

REFLEXIONES ACERCA DE LA DUCTILIDAD DE LAS ARMADURAS DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

REFLECTIONS ON THE DUCTILITY OF REINFORCEMENT IN REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

Alfonso Cobo Escamilla⁽¹⁾, Isabel Priteo Barrio⁽²⁾, Tomás Gómez Prieto⁽³⁾, Fernando Israel Olmedo Zazo⁽⁴⁾, Alejandro Martínez Gordon⁽⁵⁾, Alberto Leal Matilla⁽⁶⁾

¹ Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España, alfonso.cobo@upm.es

² Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España, mariaisabel.prieto@upm.es

³ Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España, tomas.gomez.prieto@upm.es

⁴ Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España, fi.olmedo.zazo@upm.es

⁵ Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España, alejandro.mgordon@upm.es

⁶ Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España, alberto.leal.matilla@upm.es

RESUMEN

Habitualmente se relaciona la ductilidad de una estructura con su capacidad de deformación, una vez que se ha alcanzado el límite elástico en alguna de sus partes. Es un requisito deseable en todas las ocasiones e imprescindible en otras, como en el caso de estructuras situadas en zonas sísmicas o sujetas a acciones accidentales como explosiones.

En estructuras de hormigón armado, la ductilidad de sus armaduras puede contribuir de una manera decisiva a la ductilidad de toda la estructura.

Con el paso de los años, tanto la normativa española, con las Instrucciones EH, EHE y el Código Estructural, como la normativa internacional han dedicado cada vez más atención a los requisitos de ductilidad exigidos a las armaduras.

En este trabajo i) se realiza una revisión histórica de los requisitos de ductilidad exigidos por la normativa; ii) se analizan los requisitos exigidos en la actualidad, comparando Código Estructural con Eurocódigo 2, ACI 318 y Código Modelo; iii) se realiza un análisis crítico del concepto de acero equivalente definido por Cosenza en la década de los 90 y que actualmente aparece en el Código Modelo; y iv) se analizan las capacidades de redistribución que todas las normas enumeradas en el apartado (ii) permiten.

Los resultados permiten afirmar que i) ha existido una variación significativa en cuanto a los requisitos de ductilidad exigidos por las normas a lo largo del tiempo; ii) los requisitos de ductilidad y las capacidades de redistribución especificados por el Código Estructural, el Eurocódigo 2 y el Código Modelo son muy similares entre sí y difieren significativamente de lo regulado en ACI 318; y iii) la dependencia del acero equivalente con la capacidad de rotación de una rótula plástica enunciado por Cosenza solo es válida cuando la profundidad de fibra neutra se mantiene dentro de unos límites.

Palabras clave: Armadura; Hormigón; Ductilidad; Redistribución; Normativa

ABSTRACT

The ductility of a structure is usually related to its capacity to deform once the elastic limit has been reached in one of its parts. It is a desirable requirement in all cases and essential in others, such as structures located in seismic zones or subject to accidental actions such as explosions.

In reinforced concrete structures, the ductility of their reinforcements can contribute decisively to the ductility of the entire structure.

Over the years, both Spanish regulations, with Instructions EH, EHE, and the Structural Code, as well as the international standards have devoted more and more attention to the ductility requirements for reinforcements.

In this work: (i) a historical review of the ductility requirements required by the regulations is carried out; (ii) the requirements currently required is analysed, comparing Structural Code with Eurocode 2, ACI 318, and Model Code; iii) a critical analysis is performed of the concept of equivalent steel, defined by Cosenza in the 1990s and currently included in the Model Code; and iv) the redistribution capacities permitted by all the standards listed in section (ii) are analyzed.

The results show that i) there has been significant variation in the ductility requirements required by the standards over time; ii) the ductility requirements and redistribution capacities specified by the Structural Code, Eurocode 2, and the Model Code are very similar to each other and differ significantly from what is regulated in ACI 318; and iii) the dependence of equivalent steel on the rotation capacity of a plastic hinge, as stated by Cosenza, is only valid when the neutral fiber depth remains within certain limits.

Keywords: Reinforcement; Concrete; Ductility; Redistribution; Regulation

1. INTRODUCCIÓN

La ductilidad puede definirse como la propiedad de un material, sección, elemento o sistema estructural relacionada con su capacidad para adaptarse a deformaciones o disipar energía. La ductilidad determina la capacidad de una estructura para experimentar deformaciones más allá del límite elástico sin fallar hasta que se produzcan deformaciones plásticas excesivas en uno o más elementos (Mari Bernat, 1987a). La ductilidad se caracteriza por la aparición de deformaciones irreversibles y por la disipación de energía, más allá del límite elástico.

La ductilidad de una estructura es una propiedad muy importante cuando se considera la redistribución de momentos flectores o cuando va a estar sometida a cargas sísmicas o a cargas de impacto (Mari Bernat, 1987b). Tradicionalmente se ha admitido que la ductilidad del acero es uno de los factores que condiciona la ductilidad de la estructura, porque influye en la capacidad de giro de las rótulas plásticas (Luo, D., & Li, B., 2023). Las dos propiedades que usualmente se emplean para evaluar la ductilidad de un acero son la deformación repartida medida en el nivel de la máxima tensión (ϵ_{max}) y el cociente entre la máxima tensión y el límite elástico (f_s/f_y). En España, además, se utiliza la deformación medida en la zona de rotura sobre 5 diámetros ($\epsilon_{u5\phi}$). En la (Figura 1) se muestra un diagrama tensión deformación típico de un acero de armar con los parámetros indicados.

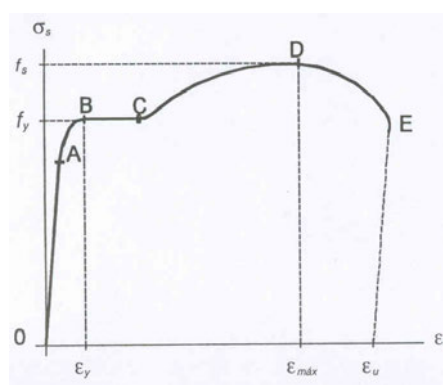


Figura 1. Parámetros que evalúan la ductilidad de un acero de armar

2. NECESIDAD DE DUCTILIDAD

Existe un consenso generalizado en la necesidad, o al menos en los beneficios, de que las estructuras cuenten con la suficiente ductilidad. En algunos métodos de cálculo de estructuras, generalmente todos los que se apartan del elástico y lineal, un determinado nivel de ductilidad es un requisito esencial (Lopes A. & Lopes S., 2025). En algunos documentos como el Código Modelo 1990, incluso se exigía un mínimo de ductilidad para poder realizar un cálculo elástico y lineal, en este caso se exigía una profundidad de fibra neutra inferior al 45% del canto útil.

La importancia de la ductilidad se pone de manifiesto en diversas situaciones, tanto en casos estáticos como en dinámicos. En situaciones estáticas, la ductilidad puede jugar un papel fundamental en casos como la actuación de grandes sobrecargas no esperadas o deformaciones impuestas en la estructura (por ejemplo, debido a cambios de temperatura, asentamientos en los apoyos, retracción, fluencia...). En situaciones dinámicas, como las motivadas por las cargas cíclicas producidas por terremotos o las cargas de impacto debidas a choques o explosiones, el papel de la ductilidad es más evidente.

La ductilidad se puede analizar en cuatro niveles: material, sección, elemento estructural y estructura. En cuanto a los materiales, los procedimientos para medir la ductilidad del acero poseen muchos puntos en común en los distintos códigos, sin embargo, la ductilidad del hormigón es un tema menos tratado. A nivel de sección el Diagrama Momento Curvatura es un parámetro muy empleado para medir la ductilidad de la sección. También puede emplearse la capacidad de rotación plástica de la viga, obtenida mediante la integración de curvaturas a lo largo de una determinada longitud del eje de la viga. Cuando se trata de determinar la ductilidad de un elemento estructural, suele emplearse la deflexión como parámetro de medida, aunque algunos estudios también consideran la capacidad de absorción de energía. Si se trata de evaluar la ductilidad de una estructura completa, se emplea la capacidad de absorber energía, que es el parámetro más crítico.

Cuando se estudia la ductilidad de una estructura en un ámbito exclusivamente estático, donde fundamentalmente lo que se busca es la capacidad de redistribuir solicitaciones, la ductilidad se suele relacionar con la deformación (la curvatura), siempre asegurando que se mantiene la resistencia, es decir que el momento que va a actuar sea menor al que resiste la sección.

Cuando el ámbito es dinámico, el criterio para evaluar la ductilidad debe ser el de la energía disipativa. Una estructura disipativa es la que puede disipar energía mediante un comportamiento de histéresis dúctil u otros mecanismos. En este contexto, la energía disipativa debe tener en cuenta los efectos dinámicos al evaluar la resistencia de la sección (Yu et al., 2023).

3. DUCTILIDAD DE ACEROS

A partir de 1900, el hormigón armado (HA) es una tecnología ya sancionada en obras para la Exposición de París y en otras obras ejecutadas con motivo de ésta y su uso se extiende con gran rapidez.

Sin embargo, en España, la primera norma que regula el empleo de esta técnica tuvo que esperar a 1939, frente a lo que pasó en otros países donde desde los inicios del siglo XX se editaron documentos para regular esta tipología estructural.

La primera asignatura sobre hormigón armado incluida en el plan de estudios de una titulación universitaria se impartió en la Escuela de Caminos, Canales y Puertos de Madrid, durante el curso 1910-1911. La asignatura estuvo a cargo del ingeniero D. Juan Manuel de Zafra, quien escribió un libro de texto que es una recopilación de las lecciones impartidas y con un carácter eminentemente práctico (Zafra, JM., 1911).

En la obra de D. Juan Manuel de Zafra se apunta que, en las primeras obras de HA, las armaduras estaban constituidas exclusivamente por hierro dulce. Incluso en 1899, cuando Considère publicó sus estudios, se refirió casi exclusivamente a este material como tipo para armar. Como excepción estudió, aunque poco, el acero duro, como material opuesto al acero dulce, en la serie de materiales ferrosos. D. Juan Manuel de Zafra estima que ninguno de los materiales es adecuado para hormigón armado, aunque afirma que en EE.UU. el hierro dulce gozaba de cierta aceptación y su empleo se encontraba en boga. Como alternativa a estos dos materiales, afirma que el acero dulce es el más usado en HA. Ofrece valores comprendidos entre 2500 y 3000 kg/cm² como límite elástico, 3700 - 4500 kg/cm² de tensión de rotura y $2.2 - 2.25 \cdot 10^6$ kg/cm² de módulo de elasticidad. También da un valor de alargamiento total en rotura y la posibilidad de doblar en frío una barra doblándola sobre otra de 1.5 veces su diámetro sin que se agriete.

Aunque no se hable de exigencias de ductilidad, los valores anteriores ya dan algunas pautas. Las tensiones apuntadas ofrecen valores f_s/f_y de 1.5. Por otra parte, el ensayo de doblado constituye una medida de la ductilidad de un acero. También hay que tener en cuenta que este tipo de acero está dotado de una altísima ductilidad y se está hablando de una época en la que las consideraciones de ductilidad eran prácticamente inexistentes en cualquier tipología estructural, por lo que es muy razonable que el tema no se tratase directamente.

A partir de este momento, la evolución de los aceros de armar fue hacia el logro de mayores resistencias.

En EE.UU., la evolución hacia mayores resistencias se realizó siempre en base a aceros de dureza natural, donde el incremento de la resistencia se conseguía modificando la composición química, fundamentalmente incrementando el porcentaje de carbono en el acero.

En Europa el incremento de resistencia, además de conseguirse mediante la composición química, se obtuvo mediante procedimientos de deformación en frío de las barras. Estos procesos permitían pasar de límites elásticos de 2200/2400 kg/cm² a los 4100 kg/cm², a costa de una disminución drástica de la capacidad de deformación del acero.

El acero Tor, obtenido a partir de una barra lisa con dos aletas longitudinales torsionada en frío, alcanzaba un límite elástico de 4200 kg/cm² y se utilizó en Europa durante muchos años. Posteriormente, en la década de los 60, se incorporaron nervaduras transversales, fabricándose barras que alcanzaban los 5000 y 6000 kg/cm² de límite elástico.

En España, bajo una patente del ingeniero J. Iribas, se desarrolló el Tetracero. Inicialmente eran armaduras de límite elástico 4200 kg/cm² obtenidas por estirado y torsión de barras lisas de calidad ordinaria. Posteriormente, se fabricó una nueva versión y Altos Hornos de Cataluña fabricó el acero REA.

La Instrucción EH 61 contemplaba tres tipos de acero para el armado de elementos lineales: barras lisas de acero ordinario y barras de alta resistencia (corrugadas), en las que el incremento de la resistencia se obtenía mediante el incremento de carbono en la aleación o mediante un procedimiento de deformación en frío.

A principios de la década de los 70, la empresa C.R.M. desarrolla en Bélgica el procedimiento de fabricación de aceros TEMPCORE. Se trata de un tratamiento termomecánico en el cual la barra sufre un temple superficial cuando sale del tren de laminado. A continuación, se mantiene a temperatura ambiente con lo cual se produce un revenido de la corona superficial de martensita debido al calor residual del núcleo. Posteriormente, durante el enfriamiento final se produce la transformación de la austenita residual del núcleo. Como consecuencia, se generan tres coronas en la sección de la barra (Figura 2). La más exterior está formada por una microestructura de tipo martensítico, de elevada dureza y resistencia, pero baja ductilidad. El núcleo es de naturaleza ferrítico perlítico, de menores resistencias, pero altísima ductilidad. La zona intermedia de transición está formada principalmente por una mezcla de vainita y ferrita poligonal. Estos aceros han ido desplazando a los otros de alta resistencia hasta que, a día de hoy, en España son los únicos utilizados.



Figura 2. Sección de una barra fabricada mediante el procedimiento TEMPCORE.

El empleo de los aceros endurecidos por deformación en frío compitió en el mercado con los de dureza natural, siendo también ambos tipos contemplados por la normativa hasta la aparición en el año 1998 de la primera instrucción EHE, en la que ya desaparece definitivamente el acero deformado en frío. Actualmente, han sido sustituidos prácticamente en todo el mundo por aceros con el mismo límite elástico obtenido mediante su composición química y un tratamiento termomecánico posterior.

Los requisitos de ductilidad se han incrementado de forma notable desde los años 80 debido fundamentalmente a dos cuestiones:

- Cada vez se hacía un uso más extenso de los métodos de análisis no lineal en estructuras de hormigón armado (EHA), bien con procedimientos de redistribución limitada partir de un cálculo

elástico y lineal o bien mediante métodos no lineales, opción esta última que incluso hoy en día sigue siendo minoritaria en la práctica del cálculo de estructuras.

- Los requisitos de las normas para el cálculo sísmico se hacían cada vez más exigentes en cuanto a la necesaria ductilidad del acero como garantía de la posibilidad de la formación de rótulas plásticas.

El tema de la ductilidad ha sido ampliamente discutido por numerosos autores. Una contribución muy importante se encuentra en los boletines CEB N.º 218 y 242, destacados por la enorme cantidad de resultados experimentales que proporcionan.

Los trabajos del Boletín de Información N.º 218 (Comité Euro-International du Béton [CEB], 1993) interpretan la ductilidad a través de la capacidad de rotación de las rótulas plásticas (θ_{pl}) o la capacidad de redistribución de momentos en vigas continuas (δ).

Es importante destacar la ausencia de consenso en la evaluación experimental de la rotación plástica (θ_{pl}). Si bien existe consenso general en que la rotación plástica corresponde a la diferencia entre las rotaciones en el punto de carga máxima (carga última) y al inicio de la fluencia, se han empleado diversos métodos para obtener esta rotación. Estos métodos van desde la integración de la curvatura en un segmento determinado (también un parámetro variable) hasta la estimación de las rotaciones basadas en las deflexiones. Además, es crucial evaluar las deformaciones plásticas en relación con el fallo; este detalle cobra relevancia cuando el momento último se produce en la tensión de plastificación del acero o en el valor máximo de la tensión de compresión del hormigón.

Cabe destacar que el boletín N.º 218 hace especial hincapié en las características de los aceros. Algunos estudios sugieren que el valor de θ_{pl} puede estimarse basándose únicamente en estas características, mientras que otros argumentan en contra de dicha relación de dependencia. Además, si bien existe una aceptación general de la proporcionalidad entre los valores de θ_{pl} y δ , no todos los autores observan esta correlación. Es interesante destacar la continua relevancia de la relación $\theta_{pl}(x/d)$ en la normativa europea vigente (British Standards Institution [EC2], 2015) & (International Federation for Structural Concrete [fib], 2020), incluso después de 30 años.

Para el boletín de información N.º 242 (Comité Euro-International du Béton [CEB], 1998) la capacidad de rotación de las rótulas plásticas sigue siendo el objetivo central de este boletín. Cabe destacar que se cuestiona la variable dependiente x/d , y surgen parámetros alternativos como ρ , ω y ω' . Además, se introduce el parámetro de ductilidad (D), igual al valor del factor de ductilidad del Eurocódigo 8.

En la Tabla 1 se indican las características mecánicas mínimas que debe cumplir el acero de alta ductilidad apto para ser empleado en zona sísmica B 500 SD según el Código Estructural y para poder ser considerado de alta ductilidad por el Eurocódigo 2 (Clase C) y el Código Modelo 2020 (clases C y D).

Tabla 1. Características mecánicas del acero B500SD según Código Estructural, Eurocódigo 2 y Código Modelo.

Tipo de acero	Código Estructural	EC2	CM 2020	Interlineado sencillo
Designación	B 500 SD	C	C	D
Límite elástico, f_y (N/mm ²)	≥ 500			
Carga unitaria de rotura, f_s (N/mm ²)	≥ 575			
Alargamiento de rotura, $\epsilon_{u,s}$ (%)	≥ 16			
Alargamiento total bajo carga máxima, $\epsilon_{máx}$ (%)	$\geq 7,5$	$\geq 7,5$	≥ 7	≥ 8
Relación f_s/f_y	$1,15 \leq f_s/f_y \leq 1,35$	$1,15 \leq f_s/f_y \leq 1,35$	$1,15 \leq f_s/f_y \leq 1,35$	$1,25 \leq f_s/f_y \leq 1,45$

4. DUCTILIDAD Y REDISTRIBUCIÓN

En general, los métodos de análisis de EHA pueden clasificarse en métodos lineales y no lineales. Dentro de estos últimos, las normas contemplan como casos especiales los métodos lineales seguidos de una redistribución limitada y los métodos de cálculo plástico. De esta forma, la normativa contempla cuatro

procedimientos para obtener las solicitaciones en una EHA: análisis lineal, análisis lineal seguido de una redistribución limitada, análisis plástico y análisis no lineal.

Los métodos lineales seguidos de una redistribución limitada, se basan en un análisis lineal en el que se redistribuyen las leyes de momentos flectores una cantidad determinada máxima dependiendo de las condiciones de ductilidad de la estructura. Siempre hay que mantener las condiciones de equilibrio de la estructura. Las leyes de solicitaciones cortantes y normales se modifican para satisfacer las condiciones de equilibrio con las solicitaciones flectoras redistribuidas. Este método presenta algunas ventajas en el análisis de estructuras de obra nueva y puede ser muy ventajoso en el análisis de estructuras existentes.

Las normas actuales permiten el análisis redistribuido, (EC2, 2015); (fib, 2020); (American Concrete Institute [ACI], 2019); (Canadian Standards Association [CSA], 2014) & (Australia Standards [AS], 2009), siempre que se pueda garantizar que la sección redistribuida tenga suficiente capacidad de rotación para obtener la capacidad de redistribución especificada. Sin embargo, no existe un consenso en los límites y métodos para el cálculo de la capacidad de redistribución de las distintas normas. En algunos casos se utiliza una ecuación de tipo lineal con la profundidad relativa de la fibra neutra (x_u/d) mientras que en otros casos se emplea una ecuación lineal con la deformación neta a tracción de la armadura (ϵ_t), y se pone como límite el 20 o el 30%. Por ejemplo, el EC 2 especifica que la relación entre el Momento Redistribuido y el Momento Flector Elástico aumenta linealmente con x_u/d , mientras que la norma ACI 318-19 adoptó 1000 veces ϵ_t para especificar el grado de redistribución. Sin embargo, existen estudios que cuestionan el valor especificado para el nivel de redistribución (Bagge et al., 2014); (Carmo & Lopes, 2008); (Lou et al., 2017) & (Tamrazyan & Sayed, 2022).

La redistribución de solicitaciones ofrece pocas ventajas en obra nueva (proyectos de estructuras de nueva creación). En efecto, en estos casos la armadura se coloca “a demanda”, el diseño de la armadura de flexión debe cubrir el momento isostático ($pl^2/8$) de cada tramo de viga y si, por ejemplo, se redistribuyen solicitaciones disminuyendo los momentos negativos e incrementando los positivos, el acero que no se coloca en la zona superior hay que colocarlo en la zona inferior, pero la capacidad mecánica debe cubrir el isostático. En estos casos solo existen ventajas menores como las que se obtendrían redistribuyendo solicitaciones para distintas hipótesis de carga y obteniendo de esta forma una envolvente menor (Figura 3).

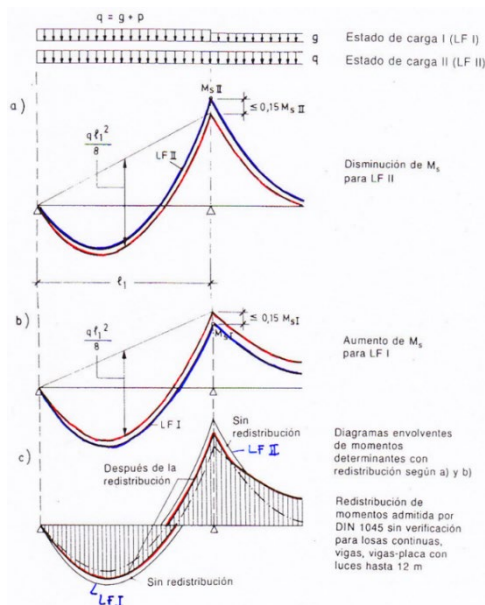


Figura 3. Redistribución de flectores obteniendo una envolvente menor (Leonhardt & Mönning, 1993)

También existen ventajas debido a que en el cálculo lineal los momentos negativos son muy superiores a los positivos, y una redistribución disminuyendo los primeros da lugar a estructuras que se pueden hormigonar con más facilidad, debido a la descongestión que se produce en la zona superior.

Las ventajas aparecen en el caso de recálculo de estructuras, donde si se comparan las solicitaciones resistentes con las obtenidas en un cálculo elástico y lineal, para que la comprobación salga airosa, forzosamente los momentos resistentes de la sección deben ser mayores que los momentos solicitación de la misma sección. Podría ocurrir que en una sección la comprobación se satisfaga holgadamente, por ejemplo,

en momento positivo. Sin embargo, en la sección de momento negativo podría no cumplirse. En este caso, la posibilidad de redistribuir la curva de solicitaciones flectoras hacia abajo, disminuyendo el momento negativo, e incrementando las solicitaciones en momento positivo, donde existe un exceso de resistencia y siempre manteniendo el equilibrio, puede dar lugar a una solución satisfactoria. Además, en este caso particular planteado, se da la circunstancia de que las vigas habitualmente se calculan con la sección rectangular. Sin embargo, en la sección de momento positivo el acero traccionado trabaja contra el hormigón de la viga más el hormigón existente en la zona del macizado del forjado, si existe, y la capa de compresión. Además, cuando se hace intervenir el hormigón del macizado del forjado y de la capa de compresión se incrementa de forma muy notable la ductilidad de la sección debido a que la profundidad de fibra neutra disminuye de manera muy importante y, generalmente el cálculo del momento resistente resulta más ventajoso porque disminuye la altura del bloque comprimido de hormigón, lo que supone un incremento del brazo mecánico, y, por tanto, del momento flector que es capaz de resistir la sección. En estos casos es necesario evaluar la zona de hormigón que puede tenerse en cuenta en el cálculo empleando el concepto de ancho eficaz (Figura 4).

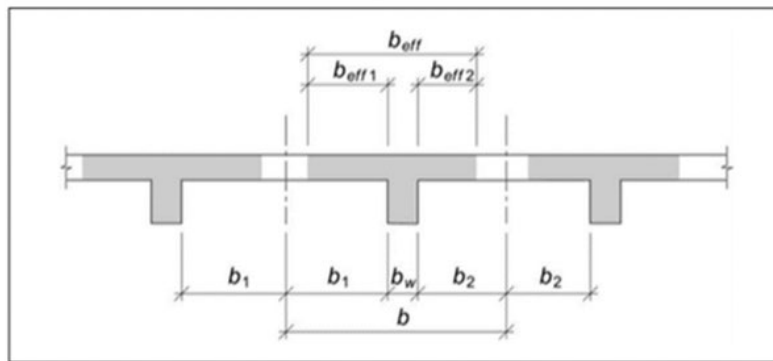


Figura 4. Concepto de ancho eficaz.

Esto supone en definitiva en primer lugar comprobar viga a viga si las secciones de momento negativo y de momento positivo son capaces de cubrir el momento isostático $pl^2/8$ de la viga (condición de equilibrio) y, en caso afirmativo, comprobar las solicitaciones resistentes de una sección con una banda de solicitaciones centrada en el valor obtenido con un cálculo elástico y lineal y de una amplitud igual al doble de redistribución permitida (redistribuir hacia arriba y hacia abajo).

El análisis plástico es un procedimiento generalmente permitido por las normas para el análisis de EHA a partir del cumplimiento de determinadas condiciones de ductilidad. Un caso sorprendente ha sido el análisis permitido en España por la normativa para determinados tipos de forjados, según la cual, se podían dimensionar forjados con las solicitaciones evaluadas con un procedimiento que permitía igualar momentos positivos a negativos (redistribución completa o cálculo plástico) sin ninguna consideración acerca de la ductilidad de los mismos. Hay que hacer notar que, si bien la sección de momento positivo de un forjado está dotada de una enorme ductilidad debido a que la armadura de una vigueta trabaja contra todo el ancho de la losa de hormigón, lo que supone que la fibra neutra ocupa una posición muy alta; la sección de momento negativo, justo en la zona donde termina el macizado del forjado, tiene una situación muy distinta: en este caso la armadura de negativo trabaja únicamente contra el hormigón inferior de la vigueta y la ductilidad de la sección es muy baja, la profundidad de la fibra neutra coincide en muchos casos con la profundidad límite o se acerca mucho a ella y la sección resulta muy frágil. Sin embargo, nunca se ha constatado un problema de patología debido a esto.

5. DUCTILIDAD DE ARMADURAS Y REDISTRIBUCIÓN DE SOLICITACIONES

Independientemente de la metodología utilizada para evaluar la ductilidad en secciones transversales de hormigón armado, existe un parámetro fundamental consensuado por la práctica totalidad de la comunidad técnica: la ductilidad de la armadura traccionada. Según las principales normas, como el Eurocódigo 2, el (CM, 2020) y el código de construcción ACI (ACI, 2019) la armadura debe poseer una ductilidad adecuada, definida por EC2 y (CM, 2020) por ϵ_{max} y f_s/f_y . Estos dos parámetros determinan la clase de acero, y la capacidad de redistribución. ACI (ACI, 2019) permite la redistribución de momentos a partir de deformaciones específicas en la armadura de tracción.

Podría darse el caso de que un determinado acero no cumpliera uno de los dos parámetros de ductilidad $\epsilon_{\max}$ o f_s/f_y para ser clasificado en una determinada clase y, sin embargo, en el otro tuviese un valor que excediese el mínimo exigido para pertenecer a esa clase. En este caso, el acero en cuestión quedaría en la clase correspondiente al valor que penaliza al acero y, por ejemplo, las posibilidades de redistribución de las estructuras armadas con él serían menores o no podría ser empleado en zona sísmica. En este punto, cabría preguntarse ¿no sería posible que el exceso en uno de estos dos parámetros fuese capaz de compensar lo que falta en el otro? Con esta idea surgió el concepto de acero equivalente desarrollado en los boletines 218 y 242 del CEB. Se obtuvieron expresiones (acero equivalente) que considerando $\epsilon_{\max}$ y f_s/f_y dicesen lugar a una única ecuación que los englobase.

De todas las expresiones tal vez la que más se ha difundido ha sido la de Cosenza, que además aparece en el CM 2020, como posibilidad para evaluar la ductilidad de un acero. A partir de resultados experimentales, Cosenza obtuvo que la capacidad de giro plástico de una viga dependía únicamente de la ductilidad del acero. Con los resultados experimentales realizó un análisis paramétrico (Figura 5), obtuvo la capacidad de giro plástico para vigas armadas con aceros sin y con escalón de cedencia y obtuvo el parámetro p de acero equivalente en los dos casos.

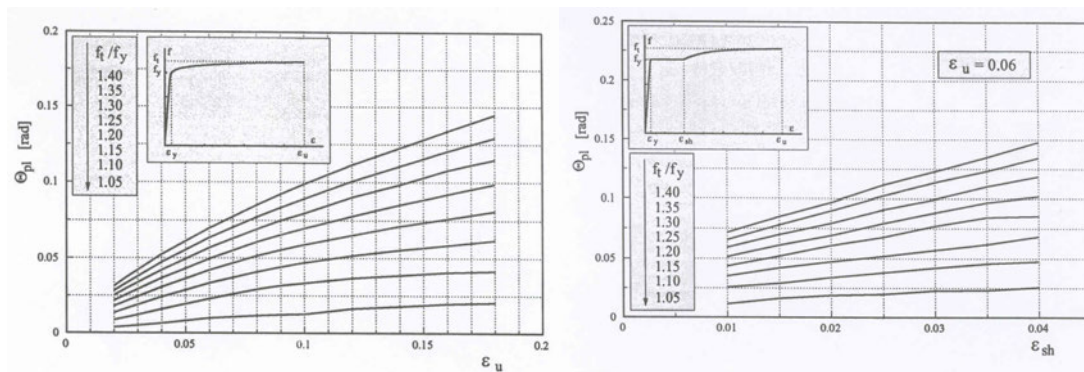


Figura 5. Análisis paramétrico de vigas realizado por Cosenza

$$p = \epsilon_u^{0.75} \left[\frac{f_t}{f_y} - 1 \right]^{0.8} \quad (1)$$

$$p = \left((\epsilon_u - \epsilon_y) + 3\epsilon_{sh} \right)^{0.75} \left(\frac{f_t}{f_y} - 1 \right)^{0.8} \quad (2)$$

Sin embargo, Cosenza realizó su estudio a partir de una campaña experimental de vigas de HA con cuantías muy bajas de armadura. En estos casos, el fallo de la viga se produce por el agotamiento del acero, y la ductilidad de la armadura es el factor que condiciona la formación y el desarrollo de la rótula plástica. Sin embargo, cuando la cuantía de armadura llega a un determinado valor, el fallo se produce por agotamiento del hormigón y, entonces, la profundidad de fibra neutra o la ductilidad del hormigón pasan a tomar protagonismo en el problema (Figura 6). Se puede comprobar que para cuantías mecánicas inferiores a un 2 - 2.5%, el agotamiento de la sección se alcanza por el acero y la ductilidad de la sección es muy alta como evidencia la longitud de la rama horizontal correspondiente a la curvatura una vez alcanzada la fluencia. Sin embargo, para cuantías superiores de armadura, el fallo se produce por el hormigón y la ductilidad de la sección va siendo menor a medida que se incrementa la cuantía de acero.

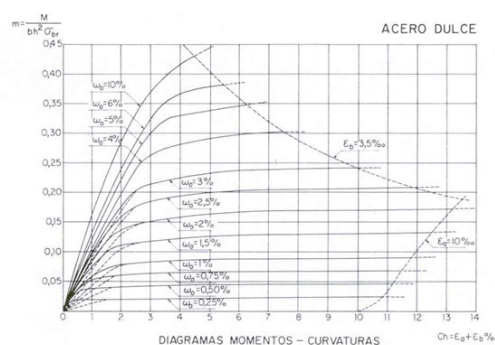


Figura 6. Fallo de la sección de una viga en función de su cuantía de armado (Calzón, 1972).

De lo anterior se deduce que las expresiones obtenidas por Cosenza no tienen validez general, únicamente pueden emplearse en vigas con bajas cuantías de armado.

6. CONCLUSIONES

Se han realizado numerosos trabajos acerca de la ductilidad del acero y su influencia en la posibilidad de redistribuir solicitaciones en estructuras de hormigón armado. Sin embargo, el tema todavía no está cerrado.

En España se han calculado durante decenios los forjados con elementos prefabricados de hormigón con cálculos plásticos, sin ninguna consideración de ductilidad, a pesar de la enorme fragilidad de esta tipología estructural en la sección de apoyo donde termina el macizado de hormigón.

Los procedimientos de cálculo redistribuido a partir de un análisis lineal pueden ofrecer algunas ventajas en proyectos de obra nueva y pueden significar enormes ahorros económicos en la evaluación de estructuras ya construidas.

Las expresiones obtenidas por Cosenza para el acero equivalente y contenidas en el CM 2020 no tienen validez general, únicamente pueden emplearse en vigas con bajas cuantías de armado.

REFERENCIAS

- Mari Bernat, A. R. (1987a). Dimensionamiento de secciones de hormigón armado orientado a garantizar un nivel de ductilidad. *Informes De La Construcción*, 39(389), 87–95. <https://doi.org/10.3989/ic.1987.v39.i389.1667>
- Mari Bernat, A. R. (1987b). Ductilidad seccional y redistribución de esfuerzos en estructuras hiperestáticas de hormigón armado y pretensado. *Hormigón Y Acero*, 38(163). Recuperado a partir de <https://www.hormigonyacero.com/index.php/ache/article/view/919>
- Luo, D., & Li, B. (2023). Moment redistribution capacity of continuous RC beams with high-strength steel reinforcement. *Structures*, 51, 13–24. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.03.005>
- Lopes, A. V., Lou, T., & Lopes, S. M. R. (2025). On the ductility of RC beam section: A revision and up to date of conclusions. *Engineering Structures*, 322, 119105. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.119105>
- Yu, Y., Lee, S., Ahn, H., & Cho, J.-Y. (2023). Residual performance of reinforced concrete beams damaged by low-velocity impact loading. *Journal of Structural Engineering*, 149(4), 04022267. <https://doi.org/10.1061/JSENDH.STENG-11697>
- Zafra, J. M. (1911). Construcciones de hormigón armado. Primera parte. *Mecánica del hormigón armado*. Madrid: Imprenta y Encuadernación de V. Tordesillas.
- Comité Euro-International du Béton (CEB). (1993). Ductility: Reinforcement; progress report of Task Group 2.2 “Ductility Requirements for Structural Concrete - Reinforcement” (Bulletin d’Information 218). Lausanne: CEB.
- British Standards Institution. (2015). Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. London: BSI.
- International Federation for Structural Concrete (fib). (2020). Model Code 2020. Volume 1. Lausanne: Fédération Internationale du Béton.
- Comité Euro-International du Béton (CEB). (1998). Ductility of reinforced concrete structures (Bulletin d’Information 242). Lausanne: CEB.
- American Concrete Institute. (2019). Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318–19). <https://doi.org/10.14359/51716937>
- Canadian Standards Association. (2014). CSA A23.3-14: Design of concrete structures. Toronto: CSA.
- Australia Standards. (2009). AS 3600–2009: Concrete structures. Strathfield: Standards Australia.
- Bagge, N., O’Connor, A., Elfgren, L., & Claus, P. (2014). Moment redistribution in RC beams – A study of the influence of longitudinal and transverse reinforcement ratios and concrete strength. *Engineering Structures*, 80, 11–23. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.08.029>

- Carmo, RNF., & Lopes, SMR. (2005). Ductility and linear analysis with moment redistribution in reinforced high-strength concrete beams. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 32(1), 194–203. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.01.014>
- Carmo, RNF., & Lopes, SMR. (2008). Available plastic rotation in continuous high-strength concrete beams. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 35(10), 1152–1162. <https://doi.org/10.1139/L04-080>
- Lou, T., Lopes, S. M. R., & Lopes, A. V. (2017). Effect of relative stiffness on moment redistribution in reinforced high-strength concrete beams. *Magazine of Concrete Research*, 69(14), 716–727. <https://doi.org/10.1680/jmacr.15.00499>
- Tamrazyan, AG., & Sayed, YAK (2022). A practical model for moment redistribution in statically indeterminate RC beams. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*. <https://doi.org/10.1080/19648189.2022.2086179>
- Leonhardt, F., & Mönning, B. (1993). *Estructuras de hormigón armado. Tomo III: Bases para el armado de estructuras de hormigón armado*. Buenos Aires: Librería Editorial El Ateneo.
- Martínez Calzón, J., & Martínez Calzón, J. (1972). *Comportamiento y cálculo anelástico de las estructuras hiperestáticas de hormigón armado y pretensado*. Madrid: Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento