eff}}{2} E_s |\epsilon| - \sqrt{\left(\frac{\rho_{eff}}{2} E_s |\epsilon|\right)^2 + f_{ctm}^2 (1 + n\rho_{eff})} & \text{if } \epsilon_{ap} \leq \epsilon < \epsilon_{ctm} \end{cases} \quad (2.1)$$

Siendo $n = E_s / E_c$ y $\rho_{eff} = A_{st} / A_{c,eff}$ ($A_{c,eff}$ = área efectiva de hormigón traccionado y A_{st} = área de acero traccionado). La definición de este área efectiva es de gran importancia, y en la literatura hay muy pocos trabajos acerca del área efectiva para secciones circulares.

2.1.2. Área efectiva de hormigón traccionado para secciones circulares

Como se ha comentado anteriormente, en la literatura aparecen muy pocos trabajos acerca de la definición de $A_{c,eff}$ para secciones circulares. Uno de estos trabajos es el desarrollado por Wiese et al. [Wiese et al., 2004] donde se estudiaron secciones circulares simétricamente armadas. Los autores idealizaron el armado de la sección como un anillo

continuo con un cierto espesor y propusieron un área de tension stiffening con forma de banda circular situada en el área traccionada de la sección. El ancho de esta banda es $2.5(R-R_{int})$, donde R es el radio de la sección y R_{int} el radio del círculo definido por los centroides de las barras longitudinales (ver Figura 2.1).

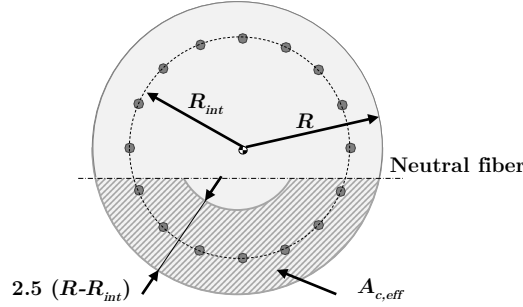


Figura 2.1: Área efectiva de hormigón traccionado propuesta en [Wiese et al., 2004]. Extraído de [Gil Martín et al., 2016]

En este trabajo se propone un área efectiva de hormigón traccionado aplicable a secciones circulares simétrica y asimétricamente armadas [Carbonell Márquez et al., 2014]. Dicha área efectiva ha sido validada por ensayos a corto y a largo plazo [Gil Martín et al., 2016, Hernández Montes et al., 2017]. La formulación por la cual se obtiene la geometría de $A_{c,eff}$ se determinó imponiendo que el diagrama momento-curvatura ($M - \phi$) obtenido a través de la integración de los modelos tensión-deformación de los materiales comentados anteriormente fuese igual al obtenido a través de la fórmula de interpolación del Eurocódigo 2 [CEN, 2004].

El área efectiva se sitúa en la parte traccionada de la sección transversal (por debajo de la fibra neutra cuya deformación es $\epsilon_{ctm} = f_{ctm}/E_c$). Dicha área tiene forma de banda circular de ancho $h_{c,eff}$ y está dividida por el círculo que une el centro de gravedad de las barras en dos partes: interior $h_{c,effint}$ y exterior $h_{c,effext}$ (ver Figura 2.2).

Las expresiones para calcular la geometría del área eficaz propuesta son las siguientes:

$$\begin{aligned} h_{c,effint} &= h_{c,eff} \frac{TSz_{top}}{TSz} \leq R_{int} \\ h_{c,effext} &= h_{c,eff} - h_{c,effint} \end{aligned} \quad (2.2)$$

Para armado simétrico:

$$h_{c,eff} = \frac{1}{R^{4/3}} (-1,765R^2 + 11,343Rx - 9,375x^2) \quad (2.3)$$

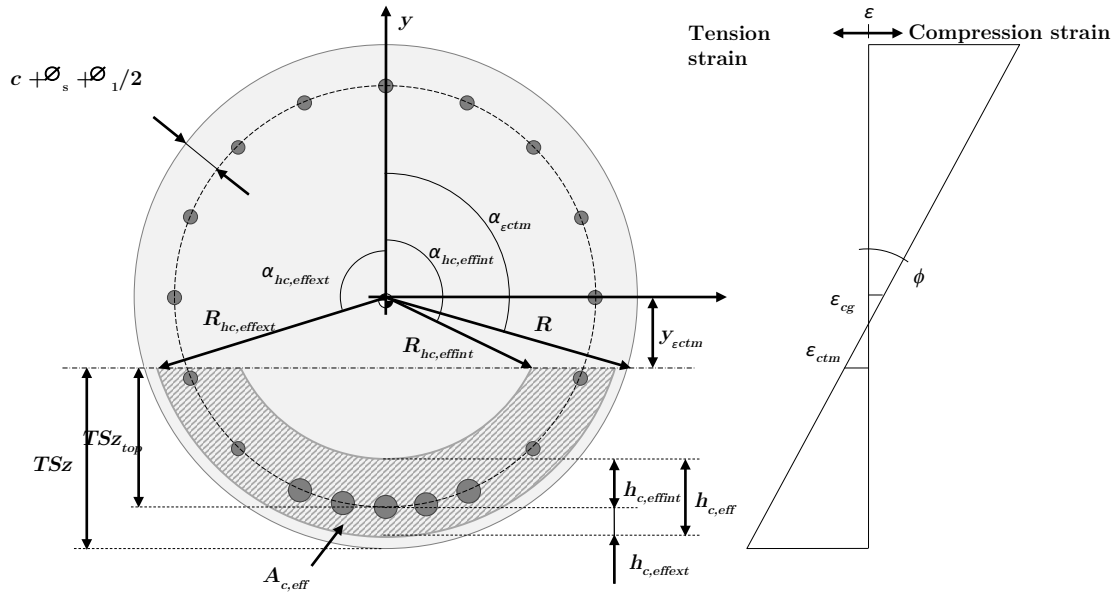


Figura 2.2: Área efectiva de hormigón traccionado. Extraído de [Carbonell Márquez et al., 2014]

Para armado asimétrico

$$h_{c,eff} = \frac{1}{R^{4/3}}(-1,117R^2 + 8,657Rx - 7,132x^2) \quad (2.4)$$

En las Ecuaciones 2.2 - 2.4 los valores de $h_{c,eff}$, R y x (profundidad de la fibra neutra) han de ser introducidos en mm.

2.1.3. Cálculo de diagramas $M - \phi$

Los diagramas Momento-Curvatura $M - \phi$ se obtienen imponiendo equilibrio en la sección transversal del elemento estructural en cuestión. Asumiendo la hipótesis de las secciones planas (toda sección plana permanece plana tras la deformación) y que la deformación del acero es la misma que la del hormigón situado en la misma fibra de la sección (no se produce deslizamiento de la armadura), la deformación en cualquier fibra de la sección es la siguiente:

$$\epsilon(y, \epsilon_{cg}, \phi) = \epsilon_{cg} + y\phi \quad (2.5)$$

donde ϵ_{cg} es la deformación del centro de gravedad de la sección bruta y y es la coordenada vertical de cada fibra respecto al centroide de la sección, ver Figura 2.2. La ecuación 2.5 se puede expresar en términos del ángulo α que define la posición de cada fibra respecto al eje vertical y principal de inercia de la sección (ver Figura 2.2), para $x \leq 2R$, como:

$$\epsilon(\alpha, \epsilon_{cg}, \phi) = \epsilon_{cg} + \phi R \cos(\alpha) \quad (2.6)$$

En este trabajo las deformaciones, tensiones y fuerzas de compresión y los momentos flectores que provocan compresión en la fibra superior de la sección son considerados positivos.

Definiendo el ángulo α_{ectm} como el ángulo que localiza la fibra cuya deformación es igual a la de fisuración del hormigón ϵ_{ctm} , (ver Figura 2.2), el equilibrio de la sección transversal viene dado por las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned} N &= 2 \int_0^{\alpha_{ectm}} (R \sin(\alpha))^2 \sigma_c(\alpha, \epsilon_{cg}, \phi) d\alpha + \int_{A_{c,eff}} \sigma_{cTS}(\alpha, \epsilon_{cg}, \phi) dA + \sum_j A_{\emptyset j} \sigma_s(y_j, \epsilon_{cg}, \phi) \\ M &= \int_0^{\alpha_{ectm}} R^3 \sin^2(\alpha) \cos(\alpha) \sigma_c(\alpha, \epsilon_{cg}, \phi) d\alpha + \int_{A_{c,eff}} \sigma_{cTS}(\alpha, \epsilon_{cg}, \phi) y dA \\ &+ \sum_j A_{\emptyset j} \sigma_s(y_j, \epsilon_{cg}, \phi) y_j \end{aligned} \quad (2.7)$$

donde $A_{\emptyset j}$ y y_j son el área transversal y la coordenada vertical respecto al centro del círculo de cada una de las barras que componen la armadura longitudinal. En el equilibrio de la sección se utilizan los modelos de tensión-deformación del hormigón no fisurado $\sigma_c(\epsilon)$, fisurado $\sigma_{cTS}(\epsilon)$ y del acero $\sigma_s(\epsilon)$ comentados en el apartado 2.1.1.

2.1.4. Influencia de la retracción en el diagrama $M - \phi$

Debido a la asimetría del armado del pilote asimétrico se produce una restricción de la retracción donde se concentra el armado, dando lugar a una curvatura adicional. Este efecto se tiene en cuenta en el diagrama $M - \phi$ trasladando el propio diagrama como proponen Gilbert y Ranzi en [Gilbert and Ranzi, 2011] (ver Figura 2.3). En la

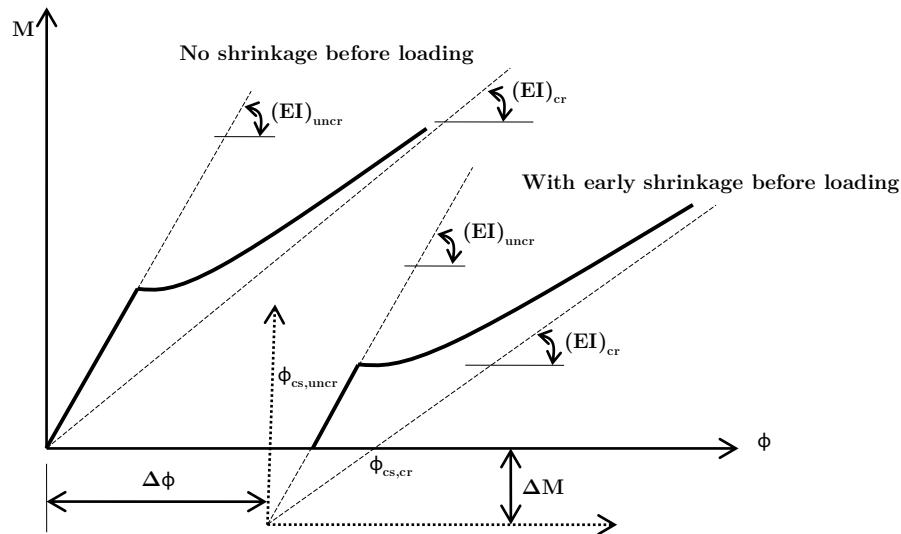


Figura 2.3: Efecto de la retracción en el diagrama $M - \phi$ a corto plazo. Extraído de [Gil Martín et al., 2016]

Figura 2.3 el subíndice “uncr” se refiere a la sección sin fisurar mientras que el subíndice “cr” se refiere a la sección totalmente fisurada.

En la Figura 2.3 se adoptaron los valores propuestos en [Gilbert and Ranzi, 2011]:

$$\Delta\phi = \frac{\phi_{cs,uncr}I_{uncr} - \phi_{cs,cr}I_{cr}}{I_{uncr} - I_{cr}}$$

$$\Delta M = (\phi_{cs,uncr} - \Delta\phi)(EI)_{uncr}$$

$$\phi_{cs,uncr} = \epsilon_{cs}n\frac{S}{I_{uncr}}$$

$$\phi_{cs,cr} = \epsilon_{cs}n\frac{S}{I_{cr}}$$

siendo:

$\phi_{cs,uncr}$ Curvatura inducida por la retracción en la sección no fisurada (para una carga aplicada igual a 0)

$\phi_{cs,cr}$ Curvatura inducida por la retracción en la sección fisurada (para una carga aplicada igual a 0)

ϵ_{cs} Deformación de retracción libre (calculada de acuerdo con [CEN, 2004])

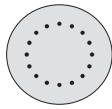
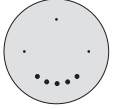
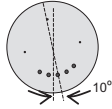
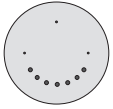
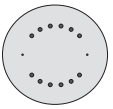
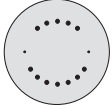
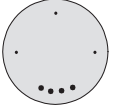
n Coeficiente de equivalencia, definido como E_s/E_c

I_{uncr} , I_{cr} Son los momentos de inercia respecto al centroide de la sección homogeneizada compuesta por el área de hormigón A_c más el área de acero multiplicada por n para los casos de no fisuración y fisuración completa, respectivamente. En el caso de la sección completamente fisurada solamente se considera la porción de hormigón comprimido.

2.2. Campaña experimental pilotes corto plazo

Se ensayaron 10 pilotes en la campaña experimental de corto plazo. Todos los especímenes tenían una sección transversal de diámetro $R = 400$ mm y el acero empleado fue B-500-S. Dos pilotes tenían una longitud de 3 m y los restantes 8 tenían una longitud de 4 m (los 2 pilotes cortos están identificados con -I en la tabla 2.1). La geometría y las características mecánicas de cada uno de los pilotes ensayados se pueden ver en la tabla 2.1.

Tabla 2.1: Geometrical and mechanical characteristics of the tested piers

Especimen	T1-II T7-II T9-I	A2-II A5-II	A8-II	A6-II	A3-II	A4-II	A10-I
Armado longitudinal	16Ø16	5Ø16+3Ø10	5Ø16+3Ø10 (girado 10°)	7Ø16+3Ø12	6Ø16+2Ø10 +6Ø16	7Ø16+2Ø12 +5Ø16	4Ø20+3Ø10
s_l (mm)	3217 mm ²	1241 mm ²	1241 mm ²	1643 mm ²	2570 mm ²	26390 mm ²	1492 mm ²
M_u (kN m)	48.3	41	41	41	41	41	45
Armado transversal (cercos)	142	110.3	109.5	133	129.5	145	110.3
	Ø10	Ø10	Ø10	Ø10	Ø10	Ø10	Ø10
	a	a	a	a	a	a	a
	200 mm	150 mm	150 mm	150 mm	150 mm	150 mm	150 mm
f_{cm} (MPa)	34.8	31.2	31.2	31.2	34.8	34.8	34.7
M (kN m) for which $\sigma_c \approx 0,4f_{cm}$	60	55	60	60	61	54	56
f_y (MPa)	582	582 para Ø16 598 para Ø10	582 para Ø16 598 para Ø10	582 para Ø16 518 para Ø12	582 para Ø16 598 para Ø10	582 para Ø16 518 para Ø12	502 para Ø20 598 para Ø10
Recubrimiento hormigón (mm)	59	59	59	59	59	59	50
Sketch							

s_l es la distancia entre los centros de las barras longitudinales, medida a lo largo de la circunferencia.

En el caso de armado tradicional se corresponde con la distancia entre las barras y en el caso de armado asimétrico a la distancia entre las barras de mayor grosor

Todos los pilotes se ensayaron en flexión en 4 puntos hasta la rotura (ver Figura 2.5). La distancia desde el punto de aplicación de cargas a los apoyos fue de 1 m en todos los ensayos. Se midió la deflexión en centro de vano y en apoyos para detectar posibles asientos de estos últimos.

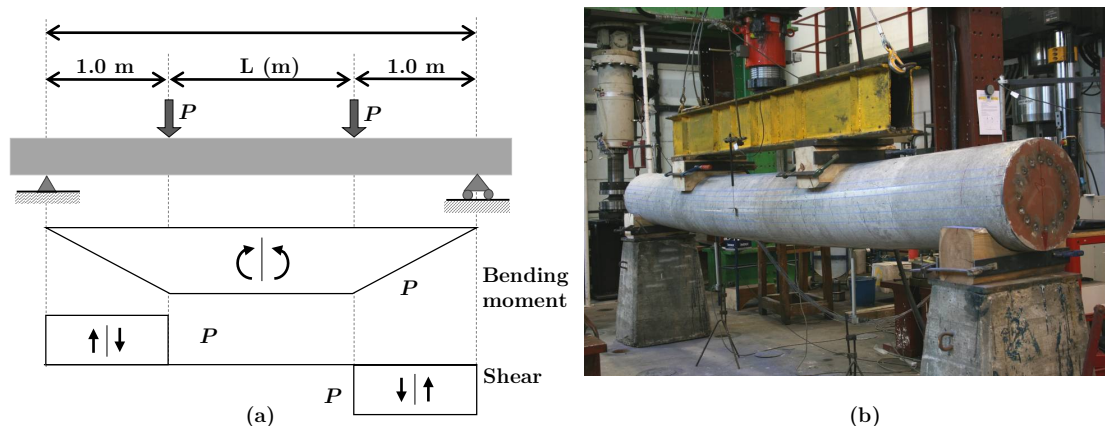


Figura 2.4: Ensayos de flexión a 4 puntos: (a) esquema de la introducción de cargas; (b) espécimen T1-II durante el ensayo. Extraído de [Gil Martín et al., 2016]

Se ensayó a tracción el acero B-500-S utilizado en los ensayos para obtener la ley tensión-deformación real y comprobar que el modelo bilineal del acero era adecuado o no (ver Figura 2.5). Como todas las deformaciones medidas fueron menores que 0.01 se tomó el modelo bilineal como bueno. La tensión de cedencia del acero empleada fue la suministrada por el fabricante.

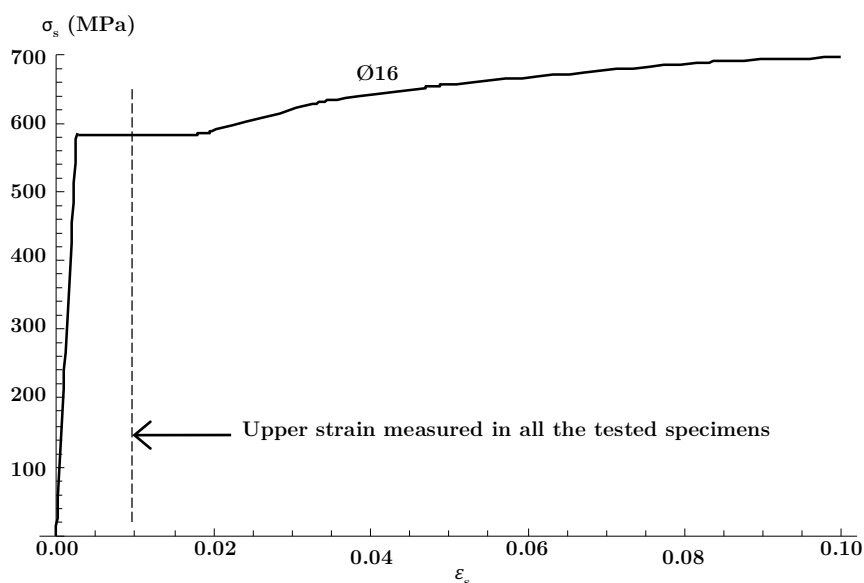


Figura 2.5: Curva tensión-deformación de las barras de diámetro 16 mm utilizadas en los ensayos. Extraído de [Gil Martín et al., 2016]

Como se puede ver en la tabla 2.1 se ensayaron 3 pilotes simétricos, dos de ellos de 4 m de longitud (T1-II y T7-II) y uno de 3 m (T9-I). El armado simétrico consistió en 16 Ø 16 (16 barras de diámetro 16) espaciadas uniformemente a lo largo de la circunferencia.

Los 7 pilotes restantes tenían armadura asimétrica. Los pilotes A2-II, A5-II, A6-II y A10-I tienen el armado longitudinal concentrado en una parte de la sección, variando el área de armado total. Los especímenes A2-II y A5-II son idénticos, la única diferencia entre ellos fue la humedad durante el ensayo. Se construyó también el espécimen A8-II idéntico a los especímenes A2-II y A5-II pero en este caso introduciendo un giro de 10° en el armado simulando un error de puesta en obra. Por último, los especímenes A3-II y A4-II tenían un armado asimétrico concentrado en las caras opuestas de la sección. Este tipo de configuración de armado se suele utilizar en ciertas construcciones donde pueden aparecer momentos positivos y negativos.

2.3. Resultados experimentales

En este apartado se presentan los resultados relativos a la campaña denominada de corto plazo.

2.3.1. Deflexión en centro de vano

La deflexión en centro de vano a lo largo de todo el ensayo se midió con LVDT's. Además se colocaron 20 galgas extensométricas en las barras de acero para medir la deformación de éstas y comprobar que se cumple la hipótesis de las secciones planas (ver Figura 2.6).

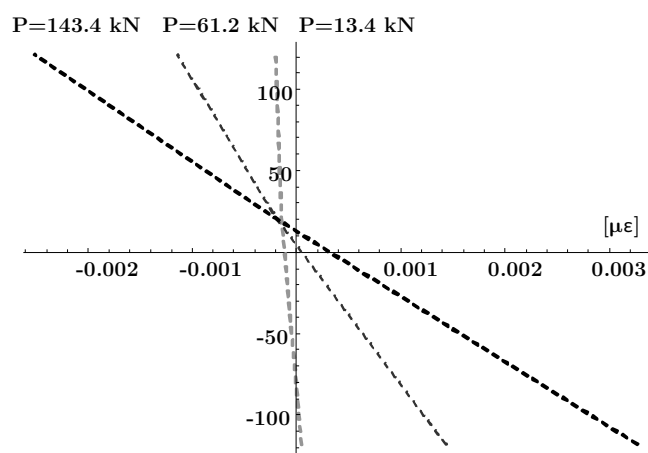
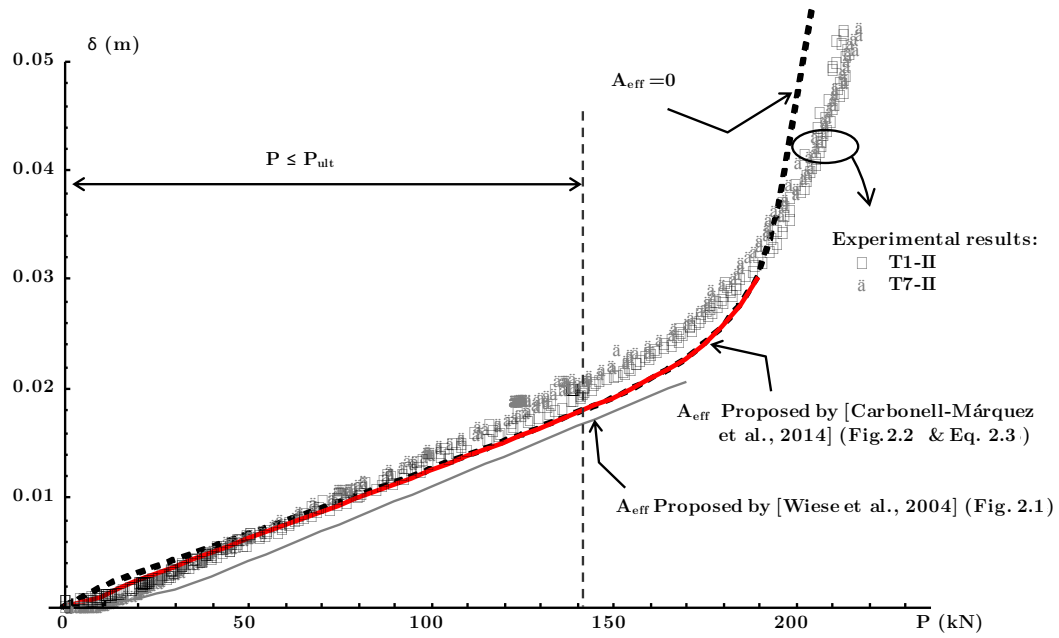


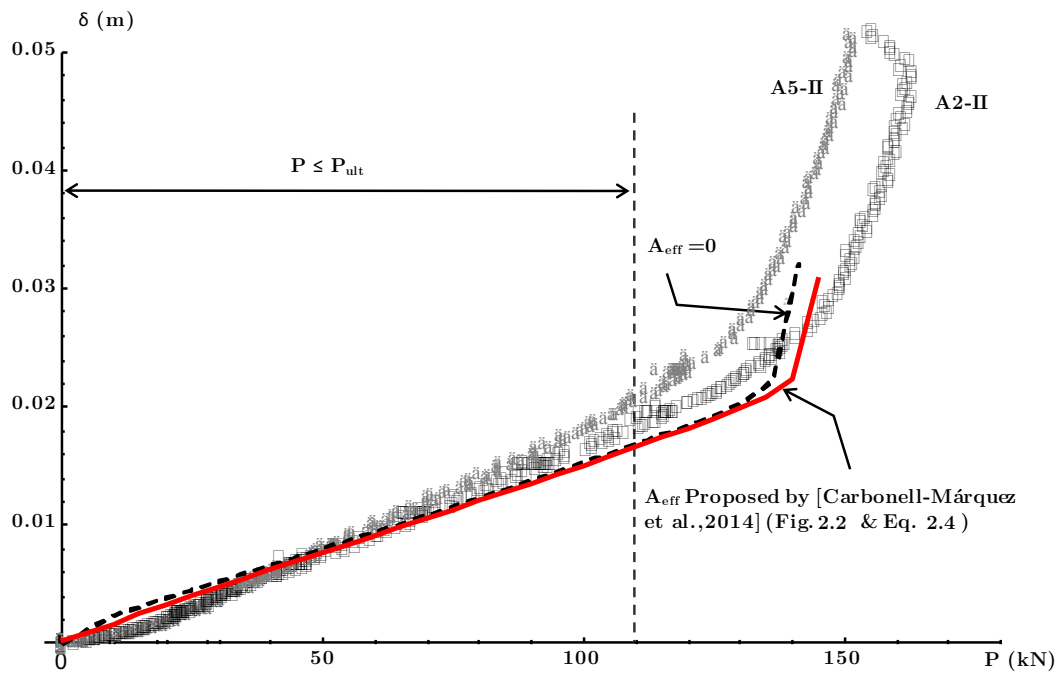
Figura 2.6: Deformación de la sección transversal estimada a través de las medidas de diversas galgas para tres valores distintos de carga aplicada en el espécimen A8-II. Extraído de [Gil Martín et al., 2016]

Las Figuras 2.7a-d muestran el valor de la deflexión en centro de vano registrado durante los ensayos y los correspondientes valores estimados obtenidos mediante la

integración de los correspondientes diagramas momento-curvatura para cada uno de los especímenes.



(a)



(b)

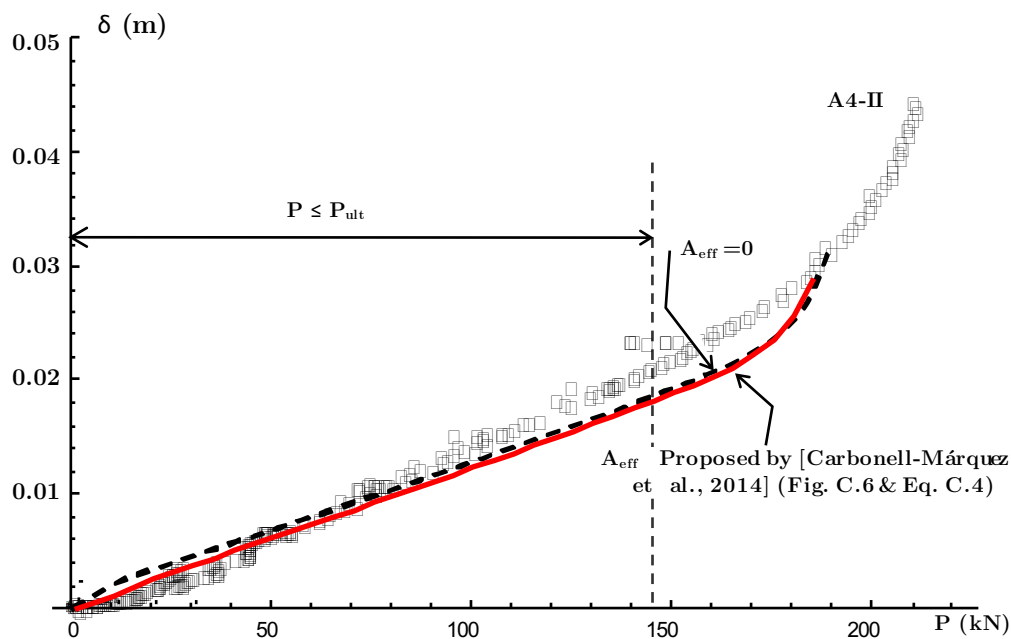
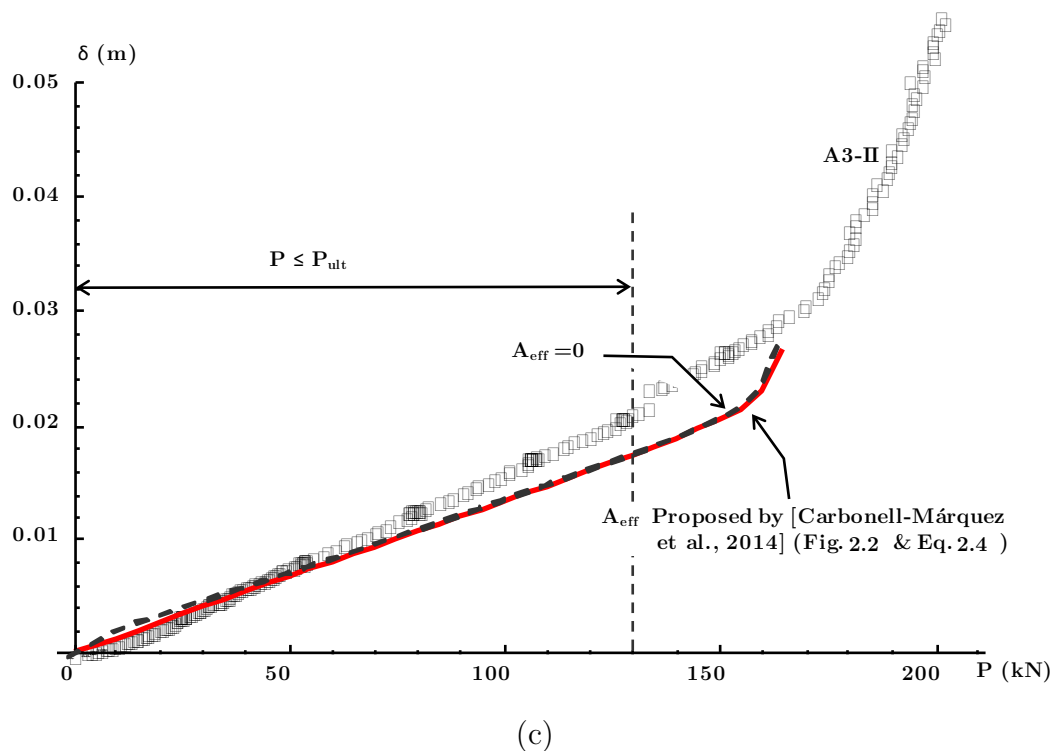


Figura 2.7: Deflexión en centro de vano medida y calculada durante el ensayo de flexión en 4 puntos. (a) Especímenes T1-II y T7-II; (b) Especímenes A2-II y A5-II; (c) Especimen A3-II; (d) Especimen A4-II. Extraído de [Gil Martín et al., 2016]

La Figura 2.7a representa la deflexión en centro de vano en función de la carga aplicada en los casos de armado simétrico. Se puede comprobar que los valores estimados

calculados con la formulación propuesta en este trabajo ([Carbonell Márquez et al., 2014]) dan lugar a unos valores más cercanos a los experimentales que los obtenidos mediante la aplicación de $A_{c,eff}$ propuesta en [Wiese et al., 2004]. En esta figura también se muestra la deflexión obtenida haciendo nulo el efecto de tension stiffening (línea punteada). Estos resultados muestran que el aporte del tension stiffening es significativo al comienzo del ensayo, pero tiende a desaparecer al final del ensayo conforme la carga va aumentando.

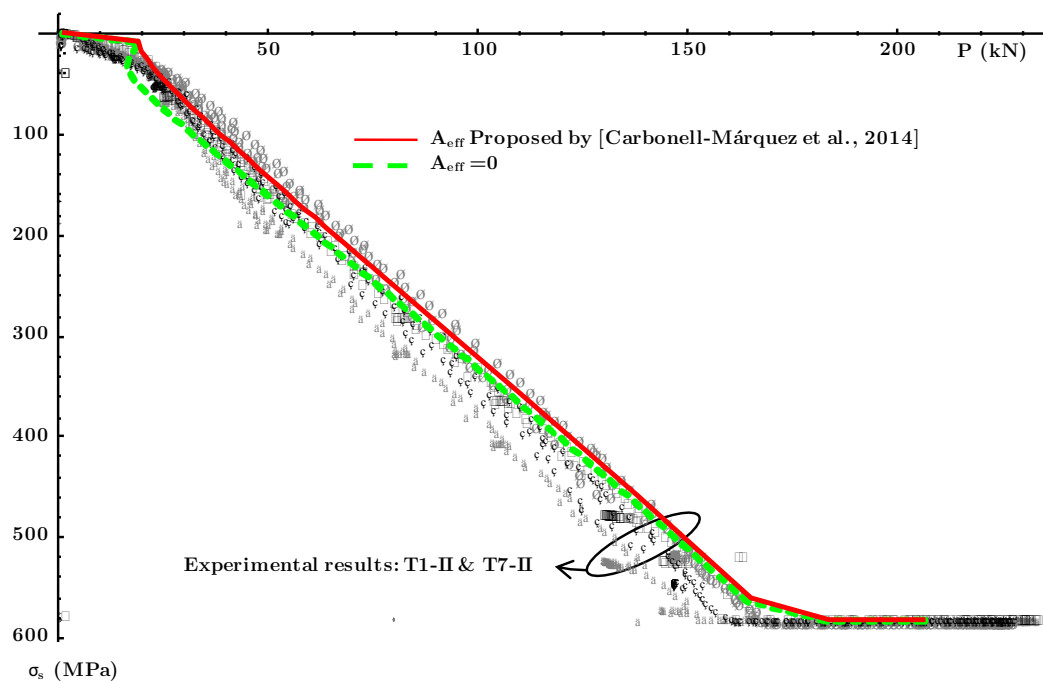
Las Figuras 2.7b-d muestran los resultados correspondientes a los especímenes asimétricos. Todas las figuras muestran un buen ajuste entre los valores experimentales y teóricos. Al igual que en el caso anterior (y parece que como comportamiento general) la influencia del tension stiffening puede despreciarse para valores de carga P mayores que $1/3 P_{ult}$.

2.3.2. Estado de tensiones

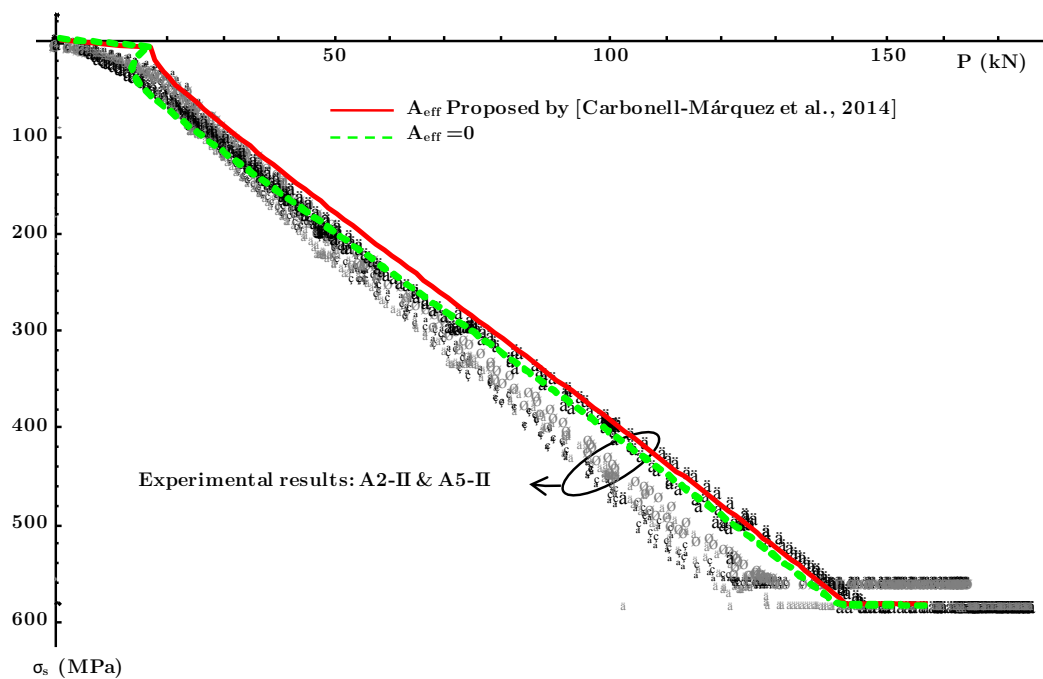
Los valores de la tensión de la barra más traccionada durante el ensayo se ajustaron bastante a los valores teóricos previamente calculados (ver Figura 2.8). Todas las lecturas de las galgas que aparecen en la Figura 2.8 se encuentran situadas en la porción del espécimen sometida a un momento flector constante. La Figura 2.8 muestra las tensiones calculadas considerando el área efectiva propuesta en [Carbonell Márquez et al., 2014] y despreciando el efecto de tension stiffening. Resulta evidente que si $A_{c,eff} = 0$, la tensión en el acero aumenta drásticamente cuando se alcanza el momento de fisuración ya que el hormigón traccionado deja de colaborar justo en ese instante. Sin embargo, para valores de carga superiores a $P_{max}/3$ ambos modelos (considerando y obviando el efecto del tension stiffening) dan lugar a resultados similares.

2.3.3. Ancho de fisura

Durante los ensayos se midió manualmente la evolución de los anchos de fisura. El ancho de grieta característico (w_k) se calculó utilizando la formulación propuesta por el Eurocódigo 2 [CEN, 2004] para el caso de carga a corto plazo. Los resultados presentados en la Figura 2.9 muestran que el ancho de grieta calculado tiene una tendencia similar al obtenido experimentalmente. Cabe destacar que la formulación propuesta por el Eurocódigo 2 sobreestima el ancho de grieta en el caso de los pilotes asimétricos ensayados, ajustándose bien en los casos de pilotes simétricos.

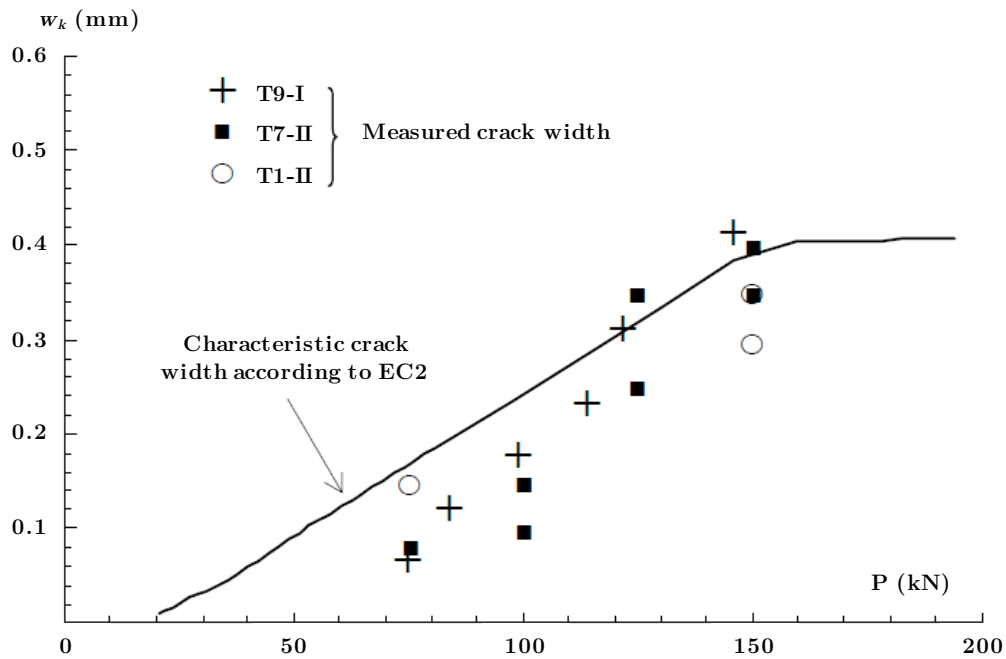


(a)

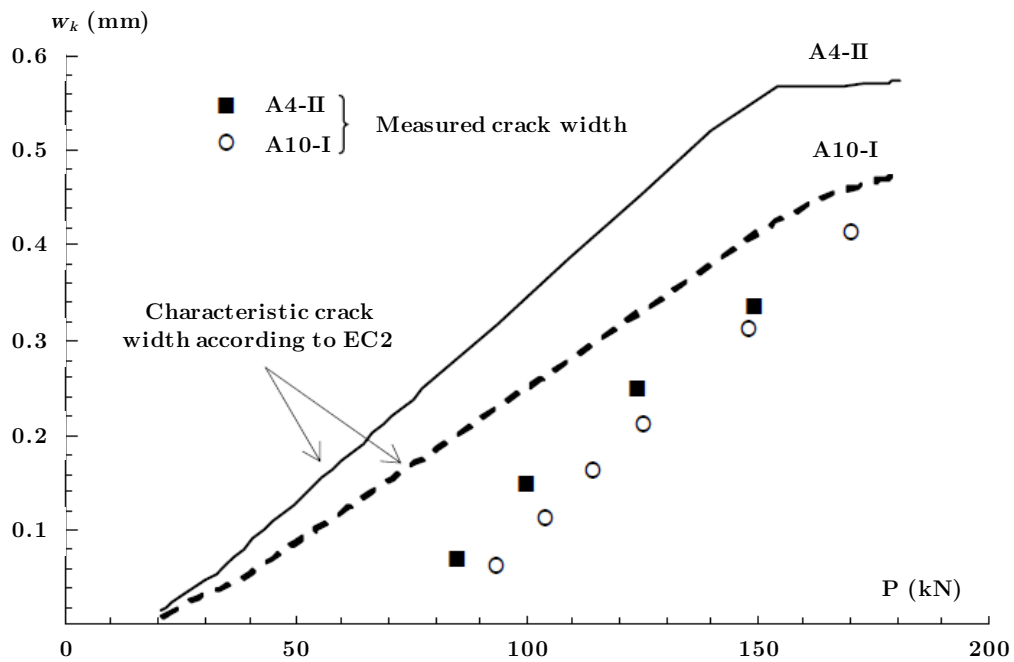


(b)

Figura 2.8: Valores experimentales y teóricos de la tensión de la barra más traccionada. (a) Especímenes T1-II y T7-II; (b) Especímenes A2-II y A5-II. Extraído de [Gil Martín et al., 2016]



(a)



(b)

Figura 2.9: Ancho de grieta característico obtenido aplicando el Eurocódigo 2 y anchos de grieta medidos durante los ensayos. (a) Pilotes simétricos: especímenes T1-II, T7-II y T9-I; (b) Pilotes asimétricos: especímenes A4-II y A10-I. Extraído de [Gil Martín et al., 2016]

Comportamiento estructural a largo plazo del pilote con armadura asimétrica

En este capítulo se pretende estudiar el comportamiento en servicio a largo plazo del pilote asimétrico en comparación con el simétrico. Para ello se realizó una campaña experimental a largo plazo en la cual se ensayaron dos especímenes (uno con armadura simétrica y otro con armadura asimétrica) en flexión a cuatro puntos durante 3 meses. La carga durante todo el tiempo de ensayo permaneció constante.

3.1. Cálculo de deformaciones de elementos de hormigón armado

La deformación de elementos de hormigón armado sometidos a flexión se puede obtener a través de distintos procedimientos. Uno de ellos es la realización de un experimento a escala real o reducida del elemento estudiado. Es una opción que conlleva un mayor tiempo y coste económico, pero en algunos casos es necesaria para la validación de otros métodos. Otros procedimientos están basados en la integración numérica de la curvatura a lo largo de la longitud del elemento estructural en cuestión. En este trabajo se plantean dos métodos de este tipo. El primero de ellos se basa en la obtención de los diagramas momento-curvatura a través de la fórmula de interpolación del Eurocódigo 2 [CEN, 2004]. El segundo se basa en la resolución de las ecuaciones de equilibrio para obtener dichos diagramas momento-curvatura. A continuación se detallan ambos procedimientos.

3.1.1. Cálculo de deformaciones de elementos de hormigón armado a través de la interpolación entre los estados no fisurado y totalmente fisurado

En este caso se utiliza la fórmula de interpolación del Eurocódigo 2 [CEN, 2004] entre secciones sin fisurar y totalmente fisuradas:

$$\alpha = \xi\alpha_{II} + (1 - \xi)\alpha_I \quad (3.1)$$

En la Ecuación 3.1 α es el parámetro de deformación considerado (deflexión, deformación o curvatura) cuando la sección ha fisurado. A su vez α_I y α_{II} son, respectivamente, los valores del parámetro calculado para sección sin fisurar y completamente fisurada y ξ es un coeficiente de distribución que tiene en cuenta el efecto de tension stiffening y viene dado por la siguiente expresión:

$$\xi = 1 - \beta \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \quad (3.2)$$

donde σ_s es la tensión en la armadura de tracción calculada suponiendo la sección fisurada y σ_{sr} es la tensión en la armadura de tracción calculada suponiendo la sección fisurada bajo las condiciones de carga que producen la primera fisura. El coeficiente β de la Ecuación 3.2 tiene en cuenta la fisuración inducida por la retracción y la reducción del tension stiffening en el tiempo [Gilbert, 2013]. El Eurocódigo 2 [CEN, 2004] propone dos valores para β dependiendo de la duración de la carga y la repetición de la misma, siendo $\beta = 1$ para una carga de corta duración y $\beta = 0.5$ para cargas sostenidas o muchos ciclos de cargas repetidas.

De acuerdo con el Eurocódigo 2, en flexión el ratio σ_{sr}/σ_s de la Ecuación 3.2 puede ser cambiado por M_{cr}/M , donde M_{cr} es el momento de fisuración y M el máximo momento aplicado correspondiente al tiempo en el cual se evalúa la deflexión. De esta forma, el diagrama $M - \phi$ (momento-curvatura) implícito en [CEN, 2004] se obtiene reemplazando en las Ecuaciones 3.1 y 3.2 α por ϕ :

$$\phi = \left(1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^2 \right) \phi_{cr} + \beta \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^2 \phi_{uncr} \quad (3.3)$$

Al igual que en el caso de corto plazo, el diagrama $M - \phi$ resultante de la Ecuación 3.3 debe trasladarse tanto vertical como horizontalmente para tener en cuenta la influencia de la retracción (ver Figura 2.3).

3.1.2. Cálculo de deformaciones de elementos de hormigón armado a través de la integración de los modelos tensión-deformación de los materiales

En este procedimiento se obtiene el diagrama $M - \phi$ imponiendo las ecuaciones de equilibrio en la sección. Para ello es necesaria la definición de los modelos tensión-deformación de los materiales involucrados (hormigón y acero). El comportamiento medio del hormigón traccionado en una región fisurada se representa mediante un modelo tensión-deformación a largo plazo marcado por el efecto del tension stiffening. Dicha formulación no es aplicable a toda el área de hormigón fisurado traccionado, sino a cierta región denominada área efectiva de hormigón traccionado $A_{c,eff}$. Esta área de hormigón rodea a la armadura traccionada ya que el fenómeno de tension stiffening está relacionado con la adherencia entre las barras de acero y el hormigón. Finalmente se impone equilibrio en la sección. A continuación se pasa a detallar cada uno de los pasos.

3.1.2.1. Modelos de los materiales

Al igual que en el caso de corto plazo, el modelo de tensión-deformación utilizado para el acero es el bilineal. Se omitió el efecto del tiempo en las características mecánicas del acero.

El modelo del hormigón comprimido es el propuesto por el Eurocódigo 2 [CEN, 2004] pero introduciendo el efecto del envejecimiento del hormigón, la retracción y la fluencia. En general el diseño de estructuras de hormigón armado se basa en las características del hormigón a los 28 días. El Eurocódigo 2 propone la siguiente expresión para el cálculo de la resistencia media a compresión del hormigón en el tiempo para 20°C:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t)f_{cm} \quad (3.4)$$

donde t es la edad del hormigón en días, f_{cm} es la resistencia media a compresión a los 28 días y $\beta_{cc}(t)$ es un coeficiente que viene dado por:

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left[s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right] \quad (3.5)$$

donde s es un coeficiente que depende del tipo de cemento (0.25 para cementos normales). El valor medio de la resistencia a tracción del hormigón afectado por el tiempo es el siguiente [CEN, 2004]:

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^\alpha f_{ctm} \quad (3.6)$$

donde $\beta_{cc}(t)$ viene dado por la Ecuación 3.5 y α es un coeficiente que depende de la edad del hormigón ($\alpha = 1$ para $t < 28$ y $\alpha = 2/3$ para $t \geq 28$).

El efecto de la fluencia se incluye tal y como se propone en [CEN, 2004], considerando el módulo de elasticidad efectivo correspondiente a un tiempo t dado por:

$$E_{cm,eff} = \frac{(\beta_{cc}(t))^{0,3} E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} \quad (3.7)$$

siendo E_{cm} el módulo de elasticidad del hormigón a los 28 días, $\beta_{cc}(t)$ el coeficiente dado por la Ecuación 3.5 y $\varphi(t, t_0)$ el coeficiente de fluencia (calculado de acuerdo con [CEN, 2004]).

3.1.2.2. Área efectiva para secciones circulares simétrica y asimétricamente armadas

El área efectiva de hormigón traccionado utilizada en esta tesis es la propuesta en [Carbonell Márquez et al., 2014] (ver Figura 2.2).

Además, en este trabajo se ha considerado una definición más sencilla de área efectiva de hormigón traccionado para secciones circulares asimétricamente armadas. Esta definición de $A_{c,eff}$ es similar a la propuesta por [CEN, 2004] para vigas, ya que debido a la disposición asimétrica del armado del pilote asimétrico éste se parece bastante al de una viga sometida a flexión positiva. Dicha área efectiva tiene forma de segmento circular cuya altura es:

$$h_{c,eff} = \text{Min} \begin{cases} 2,5h_1 \\ R \\ (2R - x_{cr})/3 \end{cases} \quad (3.8)$$

En la ecuación anterior h_1 es la distancia que define la posición del centro de gravedad de la armadura traccionada y x_{cr} es la profundidad de la fibra neutra correspondiente al momento de fisuración M_{cr} [Gil Martín et al., 2015].

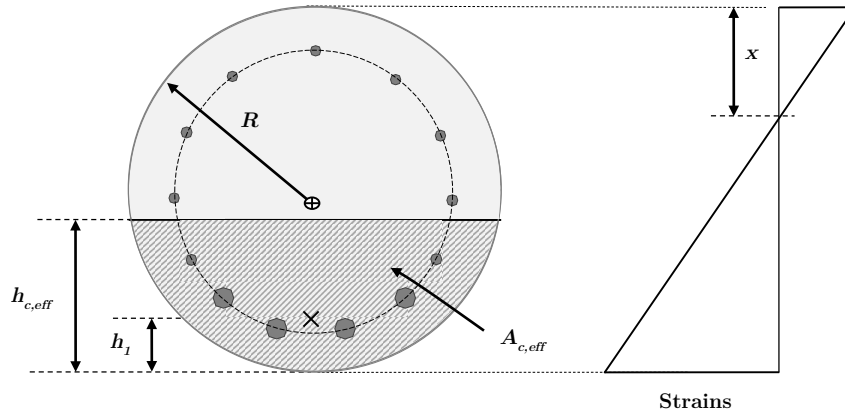


Figura 3.1: Área efectiva de hormigón traccionado para secciones circulares con armado asimétrico

En este trabajo se van a comparar distintas definiciones de $A_{c,eff}$: para secciones simétricas las propuestas en [Wiese et al., 2004, Carbonell Márquez et al., 2014] y para secciones asimétricas las propuestas en [Carbonell Márquez et al., 2014, Gil Martín et al., 2015].

3.1.2.3. Modelo de tension stiffening para largo plazo

Hernández-Montes et al. [Hernández Montes et al., 2013a] propuso un modelo de tension stiffening implícito en el Eurocódigo 2 (Ecuación 3.1). La tensión media del hormigón tras su fisuración viene dada en función de la deformación media ($\sigma_{cTS}(\epsilon)$). Tomando como criterio de signos que las tensiones y deformaciones de tracción son negativas, el modelo de tension stiffening propuesto en [Hernández Montes et al., 2013a] es el siguiente:

$$\sigma_{cTS}(\epsilon) = \frac{\rho}{2} E_s |\epsilon| - \sqrt{\left(\frac{\rho}{2} E_s |\epsilon|\right)^2 + \beta f_{ctm}^2 (1 + n\rho)} \quad (3.9)$$

El efecto de largo plazo se introduce en el diagrama $M - \phi$ a través del parámetro β de la Ecuación 3.7. Como se ha comentado anteriormente, el Eurocódigo 2 [CEN, 2004] propone un valor de $\beta = 1$ para cargas de corta duración (corto plazo) y $\beta = 0.5$ para cargas sostenidas o muchos ciclos de cargas repetidas. Resulta sorprendente que, a pesar de la complejidad de los factores involucrados en el valor de β [Gilbert and Ranzi, 2011] (duración de la carga, deformación por retracción y deterioro de la adherencia entre hormigón y acero), el Eurocódigo 2 solamente proponga dos posibles valores. Esto se discutirá más adelante.

Si no ha habido una retracción considerable antes de la primera carga es posible calcular la deflexión de un elemento de hormigón armado justo después de la aplicación de esa primera carga usando $\beta = 1$ [Gilbert and Ranzi, 2011]. Sin embargo, en general la deformación por retracción antes de aplicar esa primera carga es bastante considerable. En estos casos Gilbert y Ranzi [Gilbert and Ranzi, 2011] proponen utilizar $\beta = 0.7$ para corto plazo (menos de 28 días) y $\beta = 0.5$ para largo plazo (más de 6 meses).

El modelo tensión-deformación del hormigón traccionado descrito en la Ecuación 3.9 es válido en corto plazo ($\beta = 1$). En el caso de largo plazo el valor de β introducido en la Ecuación 3.9 debe ser menor que 1. En la Figura 3.2a se muestra la curva carga de tracción-deformación de un prisma de hormigón con una barra de acero embebida en su interior. La línea $o-d$ (línea negra discontinua) de la Figura 3.2a se corresponde con el modelo carga-deformación de la barra desnuda mientras que las líneas $o-a-e-c-d$ y $o-a-b-c-d$ se corresponden con los modelos afectados por tension stiffening con $\beta = 1$ y $\beta = 0.5$ respectivamente.

La intersección teórica entre la curva correspondiente a la Ecuación 3.9 con $\beta = 0.5$ (línea continua negra) y la línea correspondiente al estado no fisurado (tramo $o-a$) se produciría para una carga menor a la carga de fisuración N_{cr} . Esto es físicamente imposible, ya que la deformación para la cual aparece la primera fisuración es ϵ_{ctm} , que se corresponde con N_{cr} . Es por ello que en la curva correspondiente al largo plazo ($\beta = 0.5$) se introduce el tramo $a-b$, que provoca una caída de la carga cuando se alcanza N_{cr} . Esto se refleja también en la curva tensión-deformación del hormigón traccionado donde aparece el tramo $a-b$ (ver Figura 3.2b). La tensión correspondiente al punto b de la Figura 3.2b se puede calcular utilizando la Ecuación 3.9 con $\beta = 0.5$ y $\epsilon = \epsilon_{ctm}$.

El efecto de la fluencia se introduce en el modelo tensión-deformación reemplazando E_{cm} por el módulo elástico efectivo $E_{cm,eff}$ [Collins and Mitchell, 1991] definido en la Ecuación 3.7. La Figura 3.3a muestra la curva tensión-deformación del hormigón traccionado afectado por la fluencia. El siguiente paso es la introducción del efecto de la deformación por retracción en el modelo. Esto se consigue desplazando horizontalmente

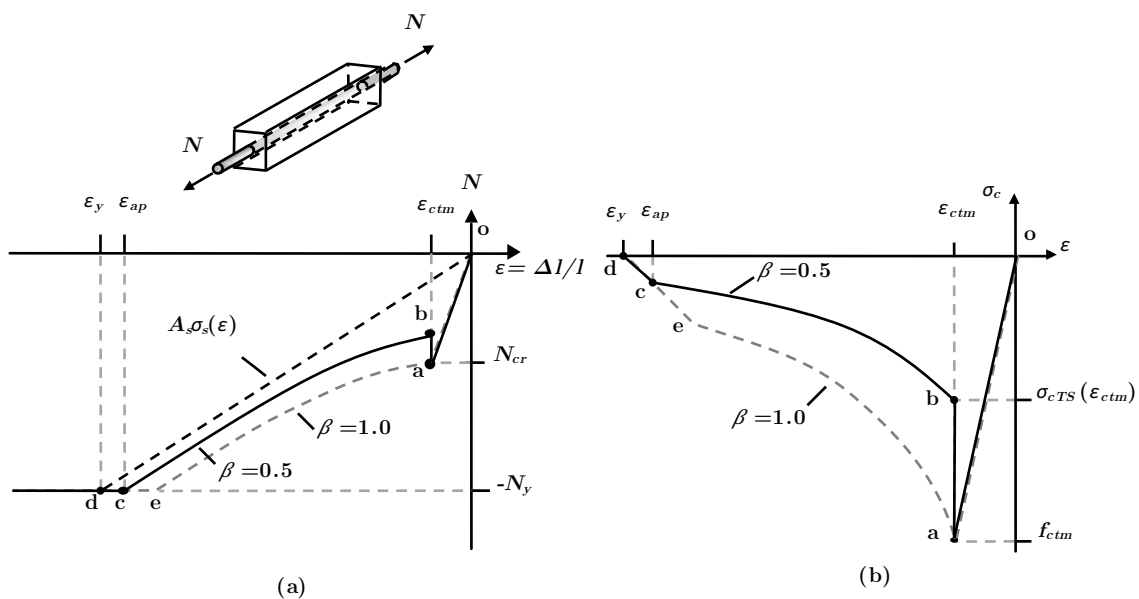


Figura 3.2: Carga de tracción aplicada al prisma (a) y su correspondiente ley tensión-deformación (b)

la curva tensión-deformación afectada por la fluencia hasta que la tensión correspondiente a la deformación de retracción ϵ_{sh} (obtenida de acuerdo con la formulación propuesta en [CEN, 2004]) sea cero (ver Figura 3.3b).

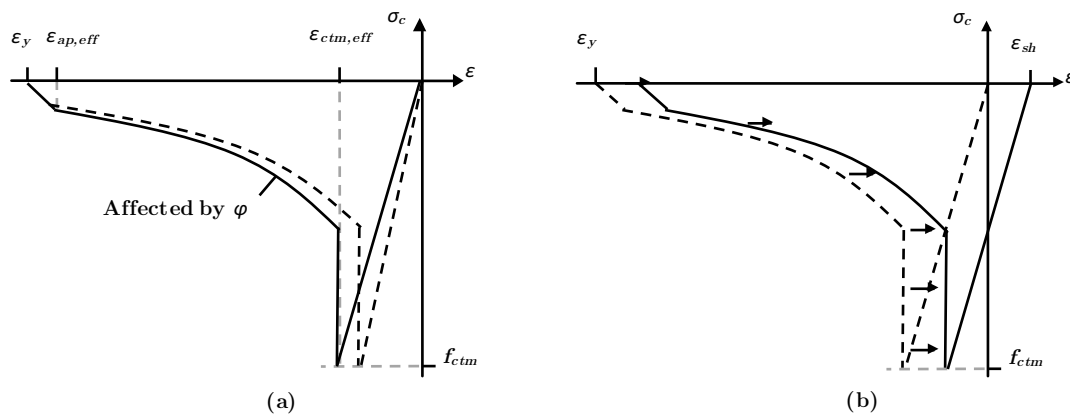


Figura 3.3: Curvas tensión-deformación del hormigón fisurado afectado por fluencia (a) y retracción (b)

La expresión matemática del modelo completo tensión-deformación del hormigón traccionado a largo plazo es la siguiente:

$$\sigma_{cTS}(\epsilon) = \begin{cases} 0 & \text{if } \epsilon < -(\epsilon_y - \epsilon_{sh}) \\ \frac{\sigma_{cTS}(-\epsilon_{ap,eff} + \epsilon_{sh})}{\epsilon_y - \epsilon_{ap,eff}} \epsilon + (\epsilon_y - \epsilon_{sh}) \frac{\sigma_{cTS}(-\epsilon_{ap,eff} + \epsilon_{sh})}{\epsilon_y - \epsilon_{ap,eff}} & \text{if } -(\epsilon_y - \epsilon_{sh}) \leq \epsilon \leq -(\epsilon_{ap,eff} - \epsilon_{sh}) \\ \sigma_{cTS}(\epsilon + \epsilon_{sh}) & \text{if } -(\epsilon_{ap,eff} - \epsilon_{sh}) < \epsilon < -(\epsilon_{ctm,eff} - \epsilon_{sh}) \\ \frac{f_{ctm}}{\epsilon_{ctm,eff}} (\epsilon - \epsilon_{sh}) & \text{if } -(\epsilon_{ctm,eff} - \epsilon_{sh}) \leq \epsilon \leq \epsilon_{sh} \end{cases} \quad (3.10)$$

3.1.2.4. Cálculo de los diagramas $M - \phi$

El diagrama momento curvatura ($M - \phi$) de una determinada sección transversal correspondiente a un tiempo t se calcula a través de las ecuaciones de equilibrio. Asumiendo que las secciones planas permanecen planas tras la deformación (hipótesis de las secciones planas) y que no se produce deslizamiento de las barras de acero, la deformación de cualquier fibra de la sección transversal es la siguiente:

$$\epsilon(y, \epsilon_{cg}, \phi) = \epsilon_{cg} + \phi y \quad (3.11)$$

donde y es la coordenada vertical de la fibra con respecto al centroide de la sección bruta de la sección y ϵ_{cg} es la deformación que se produce en el centro de gravedad de la sección bruta, ver Figura 2.2. La Ecuación 3.11 puede ser expresada en términos del ángulo θ (ángulo formado entre el eje vertical y principal de inercia de la sección y el radio correspondiente a la fibra donde se evalúa la deformación, ver Figura 2.2) para $x \leq 2R$:

$$\epsilon(\theta, \epsilon_{cg}, \phi) = \epsilon_{cg} + \phi R \cos(\theta) \quad (3.12)$$

El ángulo medido sobre el eje vertical y principal de inercia que define el área de hormigón fisurado se denomina α_{ctm} (ver Figura 2.2). Este ángulo se corresponde con la fibra cuya deformación es igual a la deformación de fisuración del hormigón, ϵ_{ctm} . De acuerdo con esto, el equilibrio de fuerzas en la sección transeversal se expresa de la siguiente forma:

$$N = 2 \int_0^{\alpha_{ectm}} (R \sin(\theta))^2 \sigma_c(\theta, \epsilon_{cg}, \phi) d\theta + \int_{A_{c,eff}} \sigma_{cTS}(\theta, \epsilon_{cg}, \phi) dA + \sum_j A_{\emptyset j} \sigma_s(y_j, \epsilon_{cg}, \phi) \quad (3.13)$$

$$M = \int_0^{\alpha_{ectm}} R^3 \sin^2(\theta) \cos(\theta) \sigma_c(\theta, \epsilon_{cg}, \phi) d\theta + \int_{A_{c,eff}} \sigma_{cTS}(\theta, \epsilon_{cg}, \phi) y dA + \sum_j A_{\emptyset j} \sigma_s(y_j, \epsilon_{cg}, \phi) y_j \quad (3.14)$$

donde $A_{\emptyset j}$ y y_j son el área de la sección transversal y la coordenada vertical de la barra de acero j , respectivamente. Además σ_c , σ_{cTS} y σ_s son las tensiones del hormigón sin fisurar, fisurado y del acero, respectivamente.

Los diagramas momento-curvatura se calculan conociendo el valor de la carga axial N . En el caso de los pilotes ensayados (tanto el simétrico como el asimétrico) $N = 0$, que se introduce en la Ecuación 3.13. Aquí comienza un proceso iterativo: para un valor de curvatura dado $\phi = \phi_i$, la deformación en el centro de gravedad de la sección ϵ_{cg} que causa equilibrio axial se calcula utilizando el método de la bisección (Ecuación 3.13). Con los valores de ϕ_i y de ϵ_{cgi} conocidos, se calcula el momento M_i correspondiente utilizando la Ecuación 3.14, obteniendo el primer punto del diagrama $M - \phi$. Una vez que se conoce el diagrama $M - \phi$, la deflexión en centro de vano se calcula integrando la curvatura a lo largo de la longitud del espécimen.

3.2. Campaña experimental

Se ensayaron dos especímenes, uno con armadura simétrica y el otro con armadura asimétrica. Ambos especímenes tenían una longitud de 4 m y una sección transversal circular de diámetro 400 mm. Los dos pilotes se sometieron a un ensayo de flexión en cuatro puntos (ver Figura 3.4). Se aplicó un momento flector constante P kN m en el tramo centra del pilote durante tres meses (largo plazo).

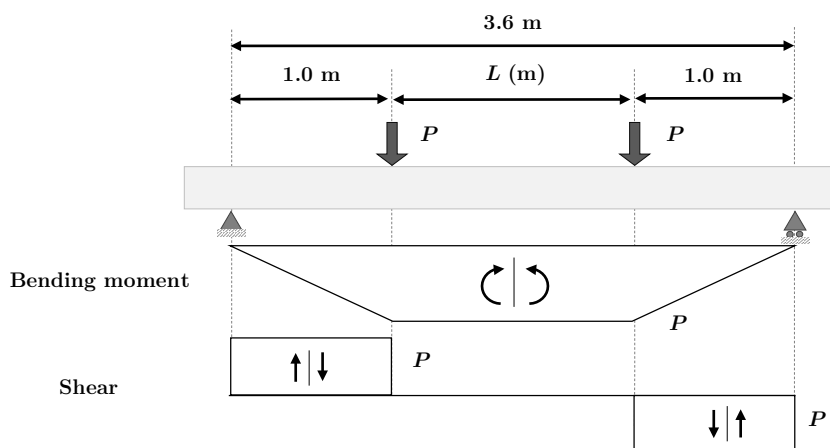


Figura 3.4: Ensayo a flexión en 4 puntos de los pilotes

Las características geométricas de los pilotes ensayados se pueden ver en la Figura 3.5. El armado de la sección simétrica (Figura 3.5a) está compuesto de 16 barras de \varnothing 16 mm ($A_s = 3216.99 \text{ mm}^2$) espaciadas equidistantemente. En cambio, el armado del pilote asimétrico (Figura 3.5b) consiste en 7 barras de \varnothing 16 mm situadas en la parte baja de la sección y de 3 barras de \varnothing 12 mm ($A_s = 1643.06 \text{ mm}^2$). Ambos especímenes tienen un momento último bastante similar (ver Tabla 3.1), a pesar de que se consigue un ahorro del 50 % de acero en el caso del pilote asimétrico respecto al simétrico.

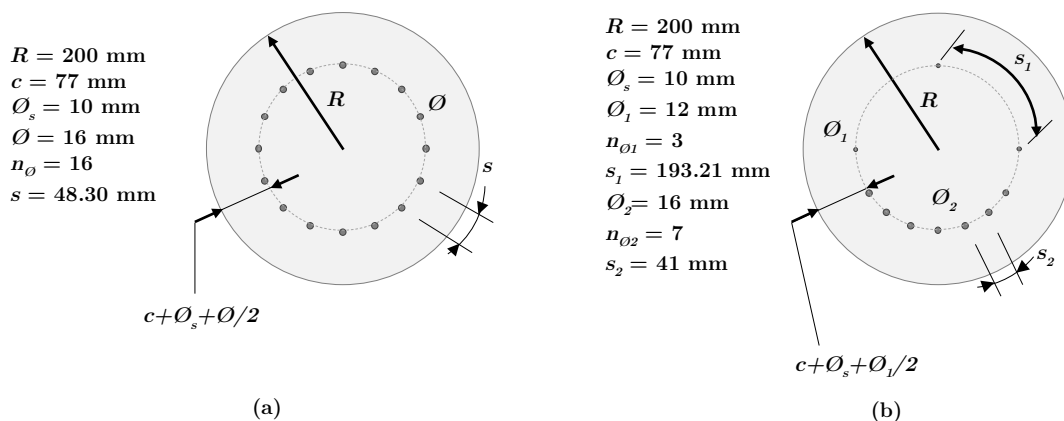


Figura 3.5: Geometría de los pilotes simétrico (a) y asimétrico (b)

Una vez que se construyó el armado de ambos pilotes se introdujeron en encofrados cilíndricos de cartón dispuestos verticalmente para su hormigonado. Cuando el hormigón adquirió suficiente resistencia, se quitó el encofrado y a los 28 días se empezó a aplicar la carga sostenida. Dicha carga se introdujo utilizando un cubo de hormigón haciendo palanca sobre los dos puntos de aplicación de carga en el pilote (ver Figura 3.6).

Tabla 3.1: Descripción de los especímenes

	Pilotes simétrico	Pilote asimétrico
Armado longitudinal	16Ø16	7Ø16 + 3Ø10
M_u (kN m)	142	133
M (kN m) ^a	46.83	46.25
Armado transversal (cercos)	Ø10 a 200 mm	Ø10 a 150 mm
f_{cm} (MPa)	58.05	47.15

^a Valor medio de carga registrado durante los ensayos



Figura 3.6: Configuración del ensayo de largo plazo

Se utilizaron LVDT's con una precisión de 0.001 mm para registrar los asientos en centro de vano y en los apoyos (estos últimos para ver posibles asientos de los apoyos y así poder corregir la lectura de centro de vano). Se utilizó un cemento Portland ordinario en ambos hormigones, con un ratio agua/cemento de 0.45. La resistencia a compresión media (f_{cm}) del hormigón utilizado en la construcción de cada espécimen se determinó a través de ensayos de compresión normalizados (los valores se encuentran en la Tabla 3.1).

3.3. Resultados experimentales

3.3.1. Deflexión a largo plazo

La deformación teórica se calculó mediante la integración de la curvatura a lo largo del eje de cada espécimen mediante diferencias finitas. La curvatura correspondiente a cada sección se obtuvo directamente del diagrama de momentos flectores (que es conocido).

Los diagramas $M - \phi$ se calcularon mediante dos métodos distintos: usando la formulación propuesta por el Eurocódigo 2 (Ecuación 3.3) y mediante el cálculo analítico usando los modelos tensión-deformación de los materiales y las ecuaciones de equilibrio (Ecuaciones 3.13 y 3.14). Como modelos de los materiales se emplearon el modelo no lineal propuesto por el EC2 para hormigón no fisurado, para el acero el modelo bilineal y para el hormigón fisurado el definido en la Ecuación 3.11. Respecto al área efectiva, en el caso del pilote simétrico se emplearon las propuestas en [Wiese et al., 2004, Carbonell Márquez et al., 2014] y en el pilote asimétrico las propuestas en [Carbonell Márquez et al., 2014, Gil Martín et al., 2015].

En las Figuras 3.7 y 3.8 se muestran los diagramas $M - \phi$ correspondientes al pilote asimétrico para distintos tiempos ($t = 28$ y 120 días) y distintos valores de β (1 y 0.5) respectivamente. En el diagrama correspondiente a $\beta = 0.5$ (Figura 3.8) aparece un tramo horizontal que comienza en el punto $M_{cr} - \phi_{cr}$. Por otro lado, la consideración de $\beta = 1$ hace que dicho tramo horizontal desaparezca (3.7).

Analizando las Figuras 3.7 y 3.8 resulta evidente que los diagramas $M - \phi$ calculados utilizando $A_{c,eff}$ propuesta en [Carbonell Márquez et al., 2014] coinciden con los obtenidos a través de la formulación de la Ecuación 3.3 propuesta por en [CEN, 2004]. Sin embargo, el área efectiva definida en la Figura 3.1 da lugar a diagramas $M - \phi$ que no se ajustan tanto a los obtenidos a través del EC2, a pesar de su definición más simplista.

Las Figuras 3.9 y 3.10 muestran la evolución de la deflexión en centro de vano en el tiempo de los pilotes ensayados. Los puntos representan los valores experimentales medidos mientras que las líneas representan los valores obtenidos a través de la integración de la curvatura a lo largo del eje del pilote. Se consideraron dos valores del parámetro β : el propuesto por el EC2 [CEN, 2004] para cargas de larga duración ($\beta = 0.5$) y un valor intermedio ($\beta = 0.7$). Este último valor se encuentra entre los valores de corto y largo plazo propuestos por el EC2. La Figura 3.9 muestra que la definición de área efectiva de la Figura 3.1 proporciona unos resultados relativamente buenos a

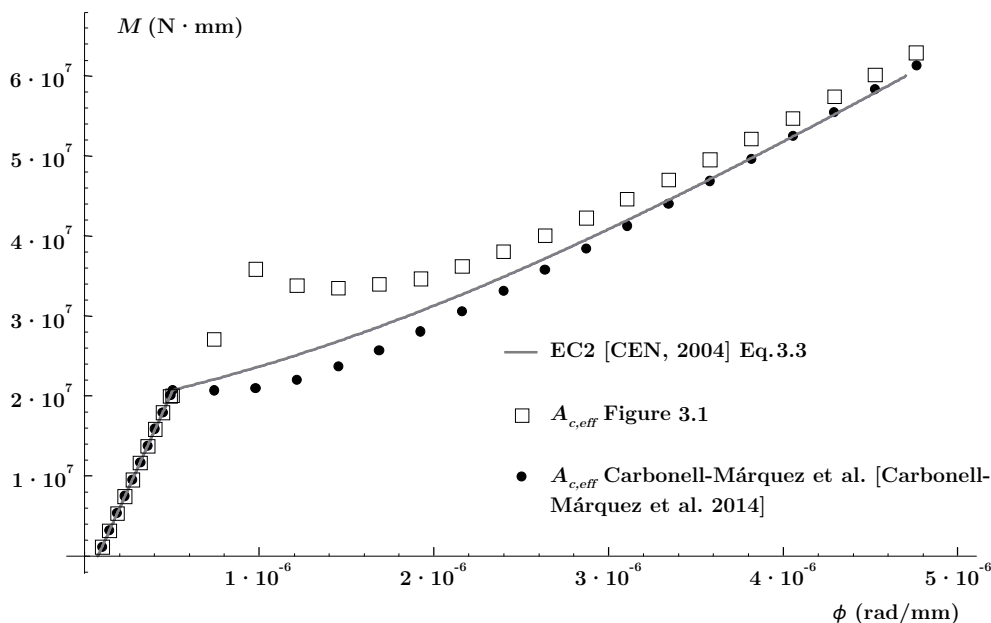


Figura 3.7: Diagrama $M - \phi$ del pilote asimétrico correspondiente a $t = 28$ días y $\beta = 1$

pesar de su simplicidad en comparación con los obtenidos aplicando el valor de $A_{c,eff}$ propuesto en [Carbonell Márquez et al., 2014], con la que se obtienen unos resultados muy similares a los experimentales.

Durante los ensayos se registró la humedad relativa media: H.R. = 30 % para el pilote asimétrico y H.R. = 75 % para el simétrico.

El pilote asimétrico desarrolló una mayor deflexión debido a la curvatura adicional producida por la retención de la retracción por parte del armado asimétrico. Sin embargo, si se comparan las Figuras 3.9 y 3.10 se puede ver que la diferencia entre las flechas de ambos especímenes es pequeña (menos de 2 mm), más si cabe si se tiene en cuenta que la resistencia a compresión del hormigón utilizado en el pilote asimétrico es ligeramente menor que la resistencia del hormigón empleado en el simétrico (ver Tabla 3.1).

En la Figura 3.9 se puede observar la degradación del fenómeno de tension stiffening en el tiempo. Al principio del ensayo los resultados experimentales se encuentran más cerca de la curva teórica correspondiente a $\beta = 0.7$, pero conforme pasa el tiempo el efecto de tension stiffening va disminuyendo, acercándose los valores experimentales a la curva teórica $\beta = 0.5$. Al final del ensayo los valores experimentales se sitúan por encima de la curva $\beta = 0.5$, mostrando que dicha degradación continua (el valor de β decrece en el tiempo).

Por el contrario, el espécimen simétrico no muestra esa degradación del efecto de tension stiffening en el tiempo. Las deformaciones medidas se encuentran por debajo

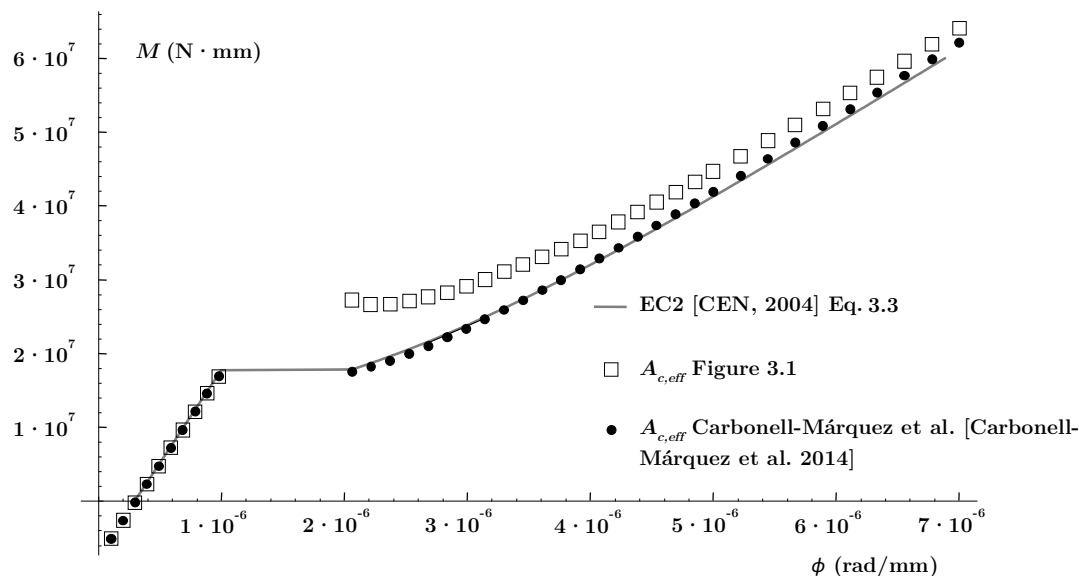


Figura 3.8: Diagrama $M - \phi$ del pilote asimétrico correspondiente a $t = 120$ días y $\beta = 0.5$

de la curva teórica correspondiente al área eficaz propuesta en [Carbonell Márquez et al., 2014] con $\beta = 0.7$ (ver Figura 3.10). Esto es razonable ya que la influencia del efecto de tension stiffening es más importante en secciones de hormigón armado con menor cantidad de acero traccionado (baja cantidad de acero traccionado en relación al área de hormigón afectada). Por lo tanto el efecto de tension stiffening desaparece rápidamente en secciones con armado asimétrico, mientras que en las secciones armadas simétricamente ocurre lo contrario.

Por último se ha detectado una gran diferencia entre los resultados obtenidos utilizando el área eficaz propuesta en [Wiese et al., 2004] en relación a los obtenidos con el área propuesta en [Carbonell Márquez et al., 2014]. Esto es debido a que en el trabajo desarrollado en [Wiese et al., 2004] se ensayaron especímenes con recubrimientos típicos de columnas y pilares (en su caso $(c + \varnothing_s + \varnothing)/2R = 0.115$). En las secciones transversales utilizadas en este trabajo se utilizaron recubrimientos mayores típicos de pilotes: $(c + \varnothing_s + \varnothing)/2R = 0.237$. En estos casos el área efectiva propuesta en [Wiese et al., 2004] resulta ser mayor, dando lugar a menores deformaciones.

3.3.2. Evolución de β en el tiempo

Se ha estudiado la evolución del parámetro β en el tiempo. El valor de β se ha calculado para cada tiempo t de tal forma que la deflexión en centro de vano obtenida a través de la integración de los diagramas $M - \phi$ es igual a la obtenida experimentalmente, ver Figura 3.11.

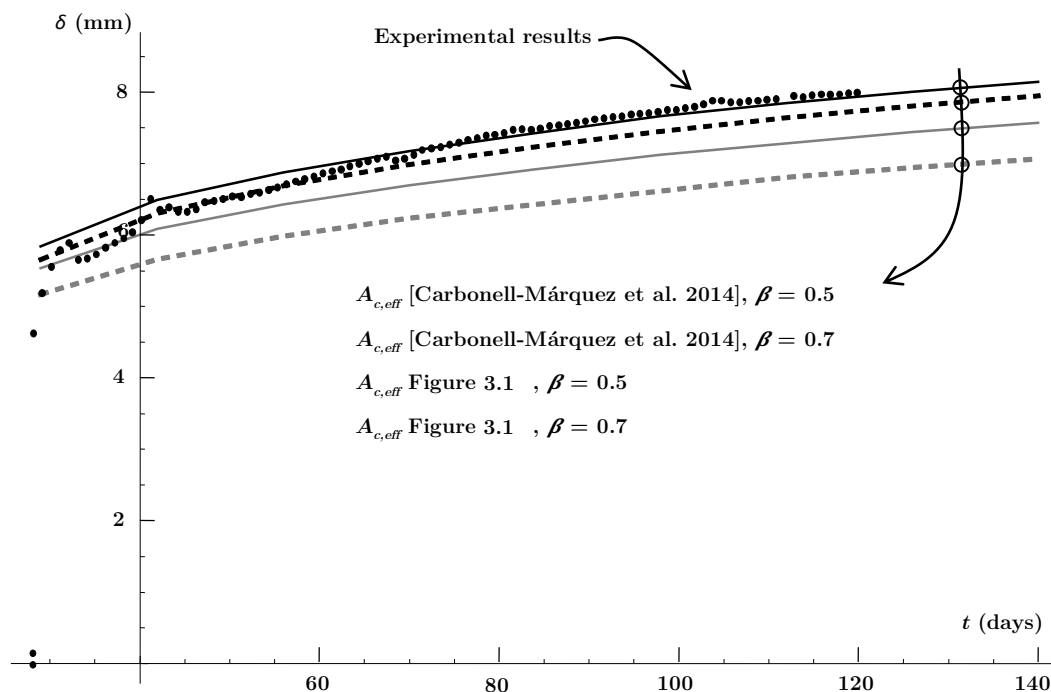


Figura 3.9: Deflexiones en centro de vano estimadas (líneas continua y discontinua) y medidas (puntos) correspondientes al pilote asimétrico

La Figura 3.12a muestra una disminución de β en el tiempo en el caso del pilote asimétrico para ambas definiciones de área efectiva utilizadas. La degradación del efecto de tension stiffening sucede muy rápidamente ya que en 120 días la contribución del hormigón traccionado se reduce considerablemente ($\beta = 0.25$ para $A_{c,eff}$ de la Figura 3.1 y $\beta = 0.39$ en el caso de $A_{c,eff}$ propuesta en [Carbonell Márquez et al., 2014]).

Por otra parte, la Figura 3.12b muestra que el valor de β en el caso del pilote simétrico se mantiene prácticamente constante durante todo el ensayo. Concretamente, utilizando $A_{c,eff}$ propuesta en [Carbonell Márquez et al., 2014] los resultados muestran que no se produce ningún tipo de degradación de tension stiffening en el tiempo, siendo $\beta = 1$ durante todo el ensayo.

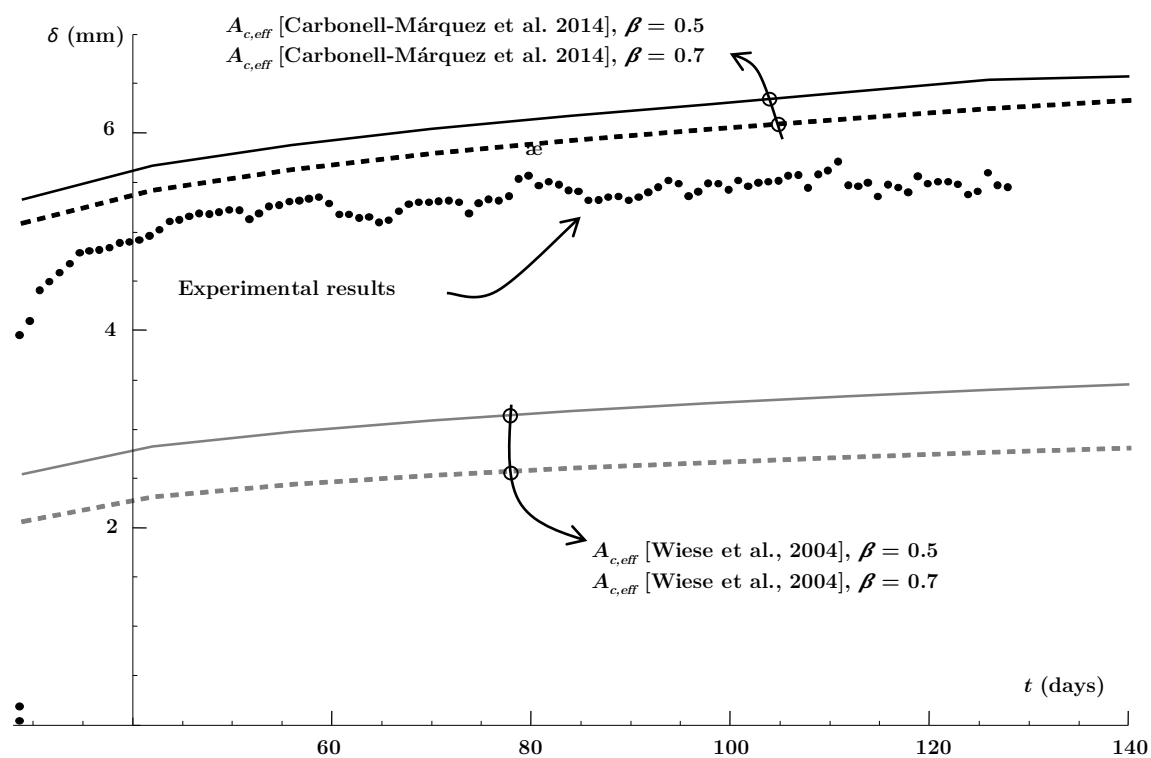


Figura 3.10: Deflexiones en centro de vano estimadas (líneas continua y discontinua) y medidas (puntos) correspondientes al pilote simétrico

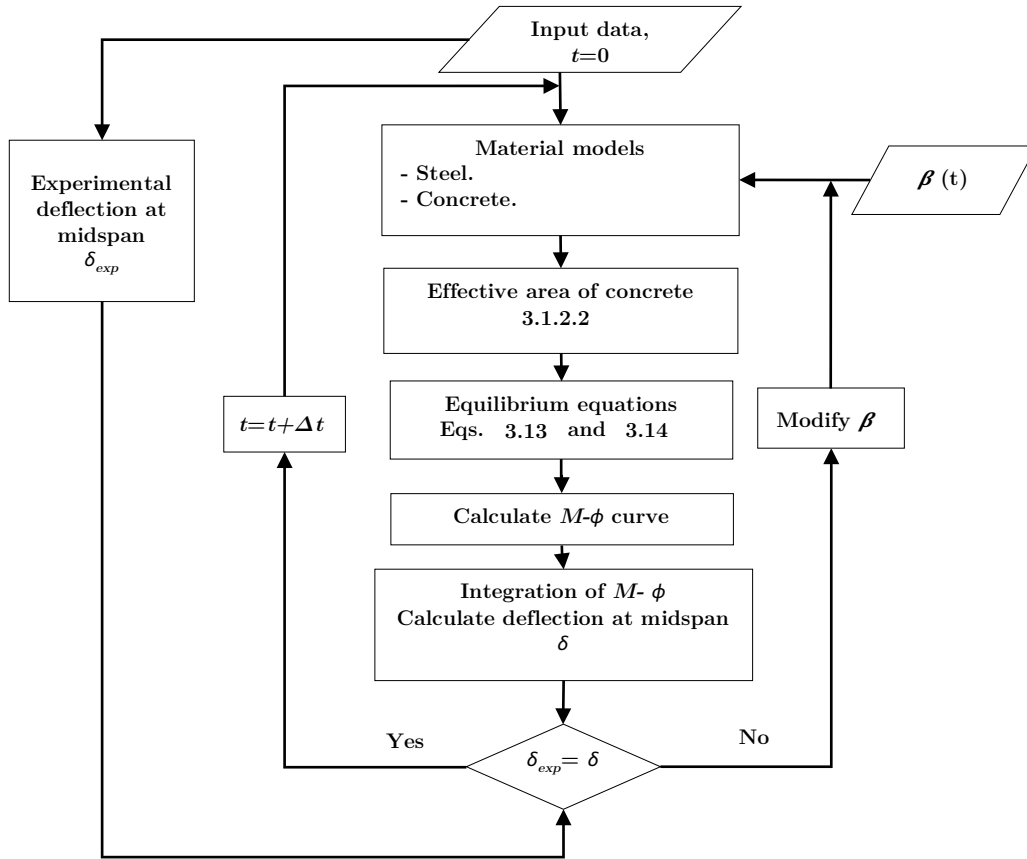


Figura 3.11: Diagrama de flujo para el cálculo de β

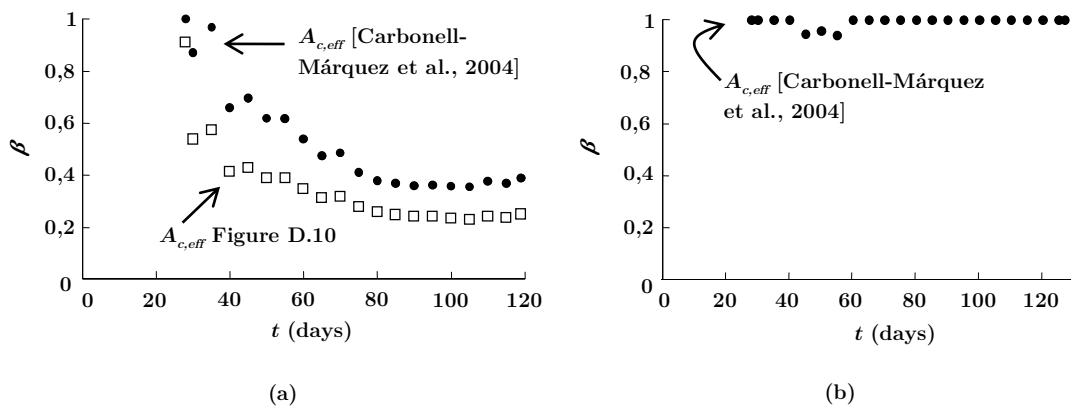


Figura 3.12: Evolución en el tiempo del parámetro β para el pilote asimétrico (a) y simétrico (b)

Pilote asimétrico y construcción sostenible

4.1. Introducción

La preocupación por el cambio climático es algo muy extendido en la sociedad actual. El cambio de los patrones locales y globales del clima debido en gran parte a la influencia antrópica a través de la emisión de gases invernadero y CO_2 es un hecho constatado por un gran número de informes científicos, como por ejemplo los que se vienen realizando por parte de las Naciones Unidas (ONU) desde 1988 [WMO and UNEP, 1990].

La Convención Marco de las Naciones Unidas sobre el Cambio Climático establecida en 1992 [ONU, 1992] establece una serie de medidas para estabilizar las concentraciones de gases de efecto invernadero y así minimizar el cambio climático. Estos gases generados por la actividad humana son muy perjudiciales ya que su presencia en la atmósfera contribuye al agravamiento del efecto invernadero (y por ende al cambio climático); los principales tipos son los siguientes:

- Dióxido de carbono (CO_2), es con diferencia el más importante (las demás emisiones son convertidas a equivalentes de CO_2)
- Metano (CH_4)
- Óxido nitroso (N_2O)
- Halocarbonos (gases que contienen flúor, cloro o bromo)

En 1997 se establece el Protocolo de Kioto [ONU, 1998] donde se especifican las obligaciones legales para la mayoría de los países desarrollados de reducir las emisiones de este tipo de gases de media un 6-8% por debajo de los niveles de 1990 en el período

entre 2008 y 2012. Por esta razón gobiernos de todos los países del mundo tratan de reducir las emisiones de gases perjudiciales para el medio ambiente y favorecer la conservación y recuperación de este.

La ingeniería civil no ha sido ajena a este proceso de cambio ya que se han ido introduciendo paulatinamente en el sector términos como impacto ambiental, construcción sostenible y optimización de recursos entre otros. A los ingenieros proyectistas se les presenta una ardua tarea: diseñar unas infraestructuras que produzcan el menor impacto posible en el medio ambiente a la vez que cumplen la función para la que fueron diseñadas. Dicho impacto puede ser disminuido desde varios frentes, como pueden ser la implantación de un procedimiento de construcción menos agresivo, utilización de materiales reciclados o respetuosos con el medio ambiente, etc.

En la gráfica de la figura 4.1 se puede ver que la mayor parte de las emisiones de CO₂ generadas por la ingeniería civil proviene de la producción de los materiales empleados (83%), ya en un segundo plano quedan las emisiones producidas durante la propia construcción (13%) y durante el posterior uso de la infraestructura (4%) [Van Gorkum, 2010]. Este hecho hace que la optimización de los materiales de construcción suponga un gran ahorro no sólo en términos económicos, sino también en términos medioambientales.

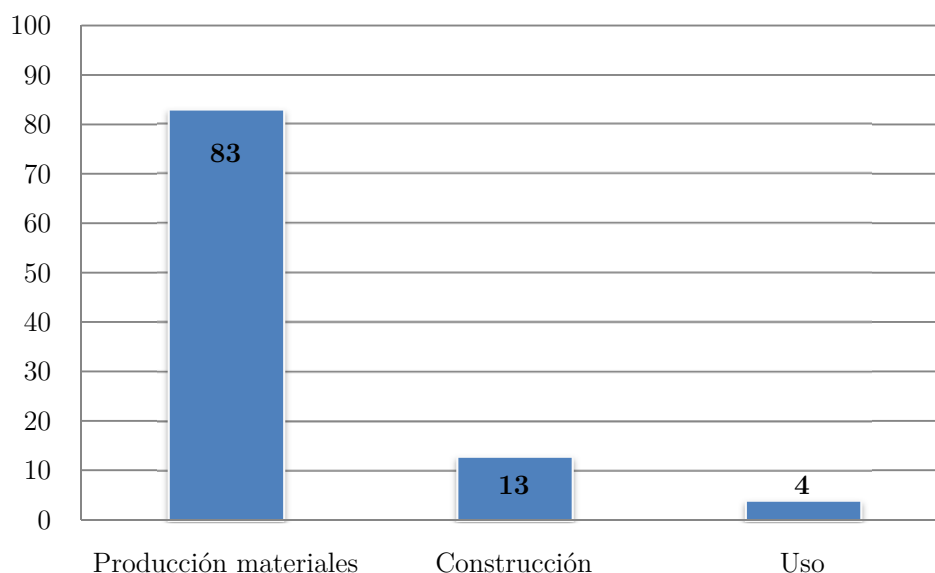


Figura 4.1: Procedencia de las emisiones de CO₂ en el sector de la ingeniería civil. Fuente: [Van Gorkum, 2010]

El material de construcción más utilizado en la ingeniería civil es el hormigón armado debido a las ventajas que presenta frente a otros materiales: es económico, tiene una gran durabilidad y resistencia, gran versatilidad, permite la fabricación in situ, etc.

En el hormigón armado las principales fuentes de emisión de gases de efecto invernadero se corresponden con la producción del cemento y del acero. Según la Plataforma Tecnológica Española del Hormigón (PTEH), las emisiones de CO₂ relativas a la fabricación de hormigón de manera pormenorizada son las siguientes:

Hormigón		$f_{ck} < 25 \text{ MPa}$	$f_{ck} > 25 \text{ MPa}$
Componentes (fabricación)	Cemento	0,1798	0,2572
	Áridos	0,00251	0,00234
	Aditivos	0,00044	0,00044
Hormigón (fabricación)	Hormigón	0,00063	0,00063
Transporte (componentes y hormigón)	Transporte	0,01346	0,01346
Total (t CO₂/m³)		0,19684	0,27407

Tabla 4.1: Emisiones de CO₂ vinculadas al hormigón en t CO₂/m³. Fuente: Plataforma Tecnológica Española del Hormigón [PTEH, 2010]

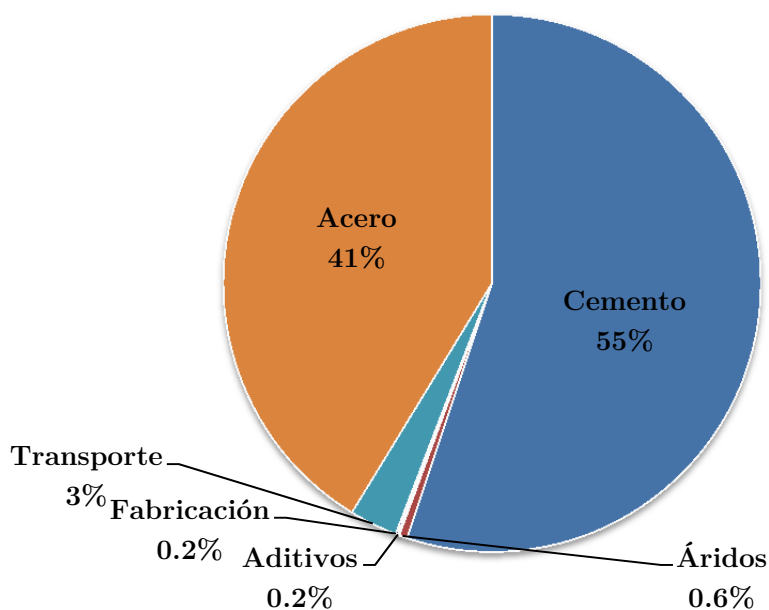


Figura 4.2: Emisiones de CO₂ relativas al hormigón armado

Según datos de ArcelorMittal (la mayor compañía mundial en la industria de la producción del acero) en 2013 se emitieron una media de 2,14 t de CO₂ por tonelada de acero fabricada. Suponiendo que la cuantía media de acero por metro cúbico de hormigón en los elementos estructurales usuales (vigas, columnas, etc.) es de 90 kg/m³ y ajustando el valor del transporte de la tabla anterior para que incluya también al acero, se puede obtener el gráfico de la figura 4.2.

Como se puede ver claramente en la figura 4.2, el material que más contribuye en las emisiones de CO₂ del hormigón armado es el cemento, seguido muy de cerca del acero. En estos dos materiales es donde se debe de concentrar el esfuerzo y optimizar su uso para disminuir considerablemente las emisiones hacia la atmósfera.

En esta tesis se pretende minimizar las emisiones de contaminantes a la atmósfera mediante la optimización de los materiales utilizados en la construcción (acero) y el uso de materiales reciclados (escorias de acería de horno de arco eléctrico) en pilotes de retención de tierras. La durabilidad de cualquier elemento estructural contribuye a su sostenibilidad, ya que un elemento de mayor durabilidad tendrá una vida útil mayor. Por esta razón se estudiará la durabilidad del pilote asimétrico frente a la penetración de cloruros.

4.2. Beneficio ambiental del pilote asimétrico debido a la optimización del acero

4.2.1. Determinación del impacto ambiental de la fabricación del acero

Como ya ha quedado patente a lo largo de todo este estudio, el uso de pilotes asimétricos frente a los tradicionales o simétricos conlleva una reducción del armado de hasta un 50%. Con el objetivo de cuantificar este ahorro energético se van a analizar con profundidad las emisiones que se liberan hacia la atmósfera en la producción del acero. Para ello se va a utilizar un Análisis del Ciclo de Vida (ACV) [ISO/TC07, 2006b] del acero realizado por World Steel Association en 2011 [WorldSteel, 2011].

El ACV es un método de evaluación de los impactos medioambientales potenciales (por ejemplo, el uso de recursos y las consecuencias ambientales de las emisiones) a lo largo de todo el ciclo de vida de un producto desde la adquisición de la materia prima, pasando por la producción, uso, tratamiento final, reciclado, hasta su disposición final (tipo de análisis denominado "de la cuna a la tumba"). Con un análisis de este tipo se pueden identificar las oportunidades de mejora del desempeño ambiental en las diversas etapas de la vida del producto o ayudar en la toma de decisiones. El ACV no cuantifica el daño, no es una evaluación de riesgo ya que no tiene en cuenta la exposición. Solamente cuantifica las emisiones, pero evidentemente el impacto de éstas en el medio depende de cuándo, dónde y cómo se liberen en el ambiente.

El ciclo de vida del hormigón armado se divide en 4 etapas: producción, construcción, uso y demolición (ver Figura 4.3). Si se quisiera realizar un análisis global de la

cuna a la tumba del pilote asimétrico se debería de hacer un ACV que contuviera todas las etapas enumeradas. El objetivo de este capítulo no es ese, sino la determinación del ahorro energético que se produce al utilizar el pilote asimétrico frente a uno simétrico en un caso real. Al utilizar prácticamente el mismo tipo y cantidad de hormigón se va a apartar del análisis todo lo correspondiente a este, centrándose únicamente el estudio en la producción del acero (que es la principal diferencia entre ambas tipologías). Además, como se ha comprobado anteriormente, el grueso del consumo de energía dentro de la construcción se focaliza en la fabricación de los materiales, siendo el acero uno de los mayores generadores de emisiones a la atmósfera.

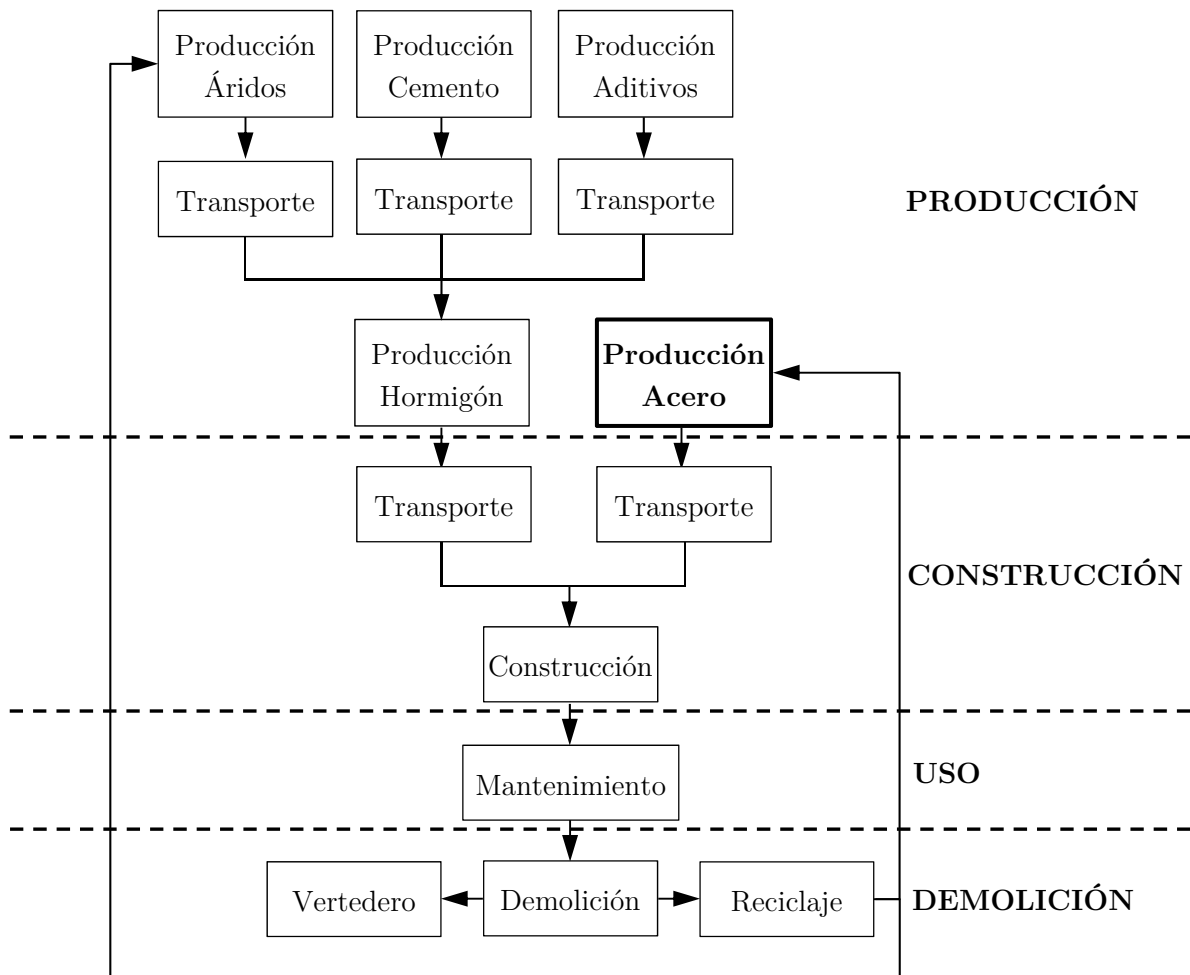


Figura 4.3: Ciclo de vida del hormigón armado. Adaptado de [García Segura et al., 2014]

4.2.2. ACV de la producción de acero

Como se ha comentado anteriormente, para la determinación de las emisiones perjudiciales que se liberan durante la producción del acero se va a utilizar un ACV realizado por la World Steel Association [WorldSteel, 2011]. Dicha organización se fundó en 1967, tiene su sede en Bélgica y su objetivo es promover el acero y su industria a los clientes, medios de comunicación y público en general. Esta asociación la conforman los mayores productores de acero dentro de la industria mundial, además de diversos institutos de investigación relacionados con este material.

Para la realización del ACV del acero se obtuvieron datos de 49 lugares distintos operados por 15 compañías, incluyendo 24 altos hornos y 12 hornos de arco eléctrico. Las empresas productoras de acero que intervienen en el estudio aglutinan el 25 % de la producción global de acero en el mundo, demostrando la ambición de dicho análisis. Atendiendo a su localización, en el estudio intervienen un gran número de empresas que realizan su actividad en países de Europa (Austria, Bélgica, Finlandia, Francia, Alemania, Italia, Luxemburgo, Países Bajos, Noruega, España, Suecia y Reino Unido) y Asia (China, India y Japón). Finalmente se estudiaron 15 tipos de productos del acero totalmente finalizados y dispuestos para su comercialización, entre ellos bobinas laminadas en caliente, acero galvanizado, acero templado, tuberías, barras para el armado de hormigón, etc. Con todo lo anterior queda comprobada la gran extensión del estudio utilizado tanto en técnicas de obtención del acero como en productos finales y localización geográfica.

El objetivo es la determinación de las emisiones producidas durante el proceso de creación de 1 kg de acero de un tipo determinado (todas las emisiones desde que se obtiene la materia prima, se transporta, se modifica y se obtiene el producto final en la puerta de la fábrica). Los productos se han englobado en 3 grandes grupos: secciones, bobinas de acero laminado y acero galvanizado, aquí solamente se mostrarán los resultados correspondientes a las secciones de acero.

En la figura 4.4.a se puede observar la demanda de energía primaria que se requiere para la producción de 1 kg de acero en MJ. Esta demanda se cubre con energías renovables y no renovables (figura 4.4.b), viendo que el 97 % se compone de energías no renovables (la mayoría atribuidas al consumo de carbón), produciendo una mayor cantidad de emisiones hacia la atmósfera.

En las gráficas de la Figura 4.5 se representa la cantidad de emisiones de gases de efecto invernadero producidas para la obtención de 1 kg de acero medidas en referencia al dióxido de carbono. El propio dióxido de carbono supone poco más del 90 % del total. El metano producido proviene en su mayor parte del carbón que se quema durante el

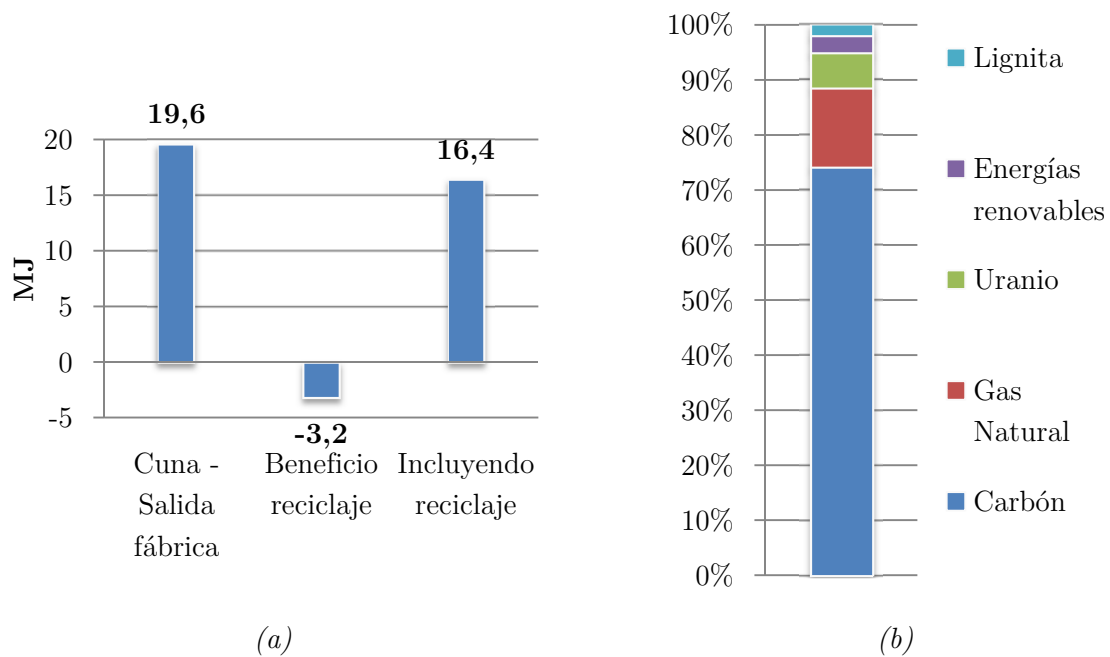


Figura 4.4: Demanda de energía primaria en MJ (a) y origen de ésta (b) correspondiente a la producción de 1 kg de acero. Fuente: [WorldSteel, 2011]

proceso y durante la obtención del coque. En la categoría otros de la figura 4.5 se incluyen el óxido nitroso, hexafluoruro de azufre e hidrocarburos.

Como indica la Figura 4.5, en la obtención de 1 kg de acero se emiten a la atmósfera 1.2 kg de CO₂ equivalentes. Tomando como ejemplo los pilotes de la campaña de largo plazo (ver Figura 3.5), el pilote simétrico tiene 101 kg de acero (que se corresponde con una emisión de 121.2 kg de CO₂ equivalentes) y el asimétrico 54.8 kg (65.8 kg de CO₂ equivalentes). Por lo tanto, en la construcción del pilote asimétrico de la campaña experimental de largo plazo se han emitido a la atmósfera 55.4 kg de CO₂ equivalentes menos en comparación con el pilote simétrico. Si se tiene en cuenta que en la construcción de pantallas de pilotes el número de estos es muy alto, la reducción de las emisiones a la atmósfera puede llegar a ser significativa.

4.3. Hormigón con escorias de acería de horno de arco eléctrico

La industria del hormigón es responsable de una huella ecológica importante en nuestro planeta [Meyer, 2009]. Dicha huella puede aumentar en los próximos años debido al crecimiento de los países en desarrollo, incrementándose el consumo de materias

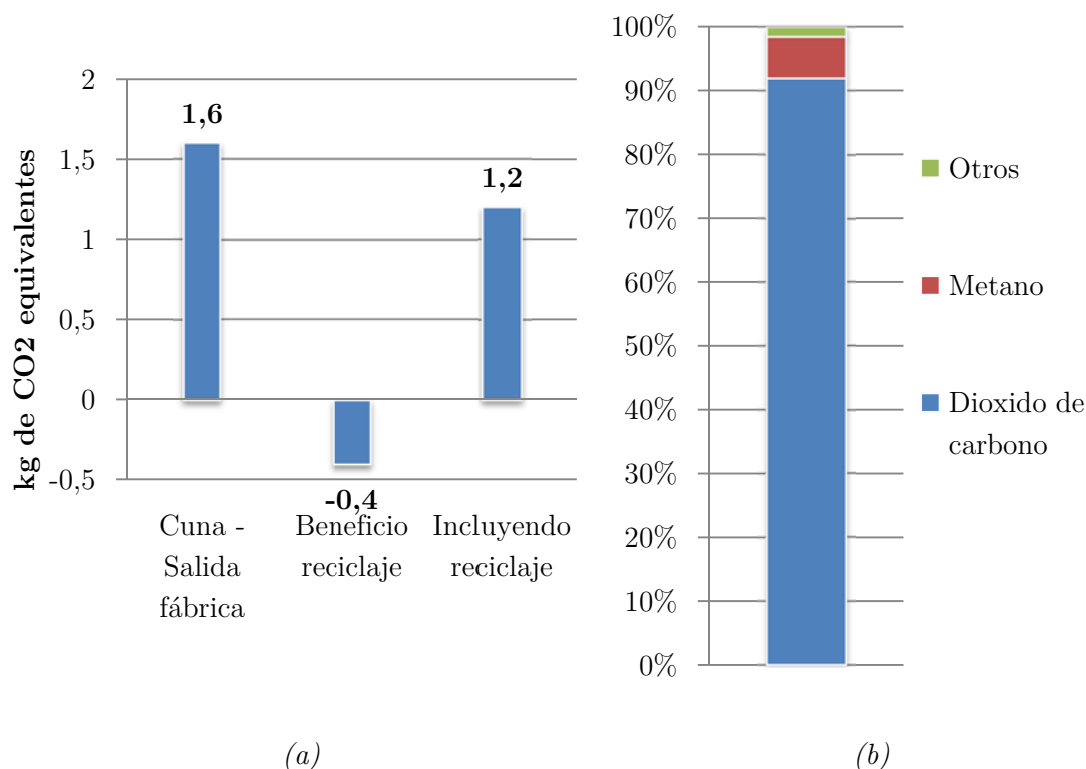


Figura 4.5: Emisiones que aumentan el calentamiento global en kg de CO₂ equivalentes (a) y su distribución según su composición (b) correspondiente a la producción de 1 kg de acero. Fuente: [WorldSteel, 2011]

primas (cemento Portland, agua y áridos naturales). El cemento es el material utilizado en la producción de hormigón armado que más emisiones genera (55% del total, ver Figura 4.2). Por otra parte, las emisiones relativas a la producción de los áridos son prácticamente despreciables comparadas con las anteriores (0.6% del total, ver Figura 4.2). No obstante, no se debería de obviar este material a la hora de reducir el impacto ambiental de pantallas de pilotes. La extracción de áridos de canteras genera un impacto visual negativo en el paisaje. Además, la utilización de un árido de mayor calidad puede hacer que se reduzca la cantidad de cemento necesaria en la dosificación del hormigón.

El uso de hormigón con áridos reciclados es una de las opciones que se pueden tomar a la hora de reducir el impacto ambiental de la industria del hormigón. Numerosas publicaciones han analizado la influencia de la total o parcial sustitución de áridos naturales por reciclados en las características mecánicas del hormigón [Etxeberría et al., 2007, Xiao et al., 2005, Corinaldesi, 2010]. En general, la total sustitución de áridos naturales por reciclados conlleva una reducción del 20-25% de la resistencia a compresión a los 28 días en comparación con un hormigón tradicional. Un incremento del contenido

de cemento podría igualar la resistencia a compresión del hormigón reciclado con la del tradicional, pero no es una solución efectiva desde los puntos de vista económico y ambiental [Etxeberría et al., 2007, Xiao et al., 2005, Corinaldesi, 2010, Marinkovic et al., 2010]. Además, cuando el grado de sustitución de árido natural por reciclado es del 100 % el módulo elástico puede tener una reducción de hasta un 45 % [Xiao et al., 2005], y la durabilidad del hormigón reciclado disminuye debido a la mayor porosidad de los áridos reciclados [Thomas et al., 2013].

En resumen, se podría decir que una sustitución total del árido natural por el reciclado da lugar a hormigones con una baja-media resistencia a compresión (20-40 MPa [Etxeberría et al., 2007]). Diversos estudios acerca del uso de áridos reciclados en hormigones de altas prestaciones [Limbachiya et al., 2000, Ajdukiewicz and Kliszczewicz, 2002, Papayianni and Anastasiou, 2010b] indican que un gran porcentaje de sustitución (mayor del 30 %) afecta significativamente a la resistencia a compresión y a la densidad del hormigón. Al aumentar el contenido de áridos reciclados aumenta la absorción de agua y la deformación por retracción y fluencia, manteniendo constantes las demás magnitudes. Sin embargo, la procedencia del árido reciclado tiene una gran influencia en las características del hormigón resultante [Ajdukiewicz and Kliszczewicz, 2002].

En este trabajo se va a estudiar el uso de áridos reciclados provenientes de la industria metalúrgica. En estudios previos se ha comprobado la factibilidad del uso de escorias de acería de horno de arco eléctrico como sustituto de áridos naturales [Pellegrino et al., 2013, Pellegrino and Faleschini, 2014]. Además estas escorias producen un efecto beneficioso en el hormigón frente a ambientes agresivos [Pellegrino and Gaddo, 2009] y generan unas menores emisiones hacia la atmósfera comparadas con los áridos naturales [Faleschini et al., 2014].

4.3.1. Materiales y dosificaciones

Las escorias de acería de horno de arco eléctrico (de aquí en adelante escorias) son un subproducto de la producción de acero en plantas de hornos de arco eléctrico. Dichas plantas suponen un 40 % de la producción mundial de acero, generando más de 10 millones de toneladas de este tipo de escorias cada año en Europa [Euroslag, 2012]. Las escorias utilizadas en este trabajo provienen de una fábrica de acero situada en el noroeste de Italia. Estas escorias presentan un color oscuro (casi negro) con una forma angulosa (ver Figura 4.6). Este tipo de escorias tiene una baja capacidad de absorción de agua, una gran densidad y una baja porosidad (ver Tabla 4.2). Se encuentran formadas por un 75 % de óxidos de acero, calcio y silicio más unas menores cantidades de aluminio, magnesio y manganeso [Pellegrino et al., 2013]. Se realizó un proceso de

estabilización de las escorias frescas para limitar el fenómeno de expansión asociado a la hidratación del calcio libre y de los óxidos de magnesio. Este proceso consistió en una exposición de las galgas a condiciones ambientales y un humedecimiento regular mediante spray durante 90 días [Manso et al., 2006].



Figura 4.6: Aspecto de las escorias de acería de horno de arco eléctrico comparado con el de los áridos naturales utilizados

Tabla 4.2: Características físicas de los áridos utilizados

	Escorias	Arena natural	Grava natural
Tamaño (mm)	4-16	0-4	4-16
Densidad aparente (kg/m ³)	3854	2704	2700
Absorción	0.95	1.18	1.04
Forma	Angulosa	Redondeada	Redondeada
Coefficiente de desgaste Los Ángeles (%)	<20	-	18

Los áridos naturales utilizados en este trabajo son silíceos y tienen una forma redondeada (ver Figura 4.6). Se utilizaron dos tamaños distintos: 0-4 mm (arena) y 4-16 mm (gravilla). Las principales características físicas de los áridos naturales se encuentran en la Tabla 4.2. Para la fabricación del hormigón se utilizó un cemento Portland CEM I 52.5 R. También se utilizó aditivo fluidificante para que el hormigón resultante tuviera una consistencia S4 tal y como se define en [EN206-1, 2006].

Se realizaron 9 mezclas de hormigón, variando el contenido de cemento, la relación agua/cemento y el tipo de árido. Tres de los hormigones contenían únicamente áridos

naturales (denominados hormigones convencionales) y seis contenían escorias (denominados hormigones reciclados). En ambos tipos de hormigones la arena utilizada es natural, la diferencia es que en los reciclados la totalidad de la grava natural se reemplaza por escorias. Los detalles de las mezclas se pueden ver en la Tabla 4.3. La cantidad de fluidificante está expresada en % del peso de cemento. La primera letra de cada mezcla indica el tipo de hormigón (C: convencional, R: reciclado). Se utilizó la curva de Bolomey para definir las dosificaciones, incrementando ligeramente el contenido de arena en los hormigones reciclados debido a la diferente forma de los áridos. Además se incrementó el contenido en fluidificante del hormigón reciclado con el objetivo de conseguir la trabajabilidad requerida (+0.2% de media respecto al hormigón convencional). Tras la realización de la mezcla se hormigonaron las distintas probetas, compactándose adecuadamente. Pasadas las primeras 24 horas se desmoldaron y se curaron las probetas en condiciones estándar de temperatura (20°) y de humedad (humedad relativa >95 %).

Tabla 4.3: Dosificaciones relativas a 1 m³ de hormigón

	a/c	Agua (kg)	Cemento (kg)	Arena Nat. (kg)	Grava Nat. (kg)	Escorias (kg)	Fluidif. (%)
Hormigones Convencionales							
C400-0.4	0.4	160	400	836	1020	-	1.2
C400-0.45	0.45	180	400	812	992	-	1.0
C400-0.5	0.5	200	400	789	963	-	0.8
Hormigones Reciclados							
R400-0.4	0.4	160	400	1020	-	1190	1.45
R400-0.45	0.45	180	400	994	-	1148	1.2
R400-0.5	0.5	200	400	965	-	1115	1.0
R350-0.4	0.4	140	350	1067	-	1245	1.2
R350-0.45	0.45	157.5	350	1029	-	1200	1.0
R350-0.5	0.5	175	350	1014	-	1171	0.8

4.3.2. Ensayos mecánicos

Se obtuvieron probetas cúbicas de 150 mm de lado para evaluar la resistencia a compresión ($f_{cm,cube}$) y probetas cilíndricas de diámetro 100 mm y altura 200 mm para medir la resistencia a tracción indirecta y el módulo de elasticidad para cada uno de los hormigones estudiados. Se realizaron 3 ensayos de compresión simple a los 28 días siguiendo las recomendaciones de la normativa europea [EN12390-4, 2000]. La

resistencia a tracción (f_{ctm}) se evaluó a través de ensayos de tracción indirecta según la normativa europea [EN12390-6, 2009]. Por último, el módulo de elasticidad (E_{cm}) se calculó de acuerdo con la normativa europea [EN12390-13, 2013]. Los resultados de todos estos ensayos se pueden ver en la Tabla 4.4.

Tabla 4.4: Características mecánicas de los hormigones estudiados (valor medio \pm desviación estándar)

	Hormigón fresco		Hormigón endurecido			
	Densidad (kg/m ³)	Asiento (mm)	Densidad (kg/m ³)	$f_{cm,cube}$ (MPa)	f_{ctm} (MPa)	E_{cm} (GPa)
Hormigones Convencionales						
C400-0.4	2447	21	2466	56.39 \pm 0.77	3.75 \pm 0.65	40.01 \pm 0.12
C400-0.45	2388	18	2369	42.86 \pm 1.67	3.47 \pm 0.84	31.55 \pm 0.81
C400-0.5	2394	21	2394	40.55 \pm 4.75	3.49 \pm 0.67	33.95 \pm 0.68
Hormigones Reciclados						
R400-0.4	2835	17	2833	76.43 \pm 2.12	5.65 \pm 0.58	49.5 \pm 0.82
R400-0.45	2795	21	2850	63.07 \pm 0.94	4.98 \pm 0.36	48.42 \pm 0.48
R400-0.5	2751	21	2733	55.89 \pm 0.46	3.99 \pm 0.5	45.31 \pm 1.84
R350-0.4	2846	17	2854	73.44 \pm 1.83	4.91 \pm 0.68	49.29 \pm 1.02
R350-0.45	2758	18	2765	60.16 \pm 3.03	4.81 \pm 0.79	48.42 \pm 1.18
R350-0.5	2751	21	2767	58.68 \pm 2.09	4.56 \pm 0.24	47.81 \pm 2.1

Al igual que en anteriores trabajos el uso de este tipo de escorias hace que la trabajabilidad del hormigón se reduzca [Pellegrino and Gaddo, 2009], a pesar del aumento del contenido de fluidificante en los hormigones R400 y del ligero aumento del contenido de arena debido a la forma de las escorias. Sin embargo, con una dosificación correcta de fluidificante el hormigón reciclado resultante puede adquirir una consistencia S4. Los hormigones con escorias presentan una mayor densidad que los convencionales, a destacar las mezclas con menores relaciones agua/cemento.

Los hormigones reciclados presentaron una mayor resistencia a compresión en comparación con los convencionales. Este aumento varía entre un 35-45 % dependiendo de la mezcla en cuestión. La resistencia a tracción también aumenta cuando se sustituye completamente la grava natural por escorias. Esto es debido a la angulosidad de las partículas de las escorias y a su mayor porosidad, mejorando la unión con la pasta cementicia. Por último el módulo de elasticidad también aumenta en el caso de los hormigones reciclados debido a la mayor resistencia y densidad de las escorias en relación a los áridos naturales.

Es importante destacar que no se apreciaron diferencias significativas entre los hormigones reciclados R400 y R350 con idéntica relación a/c en términos de resistencia a compresión y módulo de elasticidad, teniendo en cuenta que el último tiene 50kg/m³ de cemento menos que el primero. Es probable que la reducción de la cantidad de cemento se equilibró con el incremento de contenido de escorias y con la reducción del contenido de agua por metro cúbico. Por otra parte, el contenido de cemento mostró una mayor influencia en la resistencia a tracción para valores bajos de a/c, siendo los valores del hormigón R400-0.4 bastante superiores a los de R350-0.4.

4.3.3. Durabilidad frente a penetración de cloruros: coeficiente de difusión

La corrosión de las armaduras debido a la penetración de cloruros en el hormigón es una de las mayores causas de deterioro de estructuras de hormigón armado. Una correcta predicción del ingreso de cloruros en estas estructuras resulta ser fundamental a la hora de tomar ciertas decisiones acerca de su reparación y mantenimiento. Los mecanismos de penetración de cloruros en el hormigón son complejos, además de que pueden estar combinados entre sí [Nilsson et al., 1996]. Sin embargo, la difusión es considerada uno de los principales mecanismos de transporte.

El coeficiente de difusión D es un parámetro representativo de la durabilidad del hormigón utilizado en la predicción de la vida útil de estructuras de hormigón armado [Baroghel Bouny et al., 2002]. En la literatura se pueden encontrar diversos métodos para calcular el coeficiente de difusión [Castellote et al., 2001, Luping and Nilsson, 1993]. La mayoría de los modelos de difusión utilizados en el campo de la ingeniería civil están basados en la segunda ley de Fick [Castellote et al., 2001, Andrade et al., 2000]. Aunque esta formulación realiza simplificaciones cuestionables (por ejemplo que el hormigón es un material homogéneo, estable y no reactivo [Luping and Gulikers, 2007]), es ampliamente utilizada debido a su gran aplicabilidad y simplicidad. En esta tesis se determinó el coeficiente de difusión de cloruros en los hormigones C400-0.45, C400-0.5, R400-0.45 y R400-0.5 (ver Tabla 4.3).

4.3.3.1. Procedimiento de ensayo de difusión de cloruros

El coeficiente de difusión de cloruros se determinó para cada uno de los hormigones enumerados anteriormente mediante ensayos no estacionarios. Se realizaron doce probetas cilíndricas (tres por cada hormigón estudiado) de altura 200 mm y diámetro 100 mm. Se siguieron las recomendaciones propuestas por la normativa NT Build 443 [NT-Build443, 1995] hasta la determinación de la penetración de los cloruros en el hormigón.

Para la determinación del coeficiente de difusión se utilizó la normativa [NTBuild492, 1999]. Antes del ensayo de difusión, los especímenes deben de tener un tiempo de curado superior a los 28 días (en este caso se optó por 90 días para reducir posibles hidrataciones posteriores [He et al., 2012]). Tras el curado, los especímenes se partieron por la mitad perpendicularmente al eje del cilindro, obteniendo dos especímenes de altura 100 mm aproximadamente. Posteriormente los especímenes se introdujeron durante 24 horas en una solución saturada de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ a 23° [Baroghel-Bouny et al., 2007] hasta que los cambios en la masa de la probeta fueron menores que el 0.1 % para minimizar la lixiviación durante los ensayos de difusión. Una vez hecho esto, se cubrió la superficie de todas las probetas con silicona excepto la cara de corte que estará en contacto con la solución de NaCl. Finalmente las probetas se sumergieron en una solución de NaCl (ver Figura 4.7) con una concentración de 165 ± 1 g NaCl por dm^3 a una temperatura entre 21° y 25° [NTBuild443, 1995].



Figura 4.7: Probetas de hormigón sumergidas en la solución NaCl

Se eligieron tres tiempos de exposición a la solución NaCl: 28, 60 y 90 días. Una vez transcurrido el tiempo de exposición requerido, dos probetas de cada tipo de hormigón se partieron en dos de forma perpendicular a la superficie expuesta. Se pulverizó una solución 0.1 M AgNO_3 [He et al., 2012, Baroghel-Bouny et al., 2007] sobre las probetas partidas. En general la zona afectada por cloruros adopta un color claro (gris claro o blanco) con respecto a la zona libre de cloruros, que adopta un color más oscuro (gris oscuro o negro). Dichos colores pueden variar en función del contenido de cloruros o de

las características de la mezcla. En el caso de hormigones con escorias no se encuentra en la literatura ninguna referencia al respecto. En cualquier caso, la zona libre de cloruros adoptará un color más oscuro que la zona afectada por cloruros. Una vez que es visible el límite entre ambas zonas se mide la profundidad media de penetración de los cloruros x_d para el tiempo t en cuestión midiendo la distancia entre la superficie expuesta y el límite entre ambas zonas. El valor de x_d es la media de 5-7 medidas tomadas a intervalos de 10 mm, ninguna de ellas tomada a menos de 1 cm del borde para evitar efectos de borde [NTBuild492, 1999].

4.3.3.2. Formulación de la difusión de cloruros en hormigón

La difusión de cloruros en el hormigón sigue la segunda ley de Fick, cuya expresión general es la siguiente:

$$\frac{\partial c(x, t)}{\partial t} = D \frac{\partial^2 c(x, t)}{\partial x^2} \quad (4.1)$$

donde t es el tiempo de exposición, $c(x, t)$ es la concentración de cloruros a una profundidad x tras un tiempo t y D es el coeficiente de difusión. Se adoptan las siguientes suposiciones: (1) difusión unidimensional en un semiespacio; (2) hormigón homogéneo; (3) concentración de cloruros constante en la superficie de exposición; (4) coeficiente de difusión constante en el tiempo y en el espacio. Teniendo en cuenta todas estas suposiciones, la Ecuación 4.1 queda de la siguiente forma:

$$c(x, t) - c_i = (c_s - c_i) \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{D_{app}t}} \right) \right] \quad (4.2)$$

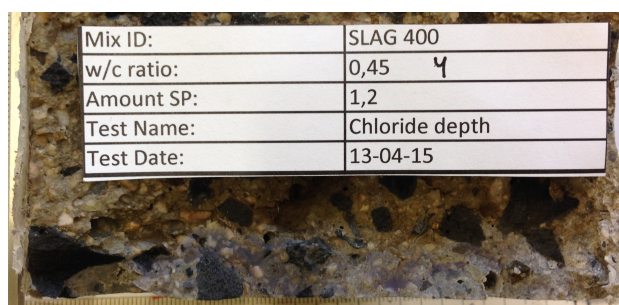
donde c_i es la concentración inicial de cloruros en el hormigón para $t=0$, c_s es la concentración de cloruros en la superficie de exposición, erf denota la función error y D_{app} es el coeficiente de difusión aparente. El coeficiente de difusión aparente se obtiene de ensayos no estacionarios y tiene en cuenta implícitamente la unión de los cloruros con las distintas fases del cemento [Spiesz and Brouwers, 2013]. D_{app} se puede calcular a través de la medición de la profundidad de penetración media de los cloruros x_d para un tiempo t utilizando la Ecuación 4.3, que se deriva de la Ecuación 4.2 cuando $c_i = 0$:

$$x_d = 2\operatorname{erf}^{-1} \left(1 - \frac{c_d}{c_s} \right) \sqrt{D_{app}t} \quad (4.3)$$

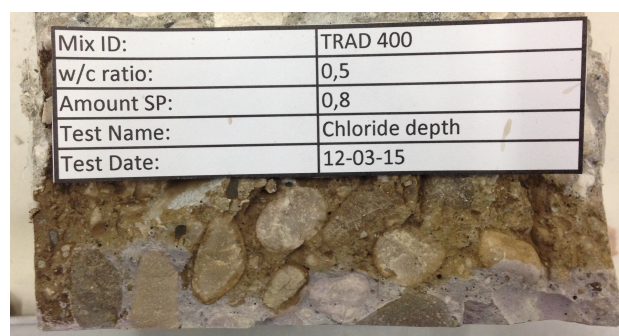
donde c_d es la concentración de cloruros en el límite entre las zonas de distinto color (profundidad x_d) y erf^{-1} es la inversa de la función error. El valor de c_d según [NTBuild492, 1999] es 0.07 N, y c_s adopta el valor de la concentración de la solución en la que se sumergen los especímenes. Se midieron 4 valores de x_d en 3 tiempos de exposición distintos para cada hormigón (28, 60 y 90 días).

4.3.3.3. Resultados ensayos difusión cloruros

Transcurridos 15 minutos tras la pulverización de la solución 0.1 M $AgNO_3$ el límite que separa las zonas afectada y no afectada por cloruros es claramente visible. En ambos tipos de hormigones la zona libre de cloruros adoptó un tono de marrón oscuro (ligeramente más oscuro en el caso de hormigones con escorias). Por otro lado, la zona afectada por cloruros adoptó un color gris violáceo en hormigones con escorias y morado en hormigones convencionales (ver Figura 4.8).



(a)



(b)

Figura 4.8: Hormigón convencional (a) y con escorias (b) tras pulverización de solución $AgNO_3$

El coeficiente de difusión aparente se calculó utilizando la ecuación 4.3 junto con las medidas de profundidad de penetración de cloruros obtenidas en la campaña experimental. Estas mediciones de x_d se llevaron a cabo a través de dos formas: manualmente

con un calibre como se indica en [NTBuild492, 1999] y utilizando un software de edición de imágenes. Los valores de los coeficientes de difusión calculados se encuentran en la Tabla 4.5.

Tabla 4.5: Coeficiente de difusión aparente D_{app} para cada tipo de hormigón ensayado

	D_{app} (mm ² /año)
C400-0.45	45.0
C400-0.5	59.1
R400-0.45	40.4
R400-0.5	50.1

Como se puede ver en la Tabla 4.5 los hormigones con escorias tienen un menor D_{app} que los hormigones convencionales (a igual a/c). Esto significa que la durabilidad de hormigones con escorias en ambientes expuestos a cloruros es mayor que en el caso de hormigones convencionales. Como era de esperar, los hormigones con menor relación a/c presentaron un menor valor de D_{app} . Los resultados de esta campaña experimental están en consonancia con los resultados presentados en [Baroghel Bouny et al., 2002], donde se ensayaron un gran número de hormigones convencionales de altas prestaciones utilizando diversos métodos, entre ellos el colorimétrico. Los valores de D_{app} obtenidos para hormigones convencionales variaron entre $2.1 \cdot 10^{-12}$ y $9.3 \cdot 10^{-12}$ m²/s (66.2 - 293.3 mm²/año) y para hormigones convencionales de altas prestaciones entre $0.43 \cdot 10^{-12}$ y $2 \cdot 10^{-12}$ m²/s (13.6 - 63.1 mm²/año). Estos valores están en el rango de los valores obtenidos para hormigones con escorias.

Conclusiones / Conclusions

CONCLUSIONES

De acuerdo con los objetivos planteados en el Capítulo 1 y atendiendo a los resultados obtenidos se puede concluir:

1. Las normativas actuales de diseño de estructuras de hormigón armado están orientadas hacia secciones rectangulares y en forma de T, existiendo un vacío en el tratamiento de secciones circulares. En este contexto, las normativas actuales no ofrecen ningún tipo de definición de área efectiva de hormigón para considerar el efecto de tension stiffening en secciones circulares. En este trabajo se define un área efectiva de hormigón traccionado para secciones circulares simétrica o asimétricamente armadas. La definición de dicha área eficaz se dedujo imponiendo que los diagramas momento-curvatura obtenidos fuesen idénticos a los obtenidos mediante la fórmula de interpolación del Eurocódigo 2.
2. En la campaña experimental de pilotes a corto plazo se demostró que el área efectiva para secciones circulares propuesta en esta tesis da unos valores de flecha en centro de vano y de máxima tensión de tracción muy similares a los obtenidos experimentalmente. Además se comprobó que existen ciertas discrepancias entre el ancho de grieta característico propuesto por el Eurocódigo 2 y el medido en el caso de los pilotes asimétricos.
3. La deflexión en centro de vano del pilote asimétrico fue superior a la del pilote simétrico en la campaña experimental de largo plazo. Esto es debido a la restricción de la retracción por parte del armado asimétrico, causando una curvatura adicional.
4. El deterioro del efecto de tension-stiffening en el caso del pilote asimétrico fue mayor que en el del simétrico. De hecho, dicho efecto tiende a desaparecer en

el tiempo en el pilote asimétrico, mientras que en el simétrico se observó un comportamiento constante en el tiempo.

5. Los valores del parámetro β que contiene el efecto de la duración de la carga propuestos en el Eurocódigo 2 deben de ser reconsiderados. El Eurocódigo 2 solamente propone dos valores (1 y 0.5) que resultan insuficientes dada la alta complejidad de los factores englobados en el parámetro β . La consideración de $\beta = 0.5$ da lugar a unos valores que se alejan de los obtenidos experimentalmente en esta tesis. Se realizó un ajuste de β en el tiempo, obteniéndose un valor constante de $\beta = 1$ en el caso del pilote simétrico ensayado. En el caso del pilote asimétrico β decrece en el tiempo, alcanzando un valor mínimo de 0.2 a 100 días. Resulta necesario la realización de un mayor número de ensayos a largo plazo para obtener unos valores más específicos y generales de β en el tiempo.
6. El reemplazo total de áridos gruesos naturales por escorias de acería de horno de arco eléctrico mejora las características mecánicas del hormigón, como son la resistencia a compresión, la resistencia a tracción y el módulo elástico. Además se consiguió un hormigón de altas prestaciones manteniendo un ratio agua/cemento relativamente alto (mayor de 0.4) sin usar ningún tipo de aditivo.
7. Los métodos colorimétricos basados en soluciones de AgNO_3 han resultado ser aplicables en hormigones con escorias de acería de horno de arco eléctrico. El uso de este tipo de escorias mejora la durabilidad del hormigón en ambientes expuestos a cloruros, reduciendo el coeficiente de difusión.

CONCLUSIONS

1. Current codes of design of RC structures are oriented to rectangular and T-type cross section types and there is a clear lack of treatment of circular cross sections. In this context, the effective area of concrete in tension, $A_{c,eff}$, has been studied for rectangular or T-type sections to consider the tension stiffening effect, and codes of design, i.e., Eurocode 2 or CEB-fib Model Code 2010, suggest standard values for this effective area to be taken into account in the serviceability computations of reinforced concrete structures. However, no treatment for circular sections is found. A model to represent the evolution of the effective area in tension as cross sectional strain changes has been introduced. General expressions for the evolution of $A_{c,eff}$ as a function of the neutral fiber depth of the section has been presented in this work for circular sections. These expressions have been deduced by obtaining the necessary values of $A_{c,eff}$ in order to get

the same $\phi - M$ relationship than the one given by the interpolation equation suggested by Eurocode 2.

2. An experimental campaign of circular RC cross-sections piles, symmetrically and non-symmetrically reinforced in short term loading has been presented. The effect of the tension stiffening area has been quantified by the comparison of the experimental results with the calculated results. It has been shown that the tension stiffening area proposed by Carbonell-Márquez et al. [Carbonell Márquez et al., 2014] leads to results of the deflection at midspan and the maximum tensile stress in reinforcement very close to the actual response of the structural element. Some discrepancies exist between the characteristic crack widths proposed by EC2 [CEN, 2004] and the measured values for the case of non-symmetrical reinforcement.
3. In the long-term experimental campaign the evolution over time of the deflection at midspan, under constant load, shows higher values in the asymmetrically reinforced pile in comparison with the symmetrically reinforced pile. The reason for these higher values of deflection is found in the different restraint to shrinkage provided by the bonded reinforcement that causes an additional curvature in asymmetrically reinforced concrete piles.
4. It has been also observed how the tension stiffening effect was different for the asymmetrically and the symmetrically reinforced piles. In the first case, tension stiffening tends to disappear with time due to degradation of the effective area of concrete in tension. This effect seems not to appear in the case of symmetrically reinforced concrete piles, in which tension stiffening effect was sustained in time.
5. When computing deflections with the approach given by EC2 and using the parameter β to take into account duration of loading, the results would be close to the experimental ones if that parameter is decreased with time in the case of NSRCS and taken constant and equal to 1 in the case SRCS, instead of taking $\beta = 0.5$ as EC2 suggests, likely deduced for square sections.

An adjustment to get proper values for β has been carried out employing the two different exposed models for $A_{c,eff}$. For SRCS $\beta = 1$ can be adopted over time whereas that for NSRCS β decreases gradually over time, reaching a minimum value equal to 0.2 at 100 days. The adjustment has been used with the EC2 approach to compute analytical values for deflection and very good results have been obtained.

6. Total replacement of coarse aggregate with EAF slag improves concrete's mechanical properties, including compressive, tensile strength and elastic modulus. Accordingly, in this work, the production of HPC with EAF slag was possible, maintaining relatively high w/c ratios (higher than 0.4), and without using mineral additions, commonly used to achieve high strength.

7. Colorimetric methods based on AgNO_3 solutions can be used for the determination of chloride ingress into EAF concrete; the dark color of the latter does not preclude the clear visual determination of chloride-free and -affected zones. The use of EAF slag improves concrete durability in chloride-exposed environment, leading to a reduction of the diffusion coefficient.

Anexos

Publicación en “Engineering Structures”, 2014

Effective area in tension stiffening of reinforced concrete piles subjected to flexure according to Eurocode 2

Juan F. Carbonell-Márquez^a, Luisa M. Gil-Martín^b, M. Alejandro, Fernández-Ruiz^b, Enrique Hernández-Montes^b

^a Department of Mathematics and Engineering, Universidad Loyola Andalucía, C/Energía Solar 1, 41014 Sevilla, Spain

^b Department of Structural Mechanics, University of Granada (UGR), Campus Universitario de Fuentenueva s/n, 18072 Granada, Spain

(Published in “Engineering Structures”, Volume 76, Pages 62-74, Accepted June 2014)

DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.06.041>

ABSTRACT

The asymmetric arrangement of reinforcement in concrete pile members employed as retaining earth systems has recently been introduced. The study of the behavior of those members under service loads requires the study of tension stiffening in circular cross sections under flexure. In order to apply tension stiffening, an effective area of concrete in tension is to be defined. General expressions to evaluate the effective area of concrete in tension are given and tested in full scale experiments of members with circular cross sections symmetrically and asymmetrically reinforced.

A.1. Introduction

Traditionally, the reinforcement layout employed in the cross section of circular concrete members has been symmetric, even if the direction of loading had a clear direction, as in the case of pile walls built to retain earth in excavations. Recent works of the TEP-190 research group at the University of Granada [Gil Martín et al., 2010, Gil Martín et al., 2011, Hernández Montes et al., 2013b] have presented the strength design of asymmetrically reinforced concrete (RC) members with a circular cross section under flexure (Fig. A.1). However, the behavior in service, i.e., cracking and deformation, of that type of member is still being studied.



Figura A.1: Asymmetrical reinforcement for wall pile at construction site

When studying the short term deformation under flexure of RC members, it is essential to know the relationship between curvature and bending moment, $M-\phi$, for any particular cross section of the member. Once the $M-\phi$ relationship is obtained, the deformation of the entire member is computed by integrating the resulting curvature ϕ from the bending moment distribution along the length of the member.

To compute the full $M-\phi$ relationship of a RC cross section - for constant values of the axial force - the strain distribution which causes axial equilibrium has to be found for a particular value of the curvature, ϕ ; employing that strain distribution, the value of the bending moment M can be computed by integration of the corresponding normal stress distribution. In order to do this, firstly the stress-strain distributions for the materials composing the section - concrete and steel - have to be known.

Eurocode 2 (EC2) [CEN, 2004] or, equivalently, CEB-fib Model Code 2010 (MC2010) [FIB, 2012] propose concrete and steel stress-strain relationships but do not provide an explicit expression to model the tension stiffening behavior of RC of type $\sigma_{cTS} = \sigma_{cTS}(\epsilon)$, that is, the average tensile behavior of the member after cracking. Instead of that, those codes contain an expression to evaluate the strain, curvature, or deflection which takes tension stiffening into account by interpolating the computed

parameter between its corresponding values to the uncracked and fully cracked states of the section:

$$\alpha = \zeta\alpha_2 + \beta(1 - \zeta)\alpha_1 \quad (\text{A.1})$$

In Eq.A.1 α is the strain, curvature, or deflection after the section has cracked; α_1 and α_2 are the values of α computed for the uncracked and fully cracked conditions respectively; ζ is an interpolation coefficient that takes the effect of tension stiffening into account - described below - and β is a parameter that accounts for the duration of load and its repeatability. As short term processes are considered within this work, $\beta = 1.0$.

In spite of what has been mentioned above, Hernández-Montes et al. [Hernández Montes et al., 2013a] deduced a $\sigma_{cTS}(\epsilon)$ relationship from the tension stiffening model included in “CEB Design Manual on Cracking and Deformations” [CEB, 1985]. This is the same interpolation expression given in EC2 and MC2010:

$$\sigma_{cTS}(\epsilon) = -\frac{\rho}{2}E_s\epsilon + \sqrt{\left(\frac{\rho}{2}E_s\epsilon\right)^2 + f_{ctm}^2(1 + n\rho)} \quad (\text{A.2})$$

where ρ is the reinforcement ratio, $n = E_s/E_c$, E_s and E_c are the elastic modulus of steel and concrete, respectively, and f_{ctm} is the tensile strength of concrete. Nevertheless, this $\sigma_{cTS}(\epsilon)$ tension stiffening expression has to be applied to a particular portion of the cross section under tensile stress; since tension stiffening is due to a bond between concrete and reinforcement, it seems reasonable to apply the tension stiffening stress-strain relationship to a specific zone of the cross section around the reinforcing steel, that is, to an effective area of concrete in tension, $A_{c,eff}$. In fact, Bentz [Bentz, 2000] suggests that average tension in the concrete will reduce to zero as the distance away from the bar reaches about half the crack spacing. According to this, he proposes a tension stiffening stress-strain relationship which varies along the depth of the cross section of the RC element. Originally, CEB-fib Model Code 1978 [CEB, 1978] proposes $A_{c,eff}$ to be the rectangular area tributary to and surrounding the bar of diameter \emptyset over a distance not exceeding $7.5\emptyset$ from the center of the bar [Hernández Díaz and Gil Martín, 2012], with this area being truncated by the geometrical limits of the member and without overlapping with the effective area of concrete corresponding to other bars (Fig. A.2).

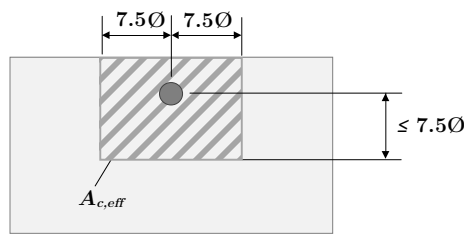


Figura A.2: Effective area of concrete in tension, $A_{c,eff}$, stiffened by the reinforcement steel bar [Hernández Díaz and Gil Martín, 2012]

The later versions of Model Code, MC90 [MC90, 1993] and MC2010 [FIB, 2012], change that definition of $A_{c,eff}$ to the values showed in Fig. A.3; this definition is also proposed by EC2 [CEN, 2004]

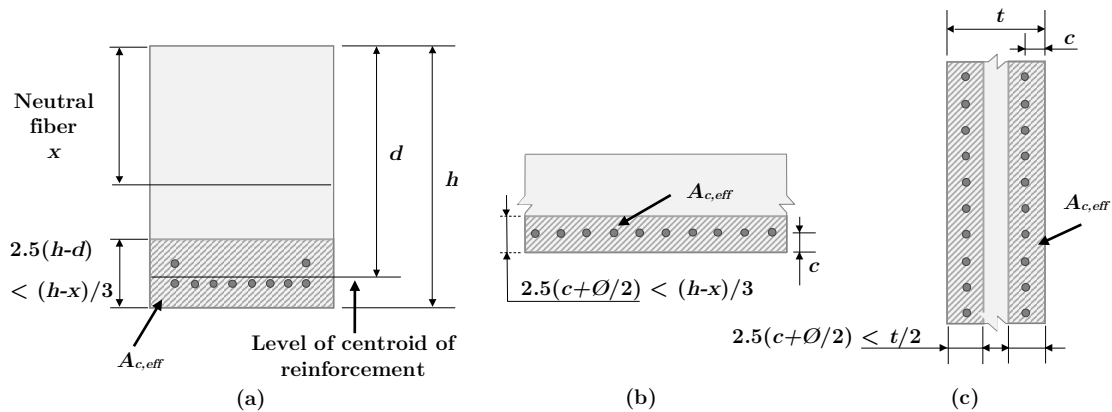


Figura A.3: Effective area of concrete in tension according to MC2010 [FIB, 2012]: (a) beam; (b) slab; and (c) member in tension

Manfredi and Pecce [Manfredi and Pecce, 1998] present a refined fiber model for the analysis RC beams that include an explicit formulation of bond-slip relationship in which employ an effective area around the reinforcement that occupies the whole width of the section and has a height $h_{c,eff} = (c + 8,5\varnothing)$, with c being the concrete cover. Kwak and Song [Kwak and Song, 2002] set out in their cracking analysis of RC members that the effective area of concrete in tension can be represented by $A_{c,eff} \approx 1/4(1 + n\rho)bh$, with b and h the width and height of the section respectively, $n = E_s/E_c$ and $\rho = A_s/bh$. Gilbert and Ranzi, in their book about time-dependent behavior of RC structures [Gilbert and Ranzi, 2011] present a method for predicting the maximum final crack width based on the Tension Chord Model of Marti et al. [Marti et al., 1998] and employ an effective area of concrete in tension equal to $A_{c,eff} = 1/2(h - x)b^*$, where b^* is the width of the section at the level of centroid of tensile steel but not greater than the number of bars in the tension zone multiplied by $12\varnothing$. Castel et al. [Castel et al.,

2006] propose a new value for $A_{c,eff}$ which is based on a multi-linear stress profile in the full depth of the concrete section between the flexural cracks, as shown in Fig. A.4.

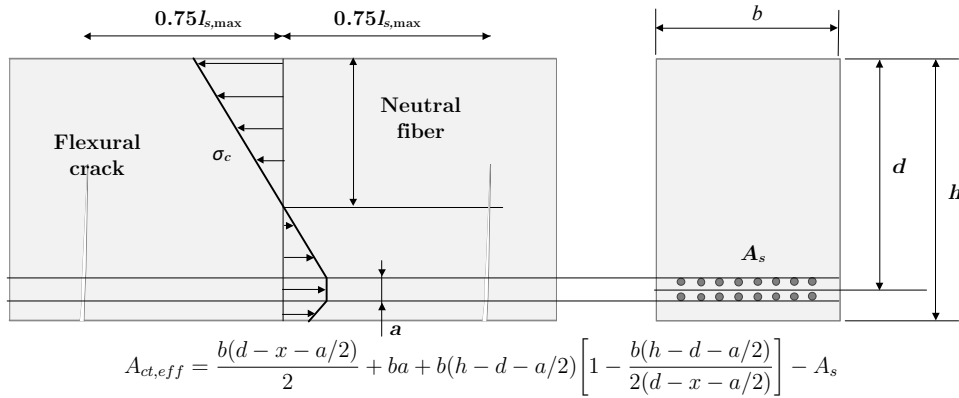


Figura A.4: Model of stress distribution in the concrete and effective area of concrete in tension proposed by Castel et al. [Castel et al., 2006]

Each expression given above for $A_{c,eff}$ has been applied to rectangular cross sections and the only one found by the authors of this work related to circular cross sections is the one given by Wiese et al. [Wiese et al., 2004]. The authors of that work deal with symmetrically reinforced cross sections and idealize the reinforcement as a continuous ring. The value of $A_{c,eff}$ that they employ is equal to the area of the circular strip which lies below the cross section neutral axis, i.e., in tension, whose width is $2.5(R-R_{int})$, where R is the radius of the section and R_{int} is the radius of the circle joining the centroids of the reinforcement bars (Fig. A.5).

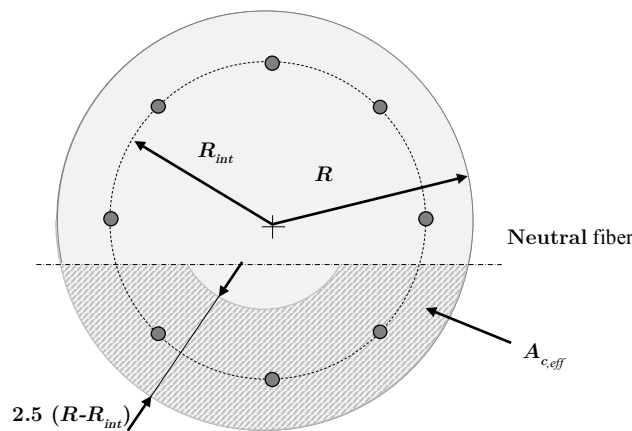


Figura A.5: Effective area of concrete in tension for circular cross sections proposed by Wiese et al. [Wiese et al., 2004]

The present work presents a new definition of $A_{c,eff}$ in circular cross section for both symmetric and asymmetric reinforcement layouts, so that when integrating the $\sigma_{cTS}(\epsilon)$ tension stiffening relationship, Eq. A.2, in the effective area of concrete in tension, the resulting $M-\phi$ relationship is the same as computing it with the interpolation equation Eq. A.1 given in EC2 [CEN, 2004] or MC2010 [FIB, 2012] (Fig. A.6).

Firstly, the expression of tension stiffening proposed by [Hernández Montes et al., 2013a] is presented in detail. Afterwards, the research of the proposed value of $A_{c,eff}$ is explained for circular sections and general expressions are given. The obtained $M-\phi$ relationships with the deduced $A_{c,eff}$ are compared with those obtained from Eq. A.1. Finally, the predictions of the deflection of some RC elements subjected to pure flexure are compared with experimental results.

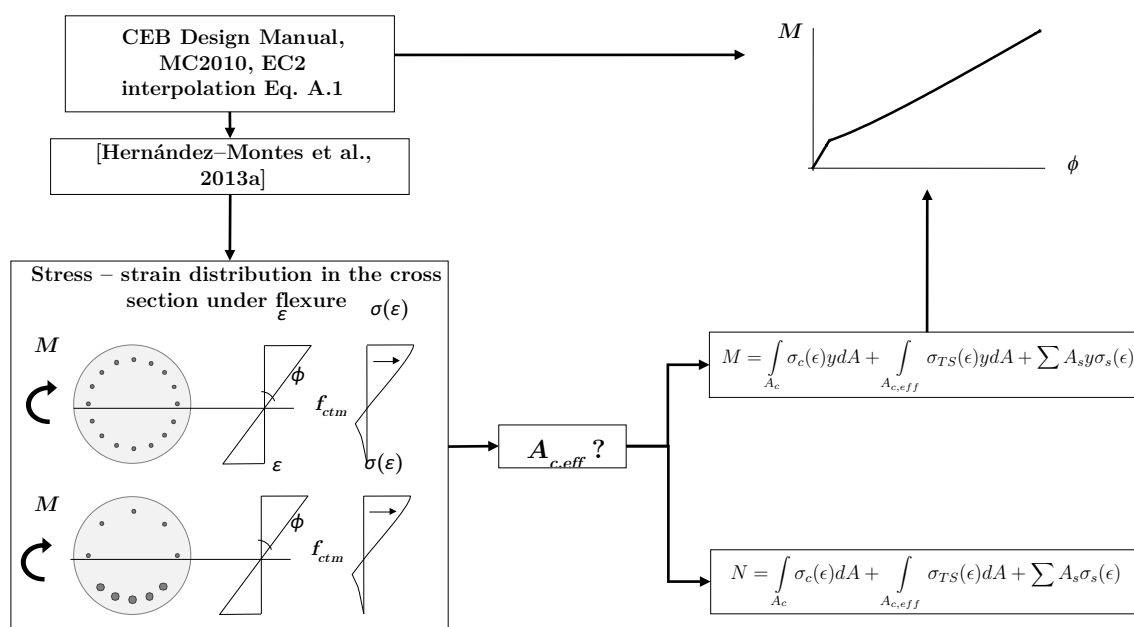


Figura A.6: Problem presentation

A.2. Previous considerations: hypothesis employed in this work and computation of the $M-\phi$ relationship

The numerical method employed by the authors in order to compute the $M-\phi$ relationship for a given RC section is a smeared crack approach and makes use of the Bernoulli hypothesis that plane sections remain plane after deformation, assuming

that no slip of reinforcement occurs, so that the strain on any fiber of the section is given by:

$$\epsilon(y, \epsilon_{cg}, \phi) = \epsilon_{cg} + y\phi \quad (\text{A.3})$$

where ϵ_{cg} is the strain at the center of gravity of the cross section and y is the vertical coordinate of the fiber with its origin at that point of the section (Fig. A.7). The former Eq. A.3 can also be expressed in terms of the angle θ between the vertical principal axis of inertia of the section and the radio vector of the fiber where the strain is evaluated (Fig. A.7):

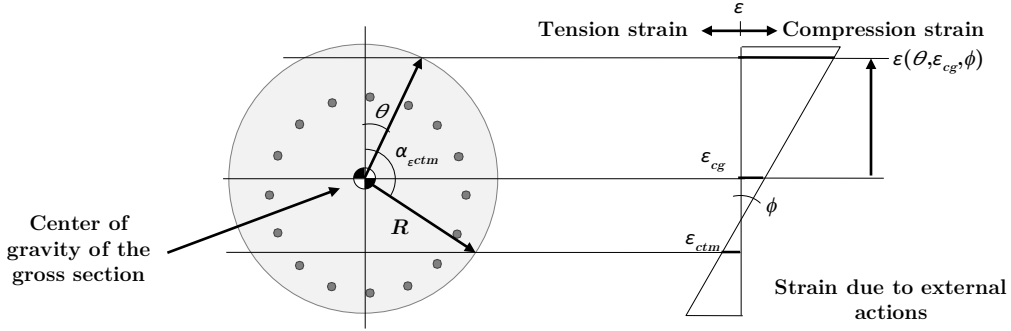


Figura A.7: Bernouilli hypothesis and strain at the cross section and nomenclature

$$\epsilon(\theta, \epsilon_{cg}, \phi) = \epsilon_{cg} + \phi R \cos(\theta) \quad (\text{A.4})$$

In the present work, compression strain, stresses and forces are considered as positive as well as bending moments which cause compression at top fiber.

In Fig. A.7, α_{ectm} is the angle between the vertical principal axis of inertia and the radio vector of the fiber whose strain is the concrete limit strain of cracking, ϵ_{ctm} . Therefore, considering the stress-strain laws for concrete and steel, $\sigma_c(\epsilon)$ and $\sigma_s(\epsilon)$, given by EC2 and the tension stiffening behavior of the concrete given by Eq. A.2, the value of the resultant axial force N in the section for a given pair of values $\phi - \epsilon_{cg}$ is:

$$N = 2 \int_0^{\alpha_{ectm}} (R \sin(\theta))^2 \sigma_c(\theta, \epsilon_{cg}, \phi) d\theta + \int_{A_{c,eff}} \sigma_{cTS}(\theta, \epsilon_{cg}, \phi) dA + \sum_j A_j \sigma_s(y_j, \epsilon_{cg}, \phi)$$

(A.5)

where A_j and y_j are the cross sectional area and the vertical coordinate of each reinforcing steel bar, respectively. In Eq. A.5, the stress-strain laws for concrete and steel, $\sigma_c(\epsilon)$, $\sigma_{cTS}(\epsilon)$ and $\sigma_s(\epsilon)$, have been written directly as functions of the angle of the fiber, h , the strain at the center of gravity of the section, ϵ_{cg} , and the curvature of the section, ϕ : $\sigma(\epsilon) = \sigma(\epsilon(\theta, \epsilon_{cg}, \phi)) = \sigma(\theta, \epsilon_{cg}, \phi)$.

Now, the M - ϕ relationship for the RC section is calculated in an iterative way: given a value of $\phi = \phi_i$, the strain on the center of gravity of the section, ϵ_{cgi} , which causes axial equilibrium is found by employing the bisectional method. Once, ϵ_{cgi} is known, the strain on each fiber of the section can be obtained with Eq. A.4, and the corresponding bending moment, M_i , is computed as:

$$M = 2 \int_0^{\alpha_{ectm}} R^3 \sin^2(\theta) \cos(\theta) \sigma_c(\theta, \epsilon_{cg}, \phi) d\theta + \int_{A_{c,eff}} \sigma_{cTS}(\theta, \epsilon_{cg}, \phi) y dA + \sum_j A_j \sigma_s(y_j, \epsilon_{cg}, \phi) y_j \quad (\text{A.6})$$

A new value of ϕ is imposed and the process is repeated.

A.3. Material models employed in this work

A.3.1. Stress-strain model for uncracked concrete

The stress-strain model for uncracked concrete employed in this work is the one proposed by EC2 [CEN, 2004]. Therefore:

$$\sigma_c(\epsilon) = \begin{cases} E_{cm} \epsilon & \text{if } \epsilon_{ctm} \leq \epsilon < 0 \\ f_{cm} \frac{k\eta(\epsilon) - \eta(\epsilon)^2}{1 + (k-2)\eta(\epsilon)} & \text{if } 0 \leq \epsilon < \epsilon_{cu1} \end{cases} \quad (\text{A.7})$$

where

$$\eta(\epsilon) = \epsilon / \epsilon_{c1}$$

$$\begin{aligned}
\epsilon_{c1} &= 0,7f_{cm}^{0,31}/1000 < 0,0028 \\
E_{cm} &= 22000\left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3} [MPa] \\
f_{cm} &= f_{ck} + 8 [MPa] \\
\epsilon_{ctm} &= f_{ctm}/E_{cm} \\
f_{ctm} &= \begin{cases} -0,3f_{ck}^{2/3} & f_{ck} \leq 50MPa \\ -2,12\log\left(1 + \frac{f_{cm}}{10}\right) & f_{ck} > 50MPa \end{cases} \\
k &= 1,05E_{cm}\frac{\epsilon_{c1}}{f_{cm}} \\
\epsilon_{cu1} &= \begin{cases} 3,5/1000 & f_{cm} < 50MPa \\ 2,8/1000 + 27/1000\left(\frac{98f_{cm}}{100}\right)^4 & f_{cm} \geq 50MPa \end{cases}
\end{aligned}$$

A.3.2. The concrete tension stiffening model implicit in CEB Design Manual on Cracking and Deformation [CEB, 1985]

In a recent publication [Hernández Montes et al., 2013a] Hernández-Montes et al. provided an explicit expression for the tension stiffening contribution of concrete. The authors employ the expression for the average strain in the tension reinforcement given by CEB Design Manual [CEB, 1985]:

$$\epsilon_{sm} = \epsilon_{s,1}\left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{s,2}}\right)^2 + \epsilon_{s,2}\left[1 - \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{s,2}}\right)^2\right] \quad (A.8)$$

where $\epsilon_{s,1}$ and $\sigma_{s,1}$ are the strain and the tension in the reinforcement corresponding to an uncracked section, $\epsilon_{s,2}$ and $\sigma_{s,2}$ are the strain and the tension in the reinforcement for a fully cracked section, respectively, and σ_{sr} is the tensile stress in the steel assuming a fully cracked section under the load that causes tensile stress in the concrete equal to its maximum tensile strength, f_{ctm} :

$$\sigma_{sr} = f_{ctm}\frac{(1 + n\rho_{eff})}{\rho_{eff}} \quad (A.9)$$

being $n = E_s/E_c$ and $\rho_{eff} = A_s/A_{c,eff}$; all these parameters can be easily understood by considering Fig. A.8.

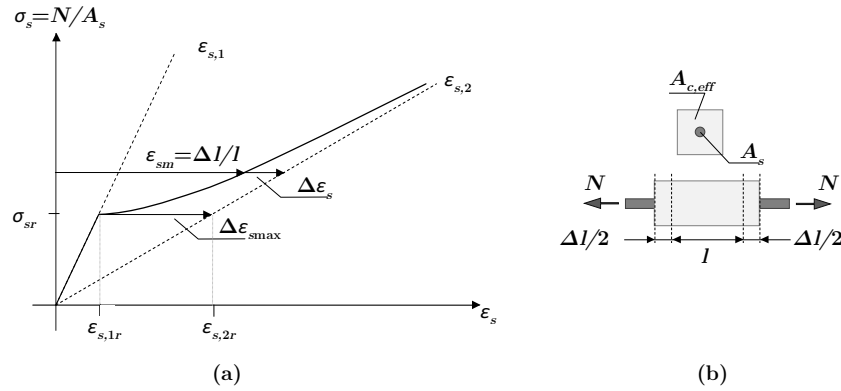


Figura A.8: Tension stiffening model proposed by CEB Design Manual on Cracking and Deformation [CEB, 1985]: (a) stress-strain model for the reinforcement; and (b) RC prism subjected to tensile force

The expression given in Eq. A.8 is similar to the one proposed by EC2 [CEN, 2004] or MC2010 [FIB, 2012] - Eq. A.1 - being the parameter ζ equal to:

$$\zeta = 1 - \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{s,2}} \right)^2 \quad (\text{A.10})$$

Hernández-Montes et al. [Hernández Montes et al., 2013a] get an expression $\sigma(\epsilon)$ from Eq. A.8 that describes the tension stiffening contribution of the concrete:

$$\sigma_{cTS}(\epsilon) = -\frac{\rho_{eff}}{2} E_s \epsilon + \sqrt{\left(\frac{\rho_{eff}}{2} E_s \epsilon \right)^2 + f_{ctm}^2 (1 + n \rho_{eff})} \quad (\text{A.11})$$

As previously mentioned, tensile strains and stresses are considered to be negative in this work. Therefore, Eq. A.11 has to be rewritten as:

$$\sigma_{cTS}(\epsilon) = \frac{\rho_{eff}}{2} E_s |\epsilon| - \sqrt{\left(\frac{\rho_{eff}}{2} E_s |\epsilon| \right)^2 + f_{ctm}^2 (1 + n \rho_{eff})} \quad (\text{A.12})$$

This equation is valid only until steel at any crack in the element reaches its tensile yield strain $-\epsilon_y$. The average strain on the member in that moment, the apparent yield strain, can be found by equilibrium (Fig. A.9 and Eq. A.13):

$$f_y A_s = \sigma_s(\epsilon_{ap}) A_s + \sigma_{cTS}(\epsilon_{ap}) A_{c,eff} \rightarrow \epsilon_{ap} \quad (\text{A.13})$$

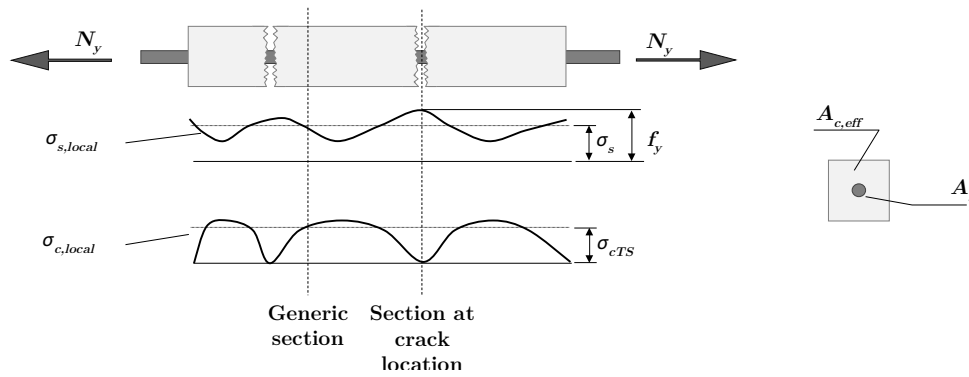


Figura A.9: Local and average stresses at the cracked prism

If the strain keeps growing, the axial load will be constant and the average tensile stress in concrete will be reduced linearly until the average strain of the prism reaches $-\epsilon_y$ (Fig. A.10).

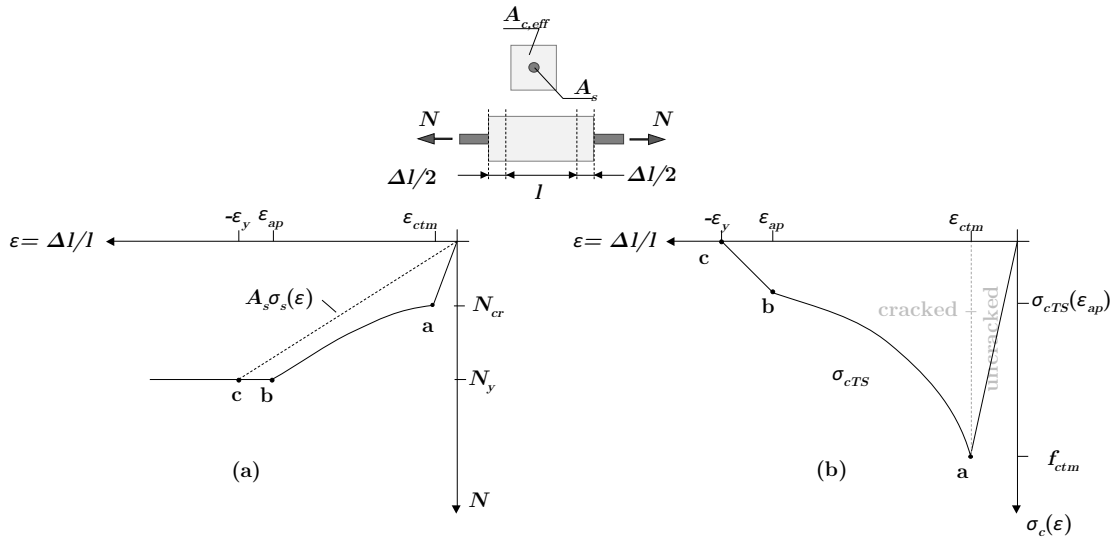


Figura A.10: RC prism subjected to axial tensile load: (a) load evolution versus average strain in the member; and (b) stress-strain diagram of concrete in tension. Adapted from [Stramandinoli and La Rovere, 2008]

Therefore, the complete stress-strain expression for the cracked concrete is:

$$\sigma_{cTS}(\epsilon) = \begin{cases} 0 & \text{if } \epsilon < -\epsilon_y \\ \frac{\sigma_{cTS,ap}}{\epsilon_y + \epsilon_{ap}}(\epsilon + \epsilon_y) & \text{if } -\epsilon_y \leq \epsilon < \epsilon_{ap} \\ \sigma_{cTS}(\epsilon) = \frac{\rho_{eff}}{2} E_s |\epsilon| - \sqrt{\left(\frac{\rho_{eff}}{2} E_s |\epsilon|\right)^2 + f_{ctm}^2 (1 + n\rho_{eff})} & \text{if } \epsilon_{ap} \leq \epsilon < \epsilon_{ctm} \end{cases} \quad (\text{A.14})$$

Eqs. A.7 and A.14 describe the complete behavior of concrete.

A.3.3. Reinforcing steel stress-strain model

For the steel of the reinforcement, the bilinear and symmetric model given in EC2 [CEN, 2004] is employed. The hypothesis of symmetry is valid for the maximum spacing for the stirrups allowed by the majority of existing concrete codes [Gil Martín et al., 2008]. According to this, the stress-strain relationship is given by:

$$\sigma_s(\epsilon) = \begin{cases} -f_y & \text{if } \epsilon < -\epsilon_y \\ E_s \epsilon & \text{if } -\epsilon_y \leq \epsilon < \epsilon_y \\ -f_y & \text{if } \epsilon \geq \epsilon_y \end{cases} \quad (\text{A.15})$$

being f_y the yield limit of the steel, $\epsilon_y = f_y/E_s$, and $E_s = 200$ GPa.

A.4. Seeking the effective concrete area in tension stiffening

The stress-strain models for the materials composing the cross section of the member have been exposed, but despite this the axial force, N_{TS} , and bending moment, M_{TS} , - Eqs. A.16 - produced by tension stiffening cannot be computed since $A_{c,eff}$ is an unknown parameter.

$$\begin{aligned} N_{TS} &= \int_{A_{c,eff}} \sigma_{cTS}(\epsilon) dA \\ M_{TS} &= \int_{A_{c,eff}} \sigma_{cTS}(\epsilon) y dA \end{aligned} \quad (\text{A.16})$$

As mentioned above, this work intends to find an expression for $A_{c,eff}$ so that the resulting $M - \phi$ relationship is the same as the one computed with Eq. A.1. In that equation, the parameter that takes the tension stiffening effect into consideration, ζ , is defined by Eq. A.10. However, EC2 [CEN, 2004] and MC2010 [FIB, 2012] allow that parameter to be computed as follows, when the RC element is subjected to pure bending:

$$\zeta = 1 - \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^2 \quad (\text{A.17})$$

where M_{cr} is the cracking moment and M is the moment to which the element is subjected. If this parameter is included in Eq. A.1 and being α the curvature ϕ , it remains:

$$\phi = \left(1 - \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^2 \right) \phi_2 + \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^2 \phi_1 \quad (\text{A.18})$$

Writing the uncracked and fully cracked curvatures, ϕ_1 and ϕ_2 , in terms of the bending moment M and the second moments of area of the uncracked and fully cracked transformed cross sections about the horizontal principal axis of inertia, I_1 and I_2 , an expression of the type $M(\phi)$ can be obtained from Eq. A.18 as:

$$M(\phi) = \frac{\phi E_{cm} I_2}{2} + \sqrt{\left(\frac{\phi E_{cm} I_2}{2} \right)^2 - M_{cr}^2 \left(\frac{I_2}{I_1} - 1 \right)} \quad (\text{A.19})$$

The expression given in Eq. A.19 determines the values of the bending moment, M , as a function of the curvature, ϕ , that will be obtained if a correct value of $A_{c,eff}$ is adopted.

A.4.1. Adopted model for $A_{c,eff}$

In this work, it is assumed that, for a given strain distribution, that is, a pair of $\phi - \epsilon_{cg}$, the effective area of concrete in tension, $A_{c,eff}$, is a circular strip whose width is $h_{c,eff}$ placed on the tensile side of the section below the horizontal fiber whose deformation is ϵ_{ctm} (Fig. A.11).

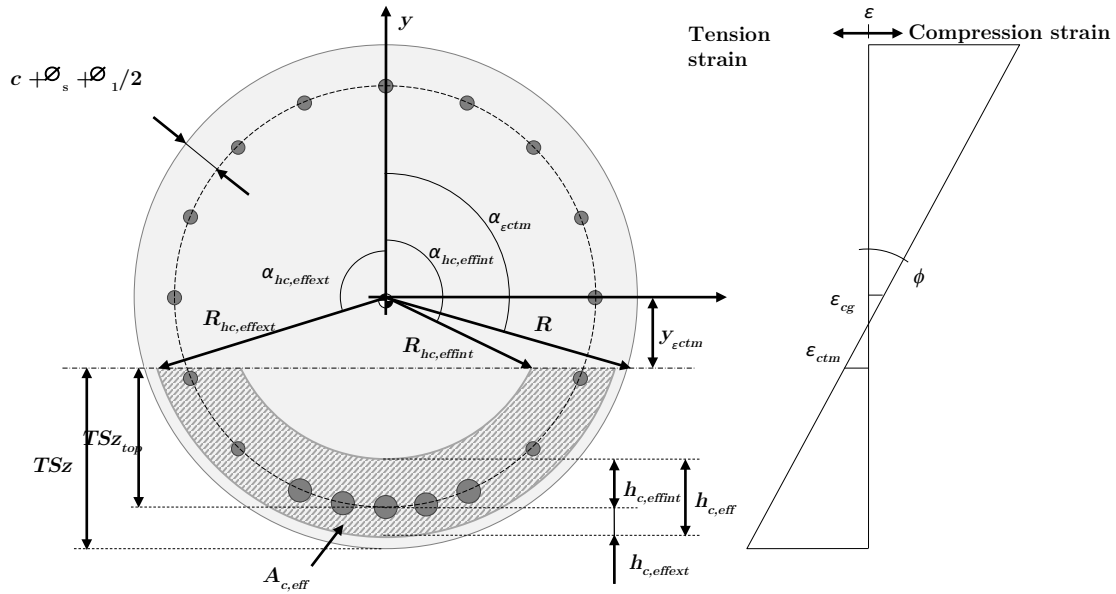


Figura A.11: Definition and nomenclature for $A_{c,eff}$

The width $h_{c,eff}$ is distributed around the circle that links the center of gravity of the bars. $h_{c,eff}$ is divided into two portions: interior, $h_{c,effint}$, and exterior, $h_{c,effext}$. This division is made taking the rate TSz_{top}/TSz ; TSz - Tension Stiffening zone - is the distance that exists from the bottom fiber of the cross section and the fiber whose strain is ϵ_{ctm} , and TSz_{top} is TSz minus the distance from the center of gravity of the lowest placed bar to the perimeter of the section (Fig. A.11). Therefore:

$$\begin{aligned} h_{c,effint} &= h_{c,eff} \frac{TSz_{top}}{TSz} \leq R - \left(c + \varnothing_s + \frac{\varnothing_1}{2} \right) \\ h_{c,effext} &= h_{c,eff} - h_{c,effint} \end{aligned} \quad (\text{A.20})$$

where \varnothing_s is the diameter of the shear stirrups.

Once the distribution of $h_{c,eff}$ is known, the all the parameters that define $A_{c,eff}$ can be computed: $R_{hc,effint}$ and $R_{hc,effext}$ are the radius of the internal and external circles that limit the circular strip, respectively; $\alpha_{hc,effint}$ is the angle between the vertical principal axis of inertia and the radio vector of the intersection of the interior circle defining $A_{c,eff}$ and the fiber whose strain is ϵ_{ctm} ; $\alpha_{hc,effext}$ is defined equivalently for the exterior circle (Fig. A.11). Once all the parameters that define $A_{c,eff}$ are known, the integral expressions given in Eq. A.16 become:

$$\begin{aligned}
N_{TS} &= 2 \left(R_{hc,effext}^2 \int_{\alpha_{hc,effext}}^{\pi} \sigma_{cTS}(\epsilon) \sin^2(\theta) d\theta - R_{hc,effint}^2 \int_{\alpha_{hc,effint}}^{\pi} \sigma_{cTS}(\epsilon) 2 \sin^2(\theta) d\theta \right) \\
M_{TS} &= 2 \left(R_{hc,effext}^3 \int_{\alpha_{hc,effext}}^{\pi} \sigma_{cTS}(\epsilon) \sin^2(\theta) \cos(\theta) d\theta - \right. \\
&\quad \left. R_{hc,effint}^3 \int_{\alpha_{hc,effint}}^{\pi} \sigma_{cTS}(\epsilon) \sin^2(\theta) \cos(\theta) d\theta \right)
\end{aligned} \tag{A.21}$$

Therefore, if the strain distribution and the value of $h_{c,eff}$ are known, the axial load and the bending moment acting at the cross section can be computed.

Now, considering pure bending, the value of $A_{c,eff}$, that is, $h_{c,eff}$, that yields the same bending moment given than Eq. A.19 for a particular value of ϕ has to be determined. A bisectional method is used taking as bottom and upper values for the width of $A_{c,eff}$: $h_{c,effb} = 0$ and $h_{c,efft} = R$; this process is finished when the difference between the moment computed with Eq. A.19 and that computed with Eqs. A.6 and A.21 is less than 0.1 N m (Fig. A.12).

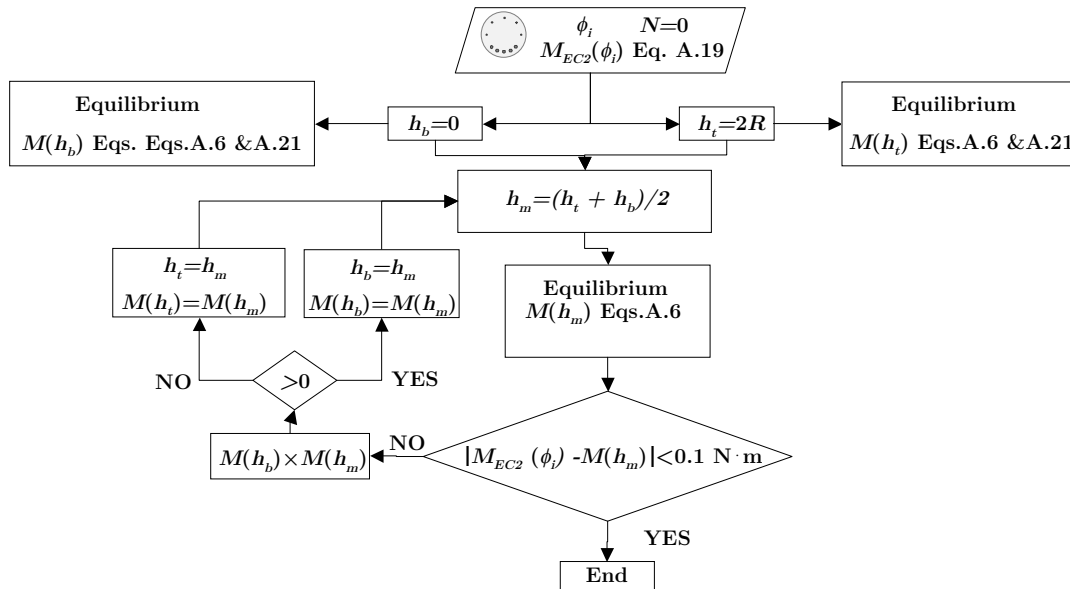


Figure A.12: Flow chart of the $h_{c,eff}$ finding process. For the sake of simplicity the bottom and upper values $h_{c,eff}$ in the bisectional method have been called h_b and h_t ; the same has been applied to the middle value h_m

This procedure is repeated for monotonic values of the curvature greater than the one which causes cracking and within the elastic range of the materials, since Eqs. A.1

and A.19 are applied in that range. Fig. A.13 shows an example of asymmetric section and the evolution of the required $h_{c,eff}$ with the position of the neutral fiber in the section in order to get the same bending moment given by Eq. A.19.

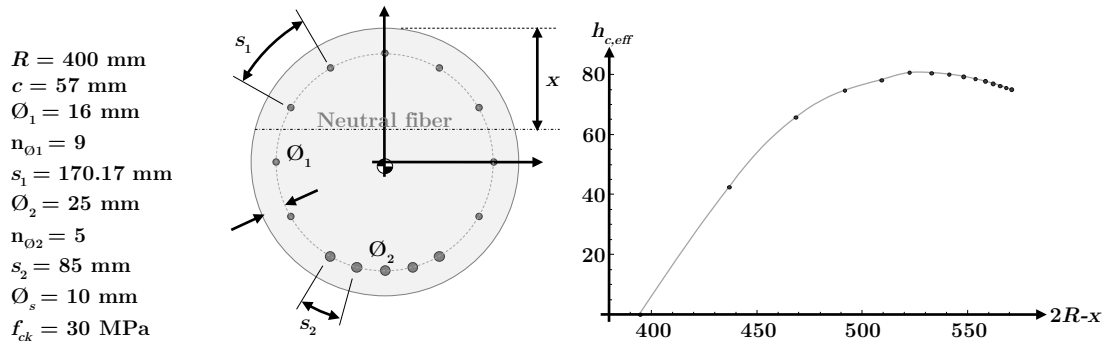


Figura A.13: Example of the evolution of $h_{c,eff}$ with the position of the neutral fiber for a RC pile with asymmetrical displacement of reinforcement

A.4.2. Selected pile sections and general expression for the evolution of $h_{c,eff}$ with the position of the neutral fiber, x

The same process as in the example presented in Fig. A.13 is carried out for many different cross section configurations, both symmetric and asymmetric. The placement of reinforcement bars within the cross section is done according to the recommendations of the company Armatek regarding the automatized fabrication of the reinforcement assembly. Also, the prescriptions of EC2 [CEN, 2004] have been followed relating the maximum and minimum number of bars within the cross section. According to this:

- The maximum spacing between consecutive bars is 200 mm
- The minimum spacing between consecutive bars is the maximum value amongst: $2\varnothing$, $5+d_g+\varnothing$ and $\varnothing+20\text{mm}$, where d_g is the coarse aggregate size
- There will be a minimum of 6 bars
- The minimum diameter for the bars is $\varnothing_{min} = 16$ mm

The adopted values for the radius, R , of the piles are 300 mm, 400 mm, 500 mm and 600 mm, and in all the cases the distance between the centroid of the bars to the perimeter of the section is 75 mm. For symmetric reinforcement, bars of diameter,

\emptyset , 20, 25 and 32 mm have been considered and for the asymmetric cases the main reinforcement diameters \emptyset_2 are 25 and 32 mm and the rest of bars are diameter $\emptyset_1 = 16$ mm. The entire set of cross sections that have been analyzed are presented in Appendix 1.

Fig. A.14 shows the results for the evolution of $h_{c,eff}$ with the position of the neutral fiber, this being measured from the bottom fiber of the cross section. Unimportant changes are detected when using a different value for f_{ck} ; for the sake of simplicity only the results of $f_{ck} = 30$ MPa are shown. The symmetric cases correspond to Fig. A.14(a) and the results for the asymmetrical disposition of reinforcement are displayed in Fig. A.14(b). The results are similar for the same diameter of the pile cross-section.

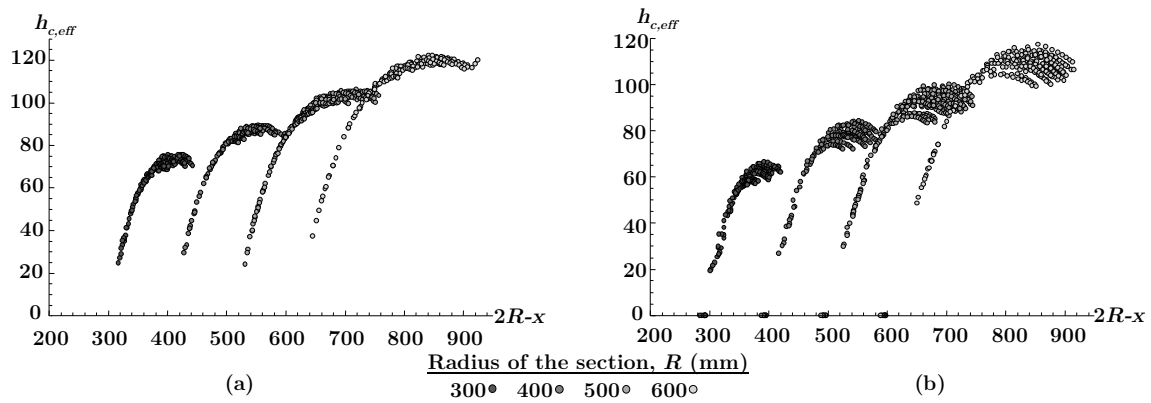


Figure A.14: Evolution of $h_{c,eff}$ with the position of the neutral fiber x for different cross section diameters: (a) symmetric cases; and (b) asymmetric cases

The results for both cases, symmetric and asymmetric, can be joined together if the system of coordinates is lightly modified: the original values of the abscissa are divided by the pile diameter and the ordinates are divided by $R^{2/3}$. By doing so, the numerically obtained values can be adjusted employing the least square method by a parabolic law with good adjustment. Fig. A.15 shows the comparison between the numerical values and the adjustments for both cases, symmetric and asymmetric. If the coordinate system transformation is undone, the proposed general expressions which provide the evolution of $h_{c,eff}$ remain:

(a) Symmetric case:

$$h_{c,eff} = \frac{1}{R^{4/3}}(-1,765R^2 + 11,343Rx - 9,375x^2) \quad (\text{A.22})$$

(b) Asymmetric case:

$$h_{c,eff} = \frac{1}{R^{4/3}}(-1,117R^2 + 8,657Rx - 7,132x^2) \quad (\text{A.23})$$

In Eqs. A.22 and A.23 the values of $h_{c,eff}$, R and x are given in mm.

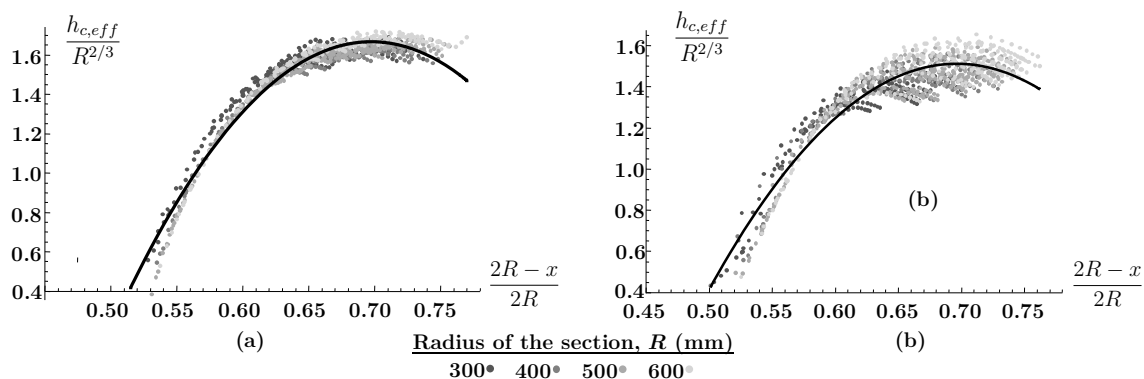


Figura A.15: Parabolic adjustment for $h_{c,eff}$ with the position of the neutral fiber x after the normalization: (a) symmetric cases; and (b) asymmetric cases

Although, as mentioned above, Eq. A.19 is of application in the elastic range of concrete and steel, the deduced expressions for $h_{c,eff}$ are used, in this work, also out of that range when computing the $M - \phi$ relationship of the cross section.

A.5. Examples and applications

The expressions proposed above for the evaluation of $h_{c,eff}$ in terms of the position of the neutral fiber, x , are applied to two experiments with circular RC cross sections, one symmetric and other asymmetric. The experiments consist of two 4 m long piles subjected to 4-point bending (Fig. A.16) with cross section diameter of 400 mm. The support separation is 3.6 m and the distance from the application of the loads to the supports is 1.0 m, so that there is a central segment of the specimen being subjected to a bending moment of P kN m, with P the applied load. Both structural elements are conducted to rupture without significant development of shear cracks. In both experiments, the deflection of the member at mid-span is measured and strain gauges are located on the reinforcement bars and at the same section level in order to measure the longitudinal strain of those bars and, subsequently, deduce the curvature of the section assuming plane sections remain plane after deformation.

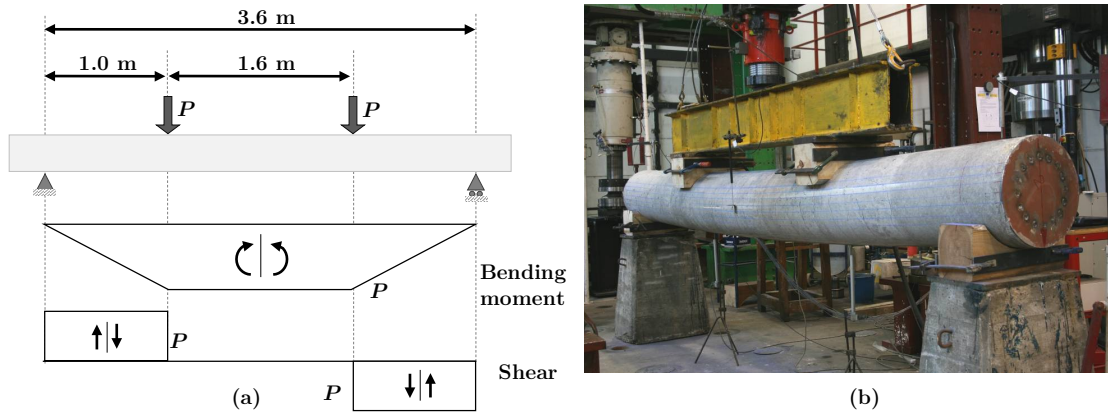


Figure A.16: 4 - point bending tests in RC piles: (a) experiment disposition; and (b) specimen being tested

A.5.1. Symmetric cross section

The cross section of the first tested RC pile member consists of 16 bars of \varnothing 16 mm equally spaced with a concrete cover to reinforcement $c = 57$ mm. Fig. A.17(a) shows the details of the cross-section and Fig. A.17(b) shows one of the ends of the element, where steel plates are placed to which the longitudinal bars are welded in order to guarantee the anchorage of the bars. Although the member is transversally reinforced with stirrups of $\varnothing_s = 10$ mm each 200 mm, no confinement effect is taken into account in the concrete model, whose mean compressive strength f_{cm} is 34.8 MPa after 28 days. For the steel, values of $f_y = 500$ MPa and $E_s = 200$ GPa are used in the computations.

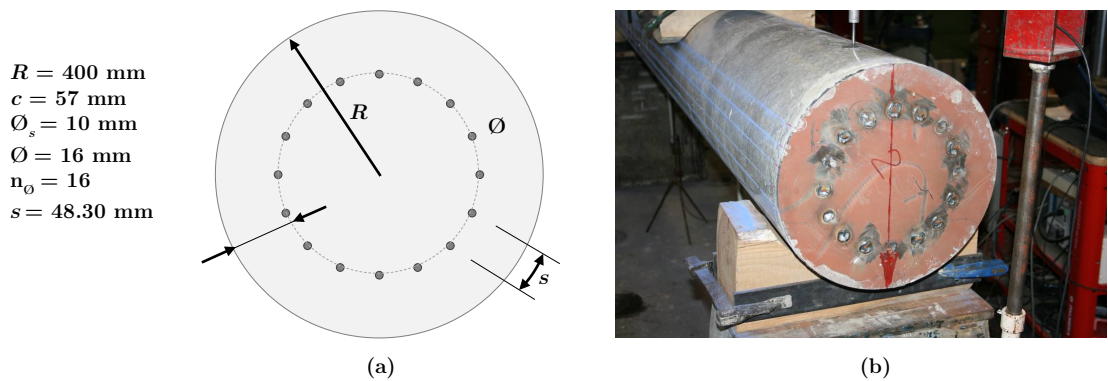


Figure A.17: Symmetric cross section: (a) cross section configuration; and (b) steel plate at the end of the element to anchor the reinforcement

Fig. A.18(a) shows the comparison of the $M - \phi$ relationship obtained with Eq. A.19 deduced from EC2 and computed by integration of stresses according to the

procedure explained in Section 2 and making use of the $A_{c,eff}$ definition given in Fig. A.11 and Eq. A.22. Fig. A.18(b) represents the measured $M - \phi$ relationship in a cross section of the tested element placed at the central segment subjected to a constant bending moment and the corresponding relationship computed as mentioned above. The differences seen at the end of the graphic are due to the actual yield strain of the reinforcing steel, which is greater than the one employed in the simulation. However, the agreement between the test and the simulation is very good. The consequences of this good agreement are observed in Fig. A.18(c) where the deflection at mid-span recorded during the test and the estimated deflection computed by the integration of the curvature along the member. Fig. A.18(b) and (c) also show the $M - \phi$ relationship and the mid-span deflection, respectively, employing the definition of effective area of concrete in tension presented in Fig. A.5 and given by Wiese et al. [Wiese et al., 2004] is adopted. As shown, results obtained when the proposed effective area of concrete in tension is adopted, Eq. A.22, are much closer to the experimentally recorded results.

For the asymmetric cross section, five bars of \emptyset 16 mm are placed at the bottom of the section, with the same concrete cover to reinforcement as in the previous case, $c = 57$ mm, with a separation between bars of 41 mm, and the rest of the cross section is reinforced by means of 3 bars of \emptyset 10 mm separated 193.21 mm. In this case, \emptyset 10mm stirrups are placed at a distance of 150 mm but, as in the previous case, no confinement effect is considered. The concrete mix in the asymmetric case has a mean compressive strength of $f_{cm} = 31.2$ MPa and the steel is the same as in the symmetric case.

In the asymmetric case, the raw obtained results have to be modified in order to take the shrinkage into account. By observing the cross section configuration (Fig. A.19) it may be understood that concrete around the bottom reinforcement is more limited to shrinkage strain than concrete in the rest of the section; this difference between shrinkage constraints induces curvature within the section. In the symmetric case, all the concrete in the cross section is equally constricted to shrinkage and, therefore, its effect is less noticeable. There are many different ways to deal with shrinkage experimental information in the literature; in which are the works of Kaklauskas and Gribniak [Kaklauskas and Gribniak, 2011, Kaklauskas et al., 2009, Gribniak et al., 2013, Kaklauskas et al., 2011]. The method employed here is the one proposed by Gilbert and Ranzi [Gilbert and Ranzi, 2011] which consists of the displacement of the originally obtained $M - \phi$ relationship as presented in Fig. A.20.

In Fig. A.20, $\phi_{cs,1}$ and $\phi_{cs,2}$ are the shrinkage induced curvatures in the uncracked and cracked states, respectively, computed according to EC2 [CEN, 2004] as:

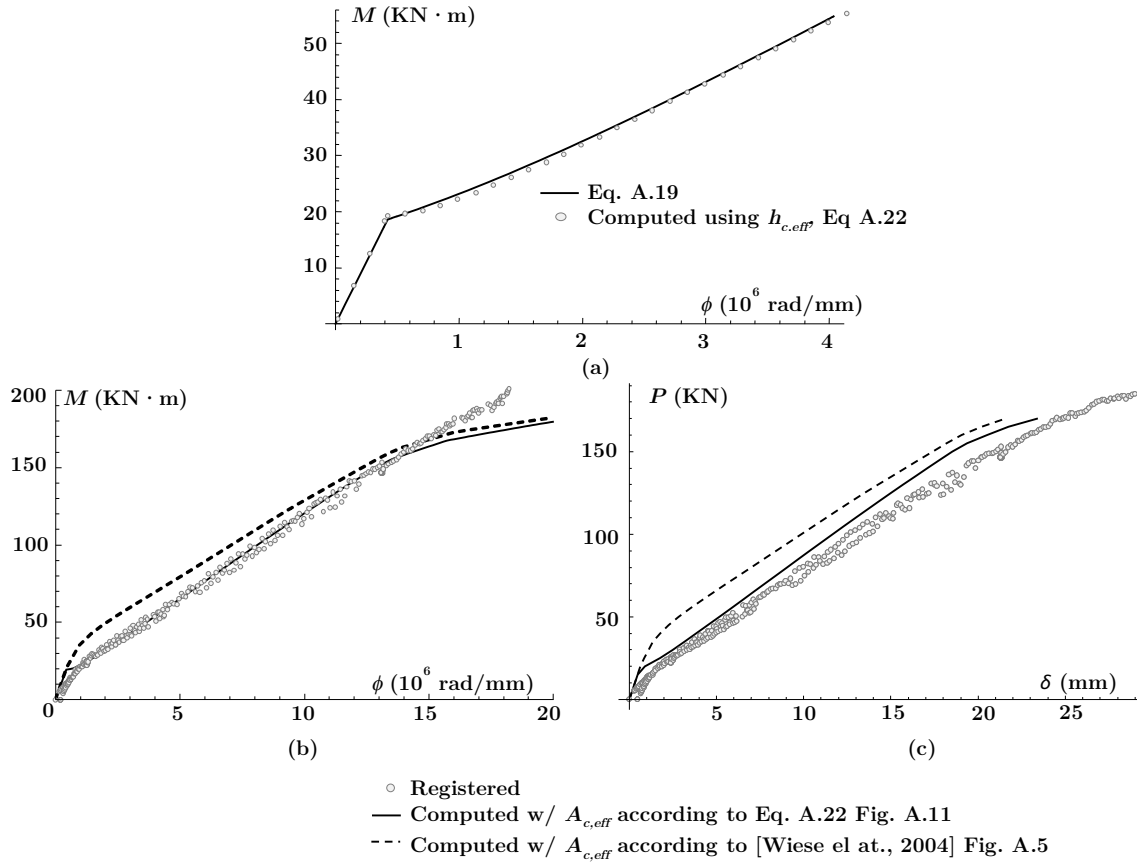


Figure A.18: Results for symmetric case: (a) comparison of the $M - \phi$ values obtained integrating the stresses on the section employing the definition of $h_{c,eff}$ given by Eq. A.22 and the values obtained with EC2 Eq. A.19; (b) $M - \phi$ relationships registered in the experiment and computed with the exposed method employing Eq. A.22 and the effective area of concrete given by Wiese et al. [Wiese et al., 2004]; and (c) deflections at mid-span of the member with the increment of P registered at the experiment and computed by integration of the computed $M - \phi$ relationships in (b)

$$\phi_{cs,1} = \epsilon_{cs} \frac{S_1}{I_1}; \quad \phi_{cs,2} = \epsilon_{cs} \frac{S_2}{I_2} \quad (\text{A.24})$$

S_1 and S_2 are the first moment of area of the tension reinforcement according to the centroid of the transformed cross section in the uncracked and cracked states, respectively, and ϵ_{cs} is the strain due to the free shrinkage, computed according to EC2 [CEN, 2004]. Finally, the coordinates that define the displacement of the $M - \phi$ relationship are computed as:

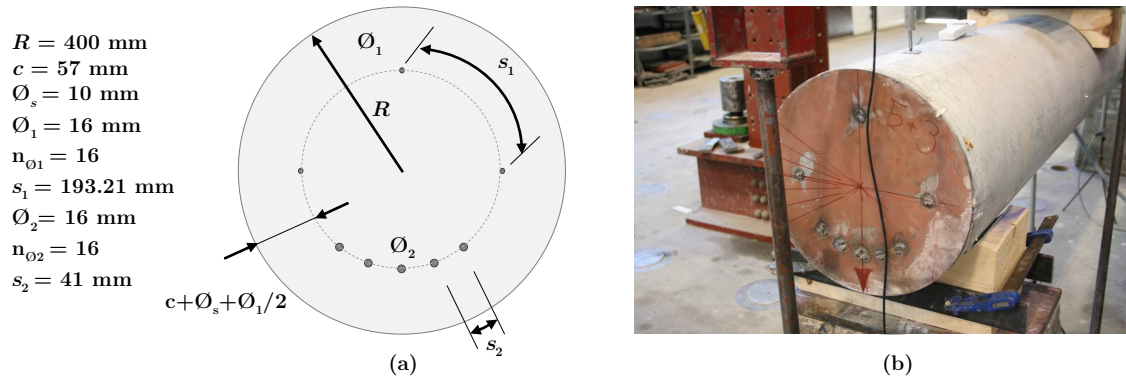


Figura A.19: Asymmetric cross section: (a) cross section configuration; and (b) steel plate at the end of the element to anchor the reinforcement

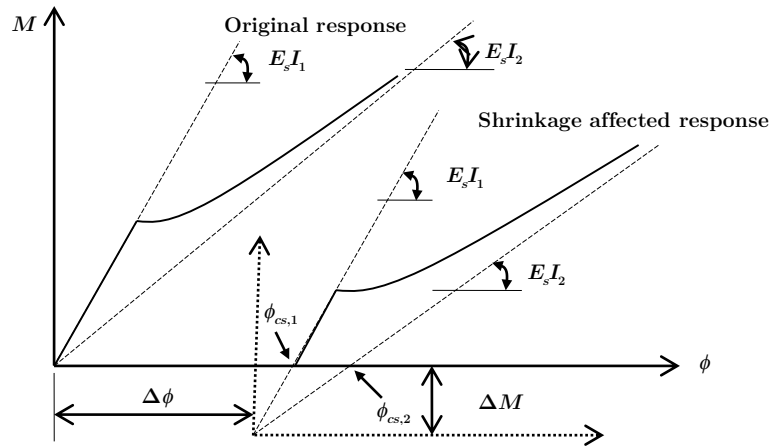


Figura A.20: Shrinkage modification in the originally obtained $M - \phi$ relationship

$$\Delta\phi = \frac{\phi_{cs,1}I_1 - \phi_{cs,2}I_2}{I_1 - I_2}; \quad \Delta M = (\phi_{cs,1} - \Delta\phi)E_sI_1 \quad (\text{A.25})$$

Fig. A.21 shows the results for the asymmetric case. As observed in Fig. A.21(a), the $M - \phi$ relationship computed taking into account the value of $h_{c,eff}$ given by Eq. A.23 and the one calculated with Eq. A.19 are almost the same. Furthermore, the registered and the computed $M - \phi$ relationships presented in Fig. A.21(b) have a good adjustment. Here, as mentioned for the previous case, the differences between the assumed and actual yield strains of the reinforcement lead to deviations between registered and computed results at the end of the test. Fig. A.21(c) shows the deflection at the mid-span of the member, measured and estimated.

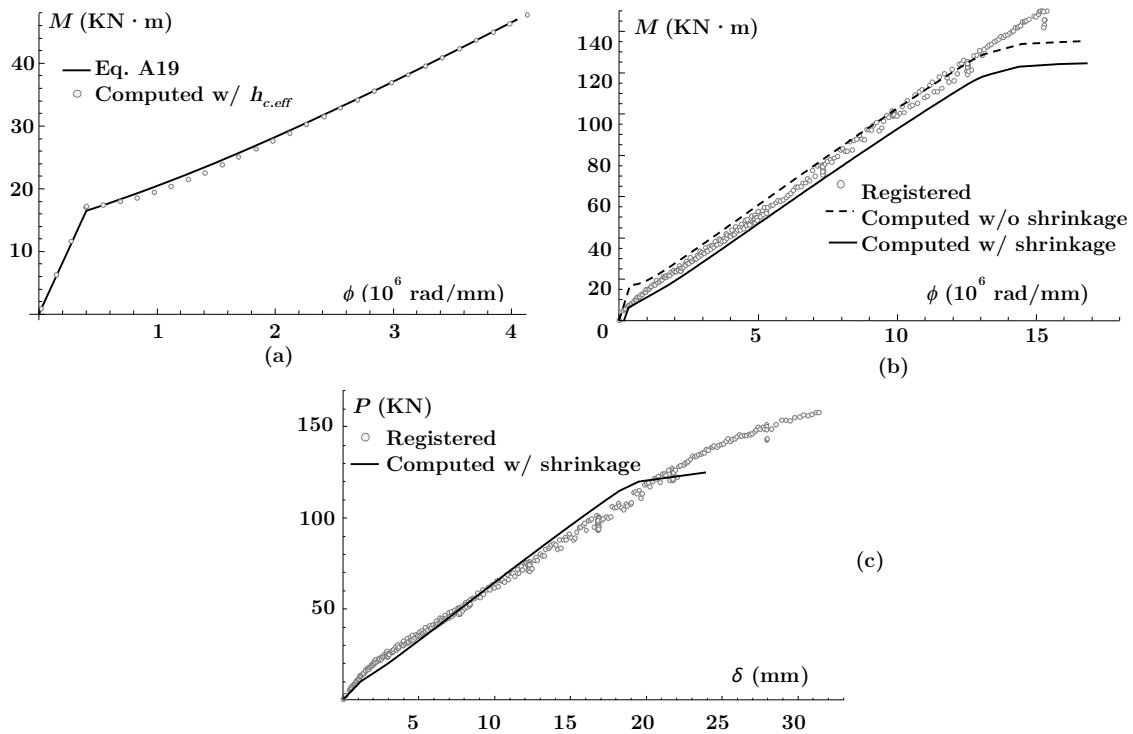


Figure A.21: Results for symmetric case: (a) comparison of the $M - \phi$ values obtained integrating the stresses at the section employing the definition of $h_{c,eff}$ given by Eq. A.23 and the values obtained with EC2 Eq. A.19; (b) $M - \phi$ relationships registered in the experiment and computed with the exposed method employing Eq. A.23; and (c) deflections at mid-span of the member with the increment of P registered at the experiment and computed by integration of the computed $M - \phi$ relationship taking into account the shrinkage

A.6. Conclusions

Current codes of design of RC structures are oriented to rectangular and T-type cross section types and there is a clear lack of treatment of circular cross sections. In this context, the effective area of concrete in tension, $A_{c,eff}$, has been studied for rectangular or T-type sections to consider the tension stiffening effect, and codes of design, i.e., Eurocode 2 or CEB-fib Model Code 2010, suggest standard values for this effective area to be taken into account in the serviceability computations of reinforced concrete structures. However, no treatment for circular sections is found.

A model to represent the evolution of the effective area in tension as cross sectional strain changes has been introduced. General expressions for the evolution of $A_{c,eff}$ as a function of the neutral fiber depth of the section has been presented in this work for circular sections. These expressions have been deduced by obtaining the necessary values of $A_{c,eff}$ in order to get the same $\phi - M$ relationship than the one given by the

interpolation equation suggested by Eurocode 2. Two different expressions have been presented for RC circular cross-sections: one for symmetric reinforcement and another for asymmetric reinforcement. The proposed expressions have been tested with real scale experiments of two RC piles, symmetric and asymmetric, and they were shown to work properly in both cases.

In order to make the work self-contained, the employed computation process of $\phi - M$ relationship has been explained as well as the used material models, including the tension stiffening model implicitly included in CEB Design Manual for cracking and deformation.

Acknowledgments

We would like to thank the industrial company Armatek for their assistance in the possible location of the reinforcing steel bars within the section. The present paper was financed by the Ministry of Science and Innovation under the research project IPT-2011- 1485-420000. The first author is a Spanish Government PhD fellow (FPU grant AP 2010-3707). This support is gratefully acknowledged.

Appendix 1

The sections employed in the study of the evolution of $h_{c,eff}$ with the neutral fiber depth, x , presented in part 4 of this work are displayed. Table A1 shows the radius, the diameter and the number of bars equally spaced studied in the case of the symmetrical reinforcement solutions. In the other hand, Table A2 presents the employed asymmetrical cross sections; for this type of reinforcement, the radius of the pile, the diameter, number and space between bars of the same diameter are given for the two groups of bars.

Tabla A.1: Symmetric cross sections with equally spaced bars employed in the study of the evolution of $h_{c,eff}$ with x

Section	R (mm)	\emptyset (mm)	N. bars
1	300	20	8
2	300	20	10
3	300	20	12
4	300	20	20

Continued on next page

Tabla A.1 – *Continued from previous page*

Section	R (mm)	\emptyset (mm)	N. bars
5	300	20	24
6	300	25	8
7	300	25	10
8	300	25	12
9	300	25	20
10	300	25	24
11	300	32	8
12	300	32	10
13	300	32	12
14	300	32	20
15	400	20	12
16	400	20	18
17	400	20	20
18	400	20	24
19	400	25	12
20	400	25	18
21	400	25	20
22	400	25	24
23	400	32	12
24	400	32	18
25	400	32	20
26	400	32	24
27	500	20	16
28	500	20	18
29	500	20	20
30	500	20	24
31	500	20	36
32	500	20	40
33	500	20	48
34	500	25	16
35	500	25	18
36	500	25	20
37	500	25	24
38	500	25	36
39	500	25	40
40	500	25	48

Continued on next page

Tabla A.1 – *Continued from previous page*

Section	R (mm)	\emptyset (mm)	N. bars
41	500	32	16
42	500	32	18
43	500	32	20
44	500	32	24
45	500	32	36
46	500	32	40
47	500	32	48
48	600	20	18
49	600	20	24
50	600	20	36
51	600	20	48
52	600	25	18
53	600	25	24
54	600	25	36
55	600	25	48
56	600	32	18
57	600	32	24
58	600	32	36
59	600	32	48

Tabla A.2: Asymmetric cross sections with equally spaced bars employed in the study of the evolution of $h_{c,eff}$ with x

Section	R (mm)	\emptyset_1 (mm)	N. bars	s_1 (mm)	\emptyset_2 (mm)	N. bars	s_2 (mm)
1	300	16	9	141.37	25	3	70.69
2	300	16	7	176.71	25	3	58.90
3	300	16	7	141.37	25	5	70.69
4	300	16	7	176.71	25	5	58.90
5	300	16	7	141.37	25	7	70.69
6	300	16	5	176.71	25	7	58.90
7	300	16	9	141.37	32	3	70.69
8	300	16	7	176.71	32	3	58.90
9	300	16	7	141.37	32	5	70.69
10	300	16	7	176.71	32	5	58.90
11	300	16	7	141.37	32	7	70.69

Continued on next page

Tabla A.2 – *Continued from previous page*

Section	R (mm)	\varnothing_1 (mm)	N. bars	s_1 (mm)	\varnothing_2 (mm)	N. bars	s_2 (mm)
12	300	16	5	176.71	32	7	58.90
13	400	16	15	113.45	25	3	113.45
14	400	16	11	170.17	25	3	85.08
15	400	16	13	113.45	25	5	113.45
16	400	16	9	170.17	25	5	85.08
17	400	16	11	113.45	25	7	113.45
18	400	16	9	170.17	25	7	85.08
19	400	16	15	113.45	32	3	113.45
20	400	16	11	170.17	32	3	85.08
21	400	16	13	113.45	32	5	113.45
22	400	16	9	170.17	32	5	85.08
23	400	16	11	113.45	32	7	113.45
24	400	16	9	170.17	32	7	85.08
25	500	16	21	111.26	25	3	111.26
26	500	16	17	148.35	25	3	74.18
27	500	16	19	133.52	25	3	66.76
28	500	16	19	111.26	25	5	111.26
29	500	16	15	148.35	25	5	74.18
30	500	16	17	133.52	25	5	66.76
31	500	16	17	111.26	25	7	111.26
32	500	16	15	148.35	25	7	74.18
33	500	16	17	133.52	25	7	66.76
34	500	16	15	111.26	25	9	111.26
35	500	16	13	148.35	25	9	74.18
36	500	16	15	133.52	25	9	66.76
37	500	16	21	111.26	32	3	111.26
38	500	16	17	148.35	32	3	74.18
39	500	16	19	133.52	32	3	66.76
40	500	16	19	111.26	32	5	111.26
41	500	16	15	148.35	32	5	74.18
42	500	16	17	133.52	32	5	66.76
43	500	16	17	111.26	32	7	111.26
44	500	16	15	148.35	32	7	74.18
45	500	16	17	133.52	32	7	66.76
46	500	16	15	111.26	32	9	111.26
47	500	16	13	148.35	32	9	74.18

Continued on next page

Tabla A.2 – *Continued from previous page*

Section	R (mm)	\varnothing_1 (mm)	N. bars	s_1 (mm)	\varnothing_2 (mm)	N. bars	s_2 (mm)
48	500	16	15	133.52	32	9	66.76
49	600	16	21	137.44	25	3	137.44
50	600	16	17	183.26	25	3	91.63
51	600	16	23	137.44	25	3	68.72
52	600	16	19	137.44	25	5	137.44
53	600	16	15	183.26	25	5	91.63
54	600	16	21	137.44	25	5	68.72
55	600	16	17	137.44	25	7	137.44
56	600	16	15	183.26	25	7	91.63
57	600	16	21	137.44	25	7	68.72
58	600	16	21	137.44	32	3	137.44
59	600	16	17	183.26	32	3	91.63
60	600	16	23	137.44	32	3	68.72
61	600	16	19	137.44	32	5	137.44
62	600	16	15	183.26	32	5	91.63
63	600	16	21	137.44	32	5	68.72
64	600	16	17	137.44	32	7	137.44
65	600	16	15	183.26	32	7	91.63
66	600	16	21	137.44	32	7	68.72

H

H

Publicación en “Construction and Building Materials”, 2015

High performance concrete with electric arc furnace slag as aggregate: Mechanical and durability properties

Flora Faleschini^a, M. Alejandro Fernández-Ruiz^b, Mariano Angelo Zanini^a, Katya Brunelli^c, Carlo Pellegrino^a, Enrique Hernández-Montes^b

^a Dept. of Civil, Environmental and Architectural Engineering, University of Padova, Via Marzolo 9, 35131 Padova, Italy

^b Dept. of Structural Mechanics, University of Granada (UGR), Campus Universitario de Fuentenueva, 18072 Granada, Spain

^c Dept. of Industrial Engineering, University of Padova, Via Marzolo 9, 35131 Padova, Italy

(Published in “Construction and Building Materials”, Volume 101, Pages 113-121, Accepted October 2015)

DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.10.022>

ABSTRACT

This paper investigates the feasibility of using Black/Oxidizing Electric Arc Furnace slag (EAF) as coarse aggregate to produce High Performance Concrete (HPC). Various experimental mixes have been produced, fully replacing natural coarse aggregates with EAF slag, varying the cement dosages and the water/cement ratios, and they have been characterized through a mechanical and microstructural campaign. For some mixtures also durability has been evaluated, through a study about chloride ingress into concrete matrix. Results indicate that the use of EAF slag improves concrete strength and

durability, reaching C60/75 strength class without using any mineral additions and maintaining relatively high water/cement ratio.

B.1. Introduction

High Performance Concrete (HPC) is conventionally defined as a concrete with improved performances in terms of strength, workability and durability, which cannot be obtained with ordinary materials through routinely mixing, placing and curing operations [ACICommittee318, 2014]. Several Codes and Guidelines establish the design rules for the use of HPC in the construction of important civil engineering works, e.g. ACI-318 [ACICommittee318, 2014] and fib Bulletin 42 [fibBulletin42, 2008].

Generally HPC mixtures have higher quantities of binders than normal concrete, containing one or more supplementary materials (e.g. fly ash, silica fume and granulated blast furnace slag). They are characterized by low water/cement ratio (usually ranging from 0.2 to 0.4), and large doses of superplasticizer are used to achieve the required workability. The aggregates should be strong and durable, and compatible with the cement paste in terms of stiffness and strength.

HPC has led to important advances in the field of civil engineering, especially in the construction of high-rise buildings and long-span bridges. HPC performances allow engineers to reduce columns and beams size (increasing the available space and reducing the costs in formwork, reinforcing steel, etc.) and to extend structures service life. However, behind these advantages, progress of concrete industry has also determined a series of drawbacks, mainly related to the sustainability of this industrial sector. Concrete industry is in fact responsible of a relevant environmental footprint on our planet [Meyer, 2009], with an increasing trend associated to the actual and future growth of developing economies, demanding increasing quantities of natural raw bulk materials. The main sources of these environmental burdens lie into the productive chain of Portland cement, together with water and Natural Aggregates (NA) consumption, and lastly to the generation of Construction and Demolition Wastes (C&DW).

Among the several possible solutions to reduce environmental impacts of concrete industry, the use of coarse Recycled Concrete Aggregates (RCA) is one of the most discussed options that one may take. Several studies have analyzed the implications of partially or totally substituting NA with RCA on concrete mechanical properties [Etxeberria et al., 2007, Xiao et al., 2005, Corinaldesi, 2010]. Typically the full replacement of NA with RCA through Direct Volume or Weight Replacement (DVR, DWR) meth-

leads to a reduction of 20-25 % in 28-days compressive strength, with respect to conventional mixtures. An increase of cement content may be useful to achieve the same strength of the control concretes, but it is considered nor cost- nor environmental-effective [Etxeberria et al., 2007, Xiao et al., 2005, Corinaldesi, 2010, Marinkovic et al., 2010]. Additionally, the reduction in the elastic modulus can reach 45 % when the RCA replacement is 100 % [Xiao et al., 2005], and the durability of Recycled Aggregate Concrete (RAC) decreases too due to the higher porosity of RCA [Thomas et al., 2013]. In general terms, it can be said that a full replacement of NA with RCA can be used in concretes with low-medium compressive strength, i.e. until 20-40 MPa [Etxeberria et al., 2007]. Some studies have been carried out also to study the feasibility of using RCA in HPC [Limbachiya et al., 2000, Ajdukiewicz and Kliszczewicz, 2002, Papayianni and Anastasiou, 2010b], obtaining in most cases that high replacement ratios (more than 30 %) significantly affect concrete strength and density. With the increase of the RCA content, water absorption, shrinkage and creep strains increase keeping constant the other values or the other magnitudes. However the source of RCA is very important with respect to RAC properties [Ajdukiewicz and Kliszczewicz, 2002].

Another solution may be used to achieve the sustainability goals asked to the concrete industry, namely using recycled aggregates coming from metallurgical industry. Previous studies of some of the authors have demonstrated the feasibility to produce structural concrete including Black/Oxidizing Electric Arc Furnace slag (EAF slag), fully replacing the coarse aggregates and improving concrete compressive and tensile strength, and also elastic modulus [Pellegrino et al., 2013, Pellegrino and Faleschini, 2014]. The use of EAF slag is also beneficial against detrimental environmental conditions [Pellegrino and Gaddo, 2009], and it is responsible of lower environmental emissions if compared to NA in a life cycle perspective [Faleschini et al., 2014].

This study is based on the cited previous experience of some of the authors introducing, other than a mechanical and microstructural characterization, the use of EAF slag as aggregate in HPC, and the evaluation of chloride ingress into the concrete matrix, with the objective of improving the knowledge about EAF concrete durability. Particularly, the mechanical properties of this new HPC with EAF slag as aggregate (HPC-EAF) are evaluated through compressive and tensile tests and with the determination of the Young modulus. Durability is evaluated through the study of the chloride ingress using a AgNO_3 -based colorimetric test, performed both on conventional and EAF concretes. Finally, the morphology and microstructure of each type of concrete is analyzed via Scanning Electron Microscopy (SEM).

B.2. Materials and experimental methods

B.2.1. Materials and mix proportions

Black/Oxidizing EAF slag is a by-product of steel production in electric arc furnaces plants, which stands for more than 40 % of the global production of steel, yielding to more than 10 millions tons of this type of slag every year in Europe [Euroslag, 2012]. The EAF slag used in this study is obtained from a local steel factory located in the North-Eastern part of Italy: it is a crushed product, with a black color stone-like appearance, constituted by particles with a hard, dense and angular shape (Fig. B.1). It has low water absorption, high density and low porosity. Chemical composition is formed by about 75 % of oxides of iron, calcium and silicon, plus minor amount of aluminum, magnesium and manganese [Pellegrino et al., 2013]. A stabilization process is applied to the fresh slag to limit eventual expansion phenomena, which can be associated to free calcium and magnesium oxides hydration, consisting in an outdoor exposure to weather conditions and regular spraying for 90 days [Manso et al., 2006].

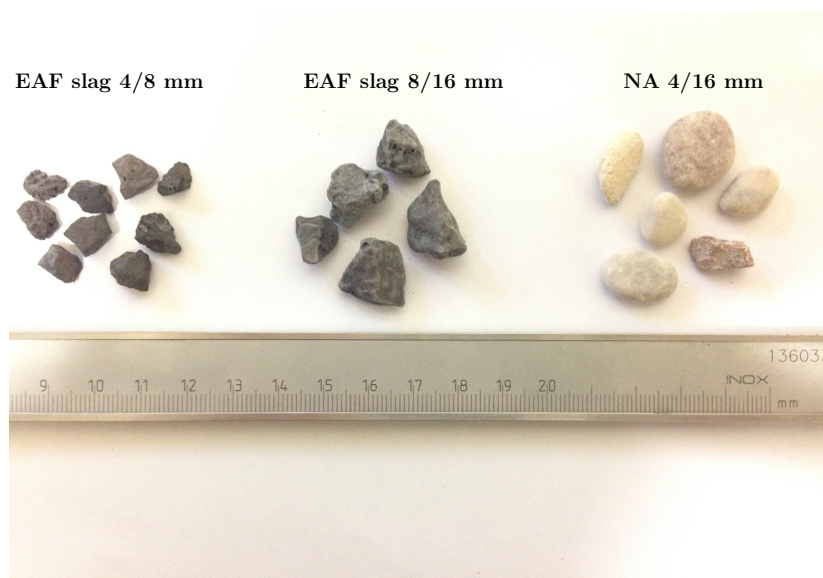


Figura B.1: Appearance of Electric Arc Furnace (EAF) slag compared with Natural Aggregates (NA)

Natural aggregates used in this research are siliceous with a roundish shape (Fig. B.1); two sizes were used, a medium coarse one (4-16 mm) and a fine one (0-4 mm). The main physical properties of NAs are listed in Table B.1. Ordinary Portland cement CEM I 52.5 R was adopted. A water-reducer admixture (WRA) was used with the aim of obtaining a S4 consistency class, as defined in [EN206-1, 2006].

Tabla B.1: Main aggregates physical characteristics

	EAF slag	NA sand	NA gravel
Size (mm)	4-16	0-4	4-16
Apparent density (kg/m ³)	3854	2704	2700
Water absorption	0.95	1.18	1.04
Shape	Sharp-pointed	Roundish	Roundish
Los Angeles loss (%)	< 20	-	18

Nine concrete mixes were produced, varying cement content, water/cement ratio and aggregate type: three are conventional concretes and six contain EAF slag. The details of the mixes are listed in Table B.2: the first letter of the mix indicates concrete type, C for conventional and E for EAF concrete. Bolomey curve (Fig. B.2) was used to define the aggregate grading curves for all the mixtures: a slight increase in the sand content was given in the EAF concretes due to the different shape of the aggregates. Additionally, an increase in WRA dosage was necessary to allow fresh E400 concretes to reach the required workability (+0.2% in average). The concrete strength target for samples with $w/c = 0.4$ was C50/60; for the remaining, the target was to reach at least a strength class equal to C40/50. After mixing, the specimens were casted and properly compacted; after 24 h they were demolded and cured until the time of testing in standard temperature ($T = 20^\circ \text{C}$) and humidity ($\text{RH} > 95\%$) conditions.

Tabla B.2: Mix details referring to 1 m³ of concrete

	w/c	Water (kg)	Cement (kg)	NA Sand (kg)	NA Gravel (kg)	EAF slag (kg)	WRA (%)
Conventional concretes							
C400-0.4	0.4	160	400	836	1020	-	1.2
C400-0.45	0.45	180	400	812	992	-	1.0
C400-0.5	0.5	200	400	789	963	-	0.8
EAF-concretes							
E400-0.4	0.4	160	400	1020	-	1190	1.45
E400-0.45	0.45	180	400	994	-	1148	1.2
E400-0.5	0.5	200	400	965	-	1115	1.0
E350-0.4	0.4	140	350	1067	-	1245	1.2
E350-0.45	0.45	157.5	350	1029	-	1200	1.0
E350-0.5	0.5	175	350	1014	-	1171	0.8

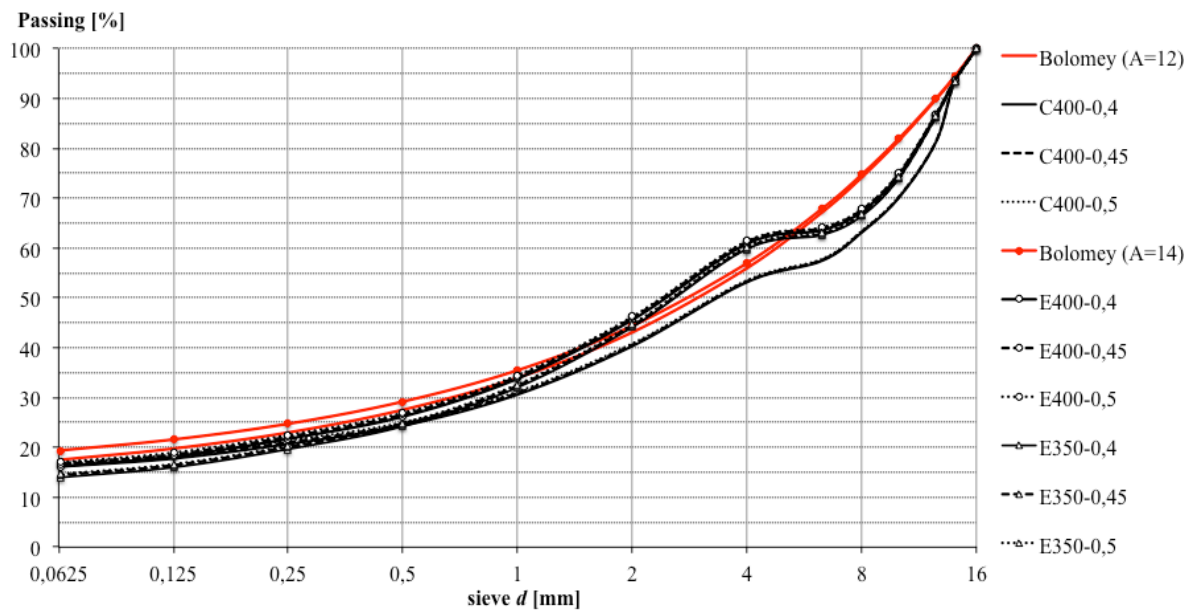


Figura B.2: Total particles (aggregates + cement) grading curve of the produced concretes

B.2.2. Mechanical tests

Mechanical tests were performed for all the concrete mixes listed in Table B.2: cubic specimens with 150 mm side were used to evaluate compressive strength ($f_{cm,cube}$), and cylindrical specimens with a diameter of 100 mm and a height of 200 mm were used for indirect tensile tests and for elastic modulus calculation. Compressive tests were done at least on three cubic specimens after 28 days following the European Standard EN 12390-4 [EN12390-4, 2000].

Tensile strength (f_{ctm}) was experimentally evaluated through splitting tests following the European Standard EN 12390-6 [EN12390-6, 2009]. The elastic modulus (E_{cm}) was calculated performing load cycles on at least 3 cylindrical samples according to [EN12390-13, 2013].

B.2.3. Microstructure analysis

A Scanning Electron Microscope images analysis was carried out to investigate the morphology and microstructure of HPC-EAF concrete matrix. SEM images were taken both in the Secondary-Electrons (SE) mode, with an acceleration voltage of 15 kV, and in the Backscattered Electrons (BSE) mode, using an accelerating voltage of 25 kV. The samples were extracted from concrete specimens after compressive failure, and they were sputtered with gold before the analyses.

B.2.4. Chlorides diffusion test

Chloride ingress into concrete is one of the major causes of deterioration of reinforced concrete (RC) structures. The diffusion coefficient D is a key parameter for describing concrete durability, often used to predict RC structures service life [Baroghel Bouny et al., 2002]. Non-steady state natural diffusion tests were carried out to determine chloride ingress in C400-0.45, C400-0.5, E400-0.45 and E400-0.5 mixtures (see Table B.2).

Twelve cylindrical specimens (three for each concrete selected) were realized with the following dimensions: height $h = 200$ mm, diameter $d = 100$ mm. The normative NT Build 443 [NTBuild443, 1995] was followed until the determination of the chloride profile. Before diffusion test starting, concrete specimens must be aged at least for 28 days: in this case specimens were aged for 90 days to reduce possible further hydration [He et al., 2012]. After curing, the specimens were cut in two halves perpendicularly to cylinder axis, obtaining final test specimens with $h = 100$ mm approximately. Then specimens were immersed 24 h in a saturated $\text{Ca}(\text{OH})_2$ solution at about 23° C [Baroghel-Bouny et al., 2007] until changes in the mass in surface-dry conditions were lower than 0.1 %, to minimize leaching during the diffusion test. Specimens surfaces were coated by silicone, except for the freshly sawn surface that should be in contact with the NaCl solution. After saturation, the samples were totally immersed in an aqueous NaCl solution (Fig. B.3) with a concentration of 165 ± 1 g NaCl per dm^3 at a temperature between 21° and 25° C [NTBuild443, 1995].

Three exposure times in the NaCl water tank were selected: 28, 60 and 90 days. After the exposure to the NaCl solution, two samples of each concrete mixtures were splitted into two pieces, perpendicularly to the exposed surface. A sole 0.1M AgNO_3 [He et al., 2012, Baroghel-Bouny et al., 2007] aqueous solution was sprayed in the freshly split sections. Generally the chloride-exposed zone reacts with the sprayed solution, assuming a lighter color (light-gray or white) with respect to the chloride-free zone, which remains darker (dark-gray or black). The colors observed can vary depending on the chloride content and the mix composition: in the case of EAF slag concrete there is not any available information about these influences. Nevertheless, in every case the lighter zones correspond to chloride-contamination. When the borderline between chloride-contaminated and chloride-free zones is clearly visible, the average free chloride penetration depth x_d related to the time t can be obtained, through the measure of the distance between the exposed surface and the borderline. The value of x_d is the average value of 5-7 valid depth readings at intervals of 10 mm, none of them taken in the zone within about 10 mm from specimen edge, to avoid border effect [NTBuild492, 1999].



Figura B.3: Concrete samples immersed in NaCl solution

B.2.5. Chloride penetration formulation

The most widespread method to estimate chloride ingress in concrete is based on Fick second law, resulting in an error function complement solution [Colleparidi et al., 1972]. In spite of the oversimplified assumptions e.g. concrete is a stable, homogeneous, non-reactive material subjected to pure diffusion [Luping and Gulikers, 2007], this model is commonly used by engineers due to its simplicity. The general expression of Fick second law is the following:

$$\frac{\partial c(x, t)}{\partial t} = D \frac{\partial^2 c(x, t)}{\partial x^2} \quad (\text{B.1})$$

where t is the exposure time, $c(x, t)$ is the chloride concentration at a depth x after time t , and D is the diffusion coefficient. Some assumptions are taken in order to simplify Eq. B.1: (1) one dimensional diffusion into semi-infinite space; (2) homogeneous concrete; (3) constant chloride concentration at the exposure surface; and (4) diffusion coefficient is constant in time and space, resulting the following:

$$c(x, t) - c_i = (c_s - c_i) \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{D_{app}t}} \right) \right] \quad (\text{B.2})$$

where c_i is the initial chloride concentration in concrete at time $t = 0$, c_s is the chloride concentration at the exposure surface, erf denotes the error function and D_{app} is the apparent diffusion coefficient. D_{app} is obtained in non-steady state tests and it implicitly takes into account the binding of chlorides with cement phases [Spiesz and Brouwers, 2013]. It can be evaluated from the average chloride penetration depth x_d corresponding to a time t , through Eq. B.3, which is derived from Eq. B.2 when c_i is zero:

$$x_d = 2erf^{-1}\left(1 - \frac{c_d}{c_s}\right)\sqrt{D_{app}t} \quad (\text{B.3})$$

where c_d is the chloride concentration at the colorimetric depth x_d and erf^{-1} is the inverse error function. The value of c_d is not accurately known in the case of EAF slag concrete, since there is a lack of literature about durability in chlorides-exposed environment. Among the available theoretical values, Tang [Tang, 1996] proposed $c_d/c_s = 0.14$ for non-steady state migration tests; however in this case c_d was assumed equal to 0.07 N according to [NTBuild492, 1999], and c_s was assumed to be the chloride concentration of the contact solution. To improve the accuracy of D_{app} estimation, four x_d values were obtained at three different exposure times for each concrete (28, 56 and 90 days).

B.3. Results and discussion

B.3.1. Mechanical tests

The fresh properties of the concretes including slump and density, within the results of the mechanical tests at 28 days are listed in Table B.3. As obtained in previous works about ordinary performances concrete, the use of EAF slag decreases workability [Pellegrino and Gaddo, 2009], despite the increase of WRA content in E400 concretes, and the slight variation in aggregates proportion necessary to take into account the different shape of the slag with respect to NA. However, a proper dosage of WRA allowed obtaining concretes belonging to S4 consistency class in all the cases. Concerning concrete density, the use of EAF slag determines an increase in specific weight, which is more remarkable in the low w/c ratio mixtures.

Tabla B.3: Fresh and hardened properties of concretes (mean values \pm standard deviation)

	Fresh concrete		Hardened concrete			
	Density (kg/m ³)	Slump (mm)	Density (kg/m ³)	$f_{cm,cube}$ (MPa)	f_{ctm} (MPa)	E_{cm} (GPa)
Conventional concretes						
C400-0.4	2447	21	2466	56.39 \pm 0.77	3.75 \pm 0.65	40.01 \pm 0.12
C400-0.45	2388	18	2369	42.86 \pm 1.67	3.47 \pm 0.84	31.55 \pm 0.81
C400-0.5	2394	21	2394	40.55 \pm 4.75	3.49 \pm 0.67	33.95 \pm 0.68
EAF-concretes						
R400-0.4	2835	17	2833	76.43 \pm 2.12	5.65 \pm 0.58	49.5 \pm 0.82
R400-0.45	2795	21	2850	63.07 \pm 0.94	4.98 \pm 0.36	48.42 \pm 0.48
R400-0.5	2751	21	2733	55.89 \pm 0.46	3.99 \pm 0.5	45.31 \pm 1.84
R350-0.4	2846	17	2854	73.44 \pm 1.83	4.91 \pm 0.68	49.29 \pm 1.02
R350-0.45	2758	18	2765	60.16 \pm 3.03	4.81 \pm 0.79	48.42 \pm 1.18
R350-0.5	2751	21	2767	58.68 \pm 2.09	4.56 \pm 0.24	47.81 \pm 2.1

The concrete strength target of C50/60 for the concretes designed with the lower w/c ratio has been achieved by almost all the EAF-concretes, including the ones with the higher w/c . On the contrary, conventional mixes did not reach the strength target, especially in the case of C400-0.45 and C400-0.5 mixtures, being the strength very affected by the water content and the poorer quality of the aggregates. The strength increase is ranging between +35 % and +45 %, depending on the mixture, as also shown in Fig. B.4, where the average cubic compressive strength of at least 3 specimens is plotted within the standard deviation. The tensile strength also increases when EAF slag replace natural aggregates (Fig. B.4), due to the crushed shape, the rough texture and the higher porosity of the slag which enhance the bond between the cement matrix and the grains, also obtained in [Pellegrino et al., 2013, Adegoloye et al., 2015]. Also the secant modulus of elasticity is higher for the EAF concretes, due to the higher strength and density of the slag with respect to NA (Table B.3). Additionally, it should be noted that there are no significant differences between E400 and E350 mixes with the same w/c ratio, in terms of compressive strength and elastic modulus, even with a cement reduction of 50 kg/m³ in the latter. It is probable that the cement reduction was balanced with the increase of aggregates content and with the lower total water content per cubic meter of concrete inside the mixture. On the other hand, cement content influences more the tensile strength at low w/c , obtaining significantly higher values in the E400-0.4 with respect to E350-0.4 mixture.

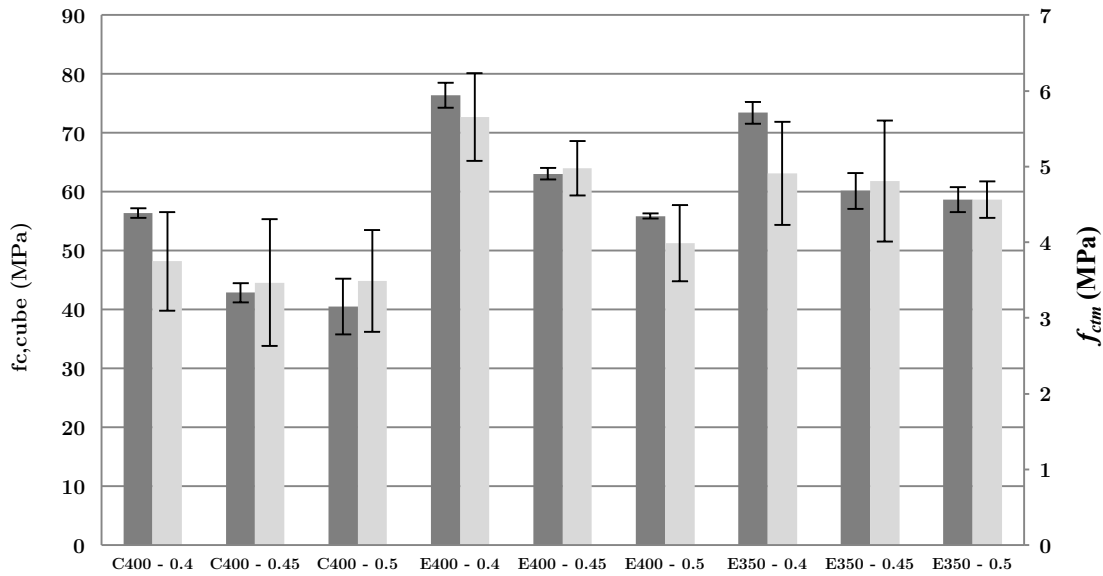


Figura B.4: Cubic compressive strength ($f_{cm,cube}$) and tensile strength (f_{ctm}) of the examined concretes (primary and secondary axis, respectively)

B.3.2. Morphology and microstructure of EAF concrete

A microstructural analysis based on SEM images was carried out with the aim to study the morphology of the EAF concretes and to analyze the cracks network at the paste-aggregate interface. Compared with normal concrete, HPC is in general characterized by greater cement dosage and lower w/c ratio, leading to a reduction in the micro-cracks and pores number, and consequently an increase of compressive strength. Another key factor observed in HPC is linked to the Interfacial Transition Zone (ITZ) quality, which is highly correlated to concrete strength and porosity. The ITZ is recognized to be the weakest element of concrete in most cases, due to the wall effect that occurs because of the aggregates presence. Locally greater w/c ratio and higher porosity are experienced [Ollivier et al., 1995], decreasing ITZ strength and stiffness, and hence affecting the overall concrete strength. However, when dealing with HPC, ITZ does not appear as a distinct band of high porosity at high magnification, as generally occurs in normal concrete.

In the control mixes, failure after compressive test at 28 days occurred both in the NA (at low w/c) and in the interface between the aggregate and the paste (at the higher w/c). On the contrary, the EAF concretes failed mainly due to cracking of the paste and of the matrix-aggregate interface, confirming that the quality of the EAF aggregates is very good in terms of mechanical properties. Figs. B.5 and B.6, taken both at low magnification respectively for E400-0.4 and E350-0.4, show intact EAF coarse aggregates, but cracking through the cement paste and in some areas at ITZ.

Fig. B.7 is taken at higher magnification, and it shows the cracked cement paste around the EAF aggregate in E400-0.4 concrete. Additionally, SEM images taken in the SE mode revealed a dense structure, with reduced number of voids with respect to control mixtures (Fig. B.8), thus concurring to explain the increased strength gained by EAF concretes, also obtained in [Arribas et al., 2015].

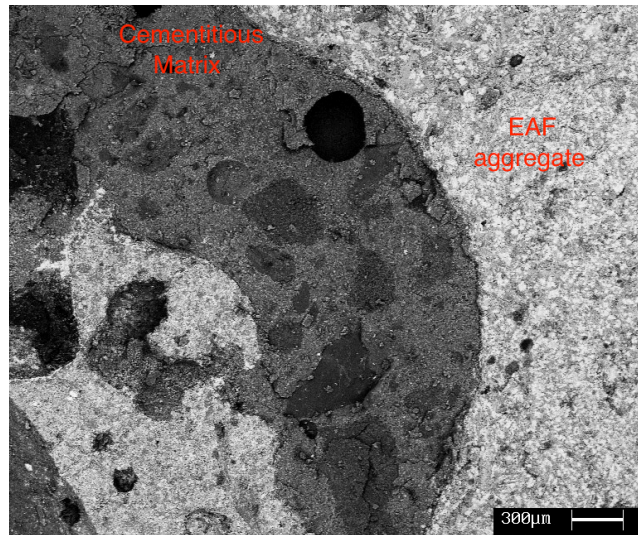


Figura B.5: SEM-BSE of E400-0.4 mixture

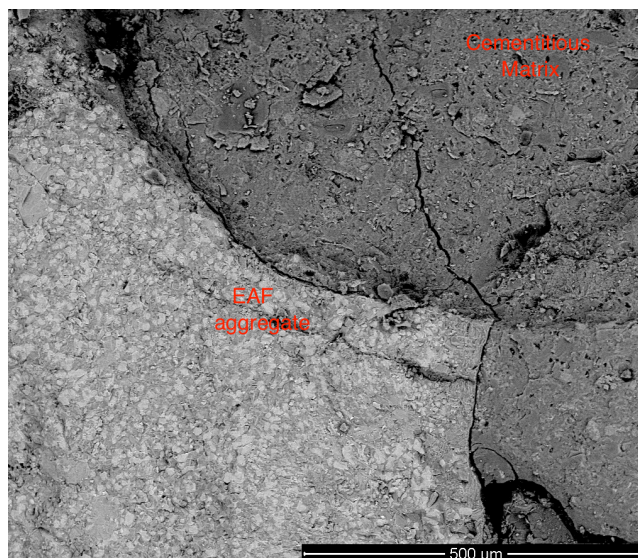


Figura B.6: SEM-BSE of E350-0.4 mixture

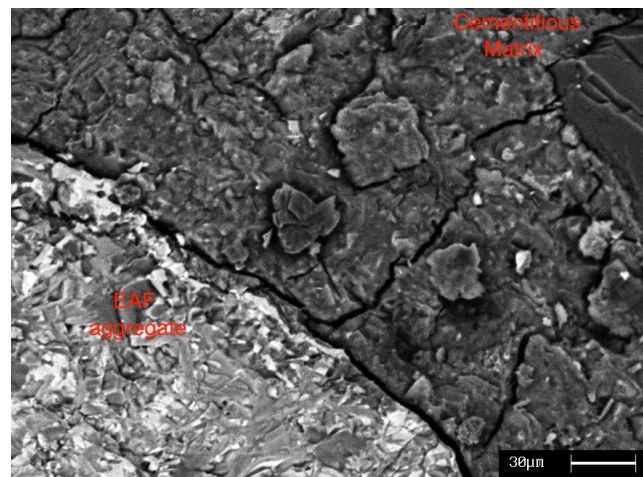


Figure B.7: SEM-BSE of E400-0.4 mixture, high magnification

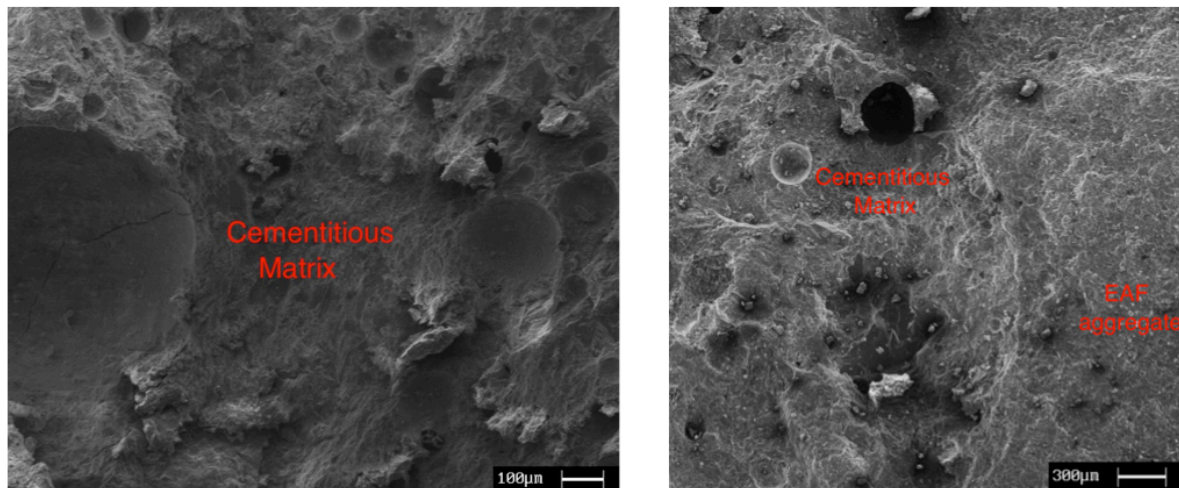


Figure B.8: SEM-SE of C400-0.4 and E400-0.4 mixtures

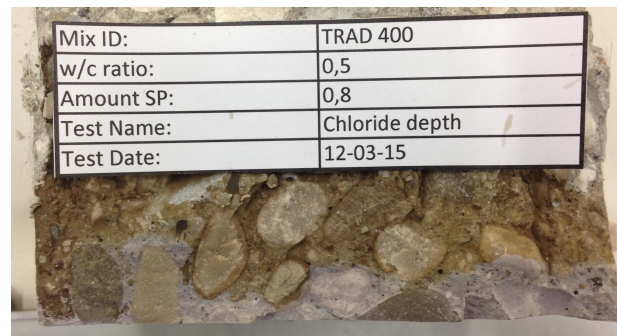
B.3.3. Durability tests

After approximately 15 min from the spray-test, the borderline that separates the chloride-free and -affected zones was clearly visible. For both conventional and EAF concretes, the chloride-free zone turned into a dark brown color (darker for EAF concrete), whereas the chloride-affected zone in the EAF case turned into a bluish-gray color, compared with the purple of the conventional specimens (Fig. B.9).

The apparent diffusion coefficient was calculated using Eq. B.3, together with the chloride penetration depths obtained from the experimental campaign. The measurement of x_d was done in two different ways: manually, with a slide caliper as [NT-Build492, 1999] indicates, and through an image editing software, using some photos collected immediately after the spray-test. Both methods complement each other, allo-



(a)



(b)

Figura B.9: Conventional (a) and EAF (b) concrete samples sprayed with 0.1 M AgNO_3 solution

wing to obtain more accurate values of penetration depths and, consequently, of the apparent diffusion coefficients. Four x_d values were available for each test-time (each sample has been splitted in two parts), leading to the estimation of the average values of the apparent diffusion coefficients reported in Table B.4.

Tabla B.4: Apparent diffusion coefficients (D_{app}) for each concrete mixture tested

	D_{app} (mm^2/year)
C400-0.45	45.0
C400-0.5	59.1
E400-0.45	40.4
E400-0.5	50.1

Both EAF concrete mixtures are characterized by lower values of D_{app} than their conventional counterparts: this means that the durability of EAF concrete in chlorides-exposed environment is expected to be higher. Additionally the concretes with lower w/c are characterized by lower values of D_{app} . The results obtained in this experimental campaign are confirmed also by [Baroghel Bouny et al., 2002], where the apparent diffusion coefficient of a considerable number of normal concretes and HPC was calculated

through different ways, among others using colorimetric methods. The values of D_{app} obtained for normal concrete range between $2.1 \cdot 10^{12}$ and $9.3 \cdot 10^{12}$ m^2/s (66.2 - 293.3 mm^2/year) and for HPC between $0.43 \cdot 10^{12}$ and $2 \cdot 10^{12}$ m^2/s (13.6 - 63.1 mm^2/year), all referred to free chlorides content. These values are in agreement with the results obtained for EAF concrete, being its D_{app} within the range of HPC.

Also the evolution of the chloride penetration depth in time was analyzed: Fig. B.10 shows the linear dependence of x_d upon the square root of time. Circles, squares and triangles correspond to 28, 60 and 90 days respectively, and the black bold lines correspond to the mean value of D_{app} . This occurs because of a standard diffusion process in an infinite half-space, with no characteristic time [Baroghel-Bouny et al., 2007].

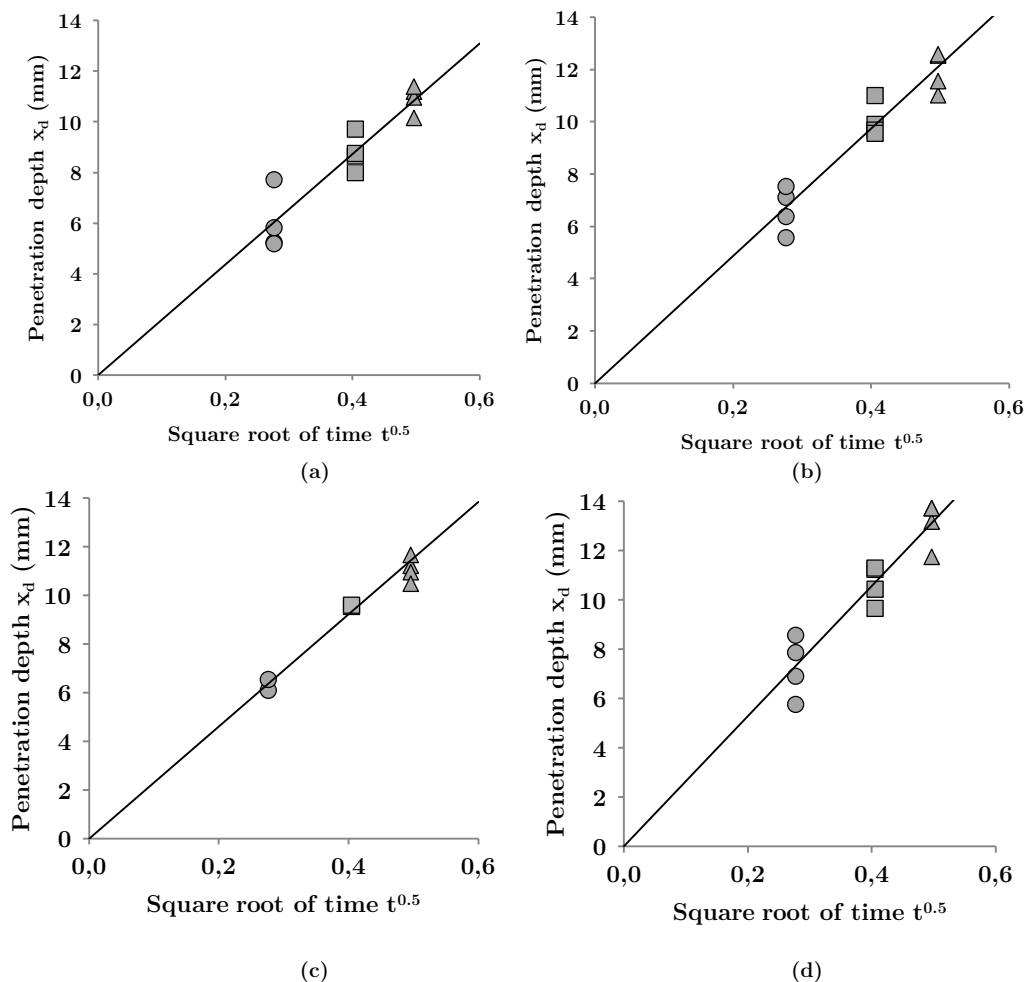


Figura B.10: Evolution of chloride penetration in time (circles, squares and triangles correspond to 28, 60 and 90 days respectively) for C400-0.45 (a), C400-0.5 (b), E400-0.45 (c) and E400-0.5 (d) concrete mixtures

B.4. Conclusions

In this work the use of by-products of steel industry (particularly EAF slag) instead of natural aggregates in high performance concrete has been studied. Concrete mixtures with different cement dosages and w/c ratios have been produced with natural fine aggregate and full replacement of coarse aggregate with EAF slag. The influence of EAF slag on the mechanical and durability properties of HPC-EAF has been experimentally determined. Taking into consideration the results obtained in this research, the following conclusions can be drawn:

1. Total replacement of coarse aggregate with EAF slag improves concrete's mechanical properties, including compressive, tensile strength and elastic modulus. Accordingly, in this work, the production of HPC with EAF slag was possible, maintaining relatively high w/c ratios (higher than 0.4), and without using mineral additions, commonly used to achieve high strength.
2. The shape and the texture of EAF slag significantly improve the tensile strength of EAF-concretes, due to the better bond of these aggregates with the cement-paste.
3. The density of EAF concrete is sensibly higher than conventional concrete, thus leading it to be suitable in high density concrete applications.
4. Colorimetric methods based on AgNO_3 solutions can be used for the determination of chloride ingress into EAF concrete; the dark color of the latter does not preclude the clear visual determination of chloride-free and -affected zones.
5. The use of EAF slag improves concrete durability in chloride-exposed environment, leading to a reduction of the diffusion coefficient.
6. The evaluation of possible expansive compounds as free MgO and CaO could be a topic of further studies when dealing with potential application of metallurgical slag in concrete.

H

H

Publicación en “Engineering Structures”, 2016

Theoretical and experimental short-term behavior of non-symmetrical wall pile retaining systems

Luisa María Gil-Martín^a, Juan Francisco Carbonell-Márquez^b, **Manuel Alejandro Fernández-Ruiz^a**, Enrique Hernández-Montes^a

^a Department of Structural Mechanics, University of Granada (UGR), Campus Universitario de Fuentenueva s/n, 18072 Granada, Spain

^b Department of Mathematics and Engineering, Loyola University of Andalusia, C/Energía Solar 1, 41014 Seville, Spain

(Published in “Engineering Structures”, Volume 112, Pages 172-183, Accepted January 2016)

DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.01.019>

ABSTRACT

Optimized non-symmetrically reinforced piles for retaining walls constitute a new structural element recently used in constructions such as the underground floors of San Antoni Market in Barcelona or in the Riyadh metro. Piles usually have circular cross sections with longitudinal reinforcement composed of bars of the same diameter and with constant clear distances between them. The use of non-symmetrical piles in retaining walls means savings of up to 50 % in the weight of the longitudinal reinforcement, compared with traditional symmetrical piles.

Intuition suggests that a non-symmetrical pile, compared with its symmetrical counterpart -both having the same ultimate flexural moment-, deforms less and has smaller crack widths. This point is analyzed in this paper both theoretically and experimentally.

The majority of the studies conducted on RC members were developed only for rectangular cross sections. In this paper, results from an experimental campaign of circular RC cross-sections are presented. The main objective of this campaign is the formulation of the effective area of concrete in the tension stiffening effect of RC circular cross-sections.

C.1. Introduction

Optimized non-symmetrically reinforced piles for retaining walls [Hernández-Montes et al., 2012, Calleja and Hernández-Montes, 2015] were used for the first time, excluding experimental campaigns, in the construction of new underground levels of the San Antoni Market in Barcelona, see Fig. C.1, reaching savings of 30 % in weight of the complete reinforcement cage of the pile in comparison with the symmetrical solution.



Figura C.1: Optimized non-symmetrical pile

The strength design of reinforced concrete (RC) cross-sections is well established [Tomás and Alarcón, 2012, Jin Keun and Sang Soon, 2000], yet recent advances such

as the use of Reinforcement Sizing Diagrams [Hernández Montes et al., 2005], the description of Optimal Domains [Aschheim et al., 2007], and the Theorem of Optimal Section Reinforcement (TOSR, discussed by [Hernández Montes et al., 2008]) have contributed to a better understanding of traditional approaches such as Whitney's method of small and large eccentricities (see the textbook by Nawy [Nawy, 2003]).

In the case of circular cross sections (e.g. columns, piers or piles), traditional RC design approaches consider longitudinal reinforcement, comprised of bars of the same diameter with constant clear spacing, as illustrated by the popular section analysis computer programs IECA 3.0 [Corres Peiretti et al.,] or Davalath and Madugula [10].

Piers, having non-symmetrical distributions of reinforcement [Hernández Montes et al., 2010, Gil Martín et al., 2010] are a new development that is applicable to retaining walls (Fig. C.2). Previously, non-symmetrical longitudinal reinforcement [Weber and Ersnt, 1989] was used to provide more limited optimization involving only the spacing of bars around the perimeter; the mathematical approach employed did not allow the minimum reinforcement to be obtained, even in the case of spacing being the only variable considered. The approach presented by Gil-Martín et al. [Gil Martín et al., 2010] allows the use of bars of different diameters and spacing, in doing so the minimum longitudinal reinforcement required for the ultimate strength design of circular sections is determined. It is interesting to note that additional constraints have to be added to the design of the reinforcement in order to allow the mechanization and erection of these structural elements.

The behavior of a circular cross section member regarding cracking and deformation, has not yet been widely studied.

In relation to symmetrically reinforced circular cross sections (henceforth SRCS), Wiese et al. [Wiese et al., 2004] proposed an effective area of concrete in tension for SRCS, $A_{c,eff}$. This was based on test results.

However, the authors are aware of no previous work addressing the serviceability limit state of non-symmetrically reinforced circular sections (henceforth NSRCS). Recently, the authors [Carbonell Márquez et al., 2014] proposed a general expression to evaluate the effective area of concrete in tension for symmetrically reinforced circular sections (henceforth SRCS) and NSRCS. In the present paper different distributions of NSRSC have been studied, considering deformation and cracking. Improved expressions of the effective area of concrete have been obtained. Moreover, errors, which originated during the placement of the pile on site, have been studied by introducing an initial rotation in one of the specimens.

Ten specimens of circular RC cross sections, with both symmetrical and asymmetrical reinforcement, have been tested in four point bending tests. This paper presents

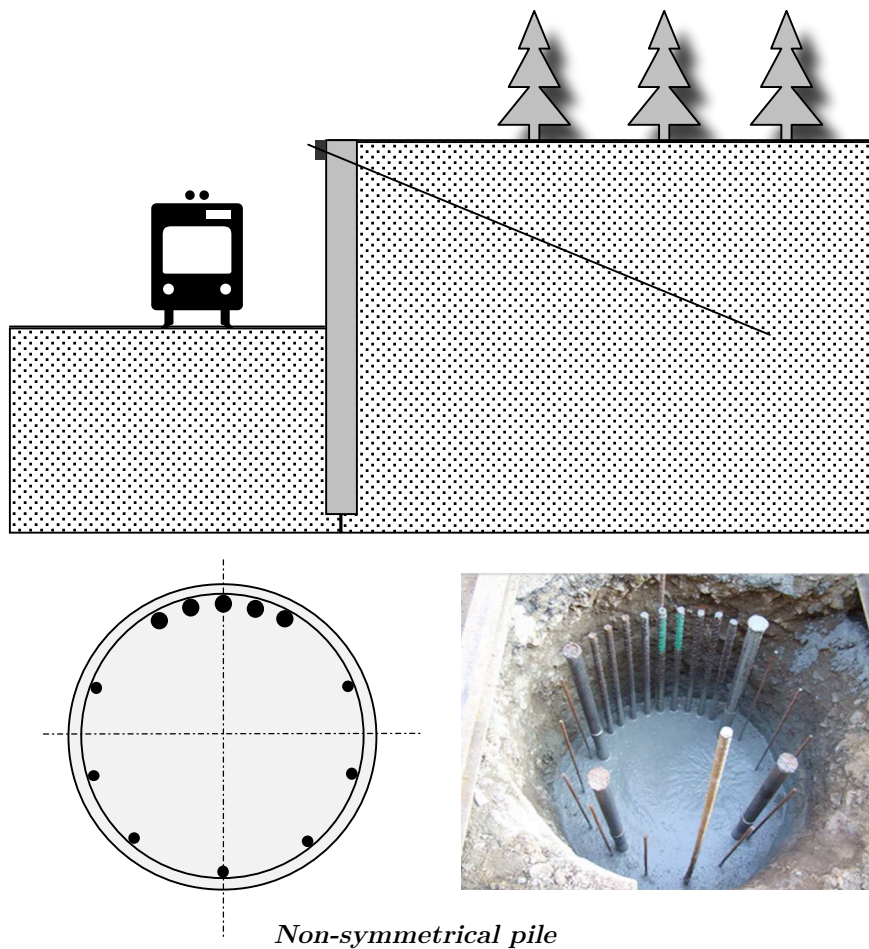


Figura C.2: Non-symmetrical piles

the most relevant aspects gathered from these experimental results and validates the expression previously presented by the authors [Carbonell Márquez et al., 2014].

In this piece of work, short-term loading is analyzed, taking early shrinkage into account.

C.2. The design of asymmetrical piles

The design of NSRCS piles follows the same protocol as any structural element. EC2 [CEN, 2004] uses the Limit States method. In this paper Ultimate Limit State of bending and Serviceability Limit States of short-term deflections and cracking are checked.

C.2.1. Material properties

The adopted stress-strain model for uncracked concrete is the one proposed by EC2 [CEN, 2004].

For concrete in tension, with stresses beyond cracking, the model proposed by Hernández-Montes et al. [Hernández Montes et al., 2013a] has been considered. It is formulated as follows:

$$\sigma_{cTS}(\epsilon) = \begin{cases} 0 & \text{if } \epsilon < -\epsilon_y \\ \frac{\sigma_{cTS}(\epsilon_{ap})}{\epsilon_y + \epsilon_{ap}}(\epsilon + \epsilon_y) & \text{if } -\epsilon_y \leq \epsilon < \epsilon_{ap} \\ \frac{\rho_{eff}}{2} E_s |\epsilon| - \sqrt{\left(\frac{\rho_{eff}}{2} E_s |\epsilon|\right)^2 + f_{ctm}^2 (1 + n\rho_{eff})} & \text{if } \epsilon_{ap} \leq \epsilon < \epsilon_{ctm} \end{cases} \quad (C.1)$$

being $n = E_s = E_c$ and $\rho_{eff} = A_{st} / A_{c,eff}$ ($A_{c,eff}$ = effective area of concrete in tension and A_{st} = the area of tensile steel). This expression describes the tension stiffening contribution of concrete based on the CEB [CEB, 1985] model developed for the study of deformations of reinforced concrete members.

The last domain of Eq. (C.1) has been adopted for average strains comprised between ϵ_{ctm} ($=f_{ctm}/E_{cm}$) and the apparent yield strain, ϵ_{ap} , the later is defined as the average strain when yielding occurs at a crack location. The value of ϵ_{ap} is obtained from the equilibrium of a short segment of the tension member. This segment is delimited between a cracked section (where the reinforcement has yielded) and any given section where the reinforcement stress is equal to the average stress. A detailed discussion about the apparent yield strain can be found in Gil-Martín et al. [Gil-Martín and Hernández-Montes, 2009].

Assuming that the tensile contribution of concrete beyond the yield strain of steel (ϵ_y) is zero, a lineal decay of $\sigma_{cTS}(\epsilon)$ is adopted between ϵ_{ap} and ϵ_y , see Fig. C.3.

C.2.2. Effective concrete area in tension stiffening

Most of the available experimental investigations concerned with the area of concrete influenced by a bar in tension -i.e. effective area of concrete- were conducted on members with rectangular cross sections. Few studies have been published about effective area of concrete for circular RC cross-sections.

One very interesting study concerned with symmetrically reinforced circular cross sections (i.e. reinforcement uniformly distributed along the perimeter) was carried out

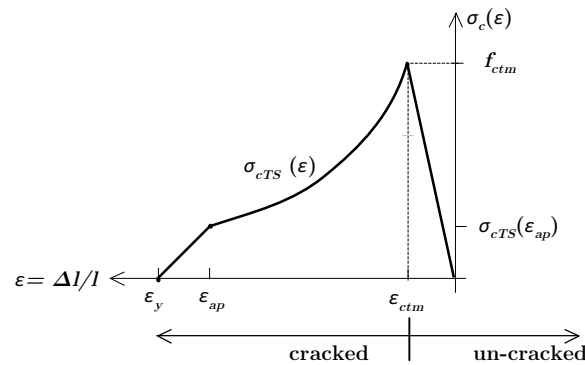


Figura C.3: Tension stiffening model

by Wiese et al. [Wiese et al., 2004]. These authors idealized the reinforcement as a continuous ring and, based on experimental results, proposed the tension stiffening area, $A_{c,eff}$, to be the area of the circular strip which lies below the cross section neutral axis, (i.e., within the area in tension), whose width is $2.5(R-R_{int})$, where R is the radius of the section and R_{int} is the radius of the circle defined by the centroids of the longitudinal bars - Fig. C.4.

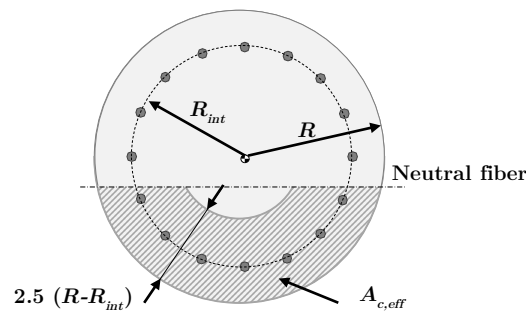


Figura C.4: Effective area of concrete in tension for circular cross sections proposed by Wiese et al. [Wiese et al., 2004]

Two options are usually available for the calculation of the deformation in the post-cracking stage of RC members: introducing tension-stiffening in the concrete model [Hsu, 1988, Gil-Martín and Hernández-Montes, 2009] to integrate the curvature or using a distribution coefficient which indirectly consider the tension-stiffening (EC2 § 7.4.3(3) [CEN, 2004]). The second option means that after cracking, members behave in a manner somewhere between the un-cracked and fully cracked conditions (Fig. C.5).

In Fig. C.5, the average curvature of the cross section is obtained from:

$$\varphi_{aver} = \zeta \varphi_{II} + (1 - \zeta) \varphi_I \quad (C.2)$$

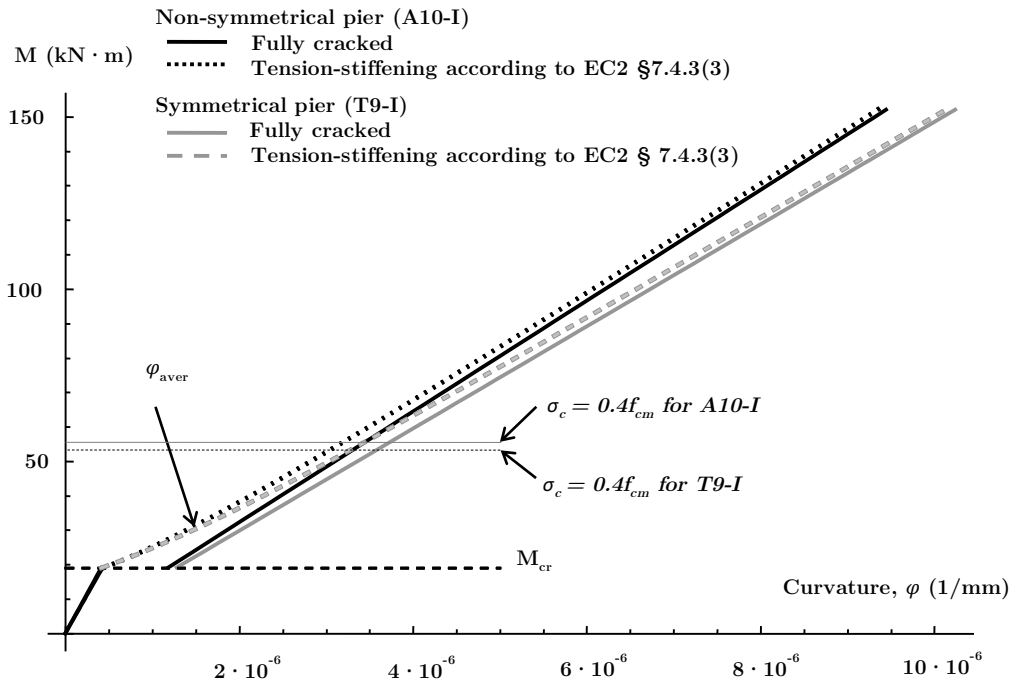


Figure C.5: Moment-curvature diagram for specimens: T9-I and A10-I. Average curvature according to EC2 [CEN, 2004] using a distribution coefficient

where φ_I and φ_{II} are the curvatures calculated for the uncracked and fully cracked conditions, respectively, and ζ is a distribution coefficient (equal to zero for uncracked sections) given by:

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2$$

In this case, due to the testing conditions, the coefficient β is adopted as equal to 1 (single short-term loading), and σ_s and σ_{sr} are the maximum tension stresses in the reinforcement of the cracked section for M and M_{cr} , respectively.

Because the value of the modulus of elasticity E_{cm} given by EC2 [CEN, 2004] ($E_{cm} = 22000 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} [MPa]$) is applicable if $\sigma_c \leq 0.4 f_{cm}$, the values of M for which $\sigma_c = 0.4 f_c$ have been indicated in Fig. C.5 ($M = 53$ kNm for the specimen T9-I and $M = 56$ kNm for A10-I). The corresponding values have also been summarized in Table C.1 for each of the tested specimens.

Recently, Carbonell-Márquez et al. [Carbonell Márquez et al., 2014] proposed a formula to estimate the effective area of concrete for circular RC cross-sections for both traditional and non-symmetrical reinforcement. The advantage of the effective area proposed [Carbonell Márquez et al., 2014], $A_{c,eff}$, is that it unifies the two options considered for the study of post-cracking deformation in RC members (i.e. the

Tabla C.1: Geometrical and mechanical characteristics of the tested piers

Specimen	T1-II T7-II T9-I	A2-II A5-II	A8-II	A6-II	A3-II	A4-II	A10-I
Longitudinal reinforcement	16Ø16	5Ø16+3Ø10	5Ø16+3Ø10 (rotated 10°)	7Ø16+3Ø12	6Ø16+2Ø10 +6Ø16	7Ø16+2Ø12 +5Ø16	4Ø20+3Ø10
	3217 mm ²	1241 mm ²	1241 mm ²	1643 mm ²	2570 mm ²	26390 mm ²	1492 mm ²
s_l (mm)	48.3	41	41	41	41	41	45
M_u (kN m)	142	110.3	109.5	133	129.5	145	110.3
Transverse reinforcement (stirrups)	Ø10 at 200 mm	Ø10 at 150 mm	Ø10 at 150 mm	Ø10 at 150 mm	Ø10 at 150 mm	Ø10 at 150 mm	Ø10 at 150 mm
f_{cm} (MPa)	34.8 31.2 34.7	31.2 31.2	31.2	31.2	34.8	34.8	34.7
M (kN m) for which $\sigma_c \approx 0,4f_{cm}$	60 60 53	55 55	60	60	61	54	56
f_y (MPa)	582	582 for Ø16 598 for Ø10	582 for Ø16 598 for Ø10	582 for Ø16 518 for Ø12	582 for Ø16 598 for Ø10	582 for Ø16 518 for Ø12	502 for Ø20 598 for Ø10
Concrete cover (mm)	59 59 50	59 59	59	59	59	59	50
Sketch							

s_l is the distance between the centers of longitudinal bars, measured along the circumference. In the case of traditional reinforcement, it corresponds to the distance between bars and in the case of asymmetrical reinforcement it is the distance between the thicker bars

expression was obtained forcing to obtain the same deformations when using both procedures). This effective area is defined as a circular strip, $h_{c,eff}$ width, located on the tensile side of the section below the horizontal fiber whose deformation is ϵ_{ctm} . The value and distribution of the effective area in the cross-section can be obtained from Eqs. (C.3)-(C.5) and Fig. C.6, respectively.

For traditional or symmetric reinforcement:

$$h_{c,eff} = \frac{1}{R^{4/3}}(-1,765R^2 + 11,343Rx - 9,375x^2) \quad (C.3)$$

For non-symmetric reinforcement:

$$h_{c,eff} = \frac{1}{R^{4/3}}(-1,117R^2 + 8,657Rx - 7,132x^2) \quad (C.4)$$

In Eqs. (C.3) and (C.4) the values of $h_{c,eff}$, R -radius of the cross-section- and x -neutral fiber deep- are given in mm.

$$\begin{aligned} h_{c,effint} &= h_{c,eff} \frac{TSz_{top}}{TSz} \leq R_{int} \\ h_{c,effext} &= h_{c,eff} - h_{c,effint} \end{aligned} \quad (C.5)$$

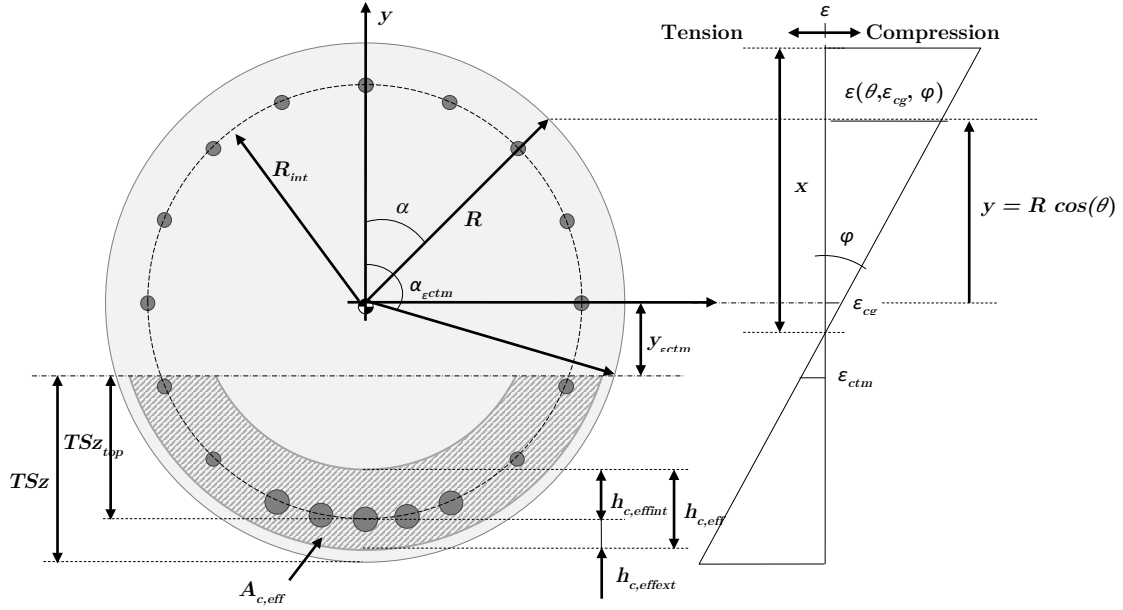


Figura C.6: Definition and nomenclature for $A_{c,eff}$. Adapted from [Carbonell Márquez et al., 2014]

C.2.3. Response curves

Moment-curvature curves, such as the one shown in Fig. C.5, are obtained imposing equilibrium conditions on the cross section of the structural element.

Assuming that plane sections remain plane after deformation and no slippage of the reinforcement occurs, the strain on any fiber of the section can be expressed as:

$$\epsilon(y, \epsilon_{cg}, \varphi) = \epsilon_{cg} + y\varphi \quad (C.6)$$

where ϵ_{cg} is the strain at the center of gravity of the gross section and y is the vertical coordinate of each fiber with respect to the cross-section centroid, Fig. C.6. The former Eq. (C.6) can also be expressed in terms of the angle α that defines the

position of each fiber with respect to the vertical principal axis of inertia of the section (Fig. C.6), for $x \leq 2R$, as:

$$\epsilon(\alpha, \epsilon_{cg}, \varphi) = \epsilon_{cg} + \varphi R \cos(\alpha) \quad (\text{C.7})$$

In the present work, compression strain, stresses and forces as well as bending moments which cause compression on the top fiber of the cross-section are considered to be positive.

If $\alpha_{\epsilon_{ctm}}$ is the angle -referred to the principal vertical axis of inertia- that locates the fiber whose strain is equal to the concrete limit strain of cracking, ϵ_{ctm} , (Fig. C.6) the equilibrium of the cross-section is given by:

$$\begin{aligned} N &= 2 \int_0^{\alpha_{\epsilon_{ctm}}} (R \sin(\alpha))^2 \sigma_c(\alpha, \epsilon_{cg}, \varphi) d\alpha + \int_{A_{c,eff}} \sigma_{cTS}(\alpha, \epsilon_{cg}, \varphi) dA + \sum_j A_{\emptyset_j} \sigma_s(y_j, \epsilon_{cg}, \varphi) \\ M &= \int_0^{\alpha_{\epsilon_{ctm}}} R^3 \sin^2(\alpha) \cos(\alpha) \sigma_c(\alpha, \epsilon_{cg}, \varphi) d\alpha + \int_{A_{c,eff}} \sigma_{cTS}(\alpha, \epsilon_{cg}, \varphi) y dA \\ &+ \sum_j A_{\emptyset_j} \sigma_s(y_j, \epsilon_{cg}, \varphi) y_j \end{aligned} \quad (\text{C.8})$$

where A_{\emptyset_j} and y_j are the cross sectional area and the vertical coordinate of each longitudinal reinforcing bar with respect to the center of the circle, respectively. In the former equations the adopted stress-strain laws for concrete, $\sigma_c(\epsilon)$ and $\sigma_{cTS}(\epsilon)$, in both cracked and un-cracked range, respectively, are given by the EC2 formulation [CEN, 2004] and Eq. (C.1) respectively. The effective area of concrete, $A_{c,eff}$, is obtained from Eqs. (C.3)-(C.5) according to Fig. C.6. For steel, bilinear stress-strain curves $\sigma_s(\epsilon)$, have been adopted based on the comparison of the results of the tensile tests with the registered strains during the testing.

The moment-curvature ($M - \varphi$) diagram for the RC section is solved by increasing curvature and obtaining the value of the moment, M , from Eq. (C.8) for a fixed value of the axial force.

C.2.4. Influence of early shrinkage

Due to symmetry, the effect of shrinkage is negligible in SRCS, but it is not in NSRCS.

The deflection at midspan of the tested specimens is estimated by integration of the moment-curvature diagram. In this work the effect of shrinkage is introduced by shifting the diagram as suggested by Gilbert and Ranzi [Gilbert and Ranzi, 2011]. The way in which the $M - \varphi$ diagram is shifted is summarized in Fig. C.7. In Fig. C.7 the subscript “uncr” corresponds to the un-cracked section while the subscript “cr” refers to the fully cracked section.

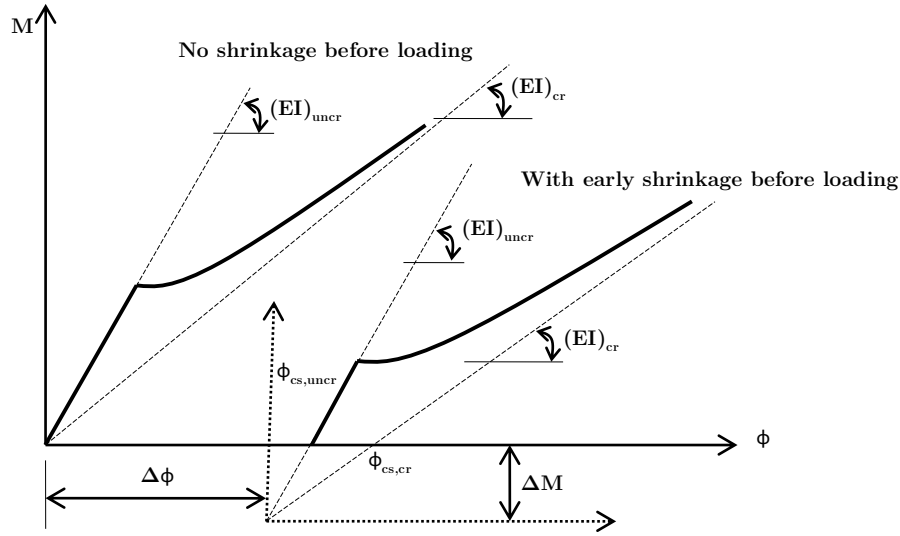


Figure C.7: Effect of shrinkage in the short-term moment-curvature diagram. Adapted from [Gilbert and Ranzi, 2011]

In Fig. C.7, the values proposed in [Gilbert and Ranzi, 2011] have been adopted:

$$\Delta\varphi = \frac{\varphi_{cs,uncr}I_{uncr} - \varphi_{cs,cr}I_{cr}}{I_{uncr} - I_{cr}}$$

$$\Delta M = (\varphi_{cs,uncr} - \Delta\varphi)(EI)_{uncr}$$

$$\varphi_{cs,uncr} = \epsilon_{cs}n \frac{S}{I_{uncr}}$$

$$\varphi_{cs,cr} = \epsilon_{cs}n \frac{S}{I_{cr}}$$

being:

$\varphi_{cs,uncr}$ Shrinkage-induced curvature on the uncracked cross-section - for zero applied load

$\varphi_{cs,cr}$ Shrinkage-induced curvature on the fully-cracked cross-section - for zero applied load

ϵ_{cs} Free shrinkage strain (obtained according to [CEN, 2004])

n Modular ratio, defined as $E_s/E_c(t_0)$

I_{uncr} , I_{cr} Are the moments of inertia around the centroidal axis of the transformed section composed of concrete area A_c plus n multiplied by the area of reinforcement for the uncracked and fully-cracked sections, respectively. In the case of the fully-cracked section, only the compressed portion of concrete is considered.

C.3. Experimental program

Ten pile specimens were tested. All the specimens had a cross section diameter of 400 mm. The reinforcement steel was B-500-S. Two of the piles had a length of 3 m and eight had a length of 4 m. The shortest ones have been identified with -I in Table 1. Geometrical and mechanical characteristics of the tested piles are summarized in Table C.1.

The load pattern during the tests is presented in Fig. C.8. This figure shows that piles were subjected to four point bending tests. The distance from the application of the loads to the supports, were equal to 1.0 m for all tests. All the structural elements were tested up until failure. In all the experiments, the deflection of the member at midspan was measured. The displacement of the supports were also registered to detect possible seat effects of supports.

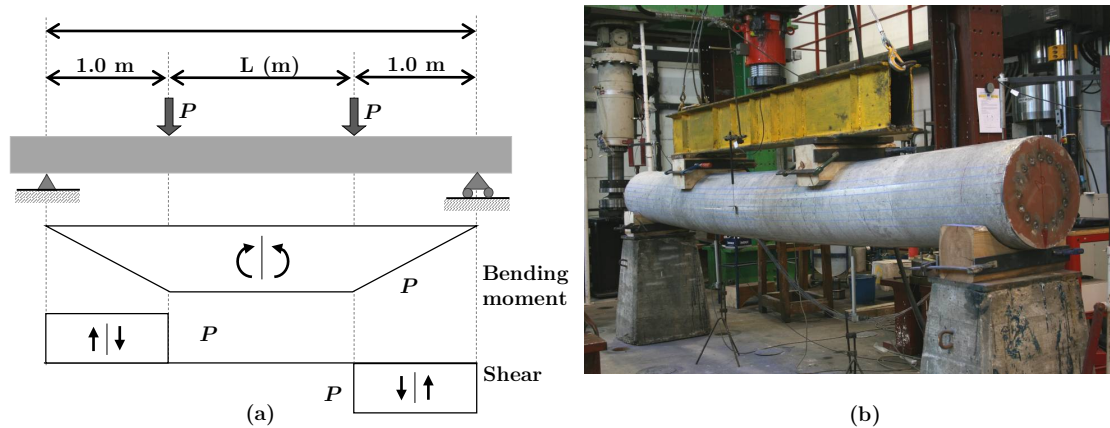


Figura C.8: Four point bending tests of RC piles: (a) experiment disposition; (b) specimen T1-II during the test

The procedure for the construction of the specimens was the following: the reinforcement cage was constructed by welding the longitudinal bars to stirrups; once the reinforcement cage was finished, strain gauges were attached to some longitudinal bars to record the strain during the loading process. After installing each gauge the wires were connected and coated. The reinforcement cages were introduced into cylindrical

cardboard formworks that were placed vertically for concreting. Self-compacting concrete was poured into the formwork via a hose, ensuring that the free fall height of the concrete was less than 2 m. When the concrete had sufficient strength, the formwork was removed and piles were stored vertically until the time of testing.

The concrete mean compressive strength (f_{cm}) of each specimen at the time of testing was determined from cylindrical compression tests just before each test. These values are summarized in Table C.1 for each specimen.

The reinforcement steel was B-500-S for all the specimens. The actual stress-strain behavior of several longitudinal reinforcements was obtained from tensile tests in order to check if a bilinear model of steel was suitable (Fig. C.9). Because all the measured strains in steel, ϵ_s , were lower than 0.01 a bilinear model was adopted to represent the behavior of the reinforcement steel in the numerical analysis. The yield stress adopted was taken from tensile tests of the same supply.

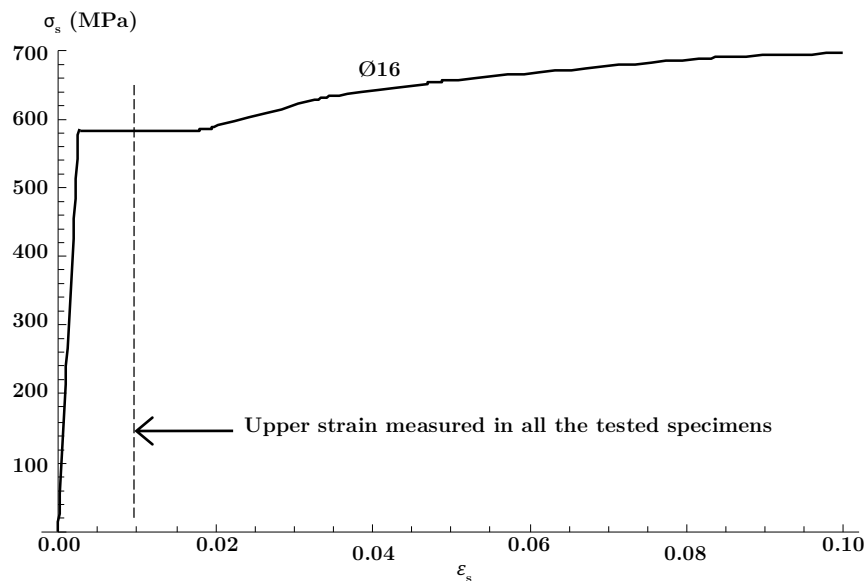


Figura C.9: Strain-stress curve of Ø16 bars used in specimens

The characteristics of the ten piles tested in this campaign are summarized in Table C.1. The first row shows the name of each specimen, the second row shows the longitudinal reinforcement and its area, the third one indicates the location of the longitudinal bars, the ultimate flexural strength -for zero axial load- of each cross section is given in the fourth row. The following rows summarize the transverse reinforcement, the concrete mean compressive strength (f_{cm}), the bending moment for which the stress in concrete achieves $0.4 f_{cm}$, yield stress of the longitudinal steel (f_y) and the concrete cover, c , respectively.

The last row of Table C.1 deploys sketches of the SRCS and NSRCS of the piles tested. To enable better understanding, transverse reinforcement has not been shown in the drawings.

Three traditionally reinforced piles have been tested (second column in Table C.1). In all the cases the longitudinal reinforcement consists of 16Ø16 (16 bars, each 16 mm diameter) distributed uniformly around the circumference. Two of these specimens are 4 m long (T1-II and T7-II) and the third one is 3 m long (T9-I).

Several asymmetrically reinforced piles were also tested. Specimens A2-II, A5-II, A6-II and A10-I have the longitudinal reinforcement concentrated on one side of the cross-section. In each of the above specimens different total reinforcement areas were considered. Specimens A2-II and A5-II are identical -the only difference was the humidity conditions during testing-. The length of the piles is 4 m for specimens A2-II, A5-II and A6-II, while specimen A10-I is 3 m long. In order to quantify the influence of placement errors in the behavior of asymmetrical piles, a specimen with identical geometry to A2-II and A5-II, but rotated 10°, was also tested (A8-II). Specimens A3-II and A4-II have asymmetrical reinforcement but longitudinal bars are concentrated on opposite sides of the cross-sections. These last two types of reinforcement can be appropriate for certain types of construction in which both positive and negative bending moments exist. The initial letter A means asymmetric reinforcement and the initial letter T means traditional reinforcement.

C.4. Experimental results

C.4.1. Deflections

Specimens summarized in Table C.1 were tested in four point bending tests as shown in Fig. C.8. The development of deformations was observed by measuring the deflections at midspan and crack widths along the length of the pile.

Deflections at both midspan and supports were recorded in order to account for the seat effects. The displacements were measured with potentiometer displacement transducers. To control the test through the displacement, one displacement sensor wire was also located at midspan, fixed to the jack. Additionally 20 strain gauges (type BFLA-1-11-3L) were installed in the reinforcement to measure the strain deformation of the cross-section, an example is shown in Fig. C.10.

Fig. C.11(a)-(d) represents the value of the deflection at midspan registered during the tests and the estimated values obtained from integration of the corresponding moment-curvature diagrams for several specimens.

Fig. C.11(a) represents the deflection at midspan as a function of the load in the case of traditionally reinforced piles. This figure shows that the effective area of concrete in tension proposed by Carbonell-Márquez et al. [Carbonell Márquez et al., 2014] leads to values of the deflection at midspan closer to the experiments than the effective area proposed by Wiese et al. [Wiese et al., 2004]. In this figure the estimated deflection obtained, neglecting the tension stiffening effect, has also been represented with a dashed line. Results show that the effect of tension stiffening is significant at the beginning of the loading process but it can be neglected when the load increases. Fig. C.11(b)-(d) represents both the estimated and measured deflections at midspan for non-symmetrically reinforced specimens. Fig. C.11(b) corresponds to two specimens with a strong concentration of longitudinal reinforcement on one side of the cross section while Fig. C.11(c) and (d) corresponds to specimens with reinforcement concentrated in two opposite zones of the cross section. These figures show very good agreement between the estimated and measured values of the deflection at midspan. As in the first case, the estimated deflection when the tension stiffening effect is neglected has been represented with a dashed line. In general the influence of tension stiffness can be neglected for values of P greater than $1/3 P_{ult}$.

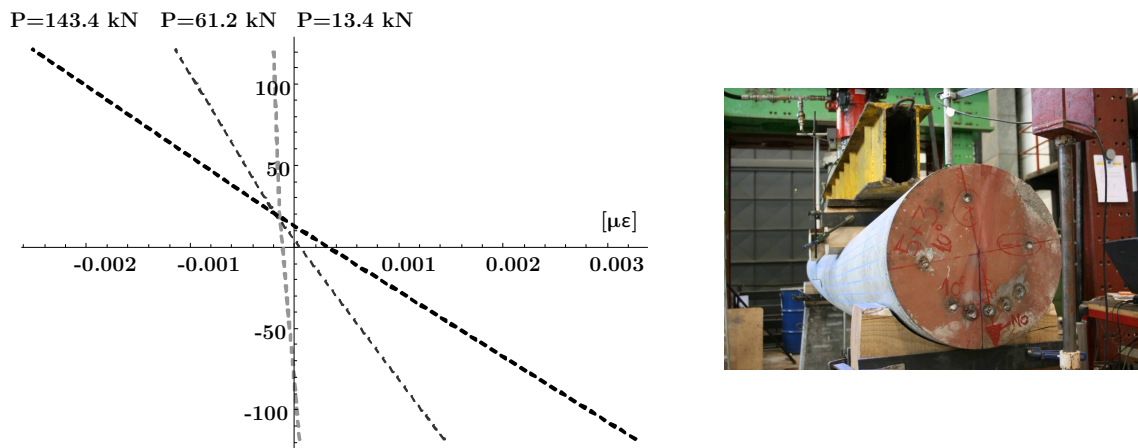


Figura C.10: Deformation of the cross section estimated from the measurements of the gauges for three values of the applied load corresponding to specimen A8-II

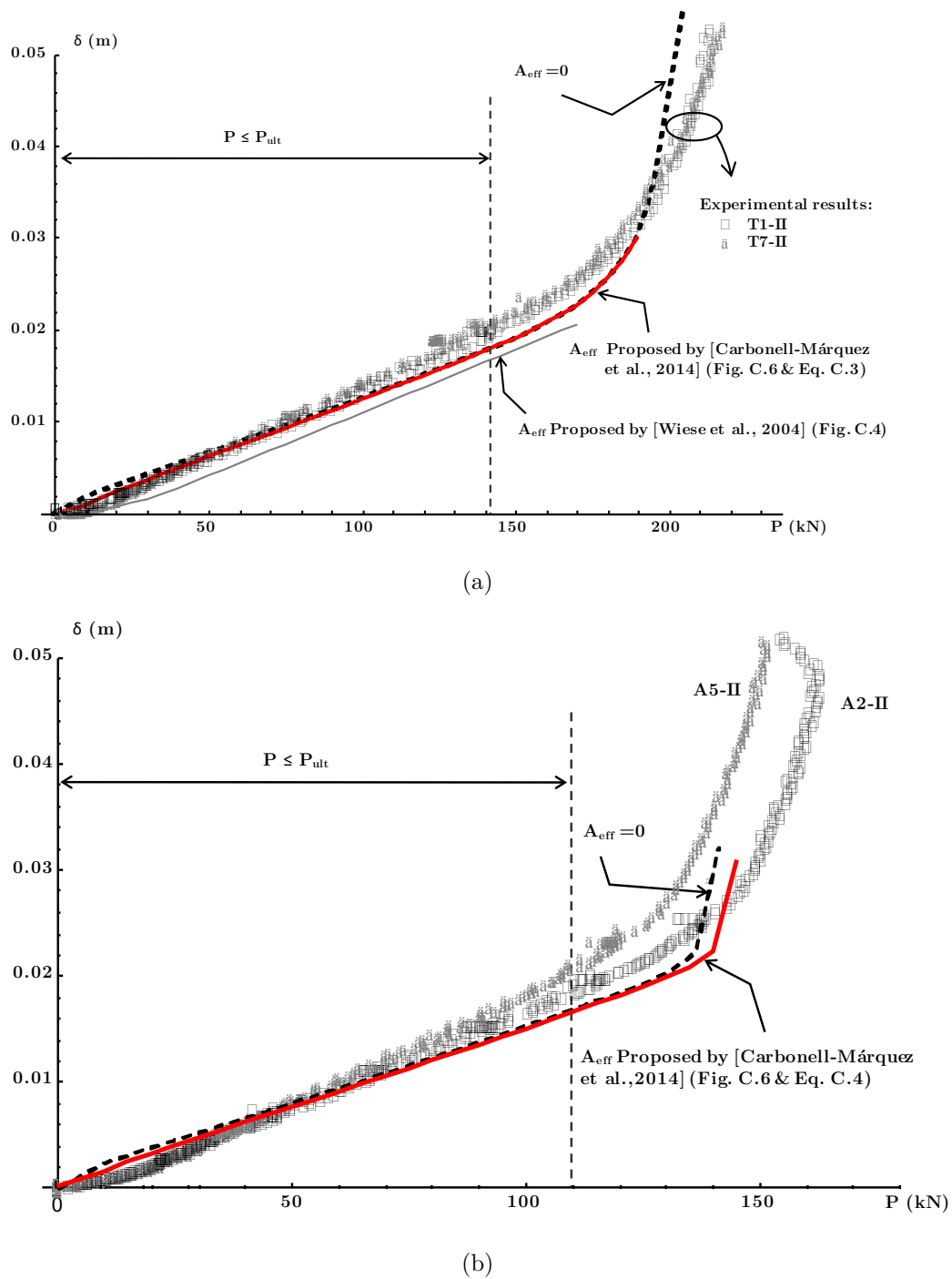
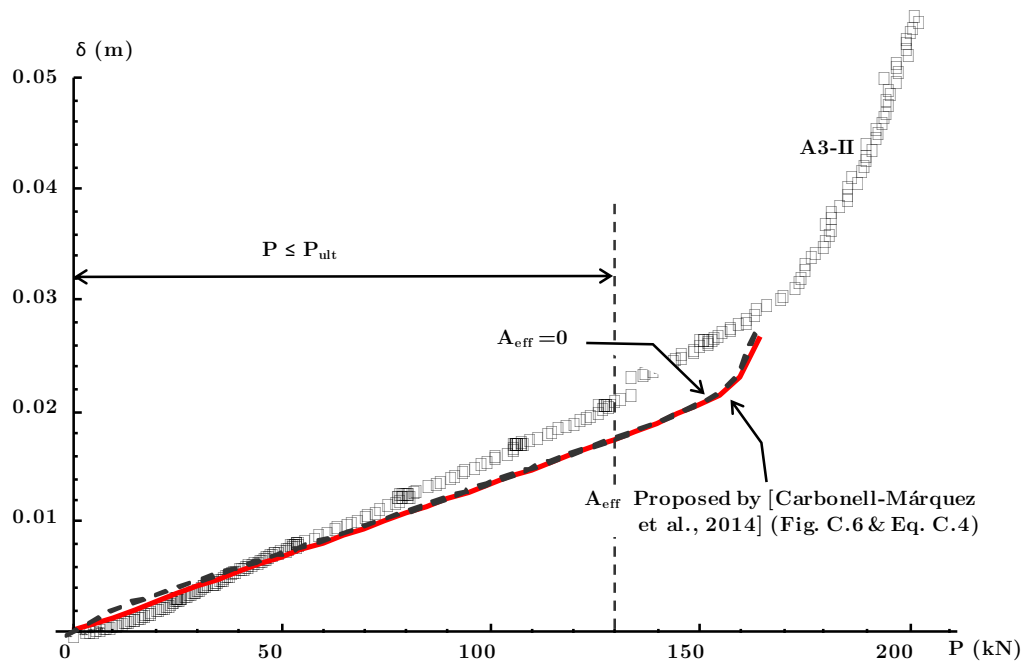
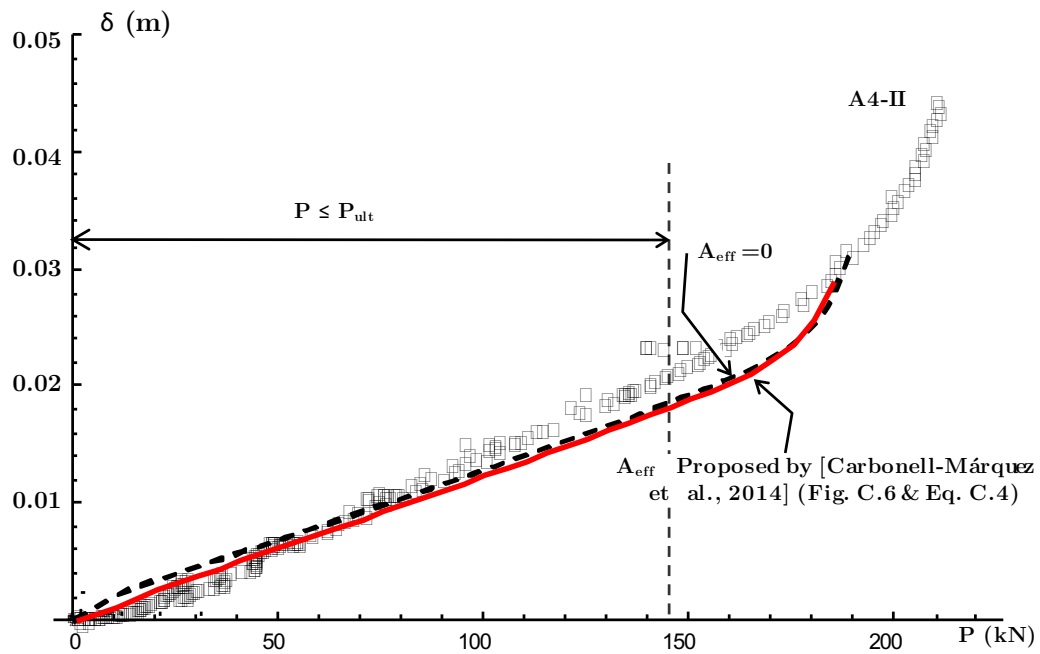


Figura C.11: Estimated and measured deflection at midspan of the specimen during the four point bending test. (a) Specimens T1-II and T7-II; (b) Specimens A2-II and A5-II; (c) Specimen A3-II; (d) Specimen A4-II



(c)



(d)

Figura C.11: (continued)

C.4.2. Stress state

The maximum stresses on the lowest reinforcement bar during the test match the predicted value very well. Fig. C.12 shows the evolution of this stress as a function of the applied load, for several specimens. All the gauges were placed in the portion of the specimen subjected to a constant bending moment, the different gauges are shown with different symbols (Fig. C.12).

Fig. C.12(a) and (b) shows the predicted stresses obtained, by both considering the effective area of concrete proposed by Carbonell-Márquez et al. [Carbonell Márquez et al., 2014] and neglecting the tension stiffening effect. It is evident that if the tension stiffening effect is neglected, $A_{eff} = 0$, the stress of the reinforcement is drastically increased when the cracking moment is reached due to the fact that the contribution of the concrete disappears, as is shown by the dashed lines of Fig. C.12(a) and (b). However, for values of the load around $P_{max}/3$ both models, with and without the tension stiffening effect, lead to similar results.

C.4.3. Crack widths

The crack widths were measured during the tests using a sheet metal thickness gauge. The crack width was considered equal to the greatest thickness of the sheet that could be introduced into the crack.

The characteristic crack width (w) was obtained using the formulation of EC2 [CEN, 2004] for the case of short-term loading.

Results plotted in Fig. C.13 shows that the characteristic crack width proposed by EC2 [CEN, 2004] has a similar trend to the measured values. The formula of the EC2 overestimates the crack width for asymmetrically reinforced piles but it is very close to the experimental value in the case of the traditional reinforcement.

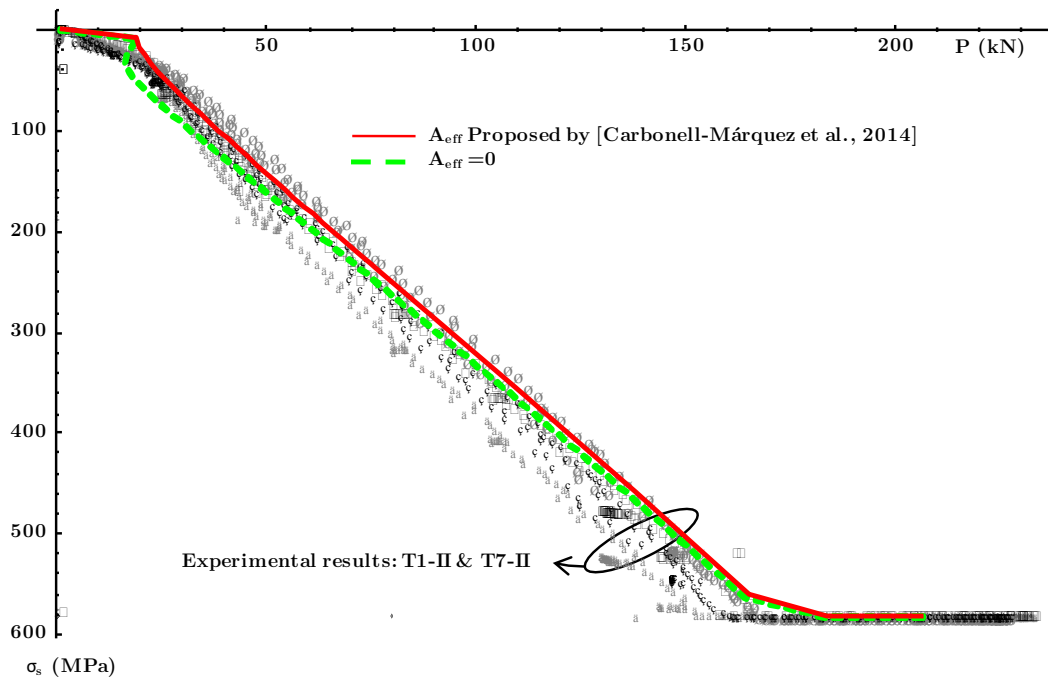
C.5. Conclusions

An experimental campaign of circular RC cross-sections piles, symmetrically and non-symmetrically reinforced, has been presented. The effect of the tension stiffening area has been quantified by the comparison of the experimental results with the calculated results. It has been shown that the tension stiffening area proposed by Carbonell-Márquez et al. [Carbonell Márquez et al., 2014] leads to results of the deflection at midspan and the maximum tensile stress in reinforcement very close to the actual response of the structural element. Some discrepancies exist between the characteristic

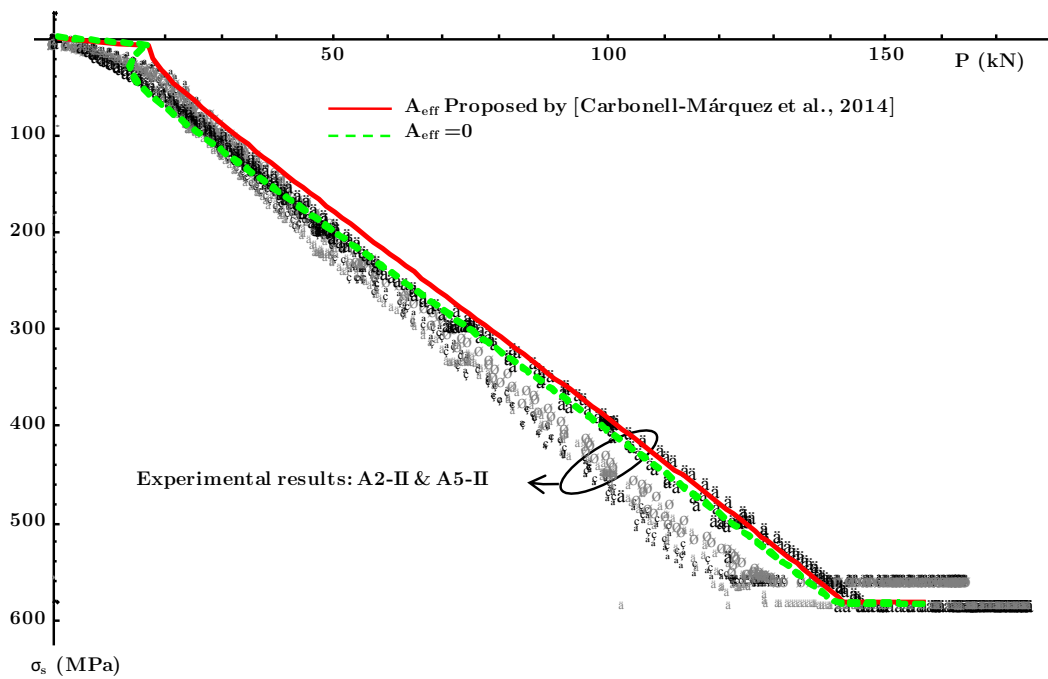
crack widths proposed by EC2 [CEN, 2004] and the measured values for the case of non-symmetrical reinforcement.

Acknowledgments

The present paper was financed by the Ministry of Science and Innovation - Spain under the research project IPT-2011-1485- 420000. The second author is a Spanish Government PhD fellow (FPU grant AP 2010-3707). The third author is financed by FPU grant of the University of Granada. Our profound gratitude to both reviewers for the time devoted to the paper, and their suggestions which have helped to improve the final version of the paper.

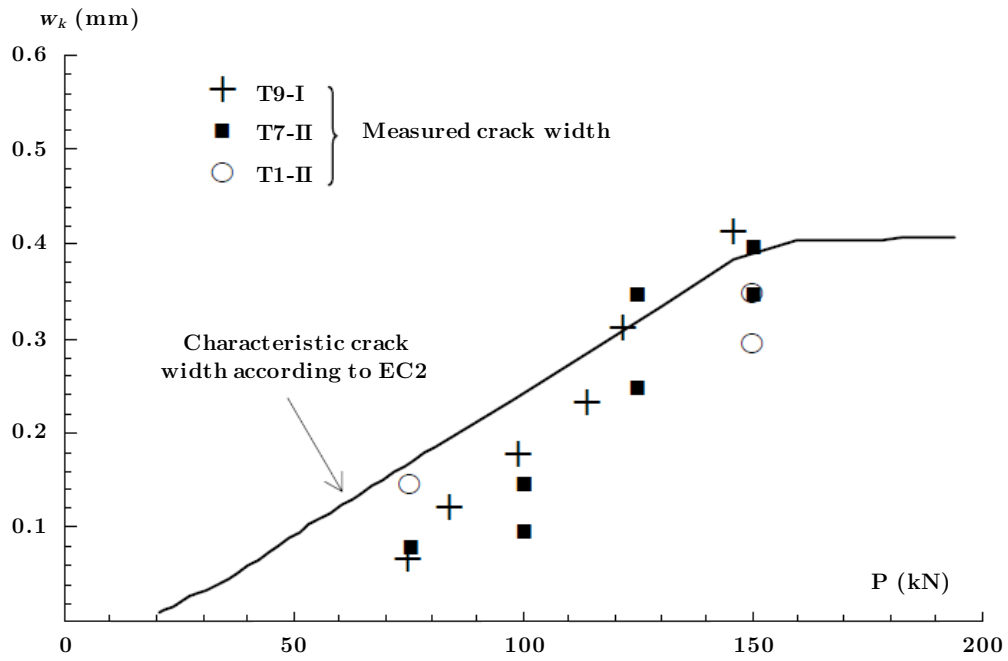


(a)

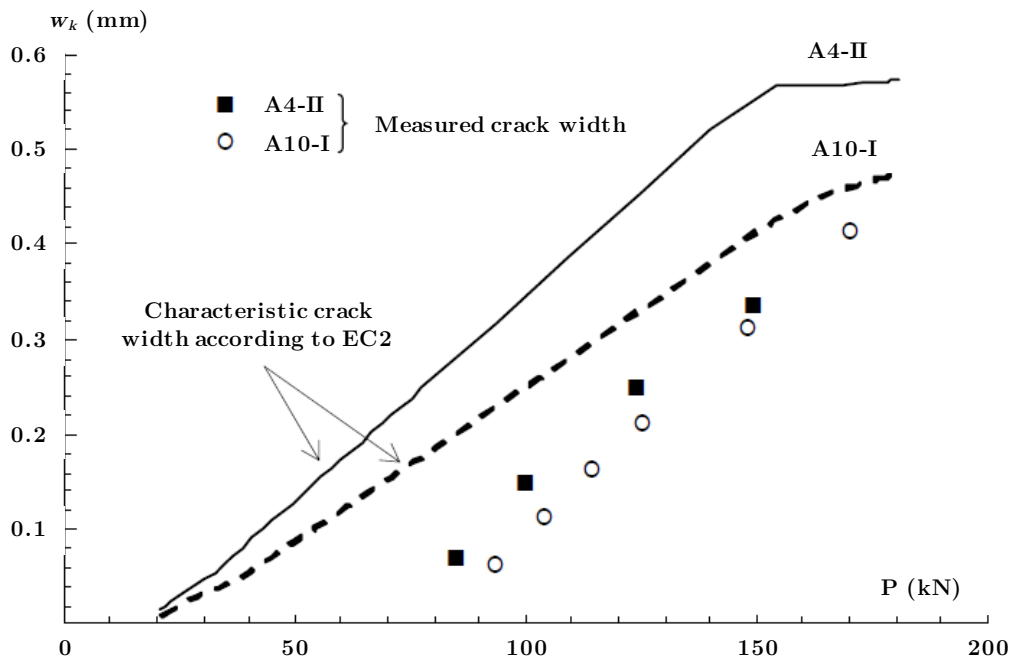


(b)

Figura C.12: Estimated and measured stress on the most highly tensioned reinforcement bar. (a) Specimens T1-II and T7-II; (b) Specimens A2-II and A5-II



(a)



(b)

Figure C.13: Crack widths for several specimens. Characteristic crack width obtained from EC2 and measured widths during the tests. (a) Symmetrically reinforced piles: specimens T1-II, T7-II and T9-I; (b) asymmetrically reinforced piles: specimens A4-II and A10-I

H

H

Publicación en “Archives of Civil and Mechanical Engineering”, 2017

Theoretical and experimental in-service long-term deflection response of symmetrically and non-symmetrically reinforced concrete piles

Enrique Hernández-Montes^a, Manuel Alejandro Fernández-Ruiz^a, Juan Francisco Carbonell-Márquez^b, Luisa María Gil-Martín^a

^a Department of Structural Mechanics, University of Granada (UGR), Campus Universitario de Fuentenueva s/n, 18072 Granada, Spain

^b Department of Engineering, Universidad Loyola Andalucía, Campus Palmas Altas, C/Energía Solar, n81, 41014 Sevilla, Spain

(Published in “Archives of Civil and Mechanical Engineering”, Volume 17, Pages 433-445, Accepted December 2016)

DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.acme.2016.12.003>

ABSTRACT

Reinforced concrete piles employed in earth retaining systems are typically designed with symmetric reinforcement. The non-symmetric RC wall piles have recently been introduced by the authors, obtaining savings of up to 50% in weight in longitudinal reinforcing steel compared with the traditional solutions, leading to significant financial savings while also reducing associated environmental impacts.

The structural behavior of this new RC member under long-term loading is studied, comparing it with its symmetrical counterpart. An experimental campaign has been carried out. Full scale specimens with circular cross sections symmetrically and asymmetrically reinforced were tested. Results have shown that asymmetrically RC

pile developed a slightly higher deflection than its symmetrical counterpart. A new expression for the effective area of concrete in tension applicable to non-symmetrical piles is introduced. Moreover, a new stress-strain law for cracked concrete that accounts the tension stiffening effect for long-term loading is proposed. Finally, for non-symmetrical RC wall piles, the evolution of the parameter that takes into account the duration of loading in deformations is presented. Although more evidence is needed, it is shown that tension stiffening effect contribution could be overestimated by Eurocode 2 in the case of non-symmetrically or underestimated in case of symmetrically RC piles.

D.1. Introduction

Up to date, many research works about optimization in reinforced concrete structures have been published [Yepes et al., 2015, Amir, 2013, Dalton et al., 2013, Fraile-Garcia et al., 2016, Yepes et al., 2008]. Despite of this fact, in civil engineering, traditional solutions have gained vast experience over the years and, due to this, a new structural element must have an extensive theoretical and experimental background before its widespread use. One of these new structural elements are the wall piles using non-symmetrically longitudinal reinforced cross section (henceforth NSRCS) proposed by Gil-Martín et al. [Gil Martín et al., 2010] and Hernández-Montes et al. [Hernández Montes et al., 2013b] and patented by the University of Granada. In comparison with the symmetrically reinforced concrete pile (henceforth SRCs), whose reinforcement consists of steel bars of the same diameter uniformly spaced around the circumference of the section, in the NSRCS, bar diameters and spacing can vary. Non-symmetrical wall piles can lead to savings of up to 50% in weight in reinforcing of longitudinal steel. As explained in [Gil Martín et al., 2010], the method of optimization is based on the addition of thick bars at the minimum distance allowed by the design code until the required ultimate bending strength is achieved. Other methods of optimization as in [Camp and Akin, 2012, Martí et al., 2016, Şahin, 2011] could be employed.

After theoretical studies [Gil Martín et al., 2010, Hernández Montes et al., 2013b], tests carried out in the lab and the instrumentalization of several specimens built on trial sites [Gil Martín et al., 2016] have confirmed that these perform well. This structural element has begun to be used in works such as the retaining walls of the underground floors of Sant Antoni Market in Barcelona in 2014, and in the metro of Riyadh (Fig. D.1), which is currently under construction. In both cases, savings of more than 40% in steel with respect to the symmetrical counterpart have been reached. The calculation of deformations of this new element is a problem that we study in this paper.

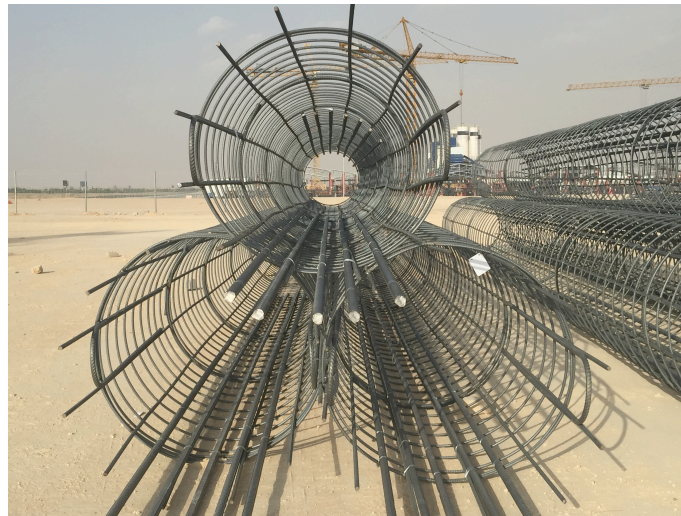


Figura D.1: Optimized non-symmetrically reinforced pile in Riyadh, Saudi Arabia

The asymmetric distribution of the reinforcement in a RC circular cross section was first introduced by Weber and Ersnt [Weber and Ersnt, 1989], however, the solution they proposed does not correspond with the minimum reinforcement, among other restrictions they did not contemplate the case of bars of different diameters. In previous works, authors [Gil Martín et al., 2010, Hernández Montes et al., 2013b] have presented the strength design for asymmetrically RC members with circular cross section under flexure (see Fig. D.2). However, the behavior under long-term loading has not yet been studied.

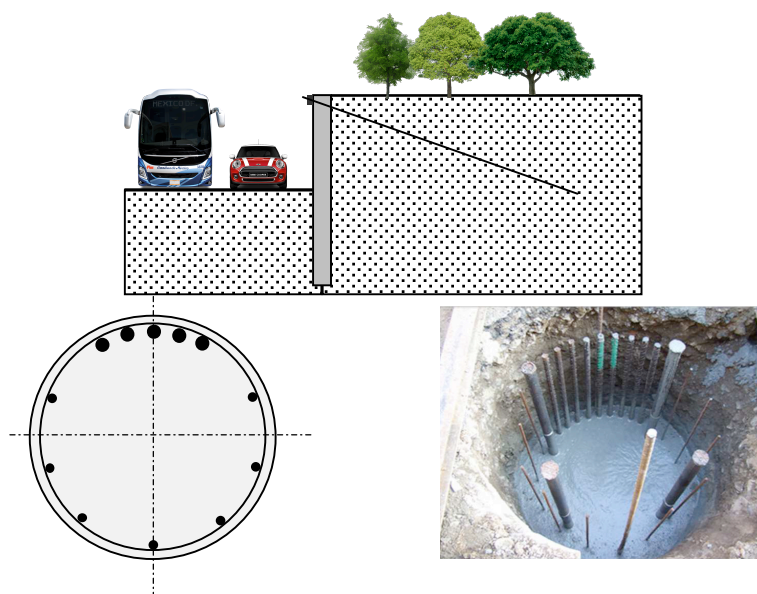


Figura D.2: Non-symmetrically reinforced piles. Adapted from [Gil Martín et al., 2016]

In order to better understand the behavior of RC circular cross sections in-service two experimental campaigns have been carried out, one for short-term loading and other for long-term loading. Both, NSRCS and SRCS, specimens were tested under flexure. In the first campaign, 10 specimens were subjected to four point bending tests until failure. The results of the first campaign were presented in [Gil Martín et al., 2016].

In the present work, the long-term behavior of NSRCS and SRCS is analyzed based on a long-term loading experimental campaign. Two specimens, with symmetric and asymmetric reinforcement respectively, have been tested in four points bending tests for the duration of three months, in which the load remained constant. Shrinkage, creep and the effect of time in the characteristics of the concrete have been considered.

D.2. Calculus of deformations in an RC member

The study of deflections of RC members under flexure can be obtained using different procedures. Fig. D.3 shows three of these. The first is the experimental approach; expensive but necessary in order to verify the other methods. The other two considered are based on the numerical integration of the curvature along the length of the structural elements.

D.3. Computation of deformations of NSRCS and SRCS through the interpolation between uncracked and fully cracked conditions of the section (procedure 2 of Fig. D.3)

The second procedure is done using formulas of interpolation between uncracked and fully cracked states of the section. Eurocode 2 (EC2) [CEN, 2004] (Section 7.4.3) proposes the following expression:

$$\alpha = \xi\alpha_{II} + (1 - \xi)\alpha_I \quad (\text{D.1})$$

In Eq. (D.1) α is the deformation parameter considered (i.e. deflection, strain or curvature) after the section has cracked; α_I and α_{II} are the values of the parameter

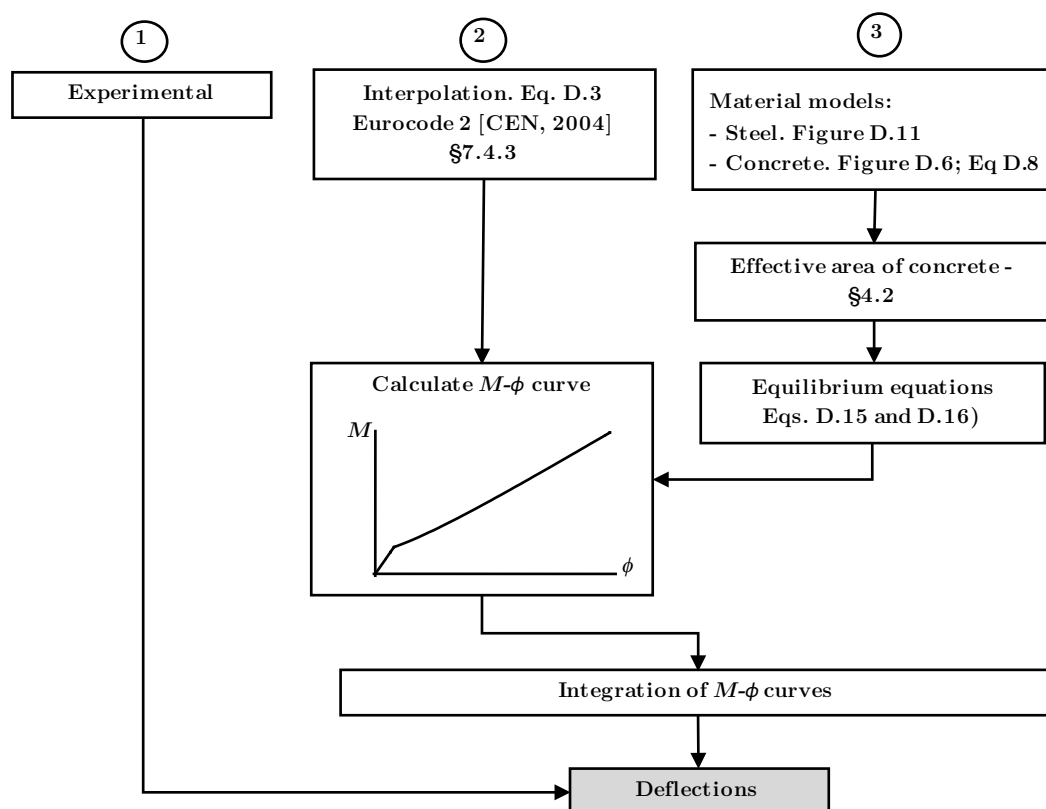


Figure D.3: Different procedures for calculation of deflections in RC members

calculated for the uncracked and fully cracked conditions respectively and ξ is a distribution coefficient that takes into consideration the effect of tension stiffening, it is given by the expression:

$$\xi = 1 - \beta \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \quad (\text{D.2})$$

where σ_s is the stress in the tension reinforcement at a cracked section under the applied load and σ_{sr} is the stress in the reinforcement calculated on the basis of a cracked section under the loading conditions causing first cracking. Coefficient β in Eq. (D.2) accounts for shrinkage-induced cracking and the reduction in tension stiffening over time [Gilbert, 2013]. EC2 [CEN, 2004] suggest two values for β depending on the duration of the loading and its repeatability, being $\beta = 1$ for a single short-term loading and $\beta = 0.5$ for sustained loads or many cycles of repeated loading.

According to EC2 [CEN, 2004], for flexure the ratio σ_{sr}/σ_s in Eq. (D.2) may be replaced by M_{cr}/M , where M_{cr} is the cracking moment and M the maximum in-service

moment applied to the specimen at the time at which deflection is calculated. So, the $M - \phi$ (moment-curvature) relationship implicitly proposed by EC2 [CEN, 2004] is obtained from Eqs. (D.1) and (D.2) replacing α by ϕ :

$$\phi = \left(1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^2\right) \phi_{cr} + \beta \left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^2 \phi_{uncr} \quad (\text{D.3})$$

Examples of this second path are shown in classical text books [Hurst, 1998, Gilbert and Ranzi, 2011].

D.3.1. Influence of shrinkage in the moment-curvature diagram

In this study the shrinkage before and after the first loading was taken into consideration. Its influence is less noticeable in traditionally reinforced piles than in the asymmetrical ones due to the different restraint to shrinkage provided by the embedded reinforcement. Shrinkage introduces an increment of the curvature in the case of asymmetrically reinforced members.

The effect of shrinkage is introduced in the analysis by shifting the $M - \phi$ diagram as suggested by Gilbert and Ranzi [Gilbert and Ranzi, 2011]. Fig. D.4 shows how the $M - \phi$ diagram has shifted. In Fig. D.4 and Eq. (D.4), the subscripts “cr” refers to the fully cracked section while “uncr” corresponds to the uncracked section.

$$\begin{aligned} \Delta\phi &= \frac{\phi_{sh,uncr}I_{uncr} - \phi_{sh,cr}I_{cr}}{I_{uncr} - I_{cr}} \\ \Delta M &= (\phi_{sh,uncr} - \Delta\phi)(EI)_{uncr} \\ \phi_{sh,uncr} &= \epsilon_{sh}n \frac{S}{I_{uncr}} \\ \phi_{sh,cr} &= \epsilon_{sh}n \frac{S}{I_{cr}} \end{aligned} \quad (\text{D.4})$$

Being in the above expressions:

$\phi_{sh,uncr}$ shrinkage-induced curvature on the uncracked cross-section (for zero applied load)

$\phi_{sh,cr}$ shrinkage-induced curvature on the fully-cracked cross-section (for zero applied load)

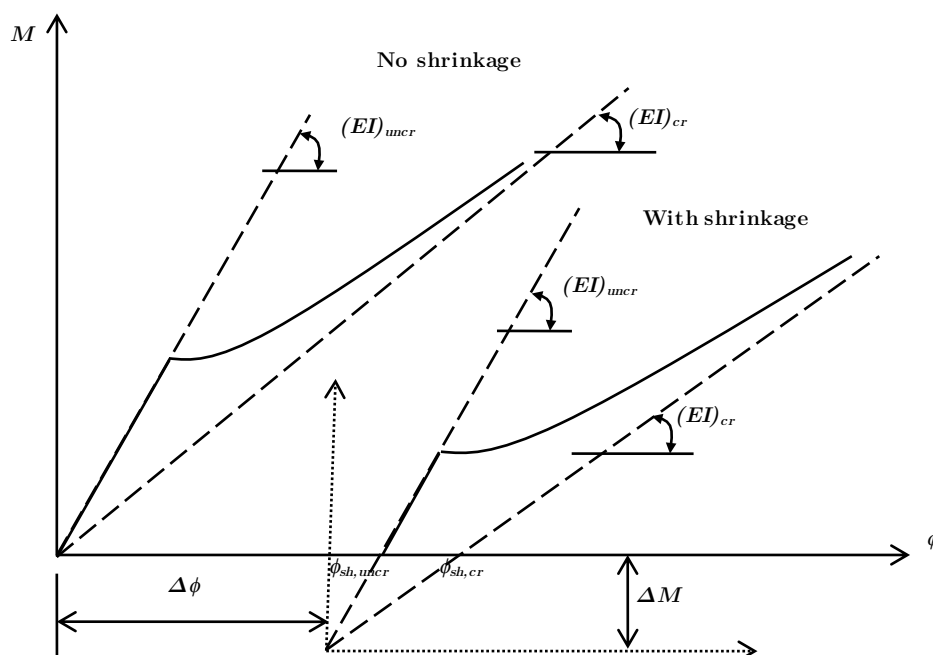


Figure D.4: Effect of shrinkage in the short-term ($\beta = 1$) moment-curvature diagram. Adapted from [Gil Martín et al., 2016]

ϵ_{sh} free shrinkage strain (obtained according to [CEN, 2004])

n modular ratio, defined as $E_s/E_c(t_0)$

I_{uncr} , I_{cr} moments of inertia about the centroidal axis of the transformed (or homogenized) section in concrete for uncracked and fully-cracked section, respectively. In the case of fully-cracked section only the compressed portion of concrete is considered.

D.4. Computation of deformation of NSRCS and SRCS through the integration of the stress-strain models of the materials (procedure 3 of Fig. D.3)

The third procedure consists in solving the equilibrium equations to obtain the $M - \phi$ diagram. $M - \phi$ diagrams are used to obtain the deformation of elements by integrating the flexural moment diagrams along the length of the element. Approximations of $M - \phi$ diagrams used to be checked experimentally in four point bending tests.

Models of the behavior of steel and concrete (stress-strain models) in tension and in compression are used. The average behavior of concrete under tension stresses in a cracked region is represented by a stress-strain model called tension stiffening formulation (Section D.4.1). This formulation must be applied to a certain region of the cross section called effective area of concrete in tension, $A_{c,eff}$ (Section D.4.2). This area of concrete, affected by tension stiffening, surrounds the tension reinforcement because this phenomenon is a consequence of the bond interaction between concrete and reinforcement. Finally, the $M - \phi$ diagrams are obtained imposing equilibrium (Section D.4.3).

D.4.1. Tension stiffening model

Design codes as Eurocode 2 [CEN, 2004] and CEB-fib Model Code 2010 (MC2010) [FIB, 2012] do not provide an explicit expression for the tension stiffening effect of RC cross section. These codes only provide an expression to evaluate the deformation, in which the tension stiffening effect is taken into account implicitly, through the interpolation between two situations that correspond to the uncracked and fully cracked states of the section (second procedure of Fig. D.3).

D.4.1.1. General tension stiffening model

Although many different models to capture the tension stiffening effect in RC sections have been proposed in the literature [Lam et al., 2010, Bentz, 2005, Il Lee et al., 2005, Kaklauskas et al., 2011, Yao et al., 2015], Hernández-Montes et al. [Hernández Montes et al., 2013a] proposed a model for the tension stiffening effect of concrete extracted from the implicit formulation given in EC2 by Eq. (D.1). In [Hernández Montes et al., 2013a] an average tensile behavior of concrete after cracking is formulated as function of the average strain ϵ , i.e. $\sigma_{cTS}(\epsilon)$. Using the sign convention that tensile stresses and strains are negative in tension, the expression proposed by [Hernández Montes et al., 2013a] provides the tension stiffening contribution of cracked concrete:

$$\sigma_{cTS}(\epsilon) = \frac{\rho}{2} E_s |\epsilon| - \sqrt{\left(\frac{\rho}{2} E_s |\epsilon|\right)^2 + \beta f_{ctm}^2 (1 + n\rho)} \quad (\text{D.5})$$

being ρ the reinforcement ratio, n the coefficient of equivalence (defined as $n = E_s/E_c$, being E_s and E_c the elastic modulus of steel and concrete, respectively) and f_{ctm} the mean axial tensile strength of concrete.

D.4.1.2. Tension stiffening model in short-term loading

In the case of short-term loading and according to EC2 [CEN, 2004] parameter β in Eq. (D.2) is equal to 1 ($\beta = 1$). This expression is valid if the steel, at any crack in the member, does not reach its tensile yield strain $-\epsilon_y$ (being: $\epsilon_y = f_y/E_s$). For a monotonic increasing loading, at the instant at which the steel yields first at a crack, see Fig. D.5, the average strain of the concrete prism is ϵ_{ap} (apparent yield strain). The value of ϵ_{ap} can be obtained from the equilibrium between a cracked section where the reinforcement has yielded and a section between cracks where the strain is equal to ϵ_{ap} :

$$f_y A_s = \sigma_s(\epsilon_{ap}) A_s + \sigma_{cTS}(\epsilon_{ap}) A_{c,eff} \quad (D.6)$$

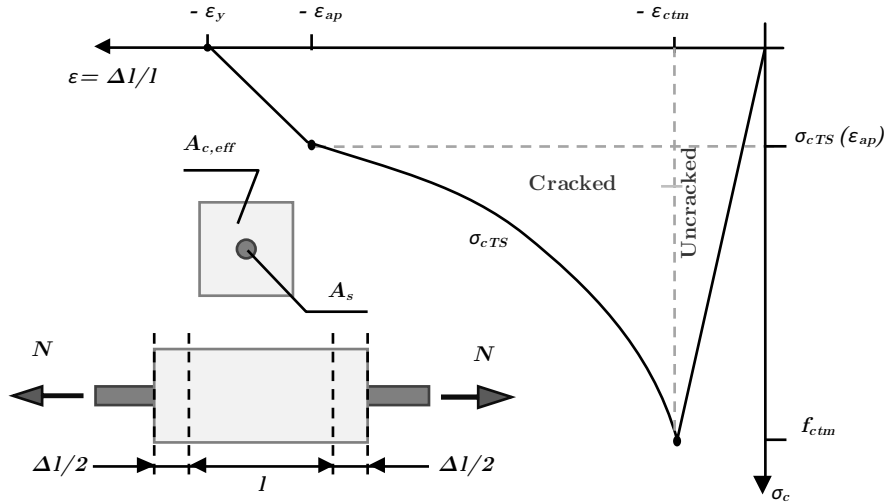


Figure D.5: Tension stiffening model for cracked concrete in short-term loading

where A_s is the area of tensioned steel and f_y is the yield strength of the steel. If the strain keeps growing, the average tensile stress in concrete decreases linearly until the average strain of the prism reaches $-\epsilon_y$, see Fig. D.5. Afterwards, it is assumed that the tensile contribution of concrete is negligible [Wu and Gilbert, 2008]. The complete stress-strain expression for cracked concrete (σ_{cr}) in short-term loading ($\beta = 1$) is given by Eq. (D.7). This expression is represented in Fig. D.5.

$$\sigma_{cTS}(\epsilon) = \begin{cases} 0 & \text{if } \epsilon < -\epsilon_y \\ \frac{\sigma_{cTS}(\epsilon_{ap})}{\epsilon_y - \epsilon_{ap}} (\epsilon + \epsilon_y) & \text{if } -\epsilon_y \leq \epsilon < -\epsilon_{ap} \\ \sigma_{cTS}(\epsilon) & \text{if } -\epsilon_{ap} \leq \epsilon < -\epsilon_{ctm} \end{cases} \quad (D.7)$$

In the above expression $\sigma_{cTS}(\epsilon)$ is the tension stiffening contribution of cracked concrete, which was defined in Eq. (D.5).

D.4.1.3. Tension stiffening model in long-term loading

The long-term loading effect is included in the $M - \phi$ diagram of the RC cross sections through the parameter β in Eq. (D.5). EC2 [CEN, 2004] proposes a value of $\beta = 0.5$ for sustained loads or many cycles of repeated loading regardless of the period of time the load acts (months, years, etc.). Despite the complexity of the factors that influence the value of β [Gilbert and Ranzi, 2011] (duration of loading, shrinkage strain and deterioration of the bond between steel and concrete), the parameter which introduces the long-term effect in the response of RC members according to EC2 β only takes two possible values (1 or 0.5). Mathematically, the introduction of $\beta = 1$ for the computation of long-term deflections is equivalent to a reduction of the cracking moment over time, being an over-simplistic way of accounting time-dependent cracking and the reduction of tension stiffening over time [Gilbert, 2013, Gilbert, 2008].

If there is not significant shrinkage before first loading, it is possible to compute the deflection of a RC member immediately after loading using $\beta = 1$ [Gilbert and Ranzi, 2011] but under normal circumstances, in which significant shrinkage occurs before first loading, Gilbert [Gilbert, 2013] proposes a value of $\beta = 0.7$ for early ages (less than 28 days) and $\beta = 0.5$ for ages greater than 6 months.

The stress-strain model for cracked concrete given by Eq. (D.7) (and represented in Fig. D.5) is valid for short-term loading, for which $\beta = 1$. In order to consider long-term loading, parameter β in Eq. (D.7) must be converted into a value lower than 1.

In Fig. D.6a, the load-strain curve of a concrete prism with an embedded bar has been represented. The line $o-d$ (dark dashed line) in Fig. D.6a corresponds to a bare bar whereas the other two lines ($o-a-e-c-d$ and $o-a-b-c-d$) correspond to the tension stiffening model $\beta = 1$ and $\beta = 0.5$, respectively.

The portion $a-b$ (for long-term effect, i.e. when $\beta = 0.5$) in Fig. D.6a corresponds to a sudden drop of the tension force applied to a RC prism just at the moment in which the cracking axial load (N_{cr}) is reached, i.e. at the strain corresponding to cracking, ϵ_{ctm} .

The former explanation, related to the load-strain curve, is equivalent to introduce a drop (branch $a-b$) in the stress-strain curve for cracked concrete under tension (see Fig. D.6b). For a given value of β , the drop $a-b$ can be calculated using Eq. (D.5).

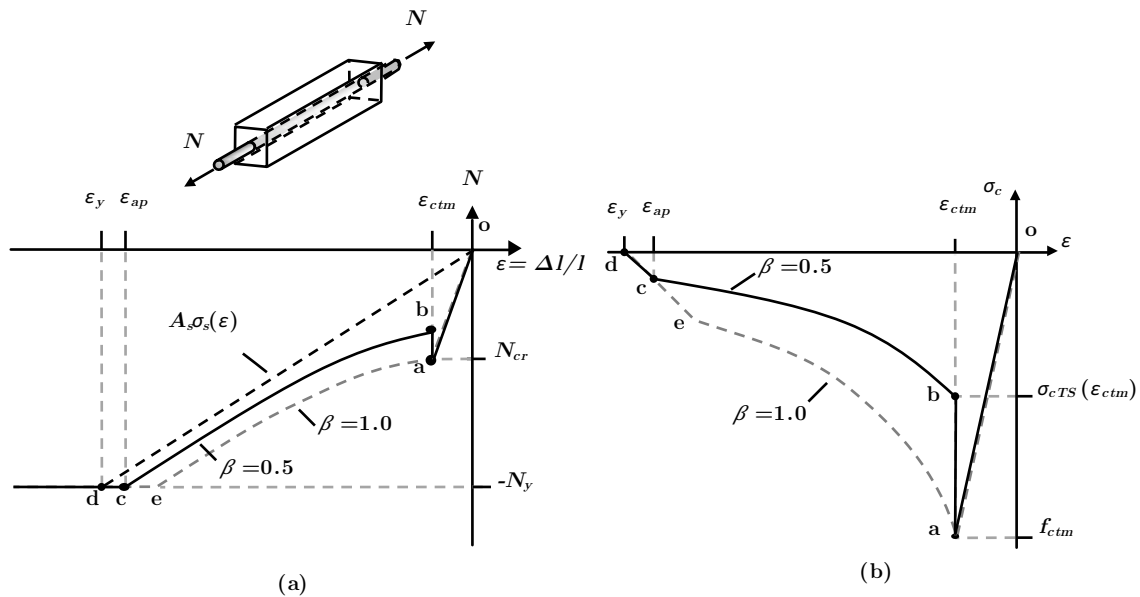


Figure D.6: Tension force applied to the prism (a) and concrete stress-strain law (b)

The effect of creep is introduced in the stress-strain model of cracked concrete by replacing E_{cm} by the effective elastic modulus, $E_{c,eff}$ [Collins and Mitchell, 1991], defined in Section D.5. The stress-strain curve of cracked concrete in tension affected by creep is represented in Fig. D.7a. The following step is the introduction of shrinkage effect on the model. To do this the creep-affected model in Fig. D.7a is shifted in horizontally until zero stress corresponds with the shrinkage strain, ϵ_{sh} , obtained according to EC2 [CEN, 2004] (see Fig. D.7b).

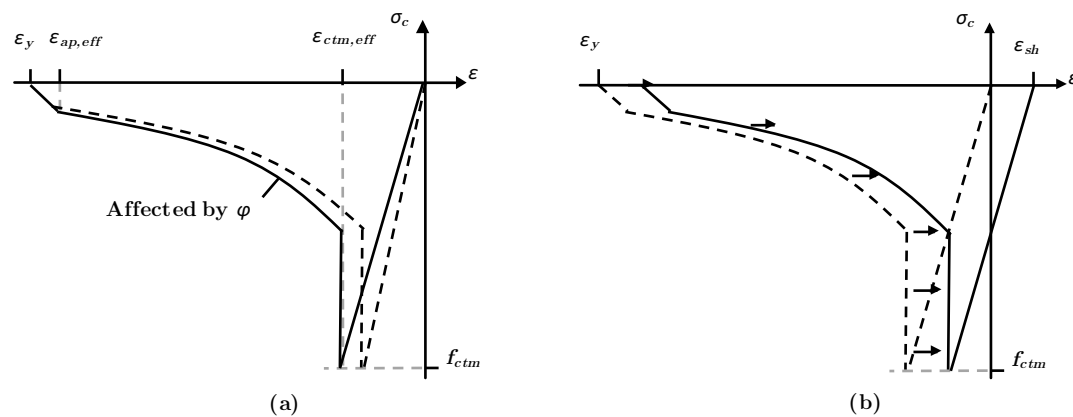


Figure D.7: Cracked concrete stress-strain relationship affected by creep (a) and shrinkage (b) in long-term loading

Given all the above, the mathematical expression of the stress-strain relationship for cracked concrete in long-term loading is:

$$\sigma_{cTS}(\epsilon) = \begin{cases} 0 & \text{if } \epsilon < -(\epsilon_y - \epsilon_{sh}) \\ \frac{\sigma_{cTS}(-\epsilon_{ap,eff} + \epsilon_{sh})}{\epsilon_y - \epsilon_{ap,eff}} \epsilon + (\epsilon_y - \epsilon_{sh}) \frac{\sigma_{cTS}(-\epsilon_{ap,eff} + \epsilon_{sh})}{\epsilon_y - \epsilon_{ap,eff}} & \text{if } -(\epsilon_y - \epsilon_{sh}) \leq \epsilon \leq -(\epsilon_{ap,eff} - \epsilon_{sh}) \\ \sigma_{cTS}(\epsilon + \epsilon_{sh}) & \text{if } -(\epsilon_{ap,eff} - \epsilon_{sh}) < \epsilon < -(\epsilon_{ctm,eff} - \epsilon_{sh}) \\ \frac{f_{ctm}}{\epsilon_{ctm,eff}} (\epsilon - \epsilon_{sh}) & \text{if } -(\epsilon_{ctm,eff} - \epsilon_{sh}) \leq \epsilon \leq \epsilon_{sh} \end{cases} \quad (\text{D.8})$$

with $\sigma_{cTS}(\epsilon)$ given by Eq. (D.5).

D.4.2. Effective area of concrete in tension for NSRCS and SRCS

Reinforced concrete design codes such as EC2 [CEN, 2004] provide expressions for $A_{c,eff}$ applicable only to rectangular cross sections. Few studies have been published about effective area of concrete in tension for circular RC cross sections.

Recently Carbonell-Márquez et al. [Carbonell Márquez et al., 2014] proposed a formulation to obtain the geometry of the tension stiffening area valid for both SRCS and NSRCS. The value of $A_{c,eff}$ proposed [Carbonell Márquez et al., 2014] was supported by short-term tests [Gil Martín et al., 2016]. This effective area (see Fig. D.8) was determined in such a way that, using the stress-strain relationships for steel and uncracked concrete proposed by EC2 [CEN, 2004] and the tension stiffening model proposed by Hernández-Montes et al. [Hernández Montes et al., 2013a], the $M - \phi$ relationship of the RC cross section obtained using procedure 2 indicated in Fig. D.3 is the same as the one obtained using procedure 3. Note that doing so, experimental data is not needed.

The effective area proposed by Carbonell-Márquez et al. [Carbonell Márquez et al., 2014] is placed on the tensile side of the cross section (below the horizontal fiber whose strain is $\epsilon_{ctm} = f_{ctm}/E_c$). It is a circular strip whose width is $h_{c,eff}$, see Fig. D.8. The width $h_{c,eff}$ is distributed in two zones (interior, $h_{c,effint}$, and exterior, $h_{c,effext}$) around the circle that links the center of gravity of the bars. The expressions proposed in [Carbonell Márquez et al., 2014] to calculate the geometry of $A_{c,eff}$ are the following:

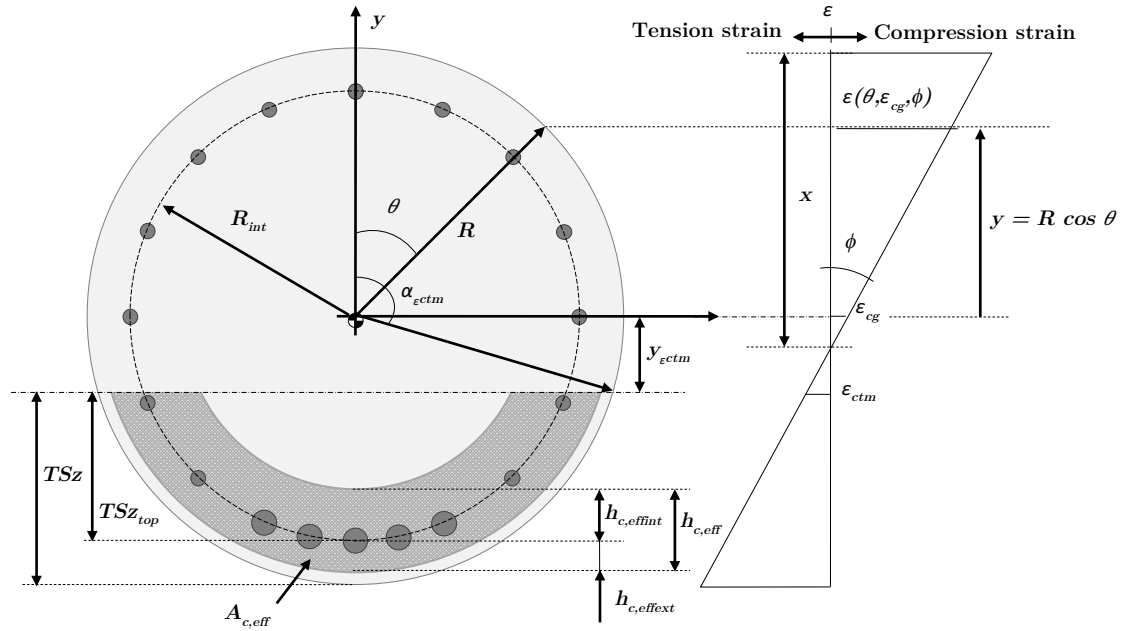


Figure D.8: Definition and nomenclature for $A_{c,eff}$. Adapted from [Carbonell Márquez et al., 2014]

$$\begin{aligned} h_{c,effint} &= h_{c,eff} \frac{TSz_{top}}{TSz} \leq R_{int} \\ h_{c,effext} &= h_{c,eff} - h_{c,effint} \end{aligned} \quad (D.9)$$

For traditional or symmetric reinforcement:

$$h_{c,eff} = \frac{1}{R^{4/3}} (-1,765R^2 + 11,343Rx - 9,375x^2) \quad (D.10)$$

For asymmetric reinforcement:

$$h_{c,eff} = \frac{1}{R^{4/3}} (-1,117R^2 + 8,657Rx - 7,132x^2) \quad (D.11)$$

The value and distribution of $A_{c,eff}$ can be obtained from Eqs. (D.9)-(D.11). In Eqs. (D.10) and (D.11) the values of $h_{c,eff}$, R (radius of the section) and x (neutral fiber depth) are given in mm.

Wiese et al. [Wiese et al., 2004] proposed a distribution of the effective area of concrete in tension ($A_{c,eff}$) for SRCS. This effective area also consists in a circular

strip which lies below the cross section neutral fiber and whose width is equal to $2.5(R-R_{int})$, where R_{int} is the radius of the circle defined by the centroids of the longitudinal bars (see Fig. D.9). It is worth noting that Wiese et al. [Wiese et al., 2004] envisioned the reinforcement to be a continuous ring located at R_{int} . In this work, a discrete distribution of the reinforcing bars is considered (Fig. D.9).

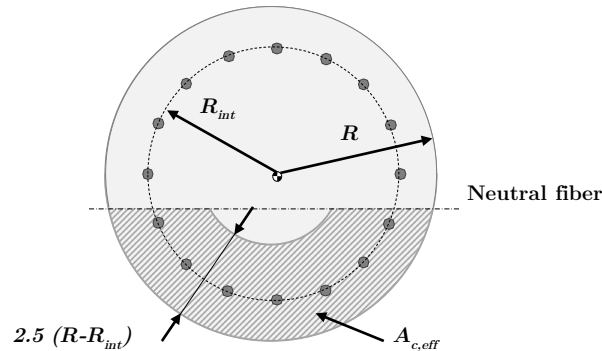


Figura D.9: Effective area of concrete in tension for SRCs proposed by Wiese et al. [Wiese et al., 2004]

In addition, a simpler effective area of concrete in tension $A_{c,eff}$ for NSRCS has been considered in this work. This value of $A_{c,eff}$ is similar to the one proposed by EC2 [CEN, 2004] for beams, it is interesting to observe that due to the steel distribution NSRCS are very similar to rectangular beams: steel in the bottom part of the cross section. In the case of circular cross section of NSRCS the proposed effective area corresponds to the circular segment represented in Fig. D.10, whose height is given by:

$$h_{c,eff} = \text{Min} \begin{cases} 2,5h_1 \\ R \\ (2R - x_{cr})/3 \end{cases} \quad (\text{D.12})$$

In the above equation, h_1 is the distance that defines the position of the centroid of the tensioned reinforcement, and x_{cr} is the neutral fiber depth corresponding to the cracking moment, M_{cr} [Gil Martín et al., 2015].

In the present work several effective areas of concrete in tension have been considered and compared: the one proposed by Wiese et al. [Wiese et al., 2004] for SRCs, the one represented in Fig. D.10 for NSRCS and the effective area proposed by Carbonell-Márquez et al. [Carbonell Márquez et al., 2014] for both, NSRCS and SRCs.

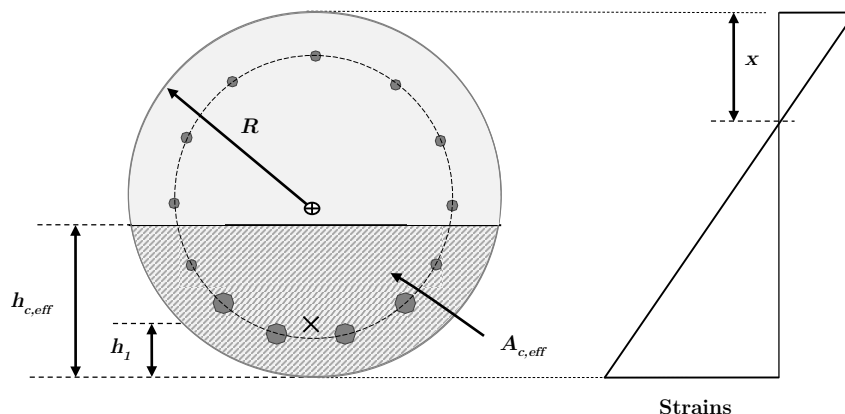


Figure D.10: Newly introduced effective area of concrete in tension for non-symmetrically reinforced circular cross sections

D.4.3. Computation of the $M - \phi$ diagrams

The $M - \phi$ diagram of a particular cross section, at a certain time t , can be obtained from the equilibrium equations. Assuming that plane sections remain plane after deformation (Bernoulli hypothesis) and that no slip of reinforcement occurs, the strain on any fiber of the cross section is given by:

$$\epsilon(y, \epsilon_{cg}, \phi) = \epsilon_{cg} + \phi y \quad (D.13)$$

where y is the vertical coordinate of the fiber with respect to the centroid of the gross section and ϵ_{cg} is the strain at the center of gravity of the gross section, see Fig. D.8. Eq. (D.13) can also be expressed in terms of the angle θ (the angle between the vertical principal axis of inertia of the section and the radius corresponding to the fiber where the strain is evaluated - Fig. D.8) for $x \leq 2R$ as:

$$\epsilon(\theta, \epsilon_{cg}, \phi) = \epsilon_{cg} + \phi R \cos(\theta) \quad (D.14)$$

The sign convention chosen for this study is the following: bending moments which cause compression on the top fiber are assumed positive, as are compression strains, stresses and forces.

The angle, referred to the principal vertical axis of inertia, which defines the cracked area of the cross section is called α_{ectm} (see Fig. D.8). This angle corresponds to the

fiber whose strain is equal to the cracking strain of concrete, ϵ_{ctm} . According to the above definition, the equilibrium of the cross section can be expressed as:

$$N = 2 \int_0^{\alpha_{\epsilon_{ctm}}} (R \sin(\theta))^2 \sigma_c(\theta, \epsilon_{cg}, \phi) d\theta + \int_{A_{c,eff}} \sigma_{cTS}(\theta, \epsilon_{cg}, \phi) dA + \sum_j A_{\emptyset j} \sigma_s(y_j, \epsilon_{cg}, \phi) \quad (D.15)$$

$$M = \int_0^{\alpha_{\epsilon_{ctm}}} R^3 \sin^2(\theta) \cos(\theta) \sigma_c(\theta, \epsilon_{cg}, \phi) d\theta + \int_{A_{c,eff}} \sigma_{cTS}(\theta, \epsilon_{cg}, \phi) y dA + \sum_j A_{\emptyset j} \sigma_s(y_j, \epsilon_{cg}, \phi) y_j \quad (D.16)$$

where $A_{\emptyset j}$ and y_j are the cross sectional area and the vertical coordinate of the reinforcing bar j , respectively and σ_c , σ_{cTS} and σ_s are the stresses in uncracked concrete, cracked concrete and steel, respectively.

Moment curvature diagrams are obtained for constant values of the axial load. The first step is to impose $N = 0$ in Eq. (D.15) (or any constant value of the axial load, in a general case). $M - \phi$ curves are calculated iteratively: for a given value of $\phi = \phi_i$, the strain at the center of gravity of the section, ϵ_{cgi} , which causes axial equilibrium (Eq. (D.15)) is found using for example the bisectional method. With the values of ϕ_i and ϵ_{cgi} , Eq. (D.16) gives the value of the moment M_i , obtaining the first point of the diagram (M_i, ϕ_i) . Once the $M - \phi$ diagram is known, the deflection at midspan can be determined by integration of the curvatures along the member.

D.5. Material properties

D.5.1. Stress-strain model for reinforcing steel

The reinforcing steel used in the experimental campaign was B-500-S for both specimens. In order to check if the bilinear model of the steel is suitable, the actual stress-strain behavior of $\emptyset 16$ reinforcing bars was obtained from tensile tests (see Fig.

D.11). Due to the fact that during the experimental campaign the strains in the steel, ϵ_s , were lower than 0.01 mm/mm, the bilinear model proposed by Eurocode 2 [CEN, 2004] was adopted in the numerical analysis. The yield stress adopted in the numerical analysis was also taken from tensile tests (Fig. D.11). The effect of the time on the mechanical characteristics of the steel was neglected.

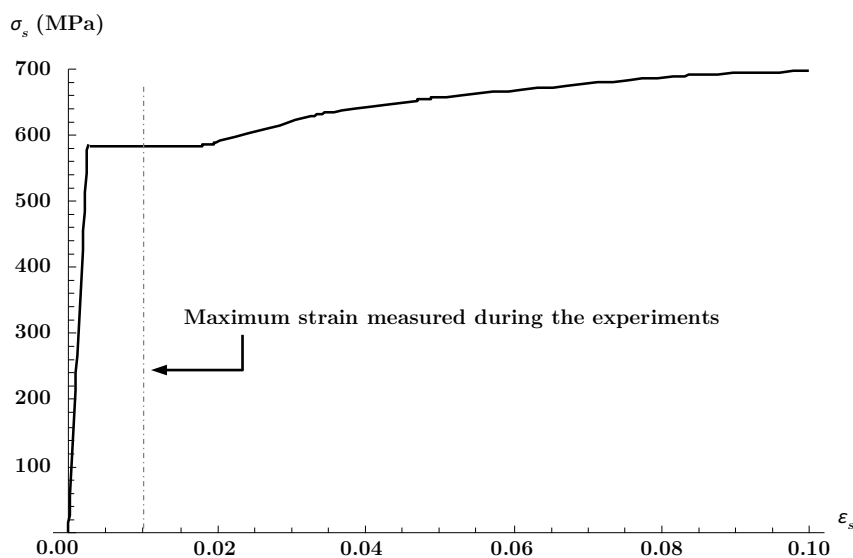


Figura D.11: Strain-stress curves of longitudinal reinforcement used in specimens. Adapted from [Gil Martín et al., 2016]

D.5.2. Stress-strain model for uncracked concrete

The adopted stress-strain model for uncracked concrete is the one proposed by EC2 [CEN, 2004]. The long-term effect is introduced by considering shrinkage and creep as well as the effect of aging in concrete.

Design of RC structures is usually based on the 28-days strength of concrete. If a long-term loading is considered, EC2 [CEN, 2004] proposes the following expression for the development of the mean compressive strength of concrete with time at 20°C:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t)f_{cm} \quad (\text{D.17})$$

where t is the age of the concrete in days, f_{cm} is the mean compressive strength of concrete at 28 days and $\beta_{cc}(t)$ is a coefficient given by:

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left[s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right] \quad (\text{D.18})$$

where s is a coefficient which depends on the type of cement (equal to 0.25 for normal cements).

The mean value of the axial tensile strength is also affected by the aging, according to EC2 [CEN, 2004]:

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^\alpha f_{ctm} \quad (\text{D.19})$$

where $\beta_{cc}(t)$ is given by Eq. (D.18), α is a coefficient that depends on the age of the concrete ($\alpha = 1$ for $t < 28$ and $\alpha = 2/3$ for $t \geq 28$).

The effect of creep in the deformation of the specimen has been included as proposed in EC2 [CEN, 2004]; that is, at age of t days the effective elastic modulus for concrete is given by:

$$E_{c,eff} = \frac{(\beta_{cc}(t))^{0,3} E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} \quad (\text{D.20})$$

Being E_{cm} the elastic modulus of concrete at 28 days, $\beta_{cc}(t)$ the coefficient given by Eq. (D.18) and $\varphi(t, t_0)$ the creep coefficient (calculated according to EC2 [CEN, 2004]).

D.6. Experimental program

Two pile specimens were tested, one with asymmetric and the other one with symmetric longitudinal reinforcement. Both specimens had a length of 4 m and a circular cross section with a diameter of 400 mm. The two specimens were subjected to 4- point bending tests (Fig. D.12). A constant bending moment of P kN m in the central stretch of the specimen was applied for the duration of 3 months (long-term loading).

Geometrical characteristics of the tested piles are summarized in Fig. D.13. The symmetric cross section (Fig. D.13a) was reinforced with 16 bars of \varnothing 16 mm ($A_s =$

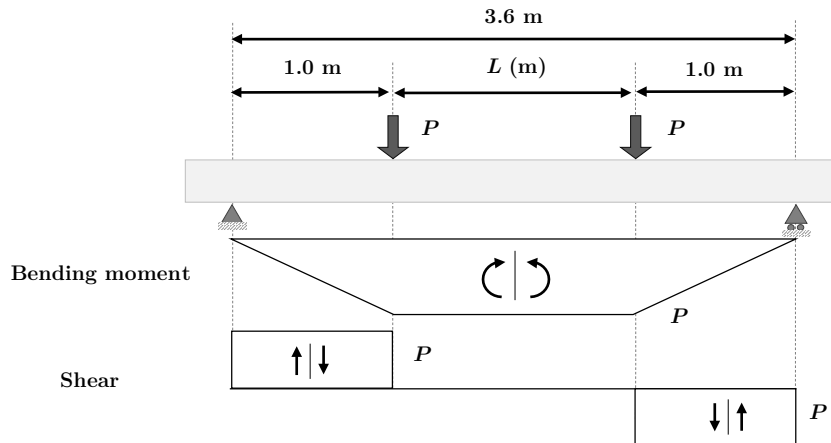


Figure D.12: Experimental disposition of the four point bending tests of RC piles

3216.99 mm²) equally spaced. The asymmetric specimen (Fig. D.13b) was reinforced with 7 bars of 16 mm diameter placed at the bottom of the section and 3 bars of 12 mm diameter ($A_s = 1643.06 \text{ mm}^2$). Both specimens have a very similar ultimate flexural moment (see Table D.1) but a saving of almost 50% of steel is achieved using the non-symmetrical reinforcement.

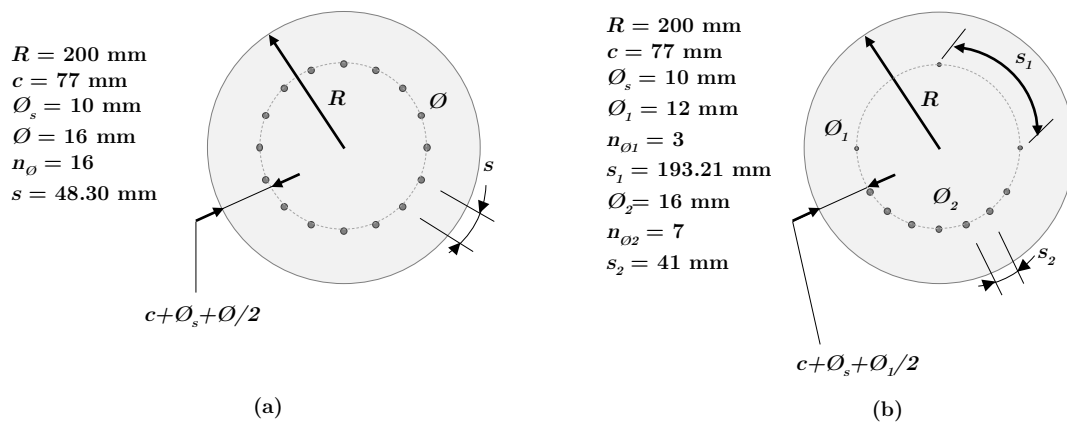


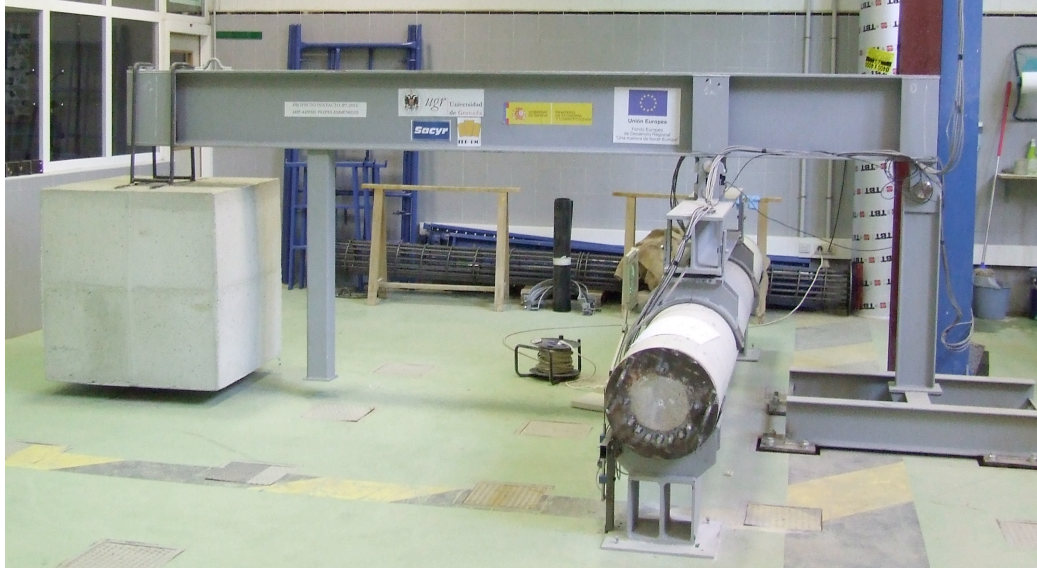
Figure D.13: Geometrical characteristics of (a) symmetrical and (b) non-symmetrical specimens

Once the reinforcement cages were assembled (Fig. D.13a and b) they were introduced into cylindrical cardboard formworks placed vertically for concreting in. Finally, when the concrete acquired sufficient strength, formworks were removed. The load was introduced after 28 days through a lever using a transversal beam to transfer the load (a concrete cube) to the two loading points of the specimen (see Fig. D.14). This mechanism allowed the application of a constant load over 100 days.

Tabla D.1: Description of the specimens

	Symmetrical specimen	Non-symmetrical specimen
Longitudinal reinforcement	16Ø16	7Ø16 + 3Ø10
M_u (kN m)	142	133
M (kN m) ^a	46.83	46.25
Transverse reinforcement (stirrups)	Ø10 at 200 mm	Ø10 at 150 mm
f_{cm} (MPa)	58.05	47.15

^a Mean value of the load transmitted during the tests

**Figura D.14:** Configuration of the long-term test

Linear transducers LVDT with a range of 100 mm and an accuracy of 0.001 mm were used to record deflections on both.

An ordinary Portland cement was used in the concrete mixes, with a water/cement ratio of 0.45. The concrete mean compressive strength (f_{cm}) of each specimen was determined from standard compression tests. These values are summarized in the last row of Table D.1.

The mean value of the load transmitted is indicated in Table D.1. The strain of the bars was always smaller than the apparent yield strain. Due to this fact no distinction between embedded bar model or bare bar model in the evaluation of the tension stiffening effect was needed.

D.7. Deformation in time

D.7.1. Long-term deflection

Theoretical deflection was computed by integration of the curvature along the axis of the specimen using finite differences. The curvature at each section can be obtained directly from the bending moment diagram because it is a determined structure.

The moment-curvature diagrams were calculated by means of two methods: (1) using the formulation proposed by EC2 [CEN, 2004] that corresponds to Eq. (D.3) - procedure 2 of Fig. D.3 - and (2) by analytical computation of the $M - \phi$ diagram using the material models of steel and uncracked concrete proposed by EC2 [CEN, 2004] and Eq. (D.8) for cracked concrete along with the effective area corresponding to the RC section (Wiese et al. [Wiese et al., 2004] and Carbonell-Márquez et al. [Carbonell Márquez et al., 2014] for SRCS; and Carbonell- Márquez et al. [Carbonell Márquez et al., 2014] and the effective area of concrete in tension $A_{c,eff}$ represented in Fig. D.10 for NSRCS). The latter corresponds to the procedure 3 of Fig. D.3.

Figs. D.15 and D.16 show the $M - \phi$ diagrams of the asymmetrical specimen for different times ($t = 28$ and 120 days) and different values of β (1 and 0.5) respectively. The diagram corresponding to $\beta = 0.5$ (Fig. D.16) shows a horizontal part corresponding with the pair $M_{cr} - \phi_{cr}$. On the other hand, $\beta = 1$ provokes a $M - \phi$ diagram without this horizontal portion (Fig. D.15).

It is evident from Figs. D.15 and D.16 that the $M - \phi$ diagram computed with the expression of $A_{c,eff}$ proposed in Carbonell-Márquez et al. [Carbonell Márquez et al., 2014] coincides with the one proposed by EC2 [CEN, 2004] (obtained following procedure 2). For its part, the newly introduced effective area of concrete in tension $A_{c,eff}$ for NSRCS represented in Fig. D.10 leads to a $M - \phi$ diagram that has a reasonable agreement with the one proposed by EC2 [CEN, 2004] (Figs. D.15 and D.16) despite its simpler definition.

Figs. D.17 and D.18 show the evolution of the deflection at midspan of the tested specimens over time. Points represent experimental measured values whereas lines represent the values obtained from integration of the curvature along the length of the member by finite differences (path 3 of Fig. D.3). Two values of parameter β have been considered: the value proposed by EC2 [CEN, 2004] for sustained loads, $\beta = 0.5$, and an intermediate value equal to $\beta = 0.7$. The last value of β lies between the values proposed by EC2 [CEN, 2004] and MC2010 citemodelcode for early ages - i.e. less than 28 days (for which $\beta = 1$) and for ages greater than 6 months, Gilbert [Gilbert, 2013]

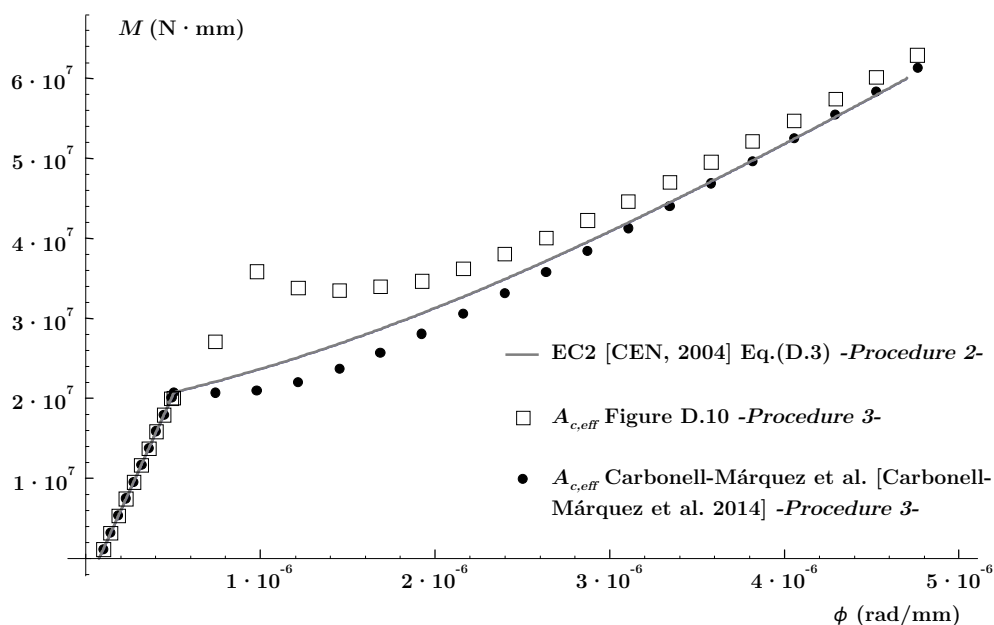


Figura D.15: Moment-curvature diagrams of the asymmetrical specimen corresponding to $t = 28$ days and $\beta = 1$

(for which $\beta = 0.5$). This choice was made because the average duration of the tests was 3 months. Fig. D.17 also brings to light how the model for $A_{c,eff}$ given by Fig. D.10 provides relatively good deflection results despite its simplicity in comparison with the model given by Fig. D.8, which almost matches the experimental results.

The recorded values of the mean relative humidity RH during the experimental campaign were: RH = 30 % for the NSRCS and RH = 75 % for the SRCS.

The asymmetric pile has developed a higher deflection mainly due to the aforementioned different restraint to shrinkage provided by the bonded reinforcement. Nevertheless, from comparison of Figs. D.17 and D.18 it is evident that the difference between the deformations of both specimens is small (less than 2 mm) even when the compressive strength of the concrete of the asymmetric specimen was slightly lower than the symmetric one (see Table D.1).

In Fig. D.17, corresponding to the asymmetric specimen, a phenomenon of degradation of the tension stiffening area over time is noticed. At the beginning of the test, experimental results are closer to the theoretical curve corresponding $\beta = 0.7$ but as time goes on the effective area of concrete in tension (and therefore the tension stiffening effect) decreased due to its deterioration and the experimental values started to change its tendency, getting closer to the curve corresponding to $\beta = 0.5$. At the end of the test, the experimental values are higher than the theoretical values obtained with $\beta=0.5$, showing that the degradation continues (the value of β decreases over time).

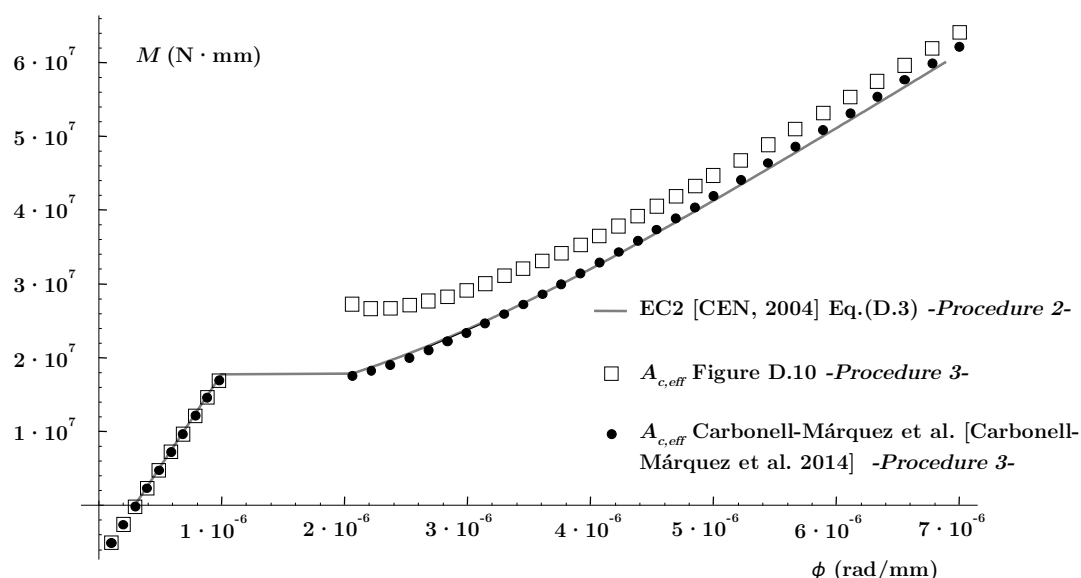


Figure D.16: Moment-curvature diagrams of the asymmetrical specimen corresponding to $t = 120$ days and $\beta = 0.5$

By contrast, the symmetric specimen in Fig. D.18 did not have such an obvious deterioration of $A_{c,eff}$, the measured deformations being below the theoretical curve corresponding to the $A_{c,eff}$ proposed by Carbonell-Márquez et al. [Carbonell Márquez et al., 2014] with $\beta = 0.7$ (see Fig. D.18). This seems reasonable since the influence of the tension stiffening effect is more important in RC cross section with low tensile reinforcement ratios (amount of steel over area of concrete affected). The amount of tensile reinforcement in relation to the area of concrete affected is greater in the asymmetric specimen than in the symmetrical one (see Fig. D.13). Therefore, the influence of tension stiffening quickly disappears in NSRCS; quicker than in rectangular sections. Precisely the opposite happens in SRCS, where the tension stiffening effect is more durable than in rectangular sections. This is because the reinforcement is distributed along the perimeter, and several bars are working at small levels of stress, not degrading the surrounding concrete area.

Differences between $A_{c,eff}$ proposed by Wiese et al. [Wiese et al., 2004] (Fig. D.9) and those proposed by the authors (Figs. D.8 and D.10) are due to the fact that Wiese's mechanical cover was typical of circular columns (their tests use $(c + \varnothing_s + \varnothing)/2R = 0.115$). The sections studied in this paper are typical of piles in which the clear cover is larger, in our case: $(c + \varnothing_s + \varnothing)/2R = 0.237$. The tributary area considering Wiese's formula is larger, leading to smaller displacements, as it can be seen in Fig. D.18.

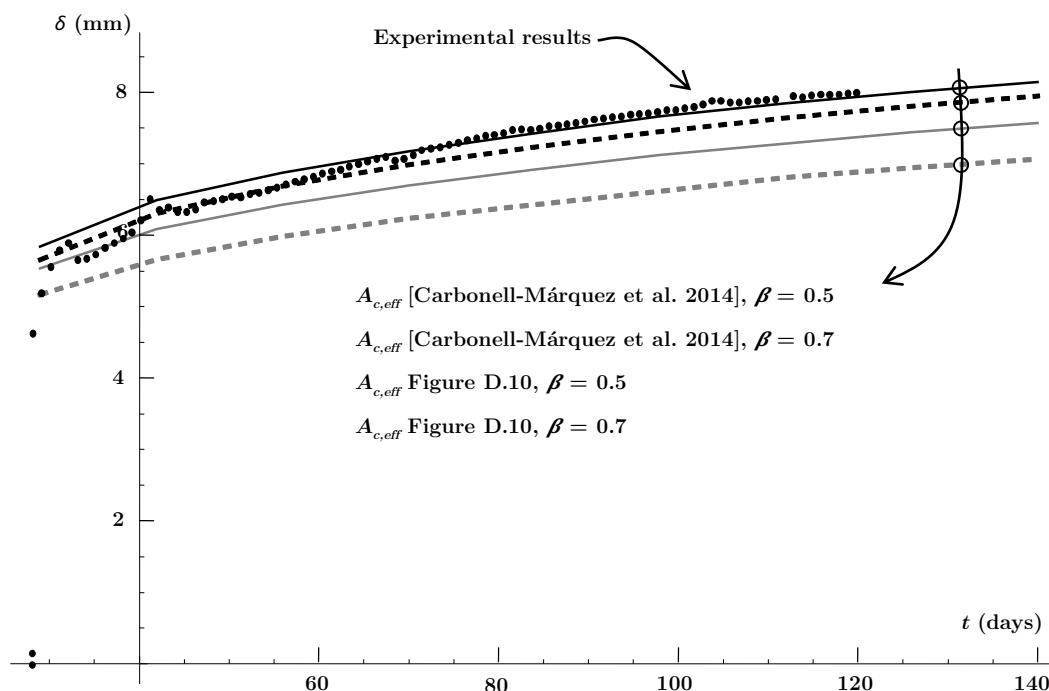


Figura D.17: Estimated (solid and dashed lines) and measured (points) deflection at mid-span of the asymmetric specimen, NSRCS

D.7.2. Evolution of β in time

Based on the experimental results and on a better understanding of the phenomena, the evolution in time of parameter β has been studied. For this purpose $A_{c,eff}$ is kept constant over time, for the different configurations of $A_{c,eff}$ studied in this paper. Long-term response of NSRCS and SRCS specimens, involving the effects of the duration of loading (loss of bond between concrete and reinforcement, cracking, deterioration of $A_{c,eff}$, etc.) have been included in the parameter β , included in the model of Eq. (D.8).

The value of the parameter β in Eq. (D.3) has been calculated for each time t in such a way that the deflection at mid-span obtained from the integration of the $M - \phi$ diagram (procedure 3) is imposed to be equal to what was obtained experimentally, see Fig. D.19.

Fig. D.20a shows a decrease of β (and consequently of the tension stiffening effect) in the case of NSRCS, for both effective areas considered. The disappearance of the tension stiffening effect happens very fast because in 120 days the contribution of the cracked concrete in tension has been significantly reduced ($\beta = 0.25$ for $A_{c,eff}$ defined in Fig. D.10 whereas $\beta = 0.39$ in the case of $A_{c,eff}$ proposed by Carbonell-Márquez et al. [Carbonell Márquez et al., 2014]).

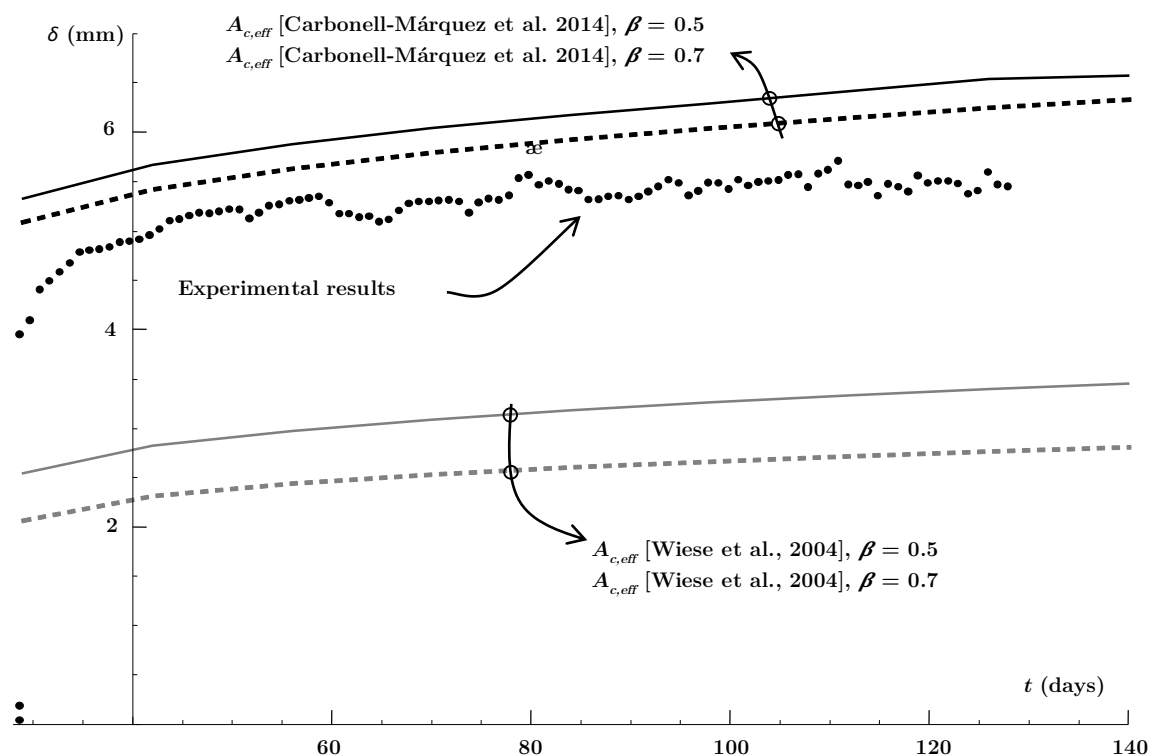


Figura D.18: Estimated (solid lines) and measured (points) deflection at midspan of the symmetric specimen, SRCS

On the other hand, Fig. D.20b shows that the value of parameter β in the case of SRCS is kept almost constant in time. In this case, the $A_{c,eff}$ proposed by Carbonell-Márquez et al. [Carbonell Márquez et al., 2014] results show that there is not a decrease in the value of β , being almost equal to 1 during the time of the study.

Fig. D.21 shows the deflection at midspan; it was computed following procedure 2 of Fig. D.3. The values of β used in Fig. D.21 were obtained from Fig. D.20 and inserted in Eq. (D.3), as required by procedure 2. Fig. D.21 shows that a simple and low demanding method in terms of computational effort as procedure 2 (EC2) in Fig. D.3 can be enriched with the beta values obtained from procedure 3 and very good results are obtained, preserving its simplicity. Another important issue that Figs. D.20 and D.21 expose is that, considering $\beta = 0.5$ for long term computations, underestimates the contribution of tension stiffening effect in SRCS and, on the other hand, overestimates that effect in NSRCS.

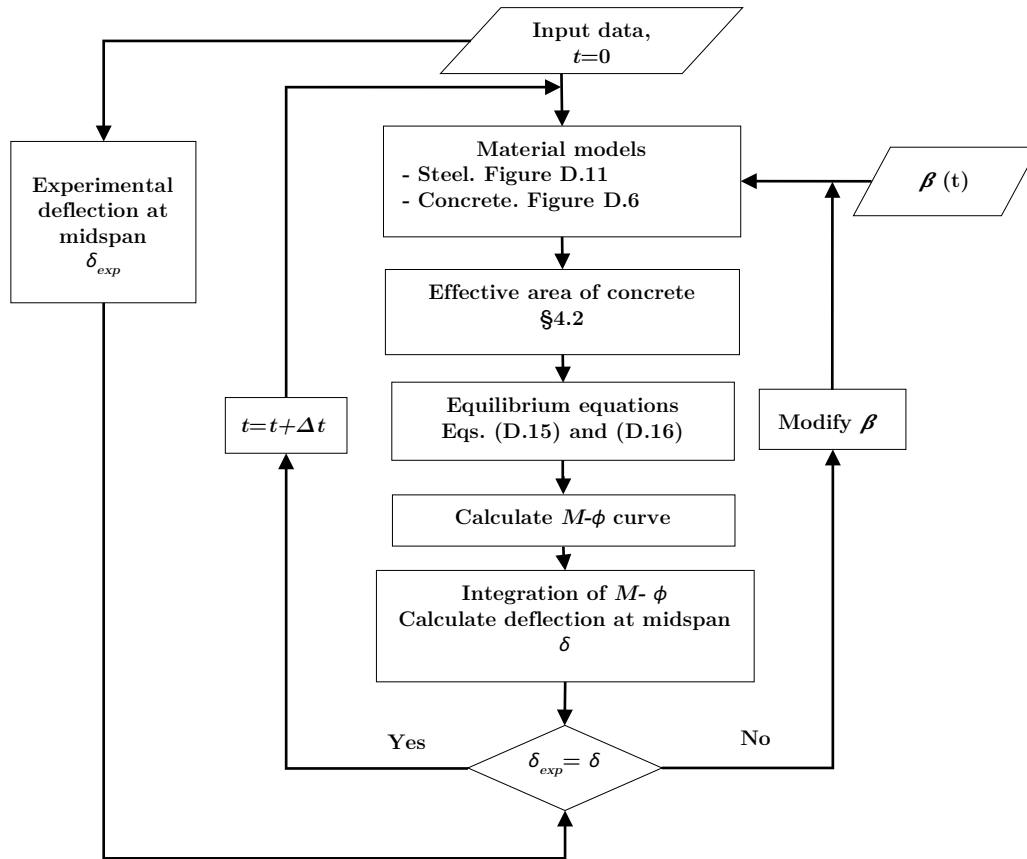


Figura D.19: Flowchart for the calculation of β

D.8. Conclusions

This study presents an experimental campaign of circular RC cross-sections subjected to long-term loading. Two specimens, one symmetrically reinforced and another one with asymmetrical reinforcement have been tested in a four-point bending test. The loading was applied for the duration of 3 months and the measurements of deflections were done during this time in order to study the long-term in-service behavior. No effects further of humidity have been taken into account to model the behavior of concrete with time.

The analytical results that have been compared to the experimental ones employed two different areas of concrete in tension, $A_{c,eff}$, to take into account tension stiffening effects.

The evolution over time of the deflection at midspan, under constant load, shows higher values in the asymmetrically reinforced pile in comparison with the symmetrically reinforced pile. The reason for these higher values of deflection is found in the

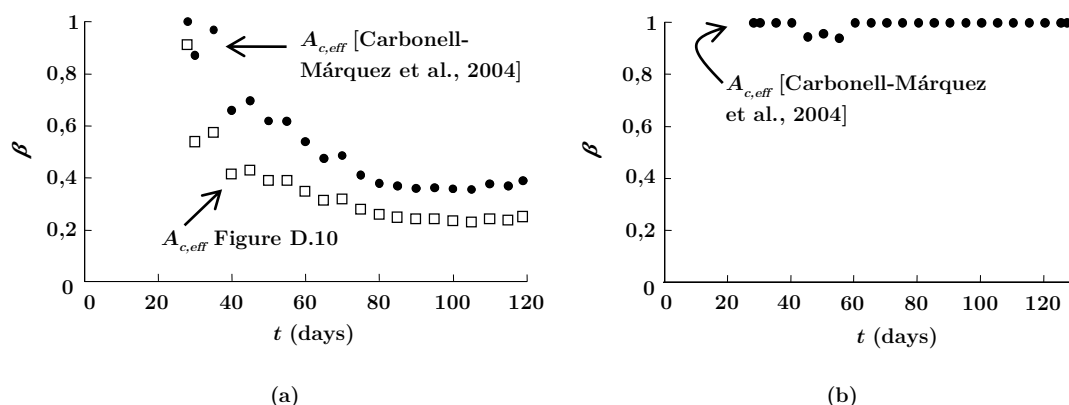


Figura D.20: Evolution in time of parameter β for asymmetrically (a) and symmetrically (b) reinforced specimens

different restraint to shrinkage provided by the bonded reinforcement that causes an additional curvature in asymmetrically reinforced concrete piles.

It has been also observed how the tension stiffening effect was different for the asymmetrically and the symmetrically reinforced piles. In the first case, tension stiffening tends to disappear with time due to degradation of the effective area of concrete in tension. This effect seems not to appear in the case of symmetrically reinforced concrete piles, in which tension stiffening effect was sustained in time.

As a consequence, when computing deflections with the approach given by EC2 and using the parameter β to take into account duration of loading, the results would be close to the experimental ones if that parameter is decreased with time in the case of NSRCS and taken constant and equal to 1 in the case SRCS, instead of taking $\beta = 0.5$ as EC2 suggests, likely deduced for square sections.

An adjustment to get proper values for β has been carried out employing the two different exposed models for $A_{c,eff}$. For SRCS $\beta = 1$ can be adopted over time whereas that for NSRCS β decreases gradually over time, reaching a minimum value equal to 0.2 at 100 days. The adjustment has been used with the EC2 approach to compute analytical values for deflection and very good results have been obtained.

Further experiments would cover other effects in the behavior of concrete with time and would provide more explicit values for the parameter β .

Acknowledgments

The present paper was financed by the Ministry of Science and Innovation under the research project IPT-2011-1485-420000. The second author is a University of Granada PhD fellow (FPU Plan Propio). These supports are gratefully acknowledged. The

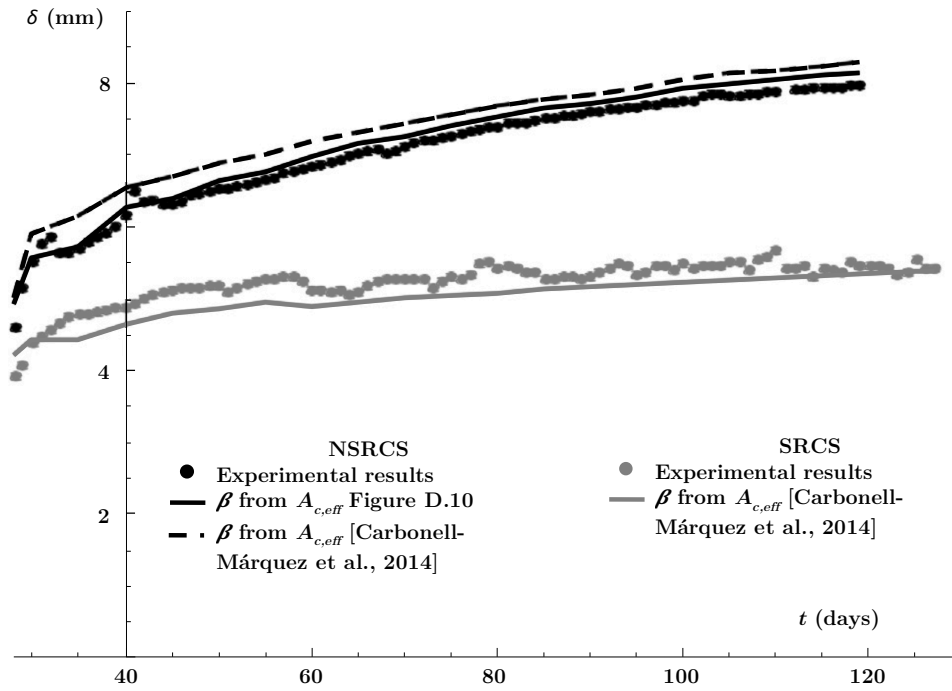


Figura D.21: Deflection at midspan computed with path 2 of Fig. D.3 taking into account the evolution of β in time shown in Fig. D.20

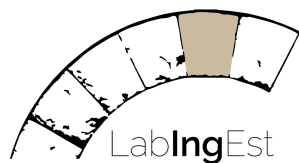
authors also would like to thank reviewers for their enriching and kind commentaries that lead to a more complete final version of this work.

H

Anexo E

Prenorma

Esta prenorma se realizó dentro del proyecto de investigación IPT-2011-1485-420000
“Sistemas asimétricos de contención de tierras para una construcción más sostenible”.



Grupo de Investigación TEP-190. Universidad de Granada

**PRENORMA
DISEÑO Y CÁLCULO DE SECCIONES
CIRCULARES DE HORMIGÓN ARMADAS
SIMÉTRICA Y ASIMÉTRICAMENTE**

Proyecto INNPACTO 2011

**Sistemas asimétricos de contención de tierras
para una construcción más sostenible**

Autores:

Luisa María Gil Martín

Enrique Hernández Montes

Juan Francisco Carbonell Márquez

Manuel Alejandro Fernández Ruiz

Andrés Gil Martín

Santiago Díaz Osuna

ÍNDICE

PREÁMBULO

GLOSARIO

LISTA DE SÍMBOLOS

1. GENERALIDADES

1.1 Ámbito de aplicación

1.2 Requisitos de seguridad

1.2.1 Estado Límite de Servicio

1.2.2 Estado Límite Último

1.3 Bases de cálculo

1.3.1 Hipótesis básicas a nivel de sección

1.3.2 Criterio de signos

2. REGLAS ESPECÍFICAS PARA ELU

3. REGLAS ESPECÍFICAS PARA ELS

4. REGLAS GENERALES

4.1 Localización del armado óptimo

4.2 Procedimiento de montaje

4.3 Error de montaje

REFERENCIAS

PREÁMBULO

Esta prenorma ha sido elaborada por parte del personal investigador de la Universidad de Granada dentro del proyecto de investigación “Sistemas Asimétricos de Contención de Tierras para una Construcción más Sostenible” (referencia IPT-2011-1485-4200009) financiado por el Ministerio de Ciencia e Innovación del Gobierno de España.

Aquí se describen las características de los pilotes asimétricos y la terminología usada para su diseño y fabricación.

GLOSARIO

Estado Límite de Servicio: un Estado Límite de Servicio (ELS) es un tipo de estado límite que, de ser rebasado, produce una pérdida de funcionalidad o deterioro de la estructura, pero no un riesgo inminente a corto plazo. En general, los ELS se refieren a situaciones solventables, reparables o que admiten medidas paliativas o molestias no graves a los usuarios.

Estado Límite Último: un Estado Límite Último (ELU) es un estado límite, tal que de ser rebasado la estructura completa o una parte de la misma puede colapsar al superar su capacidad resistente. En general el que un ELU sea sobrepasado es una situación extremadamente grave, que puede provocar cuantiosos daños materiales y desgracias personales.

Fibra neutra: es la superficie curva de una pieza estructural deformada por flexión que separa la zona comprimida de la traccionada.

Hipótesis de las secciones planas (o hipótesis de Navier-Bernoulli): dos secciones planas y paralelas siguen siendo planas aunque no paralelas a lo largo del proceso de deformación, incluso en la región plástica.

Pilote asimétrico: elemento estructural de hormigón armado con sección circular armado con una serie de barras de diámetro uniforme o diverso dispuestas asimétricamente alrededor del perímetro de la sección.

Pilote simétrico o tradicional: elemento estructural de hormigón armado con sección circular armado con una serie de barras de diámetro uniforme dispuestas uniformemente alrededor del perímetro de la sección.

Tension Stiffening o Tensorrigez: fenómeno por el cual el hormigón contribuye a la resistencia a tracción del conjunto una vez superada la tensión de tracción f_{ctm} .

LISTA DE SÍMBOLOS

A_c	Área de hormigón
$A_{c,eff}$	Área efectiva de hormigón a tracción
A_s	Área de acero
E_c, E_{cm}	Módulo elástico del hormigón
E_s	Módulo elástico del acero
M	Momento flector
N	Carga axial
R	Radio
R_{int}	Radio del círculo que contiene los centros de las barras de armadura
$R_{hc,effint}, R_{hc,effext}$	Radio interno y externo de los círculos que delimitan $A_{c,eff}$
TSz	Tension Stiffening zone, altura de la parte de la sección que está por debajo de la fibra cuya deformación es ϵ_{ctm}
TSz_{top}	Porción de TSz localizada entre el recubrimiento mecánico y la fibra cuya deformación es ϵ_{ctm}
c	Recubrimiento mecánico
$h_{c,eff}$	Ancho del sector circular compuesto por el área efectiva del hormigón a tracción
$h_{c,effint}, h_{c,effext}$	Cada una de las partes en las que $h_{c,eff}$ se divide (interior y exterior)
f_{cm}	Resistencia media a compresión del hormigón
f_{ctm}	Resistencia media a tracción del hormigón
f_y	Límite elástico del acero
x	Posición de la fibra neutra en la sección
y	Coordenada vertical medida desde el centro de gravedad de la sección bruta
$\alpha_{\epsilon_{ctm}}$	Coordenada angular de la fibra cuya deformación es ϵ_{ctm}
$\alpha_{hc,effint}, \alpha_{hc,effext}$	Coordenada angular del radiovector de la intersección del círculo interior/exterior que define $A_{c,eff}$ con la fibra cuya deformación es ϵ_{ctm}
ϵ	Deformación
ϵ_{ap}	Deformación de cedencia aparente
ϵ_{cc}	Deformación del centro de gravedad de la sección bruta
ϵ_{ctm}	Deformación de fisuración del hormigón
ϵ_y	Deformación de cedencia del acero
φ	Curvatura
\emptyset	Diámetro de la armadura

θ	Coordenada angular
ρ	Ratio de armado
σ_c	Tensión del hormigón no fisurado
σ_{cTS}	Tension stiffening del hormigón
σ_s	Tensión del acero

1. GENERALIDADES

1.1 Ámbito de aplicación

Esta prenorma tiene por objeto definir los principios y reglas de aplicación para el diseño de pilotes asimétricos frente a E.L.U. y E.L.S. Esta prenorma también puede utilizarse como base para el diseño y cálculo de pilotes con armadura simétrica.

Se incluyen criterios adicionales y reglas requeridas para el proyecto de estos elementos estructurales, proporcionando además métodos de evaluación.

La propia naturaleza estructural que caracteriza a esta tipología de pilotes objeto de esta prenorma requiere conceptos, modelos y métodos que pueden diferir sustancialmente de los de uso general en los tipos estructurales más habituales. Además, la respuesta y estabilidad de las pantallas de pilotes realizadas con esta tipología puede estar ligada a fenómenos complejos de interacción suelo - estructura - agua o incluso la introducción de una acción sísmica, que no se pueden reflejar fácilmente en procedimientos simplificados de diseño. Por tanto esta prenorma se restringe, en general, a principios básicos y desarrollos metodológicos.

Para la formulación de la metodología general, así como para su implantación, se hace distinción entre las secciones simétrica y no simétricamente armadas.

1.2 Requisitos de seguridad

Esta norma experimental se aplica a elementos estructurales que pueden diferir ampliamente en aspectos básicos tales como:

- las condiciones ambientales
- los requisitos funcionales durante y después de un seísmo
- la importancia de la construcción tras la pantalla de pilotes

Dependiendo de la combinación específica de estos factores entre otros pueden existir diferentes formulaciones de los requisitos generales más o menos apropiados. En consonancia con los Eurocódigos se plantea el formato de los dos estados límites ajustados a este elemento estructural en cuestión.

1.2.1 Estado Límite de Servicio

Dependiendo de las características y funcionalidad de las estructuras consideradas, se deberán satisfacer uno o los dos estados límites de servicio siguientes:

- Estado Límite de Deformaciones
- Estado Límite de Fisuración

El requerimiento de deformaciones implica determinar si los movimientos (flechas o rotaciones) en la estructura, o elementos estructurales son menores que unos valores máximos. Dicha comprobación deberá realizarse en todos aquellos casos en los que las deformaciones puedan afectar a la estética, funcionalidad o durabilidad de la propia estructura o de los elementos por ella soportados.

El requerimiento de la fisuración implica determinar si se produce una excesiva fisuración en el hormigón que acelere los procesos de degradación de las armaduras de acero. Dicha comprobación deberá realizarse en todos aquellos casos en los que una excesiva fisuración pueda afectar considerablemente a la estructura (presencia de agua, ambientes corrosivos, etc.).

1.2.2 Estado Límite Último

El Estado Límite Último de un sistema es el correspondiente a la pérdida de la capacidad operativa del mismo, con la posibilidad de una recuperación parcial (que deberá definir la autoridad competente) asociada a un costo de reparación aceptable.

En este caso el Estado Límite Último de agotamiento por sollicitación normal (axil y flector) es en la mayoría de los casos el principal a tener en cuenta (sobre todo en las pantallas de retención de tierras).

1.3 Bases de cálculo

1.3.1 Hipótesis básicas a nivel de sección

Son dos las hipótesis aceptadas en hormigón armado a nivel sección:

- Adherencia hormigón - acero: la deformación del acero pasivo es solidaria con la del hormigón situado en la misma fibra de la sección
- Hipótesis de las secciones planas (HSP): las secciones planas permanecen planas después de la deformación. Como se muestra en la Figura E.1 con esta hipótesis la deformación en una determinada fibra de la sección queda definida en función de la curvatura (φ) y la posición de la fibra neutra (x)

De acuerdo a la Figura E.1 la deformación unitaria de la fibra de la sección transversal situada a y del origen del círculo se puede expresar como:

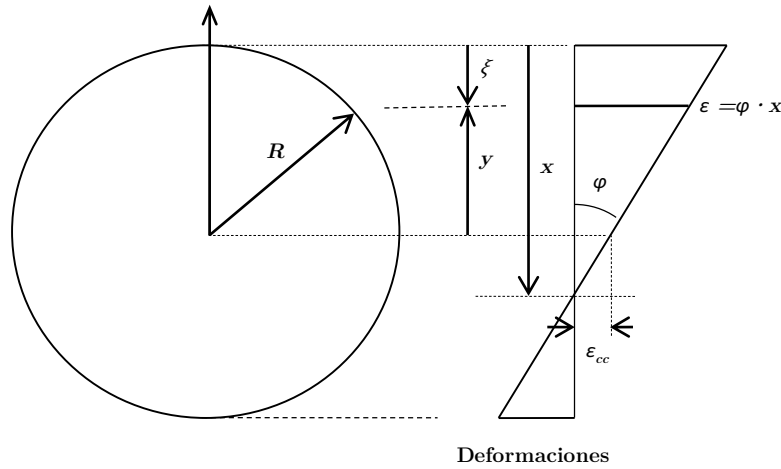


Figura E.1: Hipótesis de las secciones planas

$$\epsilon[\varphi, y, \epsilon_{cc}] = \varphi y + \epsilon_{cc} \quad (\text{E.1})$$

para: $y \in [-R, R]$ (o $\xi \in [0, 2R]$), $x \in [0, \infty)$ y $\varphi \in [0, \infty)$.

1.3.2 Criterio de signos

Sea la sección de la Figura E.2, sometida a un momento flector M y un axil N . El criterio de signos será tal que las compresiones y los momentos flectores que provoquen compresiones en la fibra superior de la sección se tomarán como positivos. Así también las deformaciones provocadas por compresiones serán tomadas como positivas y las producidas por tracciones como negativas.

En la Figura E.2 las tensiones en el hormigón se han representado por σ_c , y las tensiones en el acero situado a distintos niveles como σ_{si} , σ_{sj} y σ_{sk} .

2. REGLAS ESPECÍFICAS PARA ELU

Al estar en situación de rotura se considerarán las leyes de deformaciones para las cuales la deformación máxima de compresión sea igual a la deformación de rotura del hormigón, ϵ_{cu} , definida en el Eurocódigo 2 y en la EHE-08. Además se va a seguir la metodología descrita en [1]. Así pues, la ley de deformaciones de la sección transversal vendrá dada por una variable, que puede ser θ siempre que $x < 2R$, el ángulo que define la posición de la fibra neutra. Por tanto, la deformación en rotura de cualquier fibra de la sección transversal situada a y del centro del círculo vendrá dada por:

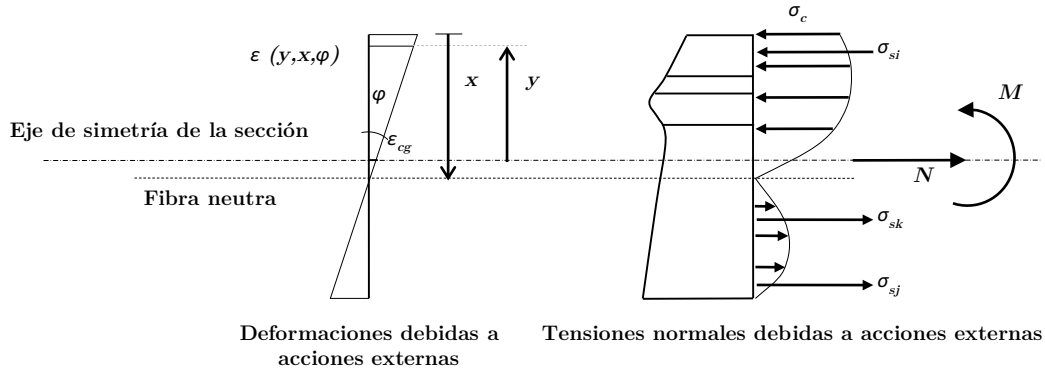


Figura E.2: Criterio de signos

$$\epsilon[\theta, y] = \frac{\epsilon_{cu}}{x[\theta]} y - \frac{\epsilon_{cu}(R - x[\theta])}{x[\theta]} \quad \text{para } \theta \in [0, \pi] \quad (\text{E.2})$$

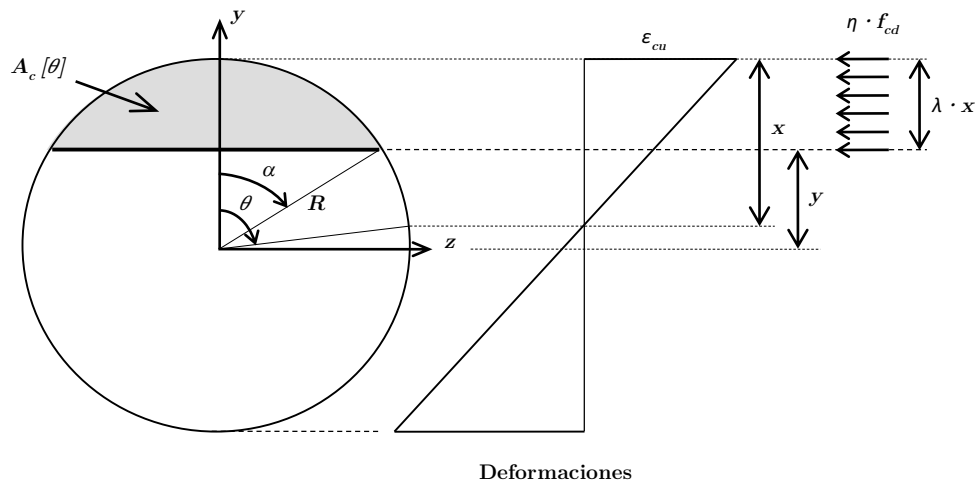


Figura E.3: Nomenclatura. Situación de rotura

Como modelo tensión-deformación del hormigón se coge el rectangular y para el acero el modelo bilineal sin endurecimiento, ambos recogidos en el Eurocódigo 2 y en la EHE-08.

Para el dimensionamiento en rotura a flexión de secciones circulares de hormigón armado simétrica y asimétricamente armadas se utilizan los diagramas de interacción N_u - M_u obtenidos a partir de las ecuaciones de equilibrio particularizadas para la sección:

$$\begin{aligned} N_u[\theta] &= N_c[\theta] + \sum_{j=1}^{n_1} \sigma_s[\epsilon[\theta, y_j]] A\phi_1 + \sum_{j=1}^{n_2} \sigma_s[\epsilon[\theta, y_j]] A\phi_2 \\ M_u[\theta] &= M_c[\theta] + \sum_{j=1}^{n_1} \sigma_s[\epsilon[\theta, y_j]] y_j A\phi_1 + \sum_{j=1}^{n_2} \sigma_s[\epsilon[\theta, y_j]] y_j A\phi_2 \end{aligned} \quad (\text{E.3})$$

Para el armado asimétrico:

$$h_{c,eff} = \frac{1}{R^{4/3}}(-1,117R^2 + 8,657Rx - 7,132x^2) \quad (E.6)$$

En las ecuaciones anteriores los valores de $h_{c,eff}$, R y x (posición de la fibra neutra) vienen dados en mm.

$$\begin{aligned} h_{c,effint} &= h_{c,eff} \frac{TSz_{top}}{TSz} \leq R_{int} \\ h_{c,effext} &= h_{c,eff} - h_{c,effint} \end{aligned} \quad (E.7)$$

Mediante equilibrio se obtienen las siguientes expresiones:

$$N = 2 \int_0^{\alpha_{ectm}} (R \sin(\theta))^2 \sigma_c(\theta, \epsilon_{cg}, \varphi) d\theta + \int_{A_{c,eff}} \sigma_{cTS}(\theta, \epsilon_{cg}, \varphi) dA + \sum_j A_{\emptyset j} \sigma_s(y_j, \epsilon_{cg}, \varphi) \quad (E.8)$$

$$M = 2 \int_0^{\alpha_{ectm}} R^3 \sin^2(\theta) \cos(\theta) \sigma_c(\theta, \epsilon_{cg}, \varphi) d\theta + \int_{A_{c,eff}} \sigma_{cTS}(\theta, \epsilon_{cg}, \varphi) y dA + \sum_j A_{\emptyset j} \sigma_s(y_j, \epsilon_{cg}, \varphi) y_j \quad (E.9)$$

A partir de aquí conociendo el valor del axil se puede realizar un cálculo iterativo imponiendo diversos valores de curvaturas para obtener el diagrama Momento-Curvatura de la sección. Los diagramas momentos curvatura permiten obtener diagramas de curvaturas a partir de los diagramas de momentos. La integración numérica de los diagramas de curvaturas permite deducir la deformada de los elementos.

Para cálculos a largo plazo hay que tener en cuenta la fluencia y la retracción del hormigón siguiendo la formulación propuesta en el Eurocodigo 2.

Respecto a la fisuración se ha comprobado que la formulación propuesta por el Eurocódigo 2 es aplicable a este tipo de elementos estructurales quedando por el lado de la seguridad.

4. REGLAS GENERALES

Aquí se exponen diversas reglas que deben de tenerse en cuenta a la hora del diseño y la construcción en obra de pilotes asimétricos (para una mayor comprensión de esta tipología estructural ver [4]).

4.1 Localización del armado óptimo

El armado óptimo y por ello se entiende el de mínimo volumen de armadura está condicionado por varios factores (ver [5]):

- El diámetro máximo y mínimo permitido para la armadura longitudinal
- El número mínimo de barras que cada norma permite
- La separación máxima y mínima permitida entre barras
- En el caso de que la construcción de la jaula de armadura se realice de forma automática la separación entre armaduras vendrá impuesto por la maquinaria empleada.

4.2 Error de montaje

En la memoria de cálculo es necesario incluir gráficas de pérdida de momento resistente en función del ángulo de rotación de la armadura producida por error de montaje. La tolerancia admisible será impuesta por la propiedad.

Para un correcto montaje la armadura asimétrica se prescribe especialmente para aquellos procedimientos constructivos que colocan la armadura antes de hormigonar.

REFERENCIAS

Mediante referencias esta prenorma contiene disposiciones de otras publicaciones. Las referencias a otras normativas están citadas en el lugar correspondiente del texto. Las normas citadas son las siguientes:

EN 1992	Eurocódigo 2	Proyecto de Estructuras de Hormigón
EN 1993	Eurocódigo 3	Proyecto de Estructuras de Acero
EN 1994	Eurocódigo 4	Proyecto de Estructuras Mixtas de Hormigón y Acero
EHE-08	Instrucción Española	del Hormigón Estructural
FIB	Código Modelo 2010	

Durante la prenorma también se citan artículos y estudios científicos que sirven para ampliar los conocimientos acerca del pilote asimétrico.

- [1] L. M. Gil-Martín, D. López-Martín, E. Hernández-Montes, and M. A. Aschheim, “Dimensionamiento en rotura a flexión de secciones de hormigón armado. Un planteamiento compacto” *Inf. la Construcción*, vol. 64, no. 528, pp. 497-505, 2012.
- [2] E. Hernández-Montes, A. Cesetti, and L. M. Gil-Martín, “Discussion of “An efficient tension-stiffening model for nonlinear analysis of reinforced concrete members” by Renata S.B. Stramandinoli, Henriette L. La Rovere” *Eng. Struct.*, vol. 48, pp. 763-764, 2013
- [3] J. F. Carbonell-Márquez, L. M. Gil-Martín, M. A. Fernández-Ruíz, and E. Hernández-Montes, “Effective area in tension stiffening of reinforced concrete piles subjected to flexure according to Eurocode 2,” *Eng. Struct.*, vol. 76, pp. 62-74, Oct. 2014
- [4] E. Hernández-Montes, L. M. Gil-Martín, and M. Aschheim, “Pilotes asimétricos para contención de tierras,” *Rev. obras públicas*, vol. 3508, pp. 31-38, 2010.
- [5] L. M. Gil-Martín, E. Hernández-Montes, and M. Aschheim, “Optimization of piers for retaining walls,” *Struct. Multidiscip. Optim.*, vol. 41, no. 6, pp. 979-987, 2010

Bibliografía

- [ACICommittee318, 2014] ACICommittee318 (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14)*. American Concrete Institute.
- [Adegoloye et al., 2015] Adegoloye, G., Beaucour, A. L., Ortola, S., and Noumowe, A. (2015). Concretes made of eaf slag and aod slag aggregates from stainless steel process: mechanical properties and durability. *Construction and Building Materials*, 76:313–321.
- [ADIF, 2012] ADIF (2012). *Túnel de Alta Velocidad Sants - La Sagrera*. ADIF. Available: www.adif.es/es_ES/doc/fichas/AF_CUADRIPTICO_sants_red.pdf. [Accessed: 08-01-2015].
- [Ajdukiewicz and Kliszczewicz, 2002] Ajdukiewicz, A. and Kliszczewicz, A. (2002). Influence of recycled aggregates on mechanical properties of hs/hpc. *Cement and Concrete Composites*, 24:269–279.
- [Amir, 2013] Amir, O. (2013). A topology optimization procedure for reinforced concrete structures. *Computers & Structures*, January:114–115.
- [Andrade et al., 2000] Andrade, C., Castellote, M., Alonso, C., and González, C. (2000). Non-steady-state chloride diffusion coefficients obtained from migration and natural diffusion tests. part i: Comparison between several methods of calculation. *Materials and Structures*, 33:21–28.
- [Arribas et al., 2015] Arribas, I., Santamaría, A., Ruiz, E., Ortega López, V., and Manso, J. M. (2015). Electric arc furnace slag and its use in hydraulic concrete. *Construction and Building Materials*, 90:68–79.
- [Aschheim et al., 2007] Aschheim, M., Hernández Montes, E., and Gil Martín, L. M. (2007). Optimal domains for strength design of rectangular sections for axial load and moment according to eurocode 2. *Engineering Structures*, 29:1752–1760.
- [Baroghel Bouny, 2002] Baroghel Bouny, V. (2002). Which toolkit for durability evaluation as regards chloride ingress into concrete? part ii: Development of a performan-

- ce approach based on durability indicators and monitoring parameters. *Proceedings of 3rd international RILEM workshop "Testing and modelling chloride ingress into concrete"*, Sept. 9-10, 2002, Madrid, Spain. RILEM Publications, Bagneux, PRO 38:137–163.
- [Baroghel Bouny et al., 2002] Baroghel Bouny, V., Belin, P., Iote, M., Rafai, N., Rougeau, P., and Yssorche-Cubaynes, M. P. (2002). Which toolkit for durability evaluation as regards chloride ingress into concrete? part i: comparison between various methods for assessing the chloride diffusion coefficient of concrete in saturated conditions. *Proceedings of 3rd international RILEM workshop "Testing and modelling chloride ingress into concrete"*, Sept. 9-10, 2002, Madrid, Spain. RILEM Publications, Bagneux, PRO 38:105–136.
- [Baroghel-Bouny et al., 2007] Baroghel-Bouny, V., Belin, P., Maultzsch, M., and Henry, D. (2007). Agno3 spray tests: advantages, weaknesses, and various applications to quantify chloride ingress into concrete. part 1: Non-steady-state diffusion tests and exposure to natural conditions. *Materials and Structures*, 40:759–781.
- [Bentz, 2000] Bentz, E. C. (2000). *Sectional analysis of reinforced concrete members*. University of Toronto.
- [Bentz, 2005] Bentz, E. C. (2005). Explaining the riddle of tension stiffening models for shear panel experiments. *Journal of Structural Engineering*, 131:1422–1425.
- [Calleja and Hernández-Montes, 2015] Calleja, T. and Hernández-Montes, E. (2015). *Armadura asimétrica para pilotes de contención y máquina para su fabricación*. Spanish Patent ES2537254A1, issue date June 3, 2015.
- [Camp and Akin, 2012] Camp, C. and Akin, A. (2012). Design of retaining walls using big bang-big crunch optimization. *Journal of Structural Engineering*, 138:438–448.
- [Carbonell Márquez et al., 2014] Carbonell Márquez, J. F., Gil Martín, L. M., Fernández Ruiz, M. A., and Hernández Montes, E. (2014). Effective area in tension stiffening of reinforced concrete piles subjected to flexure according to eurocode 2. *Engineering Structures*, 76:62–74.
- [Castel et al., 2006] Castel, A., Vidal, T., and François, R. (2006). Effective tension active cross-section of reinforced concrete beams after cracking. *Materials and Structures*, 39:115–126.
- [Castellote et al., 2001] Castellote, M., Andrade, C., and Alonso, C. (2001). Measurement of the steady and non-steady-state chloride diffusion coefficients in a migration

- test by means of monitoring the conductivity in the anolyte chamber. comparison with natural diffusion tests. *Cement and Concrete Research*, 31:1411–1420.
- [CEB, 1978] CEB (1978). *CEB model code for concrete structures: International recommendation*. 3rd ed. London: Cement and Concrete Association.
- [CEB, 1985] CEB (1985). *CEB Design Manual on Cracking and Deformations*. Bulletin d information 158. Paris: Comite Euro-International du Beton.
- [CEN, 2004] CEN (2004). *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings UNE-EN 1992-1-1*. European Committee for Standardization. Brussels.
- [Colleparidi et al., 1972] Colleparidi, M., Marcialis, A., and Turriziani, R. (1972). Penetration of chloride ions into cement pastes and concretes. *Journal of the American Ceramic Society*, 55:534–535.
- [Collins and Mitchell, 1991] Collins, M. P. and Mitchell, D. (1991). *Prestressed Concrete Structures*. Prentice Hall.
- [Corinaldesi, 2010] Corinaldesi, V. (2010). Mechanical and elastic behaviour of concretes made of recycled-concrete coarse aggregates. *Construction and Building Materials*, 24:1616–1620.
- [Corres Peiretti et al.,] Corres Peiretti, H., Martínez Martínez, J. L., Pérez Caldentey, A., and López Aguí, J. *Prontuario Informático del Hormigón Estructural 3.0*. IECA. <http://www.ieca.es>.
- [Şahin, 2011] Şahin, A. (2011). Mathematical models and solution algorithms for computational design of rc piles under structural effects. *Applied Mathematical Modelling*, 35:3611–3638.
- [Dalton et al., 2013] Dalton, S. K., Atamturktur, S., Farajpour, I., and Juang, C. H. (2013). An optimization based approach for structural design considering safety, robustness, and cost. *Engineering Structures*, 57:356–363.
- [Davalath and Madugula, 1988] Davalath, G. S. R. and Madugula, M. K. S. (1988). Analysis/design of reinforced concrete circular cross sections. *ACI Structural Journal*, 85:617–623.
- [EN12390-13, 2013] EN12390-13 (2013). *Testing hardened concrete - Determination of secant modulus of elasticity in compression*. Comité Europeen de Normalisation, Brussels, Belgium.

- [EN12390-4, 2000] EN12390-4 (2000). *Testing hardened concrete - Compressive strength - Specification for testing machines*. Comité Européen de Normalisation, Brussels, Belgium.
- [EN12390-6, 2009] EN12390-6 (2009). *Testing hardened concrete - Tensile splitting strength of test specimens*. Comité Européen de Normalisation, Brussels, Belgium.
- [EN206-1, 2006] EN206-1 (2006). *Concrete - Part 1: Specification, Performance, Production and Conformity*. Comité Européen de Normalisation, Brussels, Belgium.
- [Etxeberria et al., 2007] Etxeberria, M., Vázquez, E., Marí, A., and Barra, M. (2007). Influence of amount of recycled coarse aggregates and production process on properties of recycled aggregate concrete. *Cement and Concrete Composites*, 37:735–742.
- [Euroslag, 2012] Euroslag (2012). *Position paper on the status of ferrous slag*. European Slag Association, European Steel Association, Duisburg, Germany.
- [Faleschini et al., 2014] Faleschini, F., De Marzi, P., and Pellegrino, C. (2014). Recycled concrete containing eaf slag: environmental assessment through lca. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 18:1009–1024.
- [Faleschini et al., 2015] Faleschini, F., Fernández Ruiz, M. A., Zanini, M. A., Brunelli, K., Pellegrino, C., and Hernández Montes, E. (2015). High performance concrete with electric arc furnace slag as aggregate: Mechanical and durability properties. *Construction and Building Materials*, 101:113–121.
- [FIB, 2012] FIB (2012). *Model Code 2010. Final draft. vol. 1*. Fib Bulletin No. 65. Lausanne: International Federation for Structural Concrete.
- [fibBulletin42, 2008] fibBulletin42 (2008). *Constitutive Modelling of High Strength/High Performance Concrete*. International Federation for Structural Concrete (fib).
- [Fraile-Garcia et al., 2016] Fraile-Garcia, E., Ferreiro-Cabello, J., Martinez-Camara, E., and Jimenez-Macias, E. (2016). Optimization based on life cycle analysis for reinforced concrete structures with one-way slabs. *Engineering Structures*, 109:126–138.
- [García Segura et al., 2014] García Segura, T., Yepes, V., and Alcalá, J. (2014). Life cycle greenhouse gas emissions of blended cement concrete including carbonation and durability. *International Journal Life Cycle Assessment*, 19:3–12.

- [Gil Martín et al., 2011] Gil Martín, L. M., Aschheim, M., Hernández Montes, E., and Pasadas Fernández, M. (2011). Recent developments in optimal reinforcement of rc beam and column sections. *Engineering Structures*, 33:1170–1180.
- [Gil Martín et al., 2016] Gil Martín, L. M., Carbonell Márquez, J. F., Fernández Ruiz, M. A., and Hernández Montes, E. (2016). Theoretical and experimental short-term behavior of non-symmetrical wall pile retaining systems. *Engineering Structures*, 112:172–183.
- [Gil Martín et al., 2015] Gil Martín, L. M., Carbonell Márquez, J. F., and Hernández Montes, E. (2015). Upper bound to the effective area of concrete in tension. in: *Third Int. Conf. Mech. Model. Struct. Eng. Sev.*
- [Gil-Martín and Hernández-Montes, 2009] Gil-Martín, L. M. and Hernández-Montes, E. (2009). Refinements to compression field theory, with application to wall-type structures, sp265. *ACI Special Publication*, SP265:123–142.
- [Gil Martín et al., 2010] Gil Martín, L. M., Hernández Montes, E., and Aschheim, M. (2010). Optimization of piers for retaining walls. *Structural and Multidisciplinary Optimization*, 41:979–987.
- [Gil Martín et al., 2008] Gil Martín, L. M., Hernández Montes, E., Aschheim, M., and Pantazopoulou, S. J. (2008). Aproximate expressions for the simulated response of slender longitudinal reinforcement in monotonic compression. *Magazine of Concrete Research*, 60:391–397.
- [Gilbert, 2008] Gilbert, R. I. (2008). Calculation of long-term deflection. *CIA Semin. - Control Long-Term Deflection*, 22.
- [Gilbert, 2013] Gilbert, R. I. (2013). Time-dependent stiffness of cracked reinforced and composite concrete slabs. *Procedia Engineering*, 57:19–34.
- [Gilbert and Ranzi, 2011] Gilbert, R. I. and Ranzi, G. (2011). *Time-Dependent Behaviour of Concrete Structures*. Ed. Spoon P.
- [Gribniak et al., 2013] Gribniak, V., Kaklauskas, G., Kliukas, R., and Jakubovskis, R. (2013). Shrinkage effect on short-term deformation behavior of reinforced concrete - when it should not be neglected. *Materials and Design*, 51:1060–1070.
- [He et al., 2012] He, F., Shi, C., Yuan, Q., Chen, C., and Zheng, K. (2012). Agno3-based colorimetric methods for measurement of chloride penetration in concrete. *Construction and Building Materials*, 26:1–8.

- [Hernández Díaz and Gil Martín, 2012] Hernández Díaz, A. M. and Gil Martín, L. M. (2012). Analysis of the equal principal angles assumption in the shear design of reinforced concrete members. *Engineering Structures*, 42:95–105.
- [Hernández Montes et al., 2013a] Hernández Montes, E., Cesetti, A., and Gil Martín, L. M. (2013a). Discussion of “an efficient tension-stiffening model for nonlinear analysis of reinforced concrete members”, by renata s.b. stramandinoli, henriette l. la rovere. *Engineering Structures*, 48:763–764.
- [Hernández Montes et al., 2017] Hernández Montes, E., Fernández Ruiz, M. A., Carbonell Márquez, J. F., and Gil Martín, L. M. (2017). Theoretical and experimental in-service long-term response of symmetrically and non-symmetrically reinforced concrete piles. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, 17:433–445.
- [Hernández Montes et al., 2013b] Hernández Montes, E., Gil Martín, L. M., and Alameda Hernández, P. (2013b). Strength design criterion for asymmetrically reinforced rc circular cross-section in bending. *Computers and Concrete*, 11:571–585.
- [Hernández Montes et al., 2005] Hernández Montes, E., Gil Martín, L. M., and Aschheim, M. (2005). Design of concrete members subjected to uniaxial bending and compression using reinforcement sizing diagrams. *ACI Structural Journal*, 102:150–158.
- [Hernández Montes et al., 2010] Hernández Montes, E., Gil Martín, L. M., and Aschheim, M. (2010). Pilotes asimétricos para contención de tierras. *Revista de Obras Públicas*, Marzo:31–38.
- [Hernández-Montes et al., 2012] Hernández-Montes, E., Gil-Martín, L. M., and Aschheim, M. (2012). *Pilotes con armadura asimétrica para contención de tierras*. Spanish Patent ES 2344050 B1, issue date January 1, 2012.
- [Hernández Montes et al., 2008] Hernández Montes, E., Gil Martín, L. M., Pasa-das Fernández, M., and Aschheim, M. (2008). Theorem of optimal reinforcement for reinforced concrete cross sections. *Structural and Multidisciplinary Optimization*, 36:509–521.
- [Hsu, 1988] Hsu, T. C. (1988). Stresses and crack angles in concrete membrane elements. *Journal of Structural Engineering ASCE*, 124:1479–1484.
- [Hurst, 1998] Hurst, M. K. (1998). *Prestressed Concrete Design, 2nd edition*. E & FN Spon, London and New York.

- [Il Lee et al., 2005] Il Lee, J., Lee, Y. H., and Scanlon, A. (2005). Long-term tension-stiffening effects in concrete. paper by richard h. scott and andrew w. beeby discussion by je il lee, young hak lee, and andrew scanlon. *ACI Structural Journal*, pages 904–905.
- [ISO/TC07, 2006a] ISO/TC07 (2006a). *Environmental management - Life cycle assessment - Principles and framework*. ISO 14040: 2006.
- [ISO/TC07, 2006b] ISO/TC07, T. C. (2006b). *Environmental management - Life cycle assessment - Principles and framework (ISO 14040:2006)*. AENOR.
- [Jin Keun and Sang Soon, 2000] Jin Keun, K. and Sang Soon, L. (2000). The behavior of reinforced concrete columns subjected to axial force and biaxial bending. *Engineering Structures*, 22:1518–1528.
- [Kaklauskas and Gribniak, 2011] Kaklauskas, G. and Gribniak, V. (2011). Eliminating shrinkage effect from moment curvature and tension stiffening relationships of reinforced concrete members. *Journal of Structural Engineering*, 137:1460–1469.
- [Kaklauskas et al., 2009] Kaklauskas, G., Gribniak, V., Bacinskas, D., and Vainiunas, P. (2009). Shrinkage influence on tension stiffening in concrete members. *Engineering Structures*, 31:1305–1312.
- [Kaklauskas et al., 2011] Kaklauskas, G., Gribniak, V., Salys, D., Sokolov, A., and Meskenas, A. (2011). Tension-stiffening model attributed to tensile reinforcement for concrete flexural members. *The Proceedings of the Twelfth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction - EASEC12*, 14:1433–1438.
- [Kwak and Song, 2002] Kwak, H. G. and Song, J. Y. (2002). Cracking analysis of rc members using polynomial strain distribution function. *Engineering Structures*, 24:455–468.
- [Lam et al., 2010] Lam, J. Y. K., Ng, P. L., and Kwan, A. K. H. (2010). Tension stiffening in concrete beams. part 2: member analysis. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*, 163:29–39.
- [Limbachiya et al., 2000] Limbachiya, M. C., Leelawat, T., and Dhir, R. K. (2000). Use of recycled concrete aggregate in high-strength concrete. *Materials and Structures*, 33:574–580.
- [Liu and Weyers, 1998] Liu, Y. and Weyers, R. (1998). Modeling the time-to-corrosion cracking in chloride contaminated reinforced concrete structures. *ACI Materials Journal*, 95:675–681.

- [López, 2012] López, M. L. (2012). *Nuevas propuestas para determinar la rigidez y resistencia del componente E-stub en uniones tridimensionales*. PhD thesis, Universidad de La Coruña.
- [Loureiro Montero et al., 2012] Loureiro Montero, A., López López, M., Gutiérrez Fernández, R., and Reinoso Prado, J. M. (2012). Experimental and numerical analysis of e-stubs in three dimensional joints: a new analytical formulation for the stiffness calculation. *Acceptado en Engineering Structures*.
- [Luping and Gulikers, 2007] Luping, T. and Gulikers, J. (2007). On the mathematics of time-dependent apparent chloride diffusion coefficient in concrete. *Cement and Concrete Research*, 37:589–595.
- [Luping and Nilsson, 1993] Luping, T. and Nilsson, L. O. (1993). Rapid determination of the chloride diffusivity in concrete by applying an electrical field. *ACI Materials Journal*, 89:49–53.
- [Manfredi and Pecce, 1998] Manfredi, G. and Pecce, M. (1998). A refined r.c. beam element including bond-slip relationship for the analysis of continuous beams. *Computers & Structures*, 69:53–62.
- [Manso et al., 2006] Manso, J. M., Polanco, J. A., Losañez, M., and González, J. J. (2006). Durability of concrete made with eaf slag as aggregate. *Cement and Concrete Composites*, 28:528–534.
- [Marinkovic et al., 2010] Marinkovic, S., Radonjanin, V., Malesev, M., and Ignjatovic, I. (2010). Comparative environmental assessment of natural and recycled aggregate concrete. *Waste Management*, 30:2255–2264.
- [Martí et al., 2016] Martí, J. V., García-Segura, T., and Yepes, V. (2016). Structural design of precast-prestressed concrete u-beam road bridges based on embodied energy. *Journal of Cleaner Production*, 120:231–240.
- [Marti et al., 1998] Marti, P., Alvarez, M., Kaufmann, W., and Sigrist, V. (1998). Tension chord model for structural concrete. *Structural Engineering International*, 8:287–298.
- [MC90, 1993] MC90 (1993). *CEB Bulletin No. 213/214: CEB-FIP Model Code 90*. Tomas Telford, Lausanne.
- [Meyer, 2009] Meyer, C. (2009). The greening of the concrete industry. *Cement and Concrete Composites*, 31:601–605.

- [Nawy, 2003] Nawy (2003). *Reinforced concrete: a fundamental approach*. New Jersey: Prentice-Hall.
- [Nilsson et al., 1996] Nilsson, L. O., Poulsen, E., Sandberg, P., Sorensen, H. E., and Klinghoffer, O. H. (1996). *Chloride penetration into concrete, state of the art. Transport processes, corrosion initiation, test methods and prediction models*. The Road Directorate, Report No. 53, Copenhagen.
- [NTBuild443, 1995] NTBuild443 (1995). *Concrete hardened: accelerated chloride penetration*. Nordtest Method.
- [NTBuild492, 1999] NTBuild492 (1999). *Concrete, mortar and cement-based repair materials: chloride migration coefficient from non-steady state migration experiments*. Nordtest Method.
- [Ollivier et al., 1995] Ollivier, J. P., Maso, J. C., and Bourdette, B. (1995). Interfacial transition zone in concrete. *Advanced Cement Based Materials*, 2:30–38.
- [ONU, 1992] ONU (1992). *Convención Marco de las Naciones Unidas sobre el cambio climático*. Organización de las Naciones Unidas (ONU), Nueva York,.
- [ONU, 1998] ONU (1998). *Protocolo de Kyoto de la Convención Marco de las Naciones Unidas sobre el cambio climático*. Organización de las Naciones Unidas (ONU), Nueva York.
- [Papayianni and Anastasiou, 2010a] Papayianni, I. and Anastasiou, E. (2010a). Production of high-strength concrete using high volume of industrial by-products. *Construction and Building Materials*, 24:1412–1417.
- [Papayianni and Anastasiou, 2010b] Papayianni, I. and Anastasiou, E. (2010b). Production of high-strength concrete using high volume of industrial by-products. *Construction and Building Materials*, 24:1412–1417.
- [Pellegrino et al., 2013] Pellegrino, C., Cavagnis, P., Faleschini, F., and Brunelli, K. (2013). Properties of concretes with black/oxidizing electric arc furnace slag aggregate. *Cement and Concrete Composites*, 37:232–240.
- [Pellegrino and Faleschini, 2014] Pellegrino, C. and Faleschini, F. (2014). Experimental behavior of reinforced concrete beams with electric arc furnace slag as recycled aggregate. *ACI Materials Journal*, 110:197–205.
- [Pellegrino and Gaddo, 2009] Pellegrino, C. and Gaddo, V. (2009). Mechanical and durability characteristics of concrete containing eaf slag as aggregate. *Cement and Concrete Composites*, 31:663–671.

- [PTEH, 2010] PTEH (2010). *Hormigón: un material para aumentar la sostenibilidad de la construcción*. Plataforma Tecnológica del Hormigón [Online]. Available:https://www.ieca.es/reportaje.asp?id_rep=207. [Accessed: 28-Nov-2014].
- [Spiesz and Brouwers, 2013] Spiesz, P. and Brouwers, H. J. H. (2013). The apparent and effective chloride migration coefficients obtained in migration tests. *Cement and Concrete Research*, 48:116–127.
- [Stramandinoli and La Rovere, 2008] Stramandinoli, R. S. B. and La Rovere, H. L. (2008). An efficient tension-stiffening model for nonlinear analysis of reinforced concrete members. *Engineering Structures*, 30:2069–2080.
- [Tang, 1996] Tang, L. (1996). Electrically accelerated methods for determining chloride diffusivity in concrete - current development. *Magazine of Concrete Research*, 48:173–179.
- [Thomas et al., 2013] Thomas, C., Setién, J., Polanco, J. A., Alaejos, P., and Sánchez De Juan, M. (2013). Durability of recycled aggregate concrete. *Construction and Building Materials*, 40:1054–1065.
- [Tomás and Alarcón, 2012] Tomás, A. and Alarcón, A. (2012). Automated design of optimum longitudinal reinforcement for flexural and axial loading. *Computers and Concrete*, 10:149–171.
- [Van Gorkum, 2010] Van Gorkum, C. (2010). *CO₂ emissions and energy consumption during the construction of concrete structures*. Technical report, Delft University of Technology.
- [Weber and Ersnt, 1989] Weber, K. and Ersnt, M. (1989). Entwicklung von interaktionsdiagrammen für asymmetrisch bewehrte stahlbeton-kreisquerschnitte. *Bet. - und Stahlbetonbau*, 84:176–180.
- [Wiese et al., 2004] Wiese, H., Curbach, M., Speck, K., Weiland, S., Eckfeldt, L., and Hampel, T. (2004). Reißbreitennachweis für kreisquerschnitte. *Beton- und Stahlbetonbau*, 99:253–261.
- [WMO and UNEP, 1990] WMO and UNEP (1990). *Climate Change: The IPCC Scientific Assessment*. Technical report, Cambridge University Press.
- [WorldSteel, 2011] WorldSteel (2011). *Life cycle inventory study for steel products*. World Steel Association.

- [Wu and Gilbert, 2008] Wu, H. Q. and Gilbert, R. I. (2008). *An experimental study of tension stiffening in reinforced concrete tension members under short-term and long-term service loads.*
- [Xiao et al., 2005] Xiao, J., Li, J., and Zhang, C. (2005). Mechanical properties of recycled aggregate concrete under uniaxial loading. *Cement and Concrete Research*, 35:1187–1194.
- [Yao et al., 2015] Yao, Y., Silva, F. A., Butler, M., Mechtcherine, V., and Mobasher, B. (2015). Tension stiffening in textile-reinforced concrete under high speed tensile loads. *Cement and Concrete Composites*, 64:49–61.
- [Yepes et al., 2008] Yepes, V., Alcalá, J., Perea, C., and González-Vidosá, F. (2008). A parametric study of optimum earth-retaining walls by simulated annealing. *Engineering Structures*, 30:821–830.
- [Yepes et al., 2015] Yepes, V., García Segura, T., and Moreno-Jiménez, J. M. (2015). A cognitive approach for the multi-objective optimization of rc structural problems. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, 15:1024–1036.