

Influencia del tipo de acero en la capacidad de redistribución en losas de hormigón armado

Influence of the type of steel on the redistribution capacity in reinforced concrete slabs

INDEX

1. INTRODUCTION
2. RESEARCH OBJECTIVES
3. DUCTILITY OF CONCRETE REINFORCEMENTS
4. DESCRIPTION OF THE STRUCTURAL MODEL CHOSEN IN THE EXPERIMENTAL STUDY
5. RESULTS OBTAINED
6. REINFORCEMENT DUCTILITY VS MAXIMUM REDISTRIBUTION
7. REINFORCEMENT DUCTILITY VS SAFETY AGAINST COLLAPSE
8. CONCLUSIONS AND PROPOSALS

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN
2. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN
3. LA DUCTILIDAD DE LAS ARMADURAS PARA HORMIGÓN
4. DESCRIPCIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL ELEGIDO EN EL ESTUDIO EXPERIMENTAL
5. RESULTADOS OBTENIDOS
6. RELACIÓN DUCTILIDAD DE LAS ARMADURAS VS REDISTRIBUCIÓN MÁXIMA
7. RELACIÓN DUCTILIDAD DE LAS ARMADURAS VS SEGURIDAD FRENTE AL COLAPSO
8. CONCLUSIONES Y PROPUESTAS

1. INTRODUCTION

The question of redistribution of stresses in a structure or safety against collapse necessarily involves a discussion of its non-linear behaviour.

It is generally thought that the earliest studies, conducted over a century ago, of non-linear, also known as plastic, behaviour of materials and, therefore, structures were prompted by the observation of two separate phenomena. On the one hand, it was found that in practice the strength of statically indeterminate steel members was substantially greater than the design strength calculated using the principles of linear, sometimes also called elastic, theory.

On the other, strain in these same statically indeterminate structures, after a certain point, was found to rise steeply with very small load increases, a pattern that diverged from the linear behaviour envisaged.

It was nearly spontaneously assumed that the only explanation for this unpredicted behaviour was the existence of creep or plastification processes in the material.

As the years went by and research continued, these phenomena came to be more and more precisely understood and even mathematically formulated (Tresca, St Venant, Levy, Von Mises, Prandtl, Melan, Prager, Kacinsky, Bleich, Baker, Thurmann and many others studied non-linear behaviour in steel structures). Studies on non-linear behaviour in connection with reinforced concrete techniques were undertaken much later, after World War II, and it was not until 1953 that Professors A.L.L. Baker, Macchi and Guyon, among others, spurred research on the subject within the CEB.

Since reinforced concrete is a composite material, such studies called for in-depth research, on the one hand, into the behaviour of each material (concrete and steel) separately under different situations and, on the other, into the interaction between the two once joined to acquire an understanding of the behaviour of the compound structure as a whole.

In the earliest research on non-linear behaviour in reinforced concrete members, it was assumed that the concrete was the cause of collapse in all cases, since the steel was thought to be sufficiently ductile so as not to limit the rotation of the plastic hinges formed. Thus, for instance, the Model Code published in 1978 disregarded the effect of the steel on rotation capacity altogether in its formulation of the rotation vs x/d relationship.

Later research, in particular in Germany (Eligehausen, Langer, Eibl, Curbach and Stempniewski, among others) revealed differential behaviour in non-linear regimes depending on the ductility characteristics of the steel used in the reinforcement. On the basis of such research, the rotation - x/d curve was modified in the Model Code published in 1990, adopting a model in which the type of steel, in terms of ductility, has an effect on the maximum admissible plastic rotation capacity.

In Spain, Internac's Main Laboratory, in conjunction with the Asociación de Trefiladores del Acero (Association of Cold-working Steel Manufacturers), conducted an experimental survey on the behaviour of statically indeterminate slabs (with two equal spans) reinforced with steel with different degrees of ductility (very low, low and high) to study the relationship between steel ductility and the actual redistribution capacity in the slabs.

2. OBJECTIVES OF THIS PAPER

Three basic objectives were addressed:

1. INTRODUCCIÓN

Siempre que se trata sobre la capacidad de redistribución o la seguridad frente al colapso de una estructura se implica la consideración de su comportamiento no lineal.

Está generalmente admitido que fueron dos los caminos que, hace más de un siglo, condujeron al inicio del estudio del comportamiento no lineal, a veces llamado plástico, de los materiales y, por ende, de las estructuras. Por una lado, se observó como en la práctica la capacidad resistente de piezas hiperestáticas de acero aumentaba, de forma muy considerable, en relación con la obtenida a través de los principios de la teoría lineal, a veces también llamada elástica.

Por otro lado, se comprobó, en estas mismas estructuras hiperestáticas, cómo a partir de un momento dado, las deformaciones que se obtenían eran muy importantes para pequeños incrementos de la carga, apartándose del comportamiento lineal previsto.

De forma casi espontánea se pensó en que un cierto fenómeno de fluencia o plastificación debía producirse en el material para justificar este apartamiento del comportamiento previsto.

Así, a través de los años se fueron conociendo cada vez con más precisión estos fenómenos y su formulación matemática se hizo realidad (Tresca, St. Venant, Levy, Von Mises, Prandtl, Melan, Prager, Kacsinzy, Bleich, Baker, Thurlimann, y tantos otros que estudiaron el comportamiento no lineal en el campo de las estructuras metálicas).

En la técnica del hormigón armado, los estudios sobre el comportamiento no lineal se retrasan considerablemente hasta después de acabada la Segunda Guerra Mundial y solo a partir de 1953 se inicia un fuerte impulso de su investigación en el seno del CEB, auspiciada, entre otros, por los Profesores A.L.L. Baker, Macchi y Guyon.

Al ser el hormigón armado un material compuesto, se hizo preciso estudiar en profundidad, por un lado, el comportamiento bajo distintas situaciones de cada material por separado (hormigón y acero) y, por otro, las interacciones entre ambos una vez unidos para llegar a conocer el comportamiento del compuesto hormigón armado.

En las primeras investigaciones sobre el comportamiento no lineal de elementos de hormigón armado, se supuso que el hormigón era el causante en todos los casos del colapso ya que al acero se le suponía ductilidad suficiente para no limitar las rotaciones de las rótulas plásticas formadas. Así, en el Código Modelo del 78, se adopta para la relación rotaciones - x/d , un esquema en el que el acero no interviene en la capacidad de rotación.

Investigaciones posteriores, sobre todo en Alemania (Eligehausen, Langer, Eibl, Curbach y Stempniewski, entre otros) manifiestan el diferente comportamiento en régimen no lineal en función de las características de ductilidad del acero empleado como armadura. Con base en estas investigaciones se modifica la curva rotaciones - x/d en el Código Modelo de 1990 y se adopta una en la que el tipo de acero, en función de su ductilidad, influye en la capacidad de rotación plástica máxima admisible.

En España y con la colaboración de la Asociación de Trefiladores del Acero, se realiza un estudio experimental, llevado a cabo por el Laboratorio Central de Intemac sobre el comportamiento de losas hiperestáticas (de dos vanos iguales) armadas con aceros de distintos niveles de ductilidad (muy bajo, bajo y alto) con el fin de estudiar la relación entre la ductilidad del acero y la capacidad de redistribución real alcanzada en las losas.

2. OBJETIVOS DE ESTE TRABAJO

Tres son sus objetivos básicos:

- a) Concept of ductility applied to reinforcements. Proposal for assessing ductility by means of the plastic energy factor and the ductility factor.
- b) Study of the dependency of redistribution capacity in the members tested on the ductility of the reinforcement steel.
- c) Assessment of real safety against collapse of the structural members studied for different degrees of steel ductility.

Objective a)

Ductility may be simply defined as the capacity of steel to resist substantial strain under stress values above its elastic limit. Although this concept is readily understood, its quantitative assessment is no simple matter.

The definition of reinforcement ductility is based on the consideration of two parameters that can be obtained from steel stress-strain curves: the **total elongation under maximum loading or ϵ_{\max}** and the f_s/f_y ratio, also known as **toughness**, i.e., the relationship between the ultimate strength or maximum unit stress (f_s) and the yield strength or stress corresponding to the elastic limit (f_y). The higher these parameters are, the greater is ductility but, as pairs of values are involved, ductility cannot be univocally quantified. Moreover, in some situations these parameters may not provide sufficient information to compare or grade different kinds of steel in terms of this characteristic.

This paper proposes two methods for quantifying ductility and classifying steel in accordance with a single parameter, as discussed in Section 3 below.

Objective b)

As noted, the experimental protocol called for testing 12 slabs in which reinforcement ratios and steel ductility varied along the lines of the model described in Section 4. The results of the tests –to collapse– conducted on these structures are reviewed from different standpoints, relating the maximum redistribution capacity actually obtained to the ductility of the reinforcement used. This question is discussed in Section 6. Naturally, the reinforcement ratios adopted were restricted to the domain in which the steel is the weaker of the two materials in bending.

Objective c)

Another very interesting issue is likewise addressed, i.e., the relationship between steel ductility and a structural member's real safety against collapse. This involves comparing the real test load to the theoretical loads obtained by applying the verification formulas generally used for structural concrete sections. In this regard, the approximate verification formulas contained in Code EH-91 and the new EHE published in 1999 were applied. These questions are discussed in Section 7.

3. DUCTILITY OF CONCRETE STEEL REINFORCEMENT

One of the ways the author proposes to assess reinforcement ductility is by quantifying the available **plastic energy** in the steel, i.e., the area delimited by the stress-strain curve and the strain axis, bound at the upper end by the value of total elongation under maximum loading or ϵ_{\max} , as shown in Figure 1.

This assessment method affords a solution for classifying steel in terms of ductility, as shown in Figure 2, by using the so-called **Plastic Energy Factor (P.E.F.)** which represents the value of such energy available in the steel.

Another way to quantify the ductility value is by finding the area delimited by the stress-strain curve, a line parallel to the x (strain) axis that cuts across the y-axis at the yield strength value and a line parallel to the y (stress) axis intercepting the x axis at the ϵ_{\max} value (see Figure 3). This parameter is termed the **Ductility Factor (F.D.)**.

The classification of steel in terms of ductility resulting from this second approach to the problem is shown in Figure 4. In either case, i.e., whether computed by means of plastic energy or the ductility factor, reinforcement ductility can be univocally assessed and compared on the grounds of the f_s/f_y ratio and ϵ_{\max} values deriving from the stress-strain curve, values, which, in any event, must be furnished and guaranteed by the steel manufacturer in question.

4. DESCRIPTION OF THE STRUCTURAL MODEL CHOSEN IN THE EXPERIMENTAL SURVEY

The structural model adopted in the trials was a solid slab, continuous over two spans and with a uniform section, as illustrated in Figure 5.

With respect to the reinforcement, the same steel section was used over spans and supports, assuming, therefore, the maximum redistribution allowed in Slab Code EF 96 which, percentage-wise, means a very high degree of redistribution (on the order of 30%).

A considerable amount of effort had to be deployed to classify or, in some cases, even treat, the available steel to achieve the ductility levels envisaged for the reinforcement.

FACTOR DE ENERGÍA PLÁSTICA PLASTIC ENERGY FACTOR

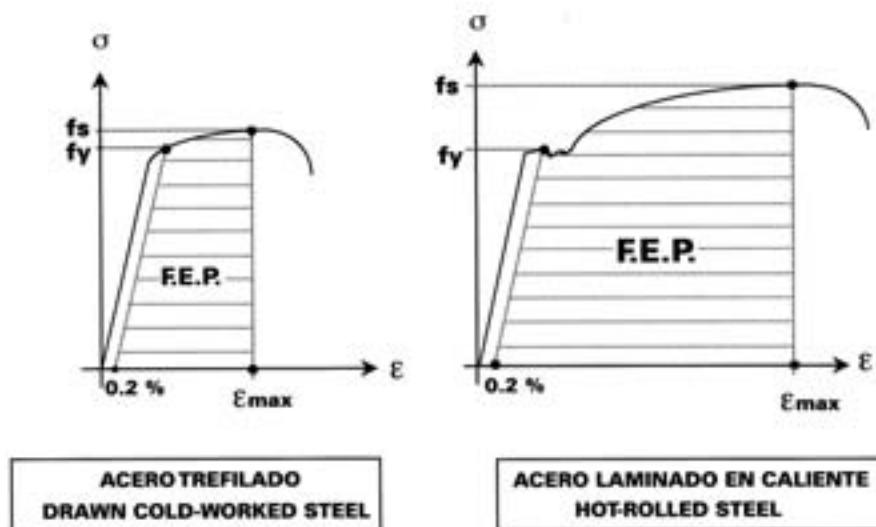


Fig. 1

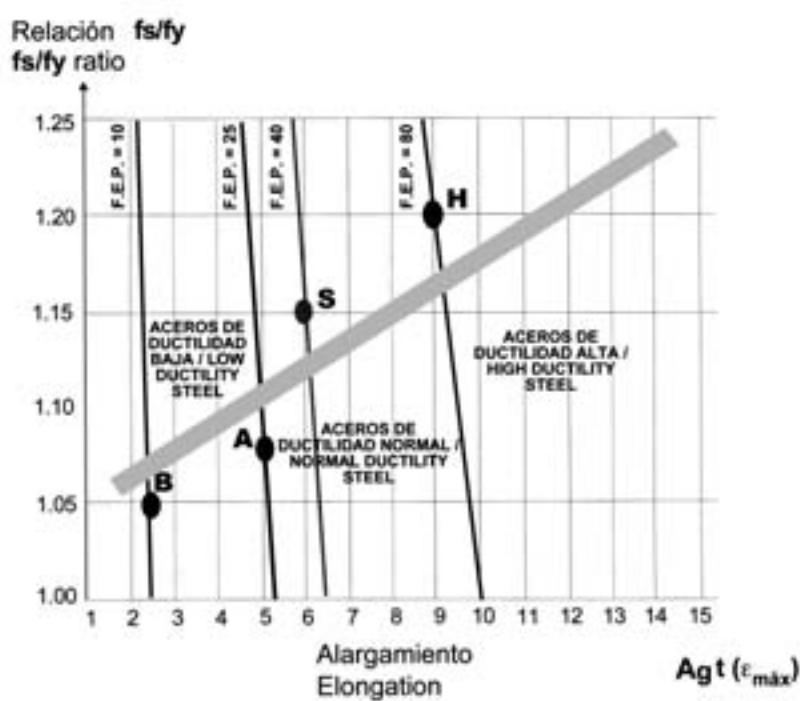


Fig. 2. Clasificación mediante el Factor de Energía Plástica (FEP) de aceros de $f_y = 500$ Mpa.
Fig. 2. Plastic Energy Factor (FEP) classification of steels with $f_y = 500$ Mpa.

FACTOR DE DUCTILIDAD DUCTILITY FACTOR

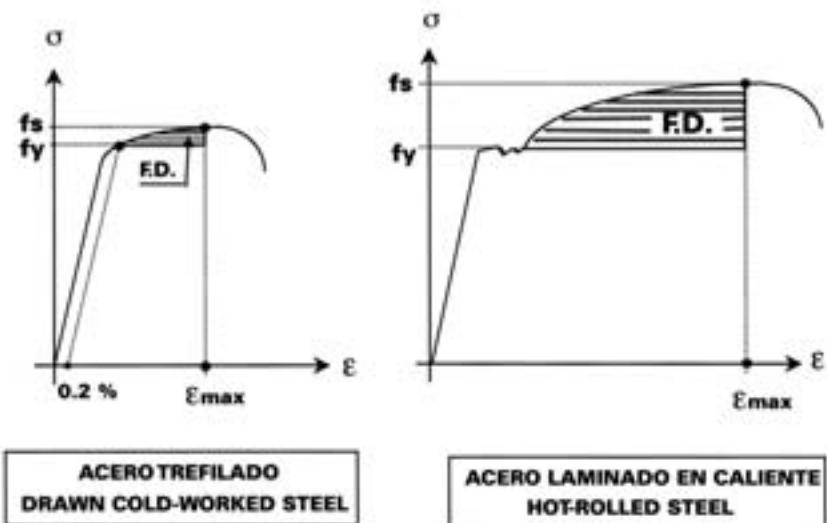


Fig. 3

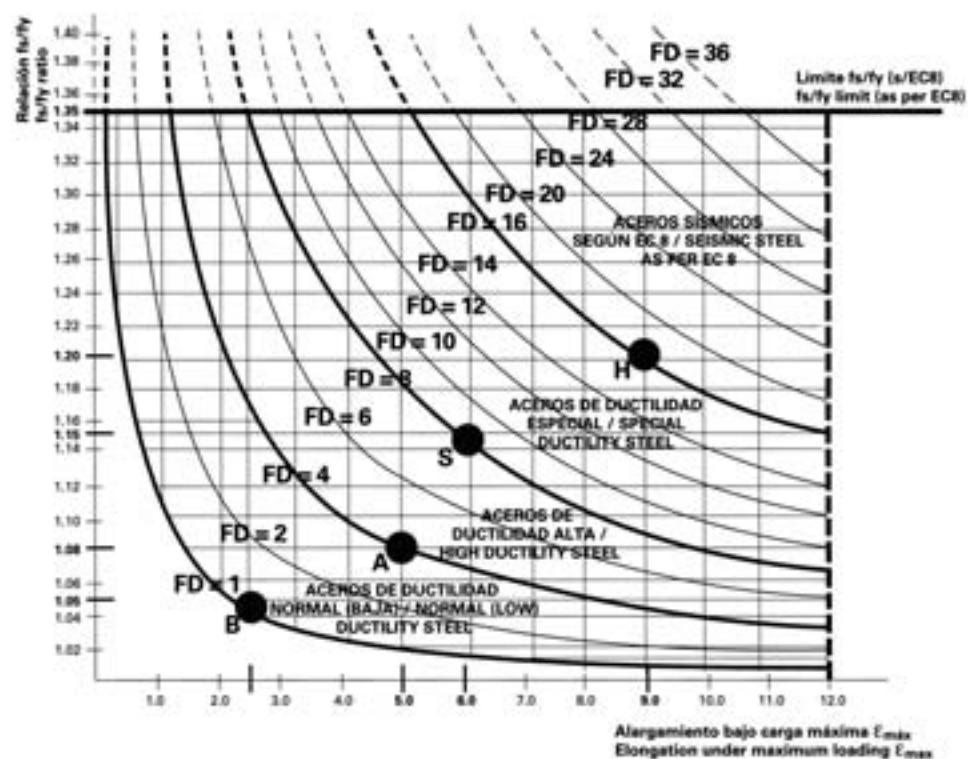


Fig. 4. Factor de ductilidad. Curvas de equiductilidad. Tipos de aceros.
Fig. 4. Ductility factor. Ductility curves. Types of steel.

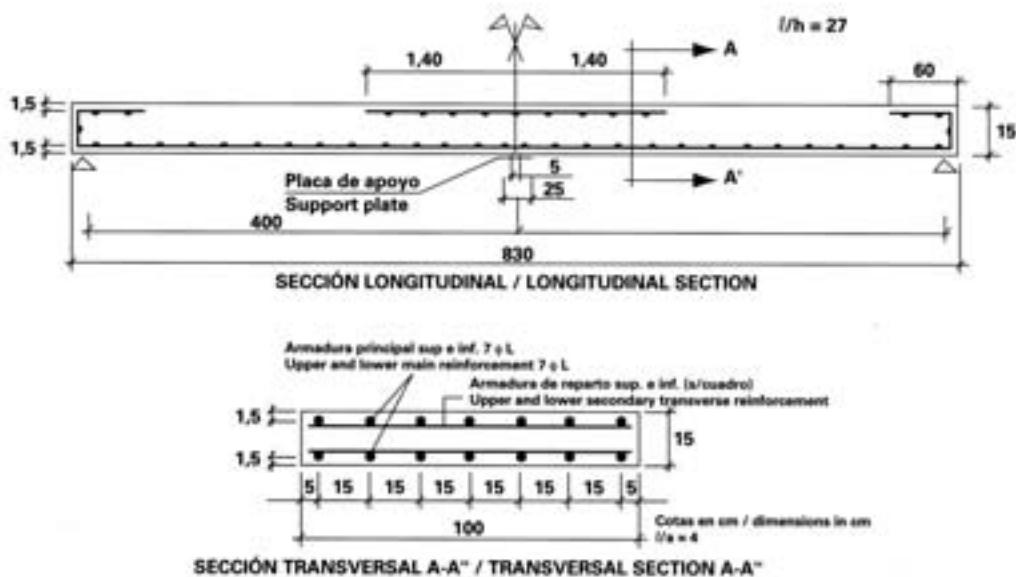


Fig. 5. Definición del modelo. Geometría. Disposición de las armaduras.
 Fig. 5. Definition of model. Geometry. Reinforcement pattern.

Losa Slab	Identificación Id. label	HORMIGÓN CONCRETE		ARMADURAS REINFORCEMENT					Representación gráfica Graphic representation (3)
		Resistencias a a compresión Compression strength Mpa (1)	Alarg. Rotura: A5 Elong. at failure: A5 (%) (2)	$\epsilon_{max}^{(A5)}$ $\epsilon_{max}^{(Elg)}$ (%) (2)	f_s/f_y (2)	Límite elástico f_y Yield strength f_y Mpa (2)	Carga de rotura f_s Ultimate strength f_s Mpa (2)		
1	TA ϕ 6	22.0	11.5	1.0	1.05	634.8	653.7	1	
2	TA ϕ 8	20.3	12.0	1.5	1.06	638.3	676.2	2	
3	TA ϕ 10	26.5	10.5	1.6	1.02	608.7	619.1	3	
4	TA ϕ 12	30.8	8.8	0.9	1.00	597.5	599.5	4	
5	TN ϕ 6	26.1	11.4	1.8	1.07	607.7	651.0	5	
6	TN ϕ 8	19.7	11.7	1.8	1.04	610.9	635.6	6	
7	TN ϕ 10	26.6	14.0	3.2	1.04	597.1	619.6	7	
8	TN ϕ 12	21.4	11.2	3.2	1.06	542.6	575.0	8	
9	SD ϕ 6	17.6	27.9	11.6	1.14	563.8	640.6	9	
10	SD ϕ 8	17.1	22.9	10.1	1.12	590.3	660.9	10	
11	SD ϕ 10	17.5	24.1	9.8	1.11	600.3	665.7	11	
12	SD ϕ 12	23.7	23.7	10.5	1.13	599.2	679.2	12	

(1) Valores medios determinados sobre probetas curadas en condiciones análogas a las losas y ensayadas a la misma edad que éstas.

Mean values determined from specimens cured under conditions analogous to slab curing conditions and tested at the same age.

(2) Valores medios de los resultados de los ensayos realizados sobre la arm. principal (ver tablas de resultados).

Mean values resulting from tests conducted on main reinf. (see results tables).

(3) Estos símbolos se utilizarán en lo sucesivo para representar a cada losa en gráficos, cuadros, etc.

These symbols will be used hereafter to represent slabs in graphs, tables, etc.

□ ACERO TREFILADO CON TRATAMIENTO ESPECIAL PARA OBTENER MUY BAJA DUCTILIDAD.
 DRAWN COLD-WORKED STEEL SPECIALLY TREATED TO GET VERY LOW DUCTILITY.

△ ACERO TREFILADO NORMAL BS20T EMPLEADO HABITUALMENTE EN MALLAS ELECTROSOLDADAS.
 NORMAL DRAWN COLD-WORKED STEEL, TYPE BS20T, GENERALLY USED IN WELDED WIRE FABRIC.

○ ACERO SOLDABLE LAMINADO EN CALIENTE TIPO BS20S.
 HOT-ROLLED WELDABLE STEEL, TYPE BS20S.

Cuadro I. Características de los materiales.

Table I. Material characteristics.

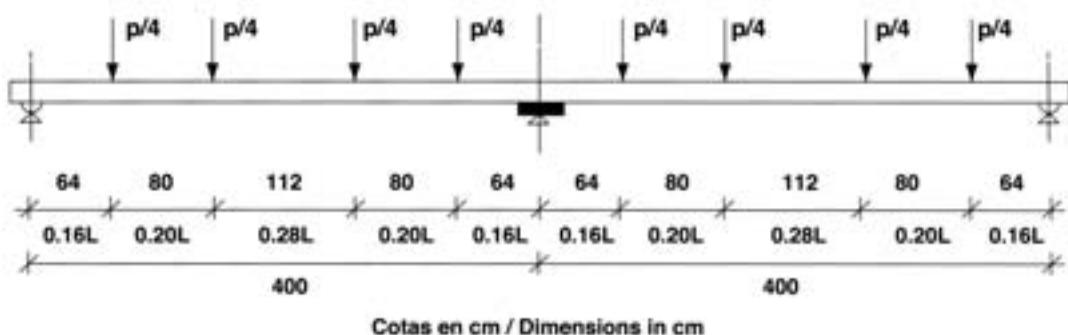


Fig. 6. Definición del modelo. Esquema de cargas.
Fig. 6. Definition of model. Load pattern.

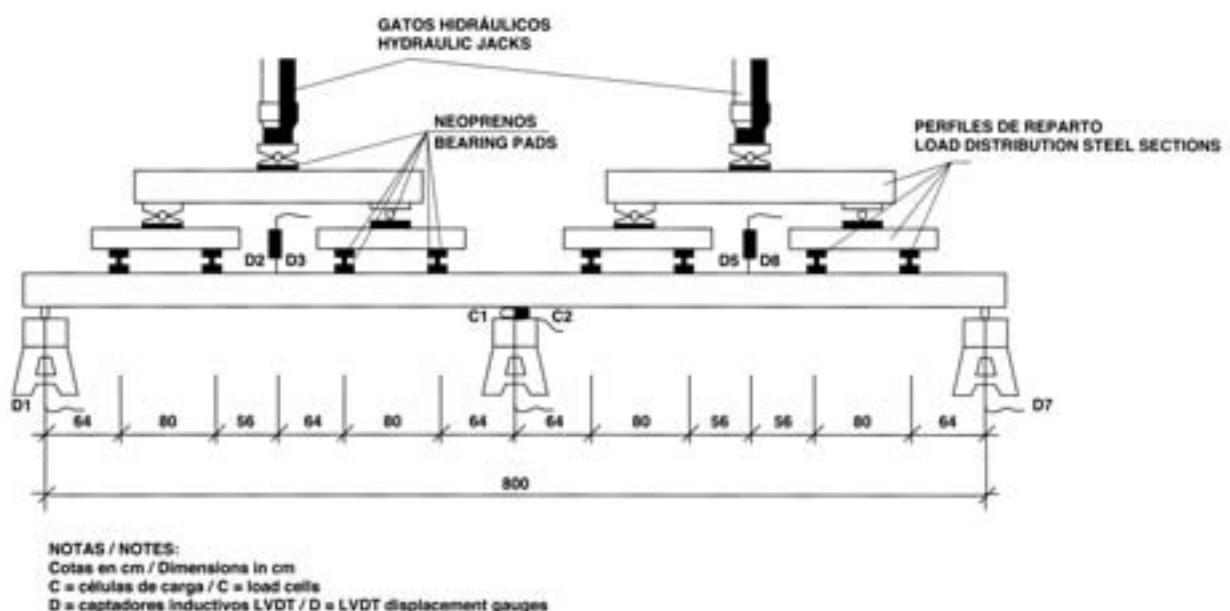


Fig. 7. Disposición del ensayo e instrumentación.
Fig. 7. Test set-up and instrumentation.

	LOSA n°	CARGA TOTAL MÁXIMA (t)	MTO. APOYO MÁXIMO (mt)	MTO. DE VANO MÁXIMO (mt)
CUANTÍA (*) 0.27% ARMADO 7 ø 6	1	4,70	2,29	1,77
	5	4,67	1,94	1,89
	9	4,63	2,13	1,91
CUANTÍA (*) 0.27% ARMADO 7 ø 8	2	7,94	3,56	2,98
	6	7,67	3,26	2,87
	10	8,16	3,23	3,34
CUANTÍA (*) 0.42% ARMADO 7 ø 10	3	10,81	4,59	4,35
	7	11,86	4,62	4,83
	11	12,79	4,75	5,41
CUANTÍA (*) 0.61% ARMADO 7 ø 12	4	15,13	6,07	6,29
	8	15,35	6,41	6,06
	12	17,61	6,69	6,95

ACERO DE MUY BAJA DUCTILIDAD ACERO DE BAJA DUCTILIDAD ACERO DE ALTA DUCTILIDAD

(*) Cuantía de acero referida a la sección útil de hormigón.

Cuadro II.

	SLAB No.	TOTAL MAXIMUM LOAD (t)	MAXIMUM SUPPORT MOMENT (mt)	MAXIMUM SPAN MOMENT (mt)
RATIO (*) 0.15% REINFORCEMENT 7 ø 6	1	4.70	2.29	1.77
	5	4.67	1.94	1.89
	9	4.63	2.13	1.91
RATIO (*) 0.27% REINFORCEMENT 7 ø 8	2	7.94	3.56	2.98
	6	7.67	3.26	2.87
	10	8.16	3.23	3.34
RATIO (*) 0.42% REINFORCEMENT 7 ø 10	3	10.81	4.59	4.35
	7	11.86	4.62	4.83
	11	12.79	4.75	5.41
RATIO (*) 0.61% REINFORCEMENT 7 ø 12	4	15.13	6.07	6.29
	8	15.35	6.41	6.06
	12	17.61	6.69	6.95

VERY LOW DUCTILITY STEEL LOW DUCTILITY STEEL HIGH DUCTILITY STEEL

(*) Ratio of reinforcement area referred to effective concrete section area.

Table II.

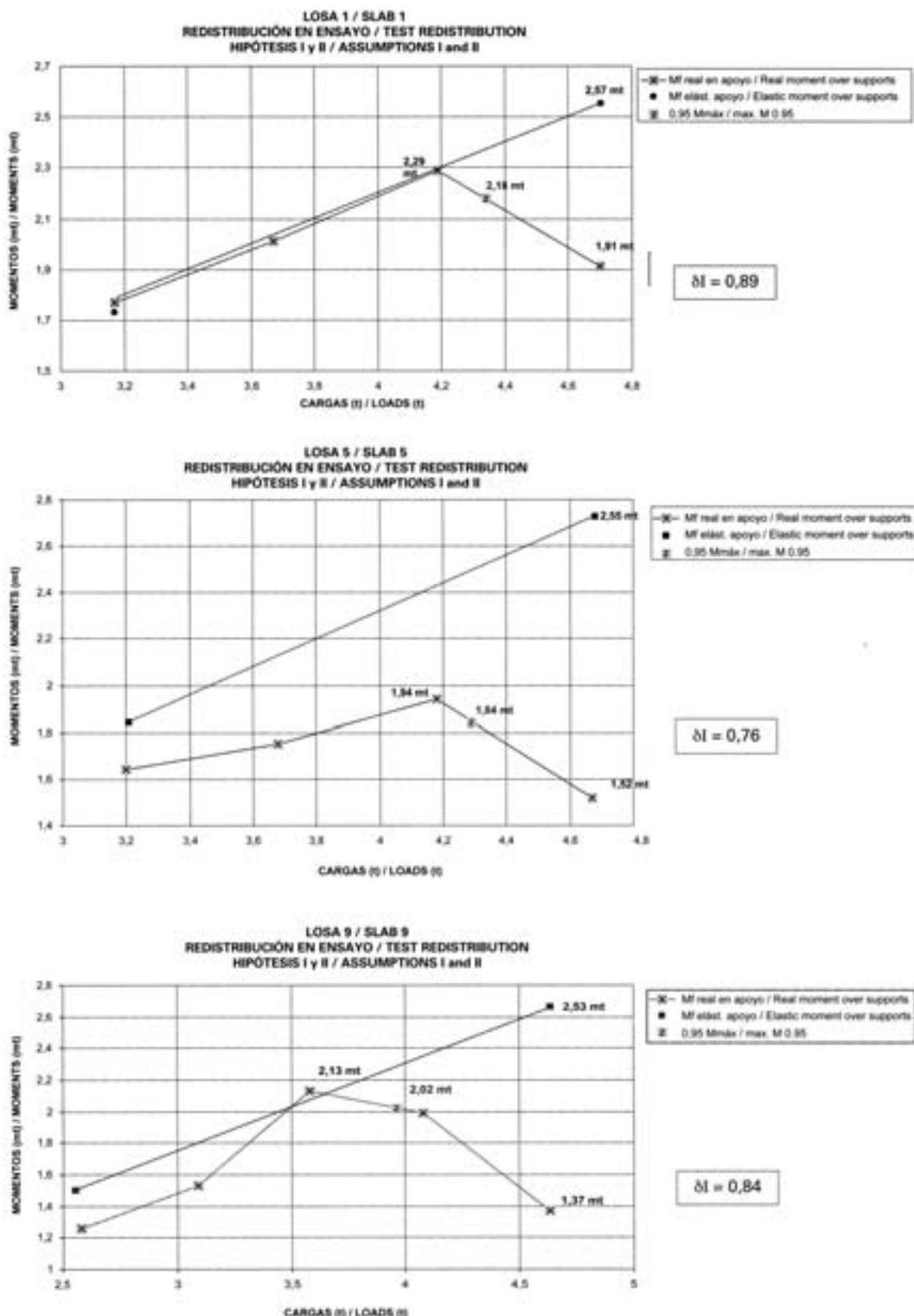


Fig. 8. Comparación redistribución obtenida en ensayo en losas de igual armado con aceros de distinta ductilidad.
ARMADO 7 Ø 6 mm.

Fig. 8. Comparison of test redistribution obtained in slabs reinforced at same ratio but with different ductility steel.
REINFORCEMENT 7 Ø 6 mm.

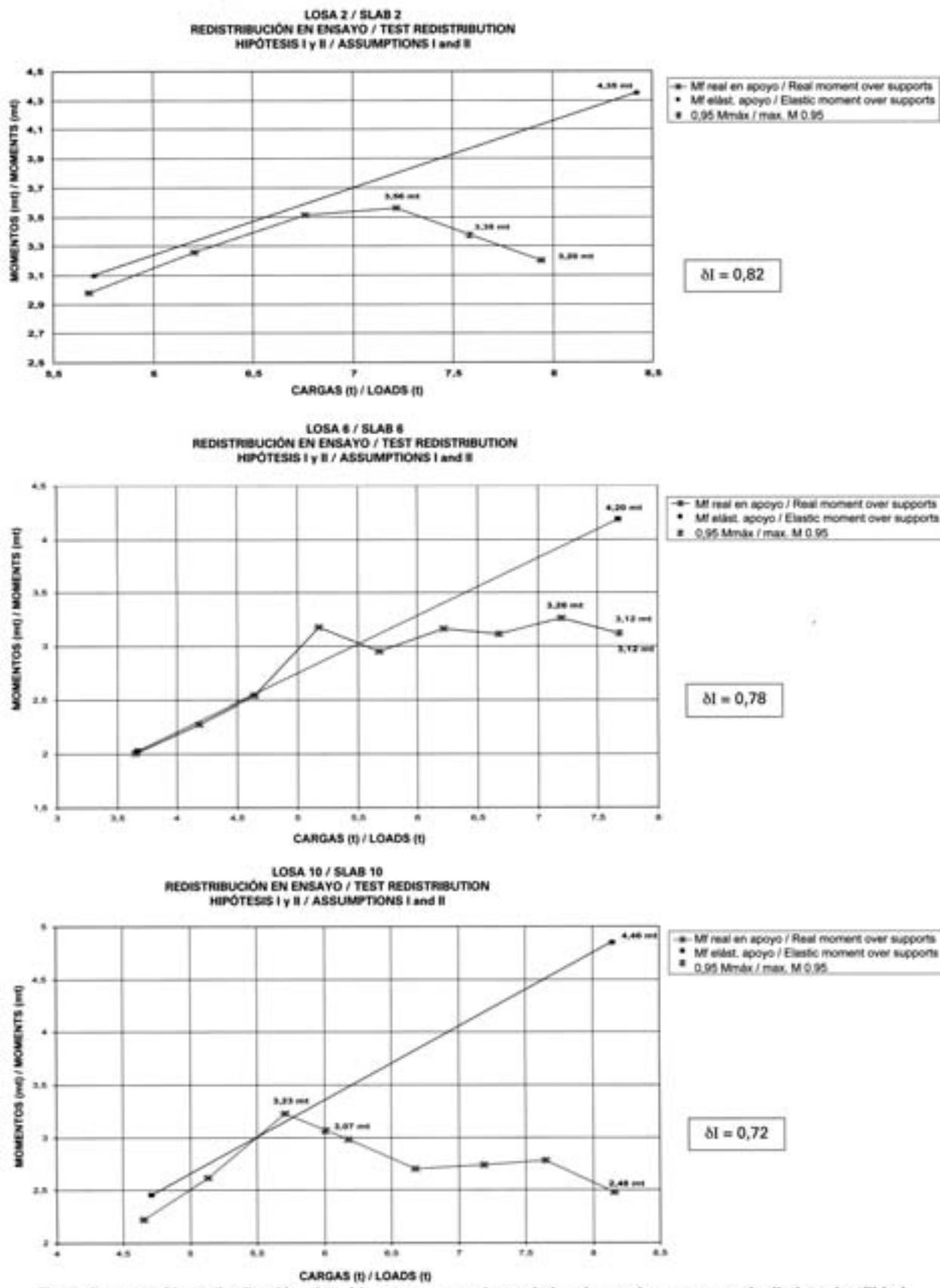
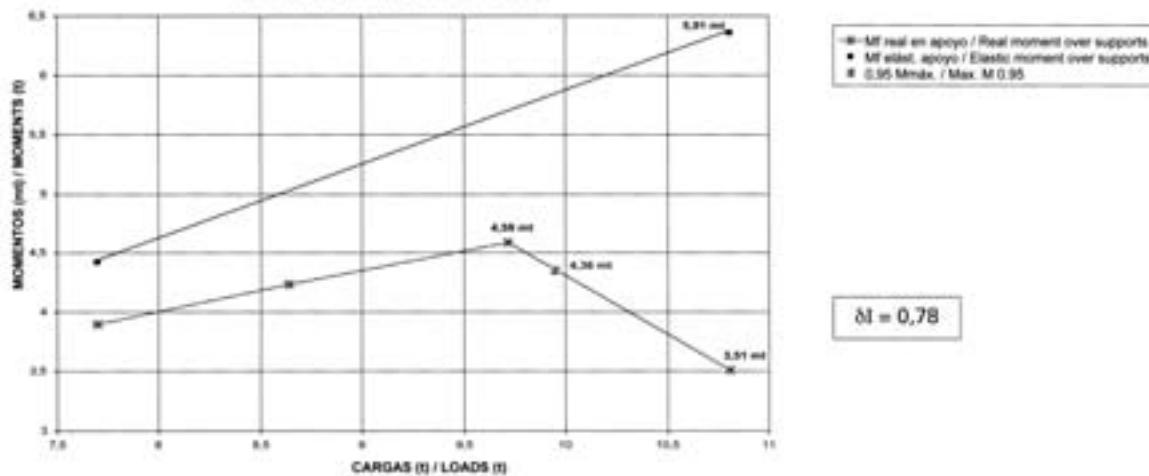


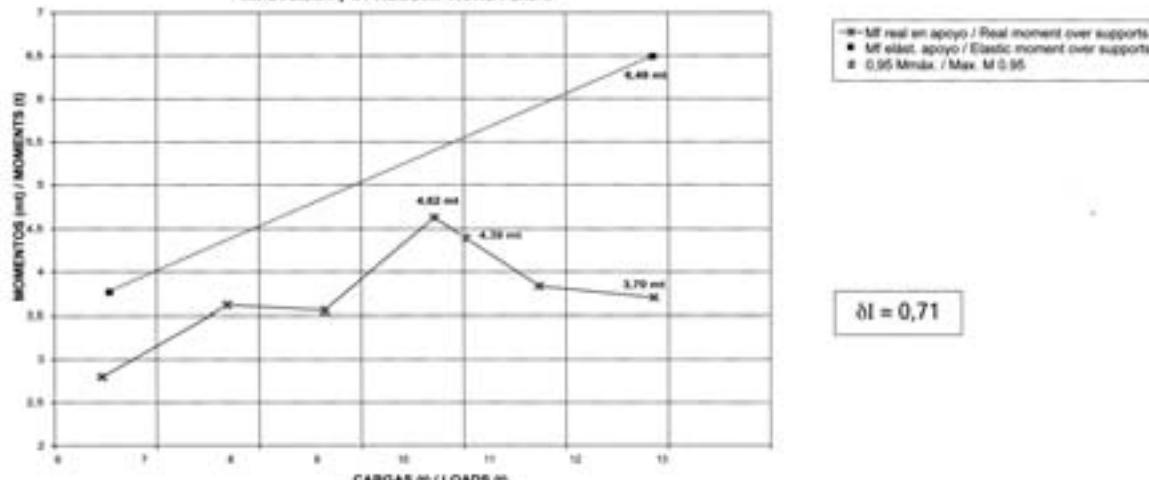
Fig. 9. Comparación redistribución obtenida en ensayo en losas de igual armado con aceros de distinta ductilidad.
ARMADO 7 Ø 8 mm.

Fig. 9. Comparison of test redistribution obtained in slabs reinforced at same ratio but with different ductility steel.
REINFORCEMENT 7 Ø 8 mm.

LOSA 3 / SLAB 3
REDISTRIBUCIÓN EN ENSAYO / TEST REDISTRIBUTION
HIPÓTESIS I y II / ASSUMPTIONS I and II



LOSA 7 / SLAB 7
REDISTRIBUCIÓN EN ENSAYO / TEST REDISTRIBUTION
HIPÓTESIS I y II / ASSUMPTIONS I and II



LOSA 11 / SLAB 11
REDISTRIBUCIÓN EN ENSAYO / TEST REDISTRIBUTION
HIPÓTESIS I y II / ASSUMPTIONS I and II

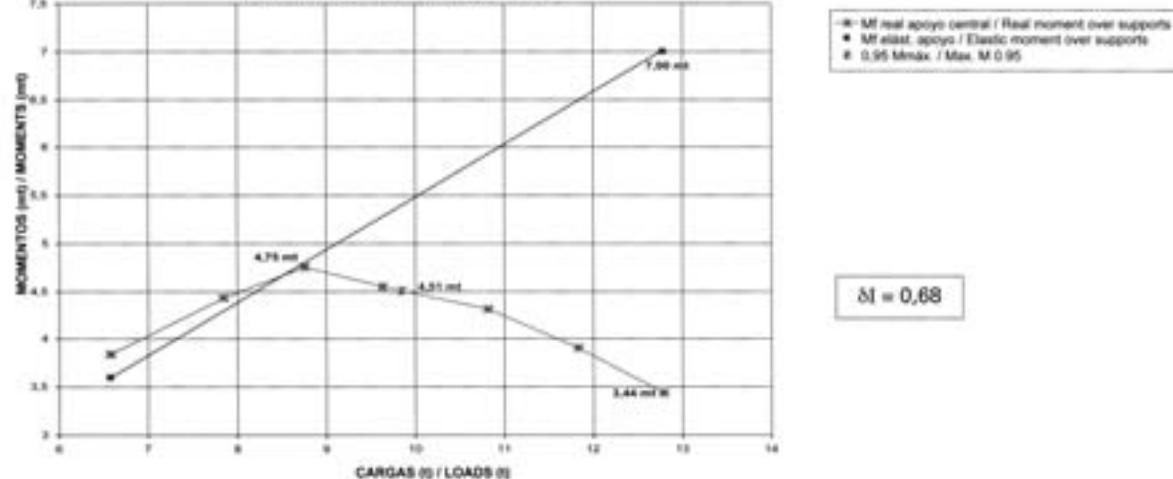


Fig. 10. Comparación redistribución obtenida en ensayo en losas de igual armado con aceros de distinta ductilidad.
ARMADO 7 Ø 10 mm.

Fig. 10. Comparison of test redistribution obtained in slabs reinforced at same ratio but with different ductility steel.
REINFORCEMENT 7 Ø 10 mm.

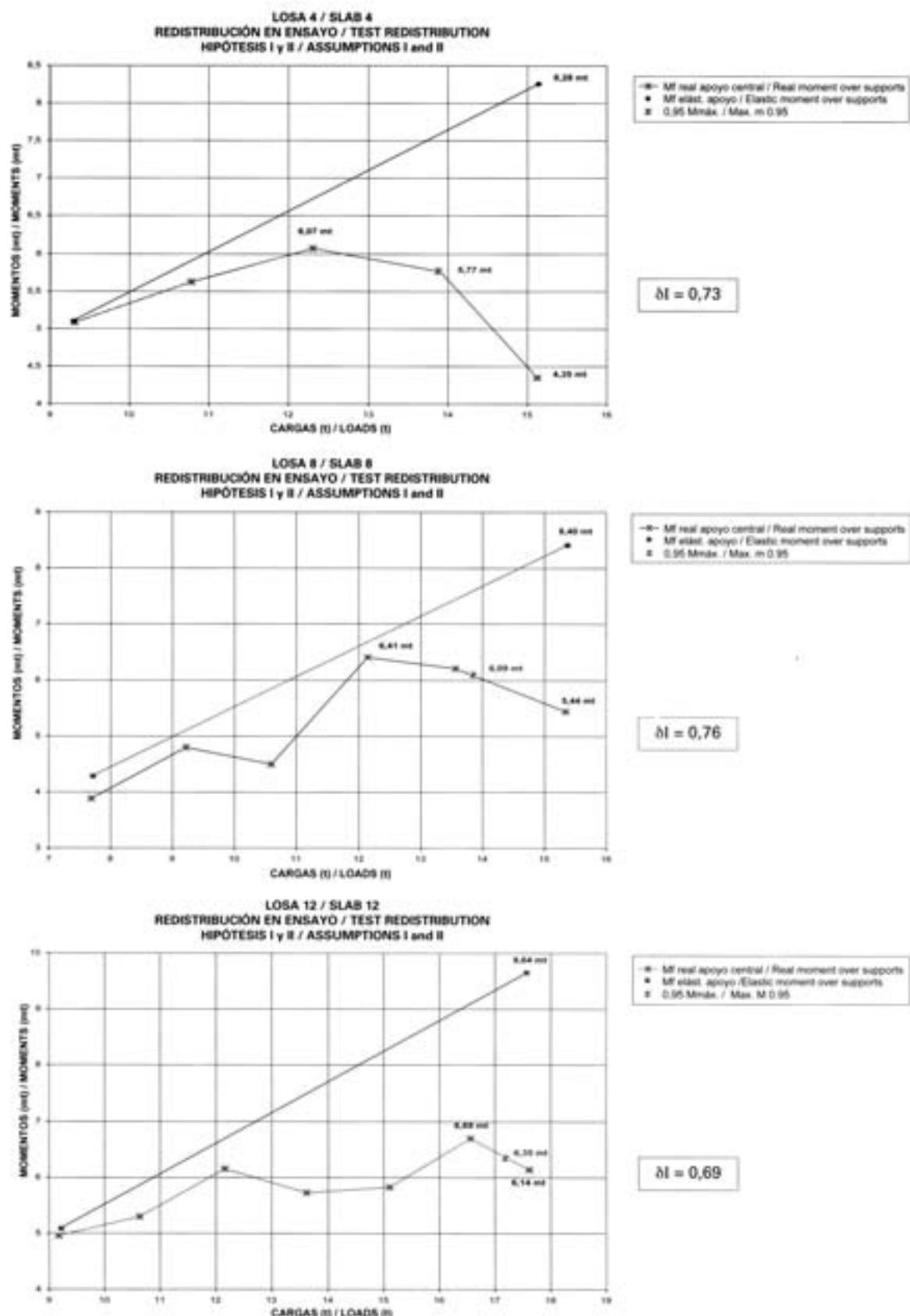


Fig. 11. Comparación redistribución obtenida en ensayo en losas de igual armado con aceros de distinta ductilidad.
ARMADO 7 Ø 12 mm.

Fig. 11. Comparison of test redistribution obtained in slabs reinforced at same ratio but with different ductility steel.
REINFORCEMENT 7 Ø 12 mm.

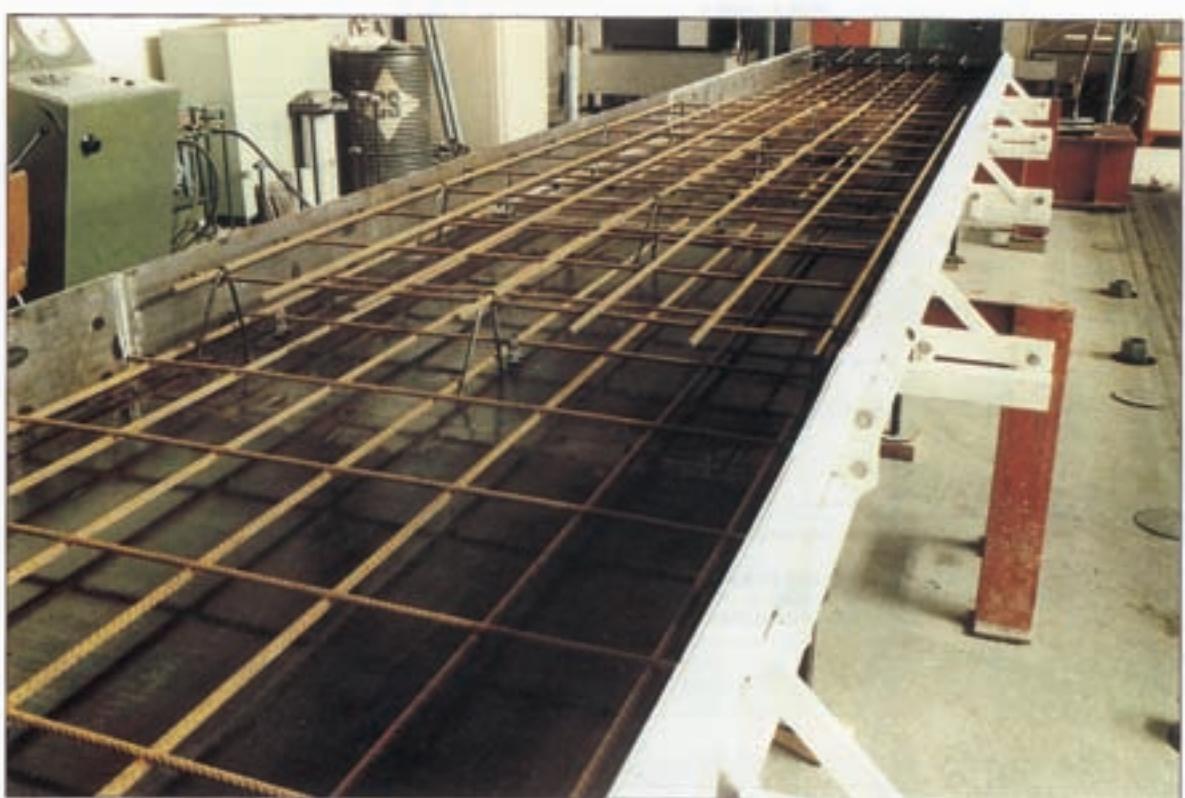


Foto 1. Colocación de las armaduras en un encofrado.
Photo 1. Placing reinforcement in forms.



Foto 2. Disposición general del ensayo.
Photo 2. General test set-up.



Foto 3. Colapso losa 5 (armada con acero de baja ductilidad).
Photo 3. Collapse of slab 5 (reinforced with low ductility steel).



Foto 4. Detalle rotura plástica formada en losa 12 (armada con acero de alta ductilidad).
Photo 4. Detail plastic hinge in slab 12 (reinforced with high ductility steel).

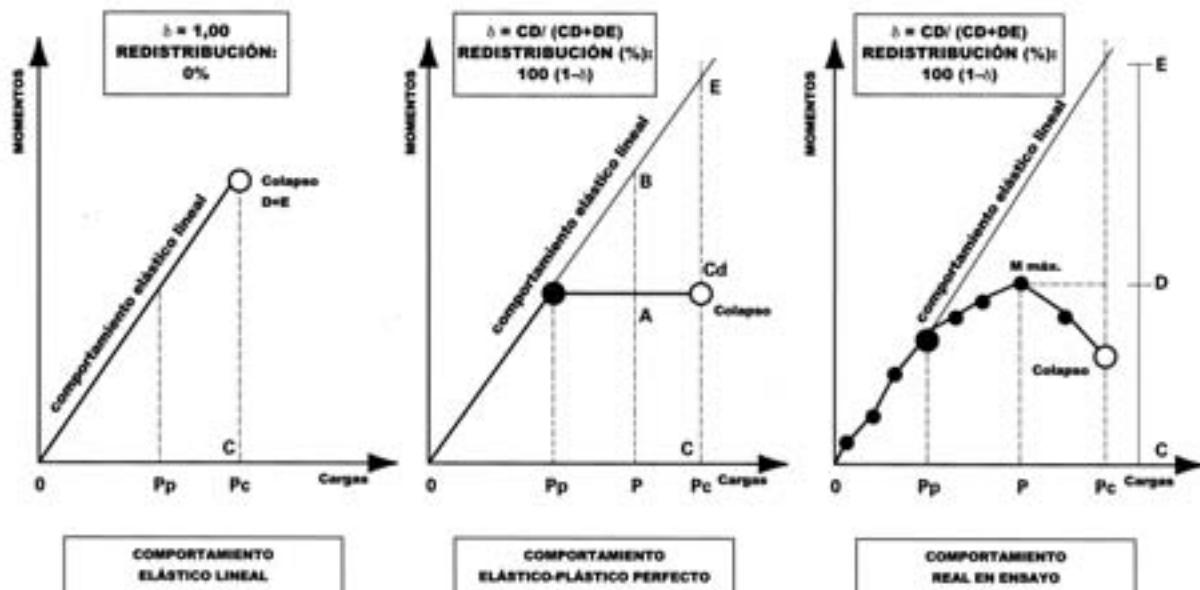


Fig. 12. Concepto de redistribución real en ensayo.

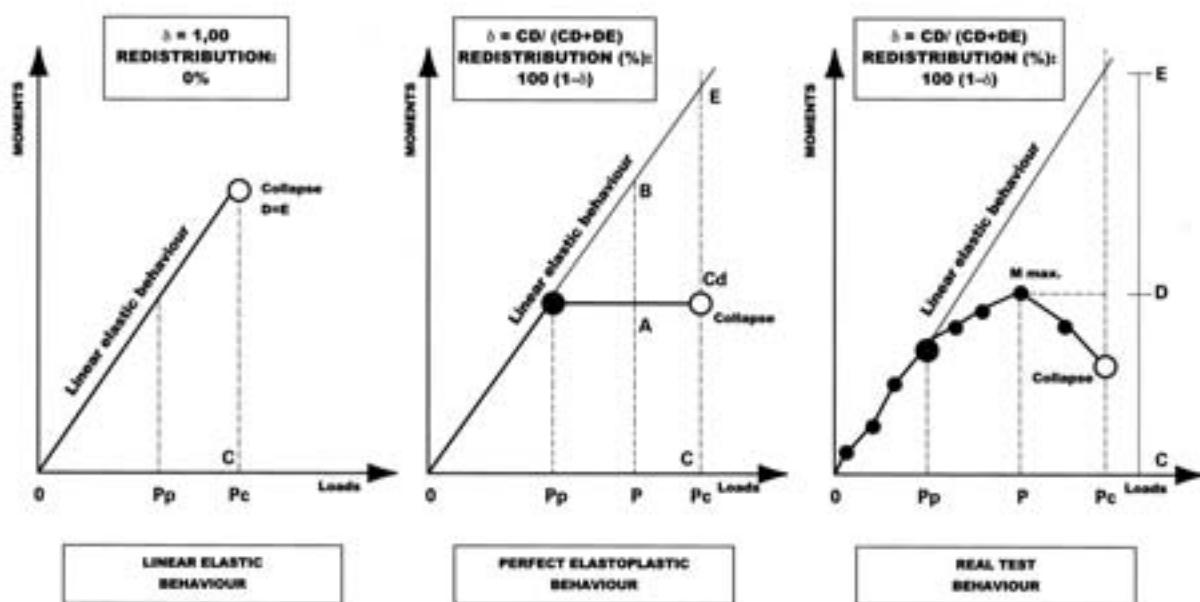


Fig. 12. Concept of real redistribution in testing.

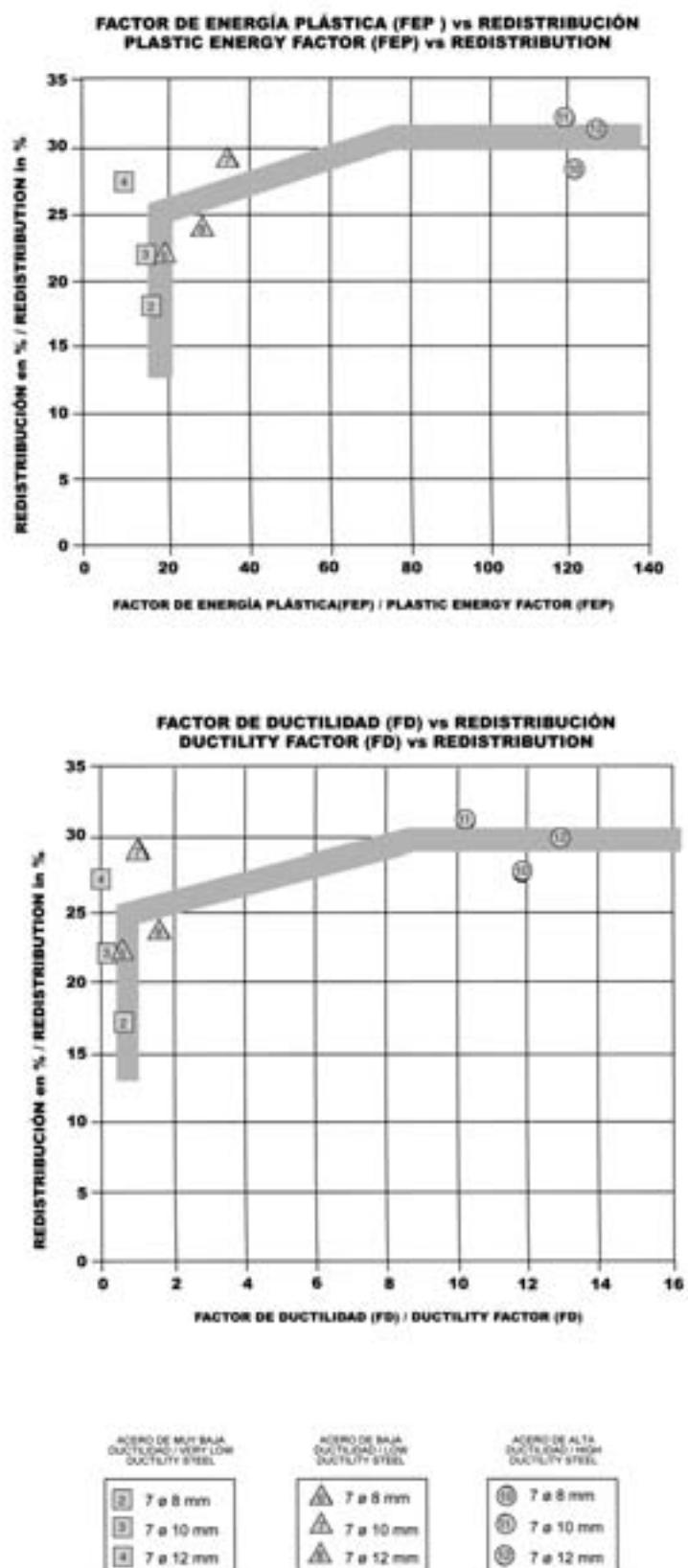


Fig. 13. Relación redistribución vs ductilidad (Factor de energía plástica "FEP" y factor de ductilidad "FD").
 Fig. 13. Redistribution vs ductility relationship (Plastic energy factor "FEP" and ductility factor "FD").

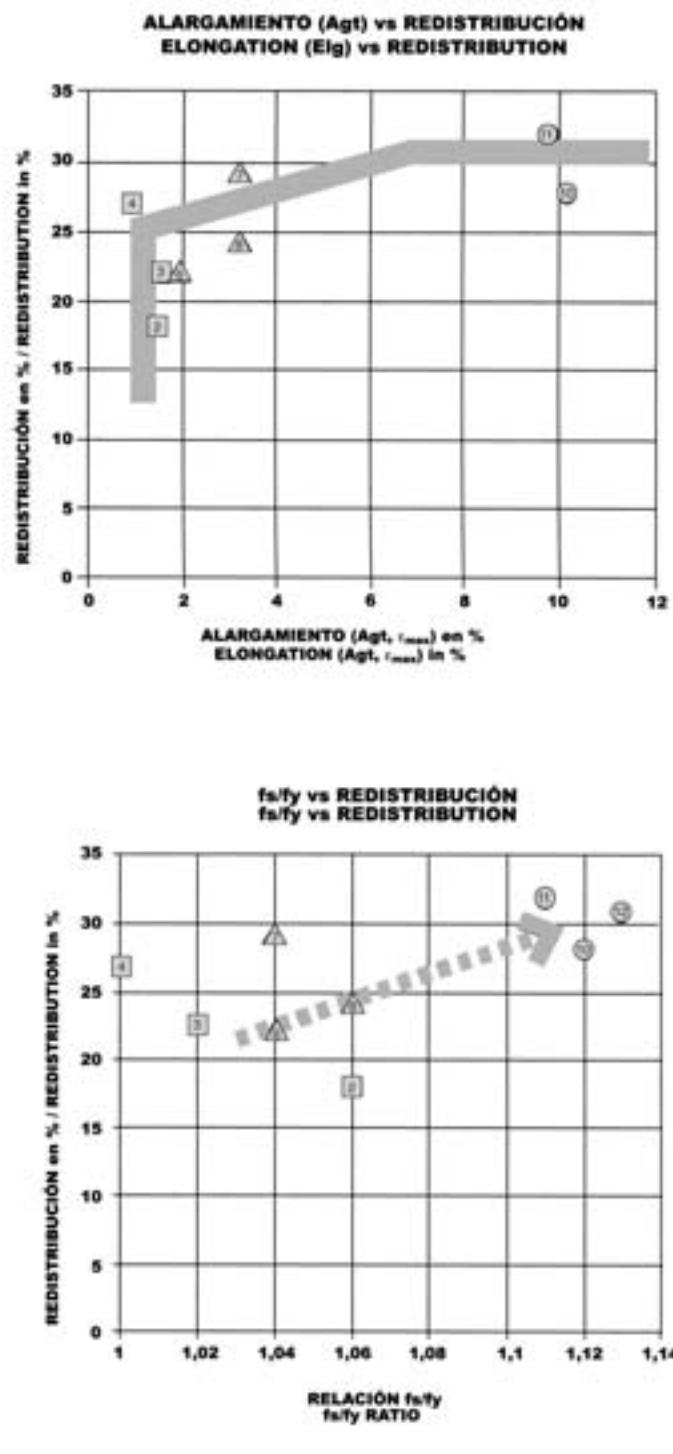


Fig. 14. Relación redistribución real vs parámetros clásicos de ductilidad (alargamiento Agt y relación fs/fy).
 Fig. 14. Real redistribution vs conventional ductility parameters (elongation Elg and fs/fy ratio).

RELACIÓN DUCTILIDAD DEL ACERO vs SEGURIDAD
STEEL DUCTILITY vs SAFETY

Fórmula de comprobación a flexión simple según IEH-91, con:
Flexure verification formula accordingly IEH-91:
 $\gamma_s = 1.00 \quad \gamma_e = 1.00 \quad \gamma_t = 1.00$

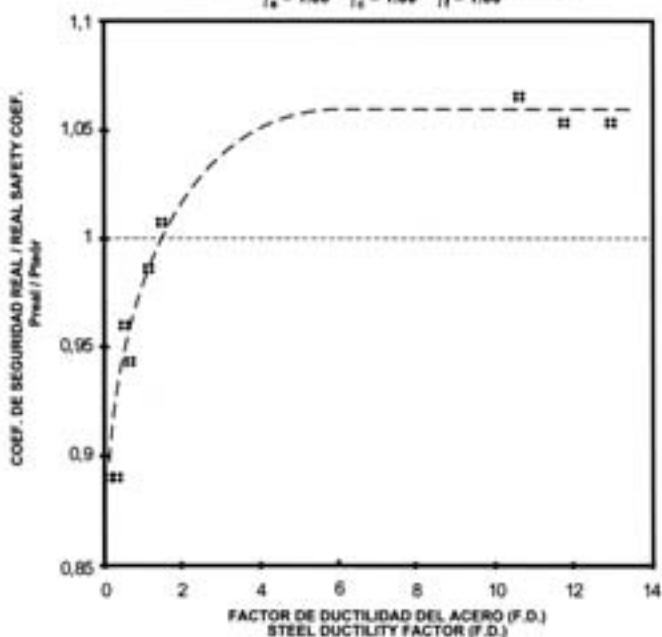


Fig. 15.

RELACIÓN DUCTILIDAD DEL ACERO vs SEGURIDAD
STEEL DUCTILITY vs SAFETY

Fórmula de comprobación a flexión simple según EHE, con:
Flexure verification formula accordingly EHE:
 $\gamma_s = 1.00 \quad \gamma_e = 1.00 \quad \gamma_t = 1.00$

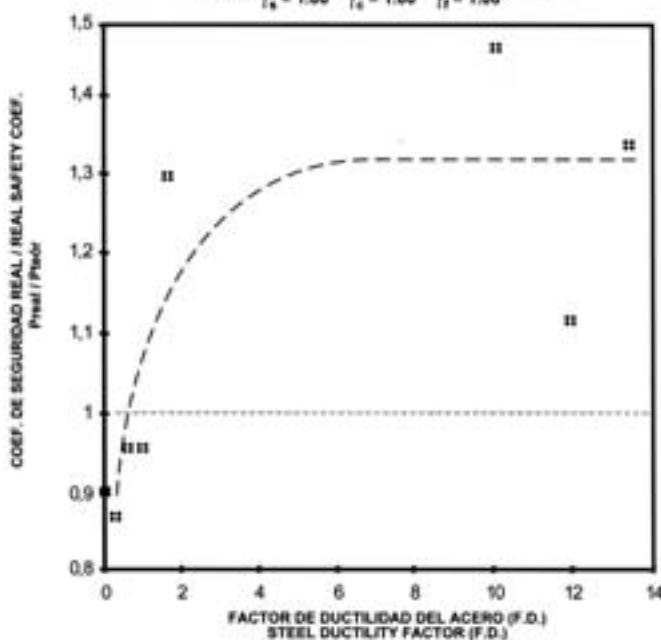


Fig. 16.

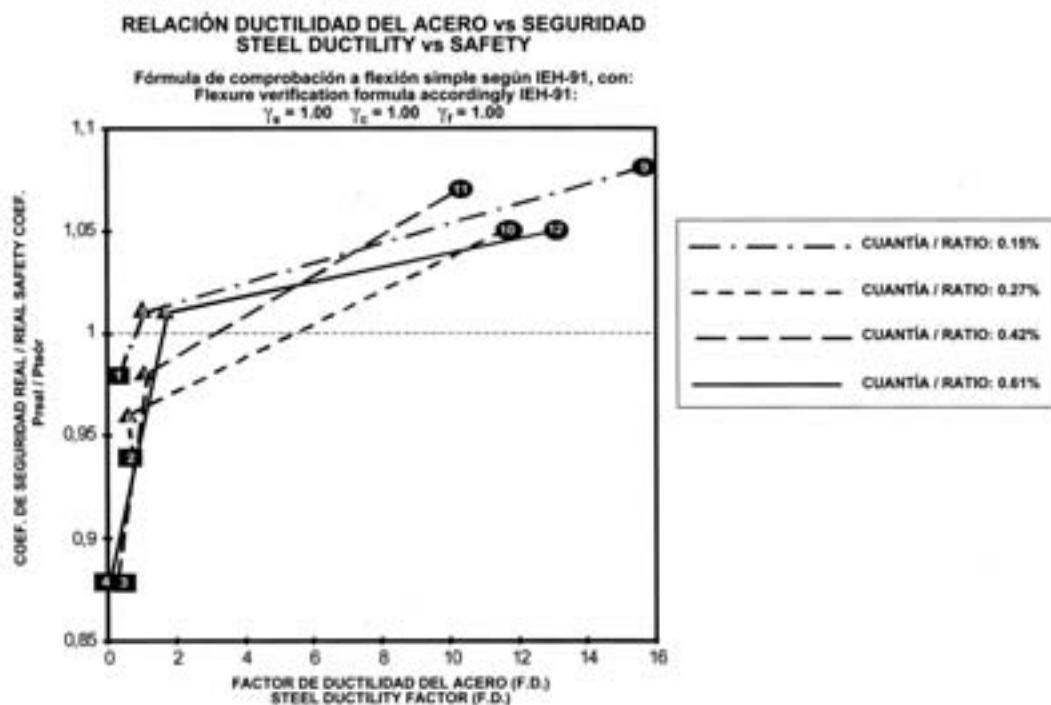


Fig. 17

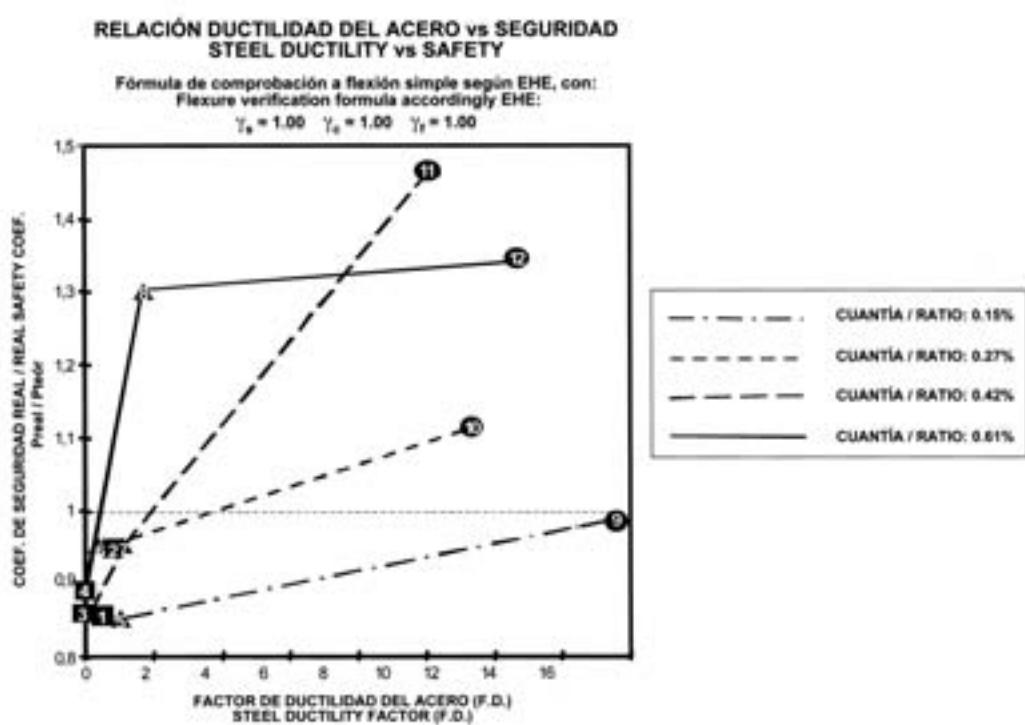


Fig. 18

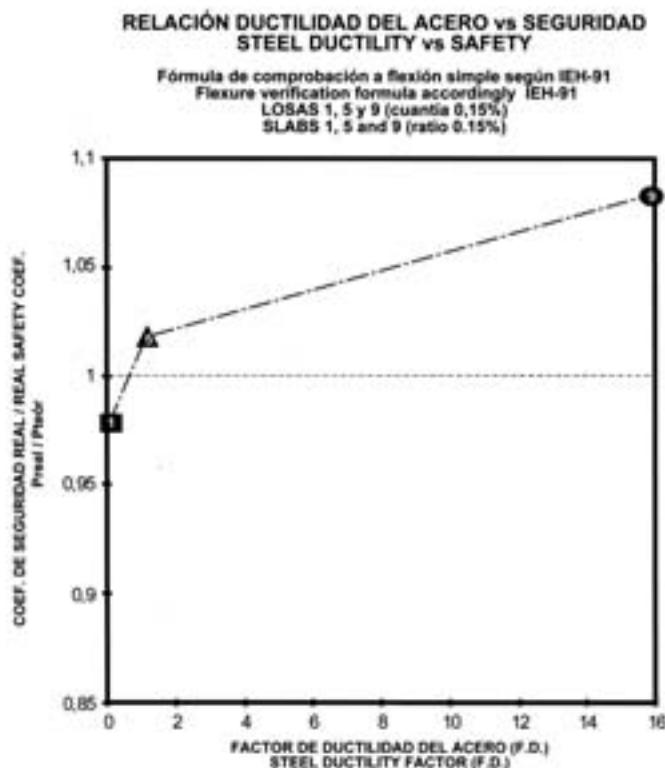


Fig. 19

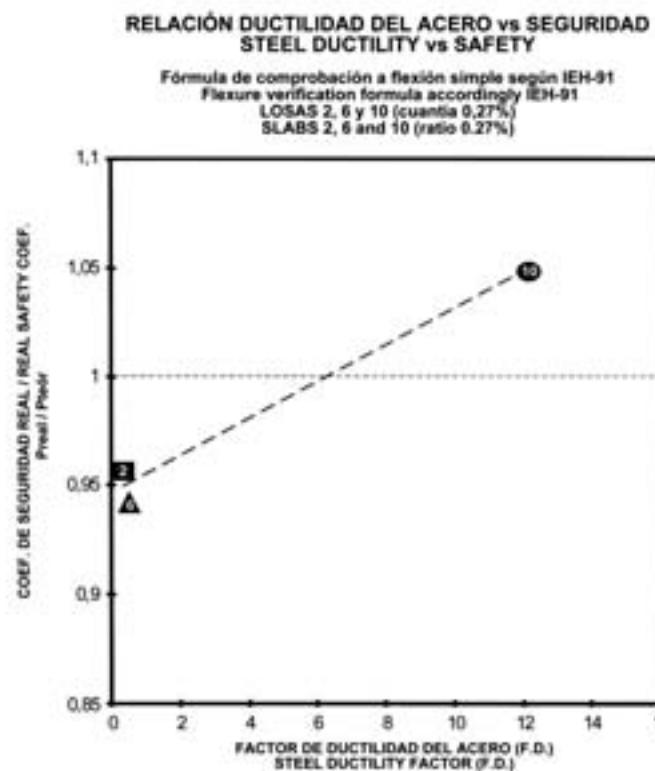


Fig. 20

RELACIÓN DUCTILIDAD DEL ACERO vs SEGURIDAD
STEEL DUCTILITY vs SAFETY

Fórmula de comprobación a flexión simple según IEH-91
 Flexure verification formula accordingly IEH-91
 LOSAS 3, 7 y 11 (cuantía 0,42%)
 SLABS 3, 7 and 11 (ratio 0,42%)

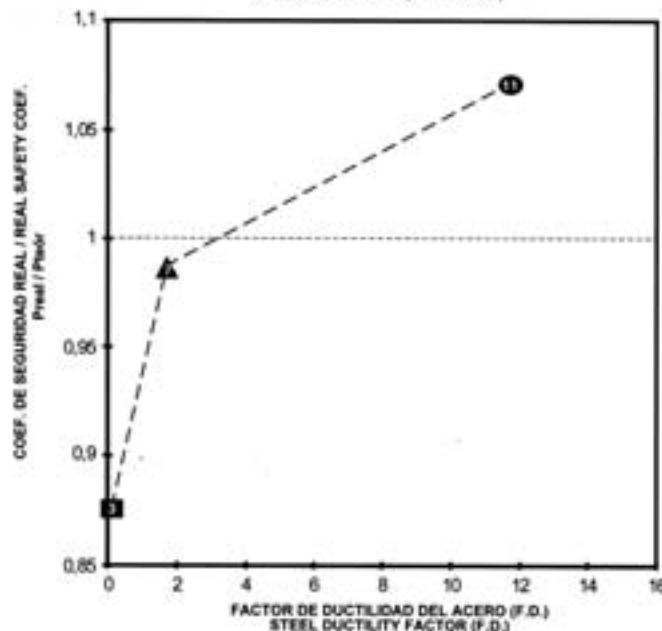


Fig. 21

RELACIÓN DUCTILIDAD DEL ACERO vs SEGURIDAD
STEEL DUCTILITY vs SAFETY

Fórmula de comprobación a flexión simple según IEH-91
 Flexure verification formula accordingly IEH-91
 LOSAS 4, 8 y 12 (cuantía 0,61%)
 SLABS 4, 8 and 12 (ratio 0,61%)

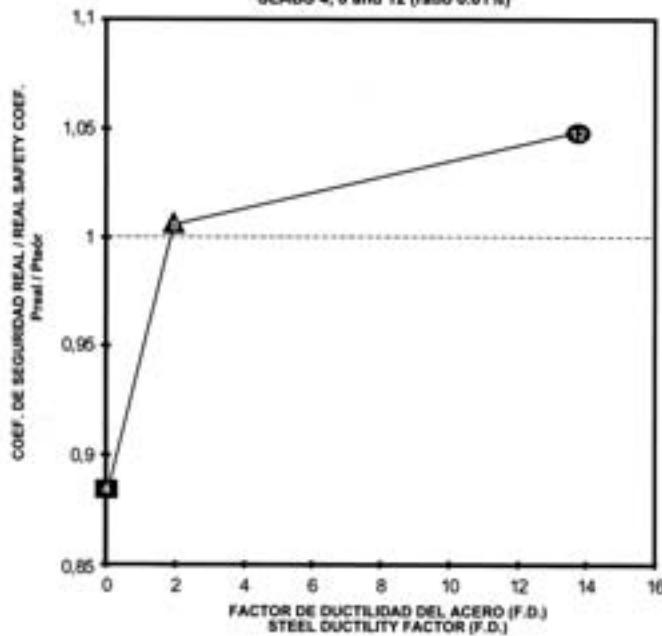


Fig. 22

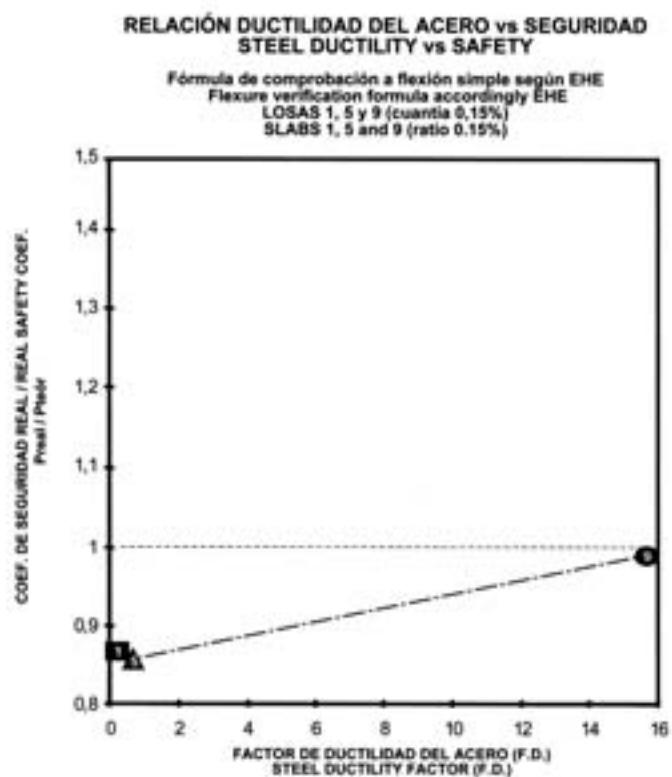


Fig. 23

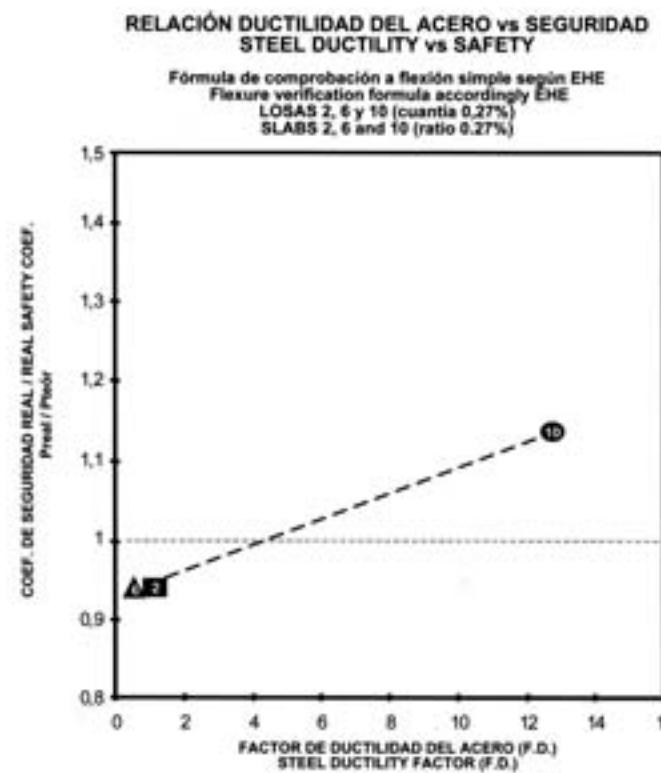


Fig. 24

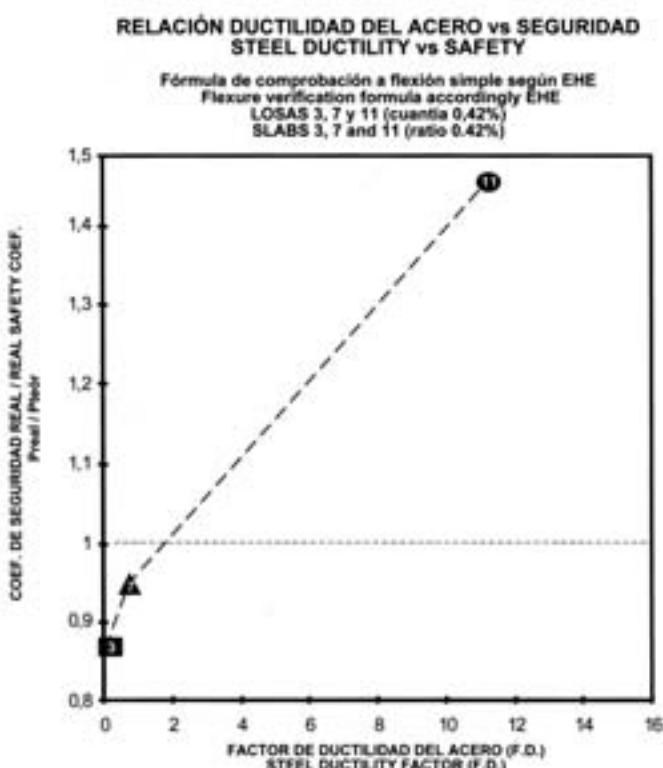


Fig. 25

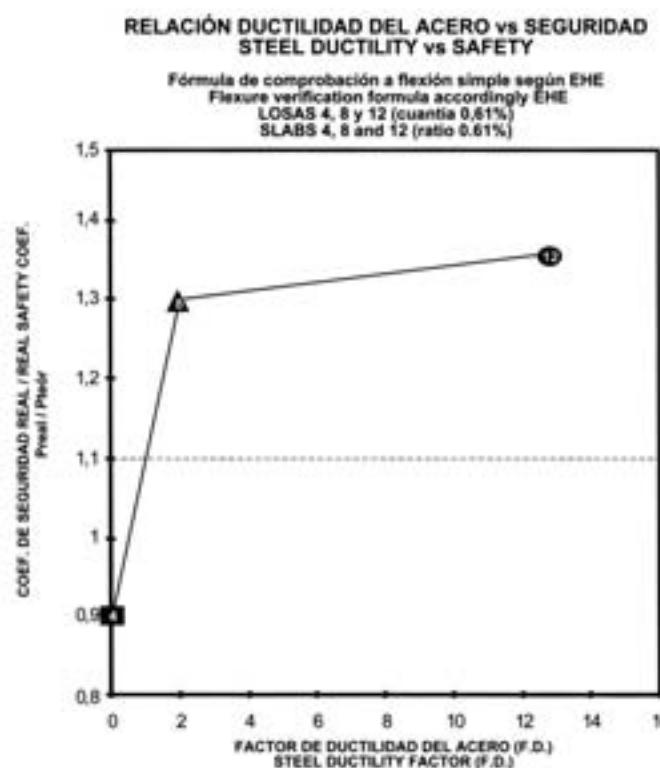


Fig. 26

- a) Concepto de ductilidad aplicado a las armaduras. Propuesta de valoración de la ductilidad a través de los conceptos del factor de energía plástica y del factor de ductilidad.
- b) Estudio de la capacidad de redistribución de los elementos considerados en función del nivel de ductilidad del acero utilizado en su armado.
- c) Valoración de la seguridad real frente al colapso en función de la ductilidad del acero para los elementos estructurales considerados.

Objetivo a)

De una forma sencilla, podemos definir la ductilidad como la capacidad de un acero para admitir deformaciones importantes bajo tensiones superiores a su límite elástico.

Aunque es un concepto que se entiende con facilidad, su valoración numérica no es tan sencilla.

La forma de definir la ductilidad de una armadura se ha basado en la consideración de dos parámetros obtenibles a partir de la curva tensiones-deformaciones del acero: el **alargamiento bajo carga máxima**, ϵ_{\max} y la relación f_s/f_y , llamada también **endurecimiento**, entre la tensión máxima (f_s) y la tensión correspondiente al límite elástico (f_y). La ductilidad es mayor cuanto mayor son los parámetros citados pero, al ser parejas de valores, no es posible mediante ellos cuantificar de forma unívoca el nivel de ductilidad. Por otro lado, pueden darse situaciones en las que los valores de los parámetros no permiten comparar ni graduar distintos aceros en relación con esta característica.

En este trabajo se proponen dos métodos para cuantificar la ductilidad y clasificar los aceros de acuerdo con un único parámetro, como se expone en el Apartado 3.

Objetivo b)

En el programa experimental se ensayaron, como ya se ha apuntado, 12 losas armadas con distintas cuantías de armado y aceros de diferentes ductilidades, de acuerdo con el modelo descrito en el Apartado 4. Se estudian, desde distintos puntos de vista, los resultados obtenidos en los ensayos hasta el colapso llevados a cabo sobre dichas estructuras, relacionándose las capacidades de redistribución máximas realmente obtenidas con el nivel de ductilidad de las armaduras empleadas. En el Apartado 6 se desarrolla este punto. Como es lógico, las cuantías adoptadas en los armados se limitan dentro del dominio en el cual el acero es el material que alcanza, en primer lugar, el agotamiento por flexión simple.

Objetivo c)

Se estudia también otro tema de mucho interés como es el referente a la relación entre la ductilidad del acero y la seguridad real frente al colapso del elemento estructural. Para ello, se comparan las cargas reales de ensayo con las teóricas obtenidas mediante la aplicación de las fórmulas habitualmente empleadas en la comprobación de secciones de hormigón estructural. En este sentido, se han aplicado las fórmulas aproximadas de comprobación contenidas en la Instrucción EH-91 y en la nueva EHE de 1999. En el Apartado 7 se exponen estos aspectos.

3. LA DUCTILIDAD DE LAS ARMADURAS PARA HORMIGÓN

Una de las formas que el autor ha propuesto para valorar la ductilidad de las armaduras es mediante la cuantificación de la **energía plástica** disponible en el acero, constituida por el área encerrada por la curva tensiones-deformaciones y el eje de deformaciones, tomando como abcisa límite superior la correspondiente al alargamiento bajo carga máxima ϵ_{\max} según queda expuesto en la Figura 1.

Esta forma de valorar la ductilidad proporciona una solución para su clasificación, como queda reflejado en la Figura 2 mediante el denominado **Factor de Energía Plástica (F.E.P.)** que viene a representar el valor de la citada energía disponible en el acero.

Otra forma de considerar el valor de la ductilidad, es mediante el área encerrada bajo la curva tensiones-deformaciones, la recta paralela al eje x (de deformaciones) por el límite elástico y la recta paralela al eje y (de tensiones) por el valor de ϵ_{\max} (ver Figura 3). Es el parámetro que se ha denominado **Factor de Ductilidad (F.D.)**.

Aplicando esta otra forma de afrontar el problema, llegamos a una clasificación de los aceros por su nivel de ductilidad que se representa en la Figura 4.

En ambos casos, ya sea mediante el factor de energía plástica o mediante el factor de ductilidad, se pueden valorar y comparar de una manera unívoca las ductilidades de las armaduras conociendo, a través de su curva tensiones-deformaciones, los valores de la relación f_s/f_y y del alargamiento ϵ_{\max} , valores que, en todos los casos deben ser declarados y garantizados por el fabricante del acero en cuestión.

4. DESCRIPCIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL ELEGIDO EN EL ESTUDIO EXPERIMENTAL

El modelo estructural adoptado en los ensayos, es el de una losa maciza de sección uniforme, continua de dos vanos iguales. En la Figura 5 se representa el esquema de dicho modelo.

En relación con las armaduras, se dispone la misma sección de acero en vanos y apoyo, lo que implica asumir la máxima redistribución admitida en la Instrucción de Forjados EF 96 y que, en porcentaje, supone un grado muy elevado de redistribución (del orden del 30%).

Table I shows the real values of the characteristics of the materials used in each slab. In the case of the steel, the values reflect the average of at least ten tests conducted on the bars used to reinforce the specimens tested.

The typology of the loads causing structural collapse is given in Figure 6. This method simulates the stress deriving from uniformly distributed live loads - the parameter generally considered in the design of such structures - with only minor deviation (under 2%).

The instrumentation used in the tests, which can be seen in Figure 7, is very simple, since stress is ascertained under each loading regime by measuring the statically indeterminate reaction in the specimen in the area over the middle support, a simple, reliable and low-cost procedure.

5. RESULTS OBTAINED

Slabs were tested to the collapse load in all cases. As indicated above, the measurement of the statically indeterminate reaction in each loading regime was estimated to compute the actual stress to be applied to achieve collapse. Table II shows the values of the collapse loads obtained for each slab, as well as the maximum load moments in slabs over supports and spans.

Other variables were likewise monitored and measured (deflection, cracking, etc.) and though the findings were very interesting, they have no bearing on the subject at hand.

For the question considered here, interest centres primarily on the relationship between loads and stress and, in particular, the actual relationship between loads and bending moments for the support and midspan sections.

As discussed above, the total maximum load at collapse, called the real collapse load (P_{real}), is found for each slab tested and subsequently compared to the theoretical bending failure load (P_{teor}). The latter is defined to be the load that yields the expected bending moment for the section of the structure subject to the greatest stress, i.e., the moment computed from verification formulas generally used in section design when the values substituted in such formulas are the real values of the parameters (real steel ratio, real elastic limit value, real concrete strength, etc.) found for that section of the slab.

6. DUCTILITY vs MAXIMUM REDISTRIBUTION

Figures 8 to 11 contain the graphs for the load-moment ratios obtained experimentally for the twelve cases tested, grouped in four sets of three on the grounds of steel ratios.

The maximum redistribution actually occurring in each case can be obtained from an analysis of these diagrams and application of the concept of test redistribution illustrated in Figure 12.

Graphs 13 and 14 are the result of comparing the redistribution values obtained to the different degrees of ductility of the steel used. Four factors indicative of reinforcement ductility were considered: the Plastic Energy Factor, the Ductility Factor, total elongation under maximum loading or ϵ_{max} , and the f_s/f_y ratio. With the exception of the f_s/f_y ratio, the relationship of all these factors to the degree of redistribution follows the same pattern, as can be seen in the figures referred above. While the f_s/f_y ratio also increases slightly with redistribution, this rise is not clearly defined, as Figure 14 shows.

7. DUCTILITY vs SAFETY AGAINST COLLAPSE

This is an aspect of unquestionable interest to this study, since it is indicative of a clear relationship between ductility and real safety against collapse.

A first glance at the results, taking account of no other considerations, suffices to see that in each trio of slabs with the same ratio, the highest real collapse loads obtained in the test correspond to the reinforcements with the highest ductility, except in the case of the minimum reinforcement ratio (0.15%), where the results are unpredictable and vary over a wide range (see Table II).

While this direct comparison to real collapse loads affords a rough indication of the relationship referred above, finer evidence is required to draw any general conclusions.

One way of broaching the issue is, as referred above, by comparing the real collapse loads obtained experimentally to the theoretical loads obtained from the verification formulas generally employed for sections subjected to bending, as discussed in section 5. This yields what might be called the real safety against collapse coefficient. This comparison is adequate only where the real values of the materials obtained by suitable testing, i.e., the concrete subjected to the same conditions as the structure and the steel inserted as reinforcement, are substituted in the formulas used to verify flexural strength. Therefore, in the verification formulas set forth below, the steel elastic limit and concrete compression strength (see Table I) values used for each slab are the real values. Moreover, no coefficients are applied to diminish material strength, i.e., $\gamma_s = 1.00$ and $\gamma_c = 1.00$.

These values are then used to compute the moment that theoretically causes failure in the section subject to the greatest stress (in this case, the section over the middle support); from there, the load causing that moment in the

Para conseguir los niveles de ductilidad previstos en las armaduras, fue preciso realizar un trabajo importante de clasificación de los aceros disponibles, así como el tratamiento de algunos de ellos para conseguir los niveles de ductilidad requeridos.

En el Cuadro I se reflejan los valores reales de las características de los materiales empleados en cada losa. En el caso de los aceros, los resultados reflejados responden a la media de, al menos, diez ensayos efectuados sobre el material introducido como armadura en cada una de las piezas ensayadas.

La tipología de las cargas aplicadas hasta colapso se recoge en la Figura 6. Con ella se consigue simular, con una desviación mínima (inferior al 2%) las solicitudes de una sobrecarga uniformemente repartida, que es la que, de forma habitual, se considera en los cálculos de estas estructuras.

En la Figura 7 se refleja la instrumentación adoptada en los ensayos, que como puede verse, es muy sencilla ya que el conocimiento de las solicitudes en cada estado de carga se basa en la medición, fácil, fiable y poco costosa de la reacción hiperestática sobre el apoyo central.

5. RESULTADOS OBTENIDOS

En todos los casos, las losas se ensayaron hasta colapso. Como ya se ha dicho, en los ensayos se previó la medida de la reacción hiperestática en cada estado de carga para calcular con ella las solicitudes reales hasta el colapso. En el Cuadro II se exponen los valores de las cargas de colapso obtenidas en cada losa, así como los momentos máximos alcanzados para las mismas en apoyo y vano.

Además, se controlaron y midieron otras variables (flechas, fisuración, etc) que manifiestan también unos resultados muy interesantes pero fuera del entorno del tema que nos ocupa.

De forma fundamental interesan las relaciones entre cargas y esfuerzos y, sobre todo, las relaciones reales entre cargas y momentos flectores para las secciones de apoyo y de centro de vano.

Como se ha expuesto más arriba, para cada losa se obtiene la carga total máxima en ensayo alcanzada en el colapso, que se ha denominado carga real de colapso (P_{real}) y que se comparará con la carga teórica de agotamiento por flexión simple (P_{teor}) considerada como aquella que produce, en la sección más solicitada de la estructura, el momento flector obtenido a través de las fórmulas de comprobación habitualmente empleadas en el cálculo de secciones, introduciendo en las mismas los valores reales de las distintas características de dicha sección más solicitada del modelo ensayado (cuantía real de acero introducida, valor real del límite elástico, valor real de la resistencia del hormigón, etc).

6. RELACIÓN DUCTILIDAD vs REDISTRIBUCIÓN MÁXIMA

En las figuras 8 a 11 se exponen los gráficos correspondientes a las relaciones cargas-momentos obtenidas experimentalmente para los doce casos ensayados, agrupados de tres en tres en función de la cuantía de acero.

Del análisis de estos diagramas y mediante la aplicación del concepto de redistribución en ensayo expuesto en la Figura 12, se obtienen las redistribuciones máximas realmente ocurridas en cada caso.

Si se comparan los valores de las redistribuciones obtenidas con los diferentes medidas de la ductilidad del acero empleado, se obtienen los gráficos de las figuras 13 y 14. Se han considerado cuatro factores representativos del nivel de ductilidad de las armaduras: el Factor de Energía Plástica, el Factor de Ductilidad, el alargamiento bajo carga máxima ϵ_{max} y la relación f_s/f_y . Todas, excepto la relación f_s/f_y , manifiestan el mismo tipo de tendencia en su relación con la redistribución alcanzada y que se refleja en las figuras citadas. La relación f_s/f_y , aunque manifiesta una cierta relación creciente con la redistribución, ésta no está bien definida, como puede verse en la Figura 14.

7. RELACIÓN DUCTILIDAD vs SEGURIDAD FRENTE AL COLAPSO

Este es un aspecto de indudable interés como parte de este trabajo ya que se manifiesta una relación clara entre ductilidad y seguridad real frente al colapso.

En una primera aproximación al tema, se constata que, sin hacer otras consideraciones, para cada trío de losas de la misma cuantía, las cargas reales más altas de colapso obtenidas en ensayo se corresponden con las armaduras de ductilidad más elevada, excepto en los casos de armado con la cuantía mínima (0.15%) que tienen un comportamiento imprevisible y muy disperso (ver Cuadro II).

Es evidente que esta comparación directa de las cargas reales de colapso, aunque proporciona una primera indicación, precisa un tratamiento más afinado para poder obtener conclusiones generales.

Una forma de tratar el tema es, como ya se ha apuntado, mediante la comparación de las cargas reales de colapso obtenidas experimentalmente con las cargas teóricas de cálculo obtenidas mediante las fórmulas de comprobación de secciones sometidas a flexión simple habitualmente empleadas, de acuerdo con lo ya expuesto en el Apdo. 5. Con ello, se obtiene lo que podría llamarse coeficiente real de seguridad frente al colapso, ya que se conoce la magnitud de la relación entre la carga real que colapsa la estructura frente a la nominal obtenida mediante el cálculo seccional en rotura empleado habitualmente en el proceso de dimensionamiento y armado de secciones. Para que la comparación sea adecuada, en las fórmulas de comprobación a flexión simple deberán introducirse los valores reales de las resistencias de los materiales obtenidos mediante los oportunos ensayos, tanto del hormigón mantenido en iguales condiciones que la estructura como del acero introducido como armadura en la misma. En las fórmulas de comprobación, que más abajo se exponen, se introducen por lo tanto, los valores reales del límite elástico del acero y de la resistencia a compresión del hormigón empleados en cada losa (ver Cuadro I). De igual forma, estas resistencias de los materiales no se afectan de ningún coeficiente de minoración, es decir $\gamma_s = 1.00$ y $\gamma_c = 1.00$.

structural scheme adopted can be immediately computed, assuming linear elastic behaviour followed by the redistribution capacity pattern adopted, which in this case equates the moments over spans and supports.

The comparison of the collapse load values actually reached in the test to the theoretical load values computed as discussed, P_{real}/P_{teor} , provides an indication of the real safety of the structure, irrespective of any safety coefficients that may be applied (material strength coefficient and load factor).

The formulas used to verify the ultimate moments in the sections subject to the greatest stress in each slab are as follows:

- **INSTRUCTION EH 91:** Annex 7 - Chapter 3 - Section 3.1.2

$$M_u = U_{s1} (1 - U_{s1}/(2U_c)) d, \text{ where}$$

$$U_{s1} = \text{Mechanical capacity of the reinforcement} = A_s f_y$$

$$U_c = \text{Mechanical capacity of the useful section of the concrete} = f_c b d$$

d = Useful depth of the section

- **EHE CODE :** Annex 8 -Section 3.2

$$M_u = 0,24 U_v d' (U_v - U_s) (1,5 U_s) / (0,6 U_v)^2 \text{ where}$$

$$U_v = 2 U_0 d'/d$$

$$U_0 = 0,85 f_c b d$$

$$U_s = A_s f_y$$

The steel ductility - P_{real}/P_{teor} ratio curve shown in Figure 15, in which the P_{teor} for the twelve slabs tested was obtained with the IEH-91 formula, clearly illustrates the pattern of the relationship between these two parameters.

The same relationship is charted in Figure 16, but with the P_{teor} obtained using the EHE formula. While more disperse than in the preceding case, the behaviour here also follows an upward trend.

Figures 17 to 26 illustrate this same relationship, i.e., between reinforcement ductility and real safety, but for trios of slabs with the same reinforcement ratio, allowing for comparison in cases where the only variable is reinforcement ductility, reinforcement ratios and bar diameters being constant.

This provides, on the one hand, an understanding of the general pattern of the ductility vs safety relationship (Figures 17 and 18) and, on the other, a procedure for quantifying the safety increments for each ratio as ductility increases. These two objectives are summarised in Section 8 below.

8. CONCLUSIONS

- For very low ratios, such as in slabs 1, 5 and 9 (with a ratio of 0.15%) behaviour is unpredictable and includes brittle failure with very little warning. Even so, with this minimum ratio, the slabs reinforced with high ductility steel provide greater safety than those reinforced with low ductility steel. The real increase in safety is estimated to be between 10% and 14%.
- Redistribution capacity increases with the ductility of the reinforcement used. For Ductility Factors lower than 8, the decline in redistribution capacity is substantial, and, indeed, the estimated redistribution values are not reached with low or very low ductility steel.
- Generally speaking, steel reinforcement ductility has a decisive effect on real safety against collapse: greater ductility means greater safety.

The general pattern of this relationship is very similar, as would logically be expected, to the behaviour of the ductility vs redistribution relationship, with a decline in real safety for ductility factors lower than 8.

This ductility level (FD around 8) corresponds, according to Figure 4, to so-called high ductility steel, with minimum parameters of $\varepsilon_{max} > 6\%$ and an f_s/f_y ratio > 1.15 .

In steel with lower ductility, safety levels clearly decline.

By way of illustration, for the slabs with higher than minimum ratios, the real safety achieved with high ductility steel, applying IEH 91, is found, depending on the ratio, to be between 10% and 19% greater than the figures for lower ductility steel.

Under the EHE approach, the increase in real safety obtained with such ductile steels, compared to low ductility steels, ranges from 17% to 52%.

Con estos valores, se calcula para cada losa el valor del momento que agota teóricamente la sección más solicitada (en este caso, la sección del apoyo central) y, con él, es inmediato el cálculo de la carga que le produce en el esquema estructural adoptado, bajo la hipótesis de comportamiento elástico lineal y posterior aplicación de la redistribución de momentos adoptada en este caso y que corresponde a igualar los momentos de vano y apoyo.

La comparación de los valores de las cargas de colapso realmente alcanzadas en ensayo con los valores de las cargas teóricas calculadas según lo expuesto, Preal/Pteor, proporciona un indicativo de la seguridad real de la estructura independientemente de los coeficientes de seguridad que introduzcamos (minoración de las resistencias de los materiales y mayoración de las cargas).

Las fórmulas de comprobación empleadas para el cálculo en cada losa de los momentos últimos de las secciones más solicitadas son las siguientes:

- **INSTRUCCIÓN EH 91:** Anejo 7 – Capítulo 3 – Apdo. 3.1.2

$$Mu = U_{s1} (1 - U_{s1}/(2U_c)) d, \text{ siendo}$$

U_{s1} = Capacidad mecánica de la armadura = $A_s f_y$

U_c = Capacidad mecánica de la sección útil de hormigón = $f_c b d$

d = Canto útil de la sección

- **INSTRUCCION EHE :** Anejo 8 – Apdo. 3.2

$$Mu = 0,24U_v d'(U_v - U_s)(1,5U_s)/(0,6U_v)^2, \text{ siendo}$$

$U_v = 2U_0 d'/d$

$U_0 = 0,85f_c b d$

$U_s = A_s f_y$

En la Figura 15 se expone la relación entre la ductilidad del acero y el cociente Preal / Pteor, siendo la Pteor obtenida a través de la fórmula de la IEH – 91, para las doce losas ensayadas con la tendencia que dicha relación presenta.

En la Figura 16 se expone, igualmente, la misma relación pero con la Pteor obtenida a través de la fórmula de la EHE. En este caso, se observa un comportamiento más disperso que en el anterior, pero igualmente se manifiesta una tendencia creciente.

Las figuras 17 a 26 exponen la misma relación entre ductilidad de las armaduras y seguridad real pero para cada triplete de losas de igual cuantía, de forma que puedan compararse los casos en los que solo ha cambiado la ductilidad de la armadura manteniéndose las mismas cuantías y diámetros de las barras.

De esta forma se pueden conocer, por una lado, la forma general en la que se produce la relación ductilidad vs seguridad (figuras 17 y 18) y, por otro, cuantificar los incrementos de seguridad para cada cuantía en función del aumento de la ductilidad. Ambos objetivos se resumen en el Apdo.8 siguiente.

8. CONCLUSIONES

A) Para cuantías muy bajas, como la correspondiente a las losas 1, 5 y 9 (cuantía del 0,15%) el comportamiento es impredecible con roturas frágiles y muy poco aviso previo. Aún así, con esta cuantía mínima, las losas armadas con acero de alta ductilidad proporcionan una seguridad superior a las armadas con aceros de baja ductilidad. Este aumento de la seguridad real se cifra entre un 10 % y un 14 %.

B) La capacidad de redistribución aumenta con el incremento de la ductilidad de las armaduras dispuestas. Para valores del Factor de Ductilidad inferiores a 8, el descenso en la capacidad de redistribución es muy apreciable, de forma que con los aceros de muy baja y baja ductilidad no se alcanzan los niveles de redistribución previstos.

C) En términos generales, la ductilidad del acero de las armaduras influye de manera decisiva en el nivel de seguridad real frente al colapso, de forma que a mayor ductilidad, mayor seguridad.

La tendencia general de comportamiento de esta relación es muy similar, como parece lógico, a la manifestada por la relación ductilidad vs redistribución, con un descenso de la seguridad real para valores del factor de ductilidad inferiores a 8.

Este nivel de ductilidad (FD alrededor de 8) corresponde, de acuerdo con la Figura 4, a los aceros denominados de alta ductilidad, con unos parámetros mínimos $\epsilon_{máx} > 6\%$ y una relación $f_s/f_y > 1,15$.

Los aceros con ductilidades inferiores, proporcionan unos niveles de seguridad claramente decrecientes.

A título de ejemplo, para las losas ensayadas con cuantías superiores a la mínima, el incremento de la seguridad real debida al empleo de acero de alta ductilidad puede llegar a alcanzar, si aplicamos la IEH 91, valores entre un 10 % y 19 %, según la cuantía, en relación con los obtenidos con aceros de inferior ductilidad.

La aplicación de la formulación de la EHE, proporciona un incremento de seguridad real para estos aceros dúctiles en relación con los de baja ductilidad situado entre un 17% y un 52%.

