

253

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA



“CALIDADES DEL ACERO DE REFUERZO Y DEL CONCRETO Y SU IMPACTO EN LA RESISTENCIA DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO”

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A

CESAR FRANCISCO MOGUEL OROZCO

DIRECTOR DE TESIS:
ING. CARLOS JAVIER MENDOZA ESCOBEDO

MEXICO, D. F.

1999

TESIS CON
PALLA DE ORIGEN

270755



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/189/98

Señor
CESAR FRANCISCO MOGUEL OROZCO
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **ING. CARLOS JAVIER MENDOZA E.**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL.**

"CALIDADES DEL ACERO DE REFUERZO Y DEL CONCRETO Y SU IMPACTO EN LA RESISTENCIA DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO"

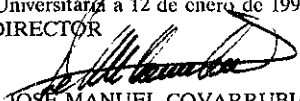
INTRODUCCION

- I. VARIACION DE LA RESISTENCIA DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO AL VARIAR EL ESFUERZO DE FLUENCIA DEL ACERO Y LA RESISTENCIA A COMPRESION DEL CONCRETO.**
- II. PROPIEDADES MECANICAS DEL ACERO DE REFUERZO PRODUCIDO EN MEXICO**
- III. RESISTENCIA A COMPRESION DEL CONCRETO PRODUCIDO EN LA CIUDAD DE MEXICO**
- IV. RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO FABRICADOS CON MATERIALES DISPONIBLES EN LA CIUDAD DE MEXICO**
- V. CONCLUSIONES**
- REFERENCIAS**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a 12 de enero de 1999
EL DIRECTOR


ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLIS
JMCS/GMP/mstg.

A mis queridos padres, César y Lolita, dedico este logro con eterno agradecimiento a su esfuerzo, su amor y a todas sus enseñanzas. Es de ustedes.

A mis hermanos, Charo, Angélica, Miguel Angel, Jorge, por compartir tantas alegrías juntos y de manera muy especial a Gerardito, por ser mi mejor amigo y una de las grandes razones que fortalecen mi camino. Finalmente te cumplí; te debo una menos.

A "La Flaca" por su tiempo, compañía y cariño.

A mis tíos que apoyaron mis estudios.

A mis maestros, por contribuir en mi formación y entregarme sus conocimientos.

A todos y cada uno de mis amigos.

Gracias

ÍNDICE

	PÁGINA
1.- INTRODUCCIÓN	8
2.- VARIACIÓN DE LA RESISTENCIA DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO AL VARIAR EL ESFUERZO DE FLUENCIA DEL ACERO Y LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO	10
2.1 PLANTEAMIENTO SEMIPROBABILISTA DE LA SEGURIDAD	12
2.2 VARIACIÓN DE LA CAPACIDAD RESISTENTE EN EL MÉTODO SEMIPROBABILISTA	14
2.3 DESARROLLOS MATEMÁTICOS DE FUNCIONES	18
2.3.1 Influencia de la resistencia del concreto en la capacidad resistente de vigas sujetas a flexión simple	18
2.3.2 Influencia del esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo en la capacidad resistente de vigas sujetas a flexión simple	20
2.3.3 Influencia de la resistencia del concreto en la capacidad resistente de vigas doblemente armadas sujetas a flexión simple	22
2.3.4 Influencia del esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo en la capacidad resistente de vigas doblemente armadas sujetas a flexión simple	24
2.3.5 Influencia de la resistencia del concreto en la capacidad resistente de vigas sujetas a esfuerzo cortante	26
2.3.6 Influencia del esfuerzo de fluencia y/o sección de estribos en la capacidad resistente de vigas sujetas a esfuerzo cortante	28
2.3.7 Influencia de la resistencia del concreto en la capacidad resistente de columnas sujetas a compresión axial	32
2.3.8 Influencia del esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo o de su sección en la capacidad resistente de columnas sujetas a compresión axial	34
2.4 GRÁFICOS DE CÁLCULO	36
3.- PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO DE REFUERZO PRODUCIDO EN MÉXICO	45
3.1 ASPECTOS GENERALES	45
3.2 VERIFICACIÓN DE LA CALIDAD	47
3.3 CONSIDERACIONES ACERCA DEL MUESTREO	48
3.4 PARÁMETROS Y VARIABLES ESTUDIADAS	48
3.5 EVALUACIÓN ESTADÍSTICA DE LOS RESULTADOS DE ENSAYES	49
3.5.1 Variabilidad de f_y	49
3.5.2 Variabilidad de f_{su}	51
3.5.3 Variabilidad del alargamiento	53
3.6 RELACIÓN ENTRE LA RESISTENCIA CARACTERÍSTICA Y LA ESPECIFICADA DEL ACERO DE REFUERZO	112
4.- RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO PRODUCIDO EN LA CIUDAD DE MÉXICO	117
4.1 CONCEPTOS GENERALES SOBRE LAS PROPIEDADES DEL CONCRETO Y LA VERIFICACIÓN DE CALIDAD	117
4.2 VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA EN COMPRESIÓN	121
4.3 RESISTENCIA NOMINAL A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO	124
4.4 RELACIÓN ENTRE LA RESISTENCIA CARACTERÍSTICA Y LA ESPECIFICADA DEL CONCRETO PRODUCIDO EN LA CIUDAD DE MÉXICO	129
5.- RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO FABRICADOS CON MATERIALES DISPONIBLES EN LA CIUDAD DE MÉXICO	131
6.- CONCLUSIONES	143
7.- REFERENCIAS	146

ÍNDICE DE TABLAS DE CONTENIDO

	PÁGINA
TABLA A - ESTADÍSTICOS CORRESPONDIENTES A TODAS LAS BARRAS ENSAYADAS DE TODOS LOS DIAMETROS, EN CONJUNTO Y POR MARCAS, PARA LOS DIFERENTES PERIODOS	56
TABLA B.- ESTADÍSTICOS CORRESPONDIENTES A TODAS LAS BARRAS ENSAYADAS DE DIAMETROS GRANDES PARA LAS DOS MARCAS	56
TABLA C.- ESTADÍSTICOS CORRESPONDIENTES A TODAS LAS BARRAS ENSAYADAS DE DIAMETROS PEQUEÑOS PARA LAS DOS MARCAS	56
TABLA D - ESTADÍSTICOS CORRESPONDIENTES A TODAS LAS BARRAS ENSAYADAS DE DIAMETROS GRANDES PARA LAS DOS MARCAS, EN EL PERIODO 1982 - 1986	56
TABLA E.- ESTADÍSTICOS CORRESPONDIENTES A TODAS LAS BARRAS ENSAYADAS DE DIAMETROS PEQUEÑOS PARA LAS DOS MARCAS, EN EL PERIODO 1982 - 1986	56
TABLA F - ESTADÍSTICOS CORRESPONDIENTES A TODAS LAS BARRAS ENSAYADAS DE DIAMETROS GRANDES PARA LAS DOS MARCAS, EN EL PERIODO 1988 - 1989	57
TABLA G - ESTADÍSTICOS CORRESPONDIENTES A TODAS LAS BARRAS ENSAYADAS DE DIAMETROS PEQUEÑOS PARA LAS DOS MARCAS, EN EL PERIODO 1988 - 1989	57
TABLA H - ESTADÍSTICOS CORRESPONDIENTES A TODAS LAS BARRAS ENSAYADAS DE DIAMETROS GRANDES PARA LAS DOS MARCAS, EN EL PERIODO 1994 - 1996	57
TABLA I.- ESTADÍSTICOS CORRESPONDIENTES A TODAS LAS BARRAS ENSAYADAS DE DIAMETROS PEQUEÑOS PARA LAS DOS MARCAS, EN EL PERIODO 1994 - 1996	57
TABLA J - CALCULO DE LA RESISTENCIA CARACTERISTICA DEL ACERO DE REFUERZO Y LA RELACION ENTRE ESTA Y LA ESPECIFICADA	113
TABLA K.- ESTADÍSTICOS Y RESISTENCIAS CARACTERISTICAS DE CONCRETOS COMERCIALES PARA DISTINTAS RESISTENCIAS ESPECIFICADAS	126

ÍNDICE DE GRÁFICOS DE CÁLCULO

	PÁGINA
GRAFICO 1.- FLEXION SIMPLE. INFLUENCIA DE LA VARIACION DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO EN LA CAPACIDAD RESISTENTE	39
GRAFICO 2.- FLEXION SIMPLE. INFLUENCIA DE LA VARIACION DEL LIMITE ELASTICO DEL ACERO DE REFUERZO EN LA CAPACIDAD RESISTENTE	40
GRAFICO 3.- ESFUERZO CORTANTE EN VIGAS CON ESTRIBOS. INFLUENCIA DE LA VARIACION DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO EN LA CAPACIDAD RESISTENTE	41
GRAFICO 4.- ESFUERZO CORTANTE EN VIGAS CON ESTRIBOS. INFLUENCIA DE LA VARIACION DEL LIMITE ELASTICO O SECCION DE ESTRIBOS EN LA CAPACIDAD RESISTENTE	42
GRAFICO 5.- COMPRESION AXIAL. INFLUENCIA DE LA VARIACION DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO EN LA CAPACIDAD RESISTENTE	43
GRAFICO 6.- COMPRESION AXIAL. INFLUENCIA DE LA VARIACION DEL LIMITE ELASTICO DEL ACERO DE REFUERZO O DE SU SECCION EN LA CAPACIDAD RESISTENTE	44

ÍNDICE DE FIGURAS

	PÁGINA
FIGURA 1 - VIGA SIMPLEMENTE ARMADA DE SECCION RECTANGULAR	13
FIGURA 2.- EXPLICACION GRAFICA DE LA RESPUESTA DE UNA PIEZA DE SECCION RECTANGULAR SOMETIDA A FLEXION SIMPLE CUANDO SE REDUCE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO	15
FIGURA 3 - HISTOGRAMA DE f_y PARA LA MUESTRA GLOBAL	58
FIGURA 4.- HISTOGRAMA DE f_y PARA LA MUESTRA GLOBAL DE LA MARCA H	59
FIGURA 5.- HISTOGRAMA DE f_y PARA LA MUESTRA GLOBAL DE LA MARCA S	60
FIGURA 6.- HISTOGRAMA DE f_y PARA LA MUESTRA GLOBAL DE BARRAS #12, DE LA MARCA H	61
FIGURA 7 - HISTOGRAMA DE f_y PARA LA MUESTRA GLOBAL DE BARRAS #10, DE LA MARCA H	62
FIGURA 8.- HISTOGRAMA DE f_y PARA LA MUESTRA GLOBAL DE BARRAS #8, DE LA MARCA H	63
FIGURA 9 - HISTOGRAMA DE f_y PARA LA MUESTRA GLOBAL DE BARRAS #6, DE LA MARCA H	64
FIGURA 10 - HISTOGRAMA DE f_y PARA LA MUESTRA GLOBAL DE BARRAS #5, DE LA MARCA H	65
FIGURA 11 - HISTOGRAMA DE f_y PARA LA MUESTRA GLOBAL DE BARRAS #12, DE LA MARCA S	66
FIGURA 12 - HISTOGRAMA DE f_y PARA LA MUESTRA GLOBAL DE BARRAS #10, DE LA MARCA S	67
FIGURA 13 - HISTOGRAMA DE f_y PARA LA MUESTRA GLOBAL DE BARRAS #8, DE LA MARCA S	68
FIGURA 14 - HISTOGRAMA DE f_y PARA LA MUESTRA GLOBAL DE BARRAS #6, DE LA MARCA S	69
FIGURA 15.- HISTOGRAMA DE f_y PARA LA MUESTRA GLOBAL DE BARRAS #5, DE LA MARCA S	70
FIGURA 16 - HISTOGRAMA DE f_y PARA LA MUESTRA GLOBAL DE BARRAS #4, DE LA MARCA H	71
FIGURA 17.- HISTOGRAMA DE f_y PARA LA MUESTRA GLOBAL DE BARRAS #3, DE LA MARCA H	72

FIGURA 18.- HISTOGRAMA DE f_y PARA LA MUESTRA GLOBAL DE BARRAS #2 5, DE LA MARCA H	73
FIGURA 19.- HISTOGRAMA DE f_y PARA LA MUESTRA GLOBAL DE BARRAS #4, DE LA MARCA S	74
FIGURA 20.- HISTOGRAMA DE f_y PARA LA MUESTRA GLOBAL DE BARRAS #3, DE LA MARCA S	75
FIGURA 21.- HISTOGRAMA DE f_{su} PARA LA MUESTRA GLOBAL	76
FIGURA 22.- HISTOGRAMA DE f_{su} PARA LA MUESTRA GLOBAL DE LA MARCA H	77
FIGURA 23.- HISTOGRAMA DE f_{su} PARA LA MUESTRA GLOBAL DE LA MARCA S	78
FIGURA 24 - HISTOGRAMA DE f_{su} PARA LA MUESTRA GLOBAL DE BARRAS #12, DE LA MARCA H	79
FIGURA 25 - HISTOGRAMA DE f_{su} PARA LA MUESTRA GLOBAL DE BARRAS #10, DE LA MARCA H	80
FIGURA 26.- HISTOGRAMA DE f_{su} PARA LA MUESTRA GLOBAL DE BARRAS #8, DE LA MARCA H	81
FIGURA 27 - HISTOGRAMA DE f_{su} PARA LA MUESTRA GLOBAL DE BARRAS #6, DE LA MARCA H	82
FIGURA 28.- HISTOGRAMA DE f_{su} PARA LA MUESTRA GLOBAL DE BARRAS #5, DE LA MARCA H	83
FIGURA 29.- HISTOGRAMA DE f_{su} PARA LA MUESTRA GLOBAL DE BARRAS #12, DE LA MARCA S	84
FIGURA 30 - HISTOGRAMA DE f_{su} PARA LA MUESTRA GLOBAL DE BARRAS #10, DE LA MARCA S	85
FIGURA 31.- HISTOGRAMA DE f_{su} PARA LA MUESTRA GLOBAL DE BARRAS #8, DE LA MARCA S	86
FIGURA 32.- HISTOGRAMA DE f_{su} PARA LA MUESTRA GLOBAL DE BARRAS #6, DE LA MARCA S	87
FIGURA 33 - HISTOGRAMA DE f_{su} PARA LA MUESTRA GLOBAL DE BARRAS #5, DE LA MARCA S	88
FIGURA 34.- HISTOGRAMA DE f_{su} PARA LA MUESTRA GLOBAL DE BARRAS #4, DE LA MARCA H	89
FIGURA 35.- HISTOGRAMA DE f_{su} PARA LA MUESTRA GLOBAL DE BARRAS #3, DE LA MARCA H	90
FIGURA 36.- HISTOGRAMA DE f_{su} PARA LA MUESTRA GLOBAL DE BARRAS #2.5, DE LA MARCA H	91

FIGURA 37 - HISTOGRAMA DE f_{su} PARA LA MUESTRA GLOBAL DE BARRAS #4, DE LA MARCA S	92
FIGURA 38.- HISTOGRAMA DE f_{su} PARA LA MUESTRA GLOBAL DE BARRAS #3, DE LA MARCA S	93
FIGURA 39 - HISTOGRAMA DE ALARGAMIENTO PARA LA MUESTRA GLOBAL	94
FIGURA 40.- HISTOGRAMA DE ALARGAMIENTO PARA LA MUESTRA GLOBAL DE LA MARCA H	95
FIGURA 41.- HISTOGRAMA DE ALARGAMIENTO PARA LA MUESTRA GLOBAL DE LA MARCA S	96
FIGURA 42.- HISTOGRAMA DE ALARGAMIENTO PARA LA MUESTRA GLOBAL DE BARRAS #12, DE LA MARCA H	97
FIGURA 43 - HISTOGRAMA DE ALARGAMIENTO PARA LA MUESTRA GLOBAL DE BARRAS #10, DE LA MARCA H	98
FIGURA 44.- HISTOGRAMA DE ALARGAMIENTO PARA LA MUESTRA GLOBAL DE BARRAS #8, DE LA MARCA H	99
FIGURA 45.- HISTOGRAMA DE ALARGAMIENTO PARA LA MUESTRA GLOBAL DE BARRAS #6, DE LA MARCA H	100
FIGURA 46.- HISTOGRAMA DE ALARGAMIENTO PARA LA MUESTRA GLOBAL DE BARRAS #5, DE LA MARCA H	101
FIGURA 47.- HISTOGRAMA DE ALARGAMIENTO PARA LA MUESTRA GLOBAL DE BARRAS #12, DE LA MARCA S	102
FIGURA 48 - HISTOGRAMA DE ALARGAMIENTO PARA LA MUESTRA GLOBAL DE BARRAS #10, DE LA MARCA S	103
FIGURA 49.- HISTOGRAMA DE ALARGAMIENTO PARA LA MUESTRA GLOBAL DE BARRAS #8, DE LA MARCA S	104
FIGURA 50.- HISTOGRAMA DE ALARGAMIENTO PARA LA MUESTRA GLOBAL DE BARRAS #6, DE LA MARCA S	105
FIGURA 51 - HISTOGRAMA DE ALARGAMIENTO PARA LA MUESTRA GLOBAL DE BARRAS #5, DE LA MARCA S	106
FIGURA 52.- HISTOGRAMA DE ALARGAMIENTO PARA LA MUESTRA GLOBAL DE BARRAS #4, DE LA MARCA H	107
FIGURA 53 - HISTOGRAMA DE ALARGAMIENTO PARA LA MUESTRA GLOBAL DE BARRAS #3, DE LA MARCA H	108
FIGURA 54.- HISTOGRAMA DE ALARGAMIENTO PARA LA MUESTRA GLOBAL DE BARRAS #2.5, DE LA MARCA H	109

FIGURA 55.- HISTOGRAMA DE ALARGAMIENTO PARA LA MUESTRA GLOBAL DE BARRAS #4, DE LA MARCA S	110
FIGURA 56 - HISTOGRAMA DE ALARGAMIENTO PARA LA MUESTRA GLOBAL DE BARRAS #3, DE LA MARCA S	111
FIGURA 57.- RELACION ENTRE LA RESISTENCIA CARACTERISTICA Y LA NOMINAL DE LAS BARRAS DE REFUERZO DE LA MARCA H	114
FIGURA 58.- RELACION ENTRE LA RESISTENCIA CARACTERISTICA Y LA NOMINAL DE LAS BARRAS DE REFUERZO DE LA MARCA S	115
FIGURA 59.- RELACION ENTRE LA RESISTENCIA CARACTERISTICA Y LA NOMINAL DE LAS BARRAS DE REFUERZO DE LAS DOS MARCAS, COMPENDIDOS LOS TRES PERIODOS	116
FIGURA 60 - DISTRIBUCION DE RESISTENCIAS DE CILINDROS PROCEDENTES DE PREMEZCLADORAS COMERCIALES ($f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$)	127
FIGURA 61.- CURVAS CARACTERISTICAS DE OPERACIÓN PARA LA REGLA DE VERIFICACION DE CALIDAD DEL CONCRETO SEGÚN EL RDF	128
FIGURA 62.- RELACION ENTRE LA RESISTENCIA CARACTERISTICA Y LA ESPECIFICADA DEL CONCRETO PRODUCIDO EN LA CD. DE MEXICO	130

1. INTRODUCCIÓN

El concreto es un material pétreo artificial obtenido de la mezcla en proporciones determinadas de cemento, agregados y agua. El cemento y el agua forman una pasta aglutinante que rodea a los agregados, constituyendo en sí un material heterogéneo. Algunas veces se añaden ciertas sustancias, llamadas aditivos o adicionantes, que mejoran o modifican algunas propiedades del concreto.

El concreto simple, sin refuerzo, es resistente a la compresión, pero es débil en tensión, lo que limita su aplicabilidad como material estructural. Para resistir tensiones, se emplea refuerzo de acero, generalmente en forma de barras, colocado en las zonas donde se prevé que se desarrollarán tensiones bajo las acciones de servicio. El acero restringe el desarrollo de las grietas originadas por la poca resistencia a la tensión del concreto.

El uso del refuerzo no está limitado a la finalidad anterior. También se emplea en zonas de compresión para aumentar la resistencia del elemento reforzado, para reducir las deformaciones debidas a cargas de larga duración y para proporcionar confinamiento lateral al concreto, lo que indirectamente aumenta su resistencia a

la compresión. La combinación de concreto simple con refuerzo constituye lo que se llama concreto reforzado.

El concreto reforzado es el material más empleado en México para fines estructurales. Es por ello, la importancia de hacer un análisis estadístico de la calidad de los materiales componentes y verificar su impacto en la resistencia de estructuras de ingeniería civil fabricadas con dicho material.

En este trabajo, se estudia la influencia de las desviaciones de resistencia a compresión del concreto y del límite elástico del acero de refuerzo en la seguridad de los elementos estructurales, bajo un planteamiento semiprobabilista. A partir de este estudio, se elaboran gráficas de cálculo que permiten, en la práctica del control de calidad hacer una evaluación rápida de la posible trascendencia de una supuesta baja de resistencia del concreto o del acero, antes de proceder a realizar ensayos de verificación de calidad costosos o estudios e informes laboriosos.

A partir de la información recabada se analiza estadísticamente la calidad del acero de refuerzo producido en México por dos de las empresas más importantes, para los diferentes diámetros comerciales. Esta información comprende datos desde 1982 a 1996, exceptuando los años de 1987 y 1990 a 1993. Únicamente se analizan los índices más representativos de las barras de acero, siendo éstos, el esfuerzo de fluencia, el esfuerzo máximo y el alargamiento. También se obtiene la resistencia característica de los diámetros de barras de ambas marcas en los tres diferentes periodos de los que se tiene información.

La información del concreto es del producido exclusivamente, en la ciudad de México y para resistencias especificadas de 200, 250 y 300 kg/cm². Se habla de las propiedades de este material, se trata la verificación de su calidad y se revisa la resistencia característica de las tres resistencias especificadas, mencionadas anteriormente.

Mediante ejercicios numéricos, se pretende mostrar la influencia de la variación de la calidad de los materiales en la capacidad resistente de las piezas, considerando las máximas reducciones encontradas en el análisis estadístico.

2. VARIACIÓN DE LA RESISTENCIA DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO AL VARIAR EL ESFUERZO DE FLUENCIA DEL ACERO Y LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO.

La influencia de las variaciones en la resistencia del concreto, el límite elástico del acero de refuerzo, las dimensiones de las piezas y la posición de las barras de refuerzo sobre la capacidad resistente de los elementos estructurales es realmente compleja.

Una variación importante en la resistencia del concreto puede tener una repercusión en la seguridad de la *estructura que varíe de despreciable a grave*, según el tipo de elemento estructural de que trate y de las sollicitaciones actuantes.

Con el acero de refuerzo sucede algo similar.

Lo antes mencionado tiene implicaciones tanto en el control de calidad de dichos materiales como en la patología y rehabilitación de las estructuras.

En este trabajo se analiza exclusivamente la influencia de las desviaciones en la resistencia del concreto y en el límite elástico del acero de refuerzo en la seguridad de los elementos estructurales; se concreta el estudio a los casos de vigas sometidas a flexión y cortante y columnas sometidas a compresión axial. No se analizan las desviaciones producidas en las características dimensionales de las piezas (canto, ancho, recubrimientos, número y posición de las barras, etc.).

Sobre las estructuras de concreto, en muchos casos se opina que existe, una relación directamente proporcional entre las variaciones de resistencia del concreto y la seguridad de la estructura, lo cual como se verá más adelante no es del todo cierto. En España, por ejemplo, la Instrucción EH-68 (3) establecía (en 1968),en su artículo 23.4 lo siguiente: “Si la resistencia deducida de las probetas testigo extraídas resulta inferior al 80% de la resistencia característica exigida en el proyecto, la obra realizada no se aceptará, salvo que el Director de Obra autorizase alguna solución adecuada”. A la luz de los resultados encontrados, esta medida parece un tanto estricta para el caso de vigas, aunque sería razonable para columnas.

Para lo que se trata posteriormente es importante establecer las siguientes definiciones:

Seguridad semiprobabilista: Es la originada de un tratamiento semiprobabilista, considerando las acciones, la resistencia del concreto, el límite elástico del acero y en su caso la fuerza de pretensado, como variables aleatorias con valores característicos asociados a un determinado nivel de confianza en la estimación de sus valores.

Seguridad determinista: Es la originada de un tratamiento determinista, considerando la resistencia del concreto, el límite elástico del acero y en su caso, la fuerza de pretensado, como valores conocidos de forma determinista, es decir, sin incertidumbre estadística en su conocimiento.

Una vez establecida la variación de capacidad resistente, se establece un límite a partir del cual es necesario la rehabilitación y/o el refuerzo de la estructura.

Se desarrollará únicamente el método semiprobabilista, por ser el habitualmente usado en México.

2.1 PLANTEAMIENTO SEMIPROBABILISTA DE LA SEGURIDAD

Este planteamiento es el adoptado por el Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal (RCDDF) y en muchos otros países de todo el mundo.

El RCDDF en su artículo 186 correspondiente a los criterios de diseño estructural considera tres categorías de acciones, de acuerdo con la duración en que obran sobre las estructuras con su intensidad máxima:

Las acciones permanentes, son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo. Las principales acciones que pertenecen a esta categoría son: la carga muerta, el empuje estático de tierras y de líquidos y las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura que varían poco con el tiempo, como los debidos a presfuerzos o a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos.

Las acciones variables, son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. Las principales acciones que entran en esta categoría son: la carga viva, los efectos de temperatura, las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo, y las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo, incluyendo los efectos dinámicos que pueden presentarse debido a vibraciones, impacto o frenaje, y

Las acciones accidentales, son las que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves. Pertenecen a esta categoría: las acciones sísmicas, los efectos del viento, los efectos de explosiones, incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios.

En el tratamiento de la seguridad mediante el modelo semiprobabilista, la sollicitación resistente de una sección viene expresada, en forma simbólica por:

$$R = F_R(D, M) \quad \text{---} \quad (1)$$

donde, D representa el conjunto de dimensiones y M el de resistencias de materiales.

La introducción de la seguridad en los cálculos, para fines de proyecto, se hace amplificando las acciones a que está sometida la sección.

En el caso del RCDDF se exige, en general, que el valor de (1) cumpla la condición:

$$R \geq S(F.C.)(g + q) \quad \text{---} \quad (2)$$

donde S es la sollicitación correspondiente a los valores g y q que son los valores semiprobabilistas de las acciones permanentes y variables, respectivamente.

En definitiva en este método, conocidas las características geométricas de la sección de concreto y de las barras, la resistencia del concreto, el límite elástico del acero y en su caso el valor de la fuerza de pretensado, se calcula la capacidad resistente semiprobabilista de la sección y se exige que sea igual o superior a un valor de la sollicitación correspondiente a un nivel amplificado de las acciones.

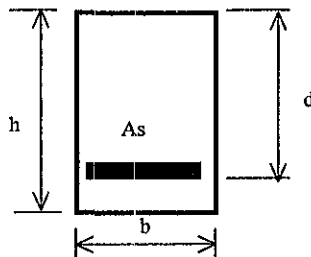


Fig. 1 SECCIÓN RECTANGULAR. VIGA SIMPLEMENTE ARMADA

Para el caso del concreto estructural y en particular para la sección de la figura 1, la expresión (1) toma la

forma:
$$R = F_R(b, d, f'_c, f_y, A_s) \text{---} \langle 3 \rangle$$

2.2 VARIACIÓN DE LA CAPACIDAD RESISTENTE EN EL MÉTODO SEMIPROBABILISTA. (CASO EN QUE SOBRE LA SECCIÓN ACTÚAN ACCIONES DE UN SÓLO TIPO)

Para una sección rectangular, la sollicitación máxima nominal viene ahora dada por la expresión (figura 1).

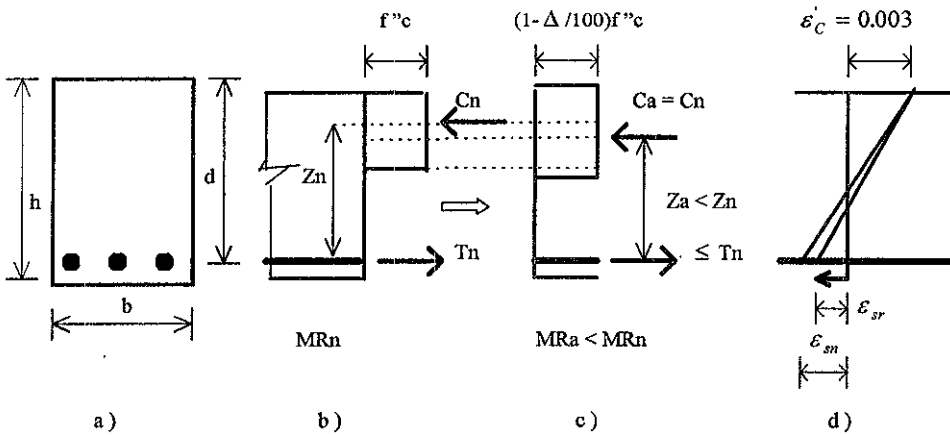
$$R_n = F_R(b, d, f'_c, f_y, A_s) \text{---} \langle 4 \rangle$$

y si la resistencia del concreto experimenta una reducción Δ en %, la sollicitación máxima alterada será:

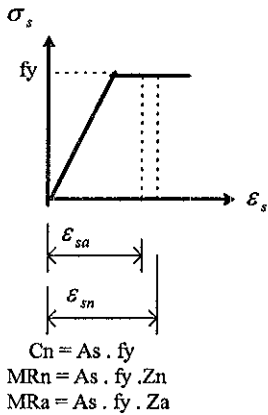
$$R_a = F_R\left(b, d, \left(1 - \frac{\Delta}{100}\right) f'_c, f_y, A_s\right) \text{---} \langle 5 \rangle$$

y la variación de capacidad resistente, expresada en porcentaje (%) será:

$$VR = \frac{R_a - R_n}{R_n} 100 \text{---} \langle 6 \rangle$$

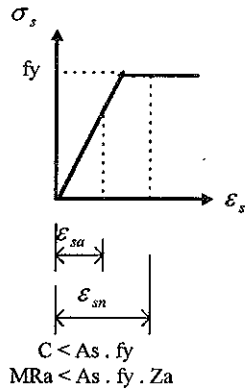


Si :



e)

Si :



f)

Fig. 2 EXPLICACIÓN GRÁFICA DE LA RESPUESTA DE UNA PIEZA DE SECCIÓN RECTANGULAR SOMETIDA A FLEXIÓN SIMPLE CUANDO SE REDUCE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO.

El esfuerzo uniforme f_c^* es igual a $0.85 f_c^*$, si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$

e igual a $\left(1.05 - \frac{f_c^*}{1250}\right) f_c^*$, si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$

Donde $f_c^* = 0.80 f_c'$

Sin entrar en desarrollos matemáticos, la figura 2 visualiza la respuesta de una pieza sometida a flexión simple cuando se reduce la resistencia del concreto. En condiciones nominales, es decir con la resistencia del concreto prevista en el proyecto, el bloque rectangular tiene como dimensión f_c (Fig. 2b). Si el concreto experimenta un descenso de Δ % en su resistencia, el ancho del nuevo bloque, tal como se indica en la figura

2 c) es $\left(1 - \frac{\Delta}{100}\right) f_c$. Ante la reducción de la resistencia del concreto, se incrementa la profundidad del

bloque de compresiones de forma que se restablezca el volumen de compresiones a un valor igual al de la fuerza última proporcionada por las barras de acero. Al haberse reducido el ancho del rectángulo su profundidad ha aumentado y el nuevo brazo mecánico en las condiciones alteradas de la pieza, z_a , será un poco menor que el correspondiente a las condiciones nominales z_n . Con independencia de la resistencia del concreto, la deformación última del concreto puede tomarse como 0.003 y lógicamente, a medida que se aumenta la profundidad del bloque de compresiones se va reduciendo el alargamiento del acero de refuerzo (Fig. 2 d). En la figura 2 e) se indica esquemáticamente el diagrama tensión-deformación de dicho acero.

En las condiciones habituales de proyecto, y para descensos no muy grandes de la resistencia del concreto, tanto el alargamiento ϵ_{sn} en las condiciones nominales como el ϵ_{sa} en las condiciones alteradas (Fig. 2 d) y 2 e)), corresponden a puntos que están en la zona de fluencia del diagrama y por lo tanto en la falla de la pieza, el acero de refuerzo alcanza su límite elástico. Tal como se indica en dicha figura la única diferencia entre el momento último nominal y el momento último reducido reside en la pequeña reducción del brazo de momento.

Por el contrario, si se producen fuertes reducciones en la resistencia del concreto, ello puede conducir a aumentos importantes de la profundidad del bloque de compresiones y en definitiva de la fibra neutra. Correlativamente a ello se obtendrán alargamientos del acero de refuerzo muy reducidos y puede darse entonces la situación que se representa en la figura 2 f), en la que, en condiciones nominales la tensión del acero a la falla de la pieza es su límite elástico y en las condiciones alteradas no alcanza la fluencia. En este caso, la pieza en condiciones alteradas, no solamente está perdiendo capacidad resistente por la reducción del brazo de momento, sino también por la reducción del esfuerzo último del acero de refuerzo.

El tratamiento matemático detallado de las funciones correspondientes a las fórmulas (4), (5) y (6) se hará para los aspectos fundamentales de flexión, fuerza cortante y compresión axial, así como la realización de gráficos de trabajo elaborados a partir de los desarrollos matemáticos citados.

2.3 DESARROLLO MATEMÁTICO DE LAS FUNCIONES CORRESPONDIENTES A LAS EXPRESIONES (4), (5) y (6), PARA EL CASO DE VIGAS SOMETIDAS A FLEXIÓN Y CORTANTE Y COLUMNAS SOMETIDAS A COMPRESIÓN SIMPLE

2.3.1 INFLUENCIA DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO EN LA CAPACIDAD RESISTENTE DE VIGAS SUJETAS A FLEXIÓN SIMPLE.

a).- Incremento de la resistencia a compresión

A partir de la siguiente expresión (1), empleada por el RCDF para el cálculo del momento resistente de elementos rectangulares con refuerzo de tensión únicamente; se determinará la expresión para la sollicitación de falla alterada M_{R_v} , si la resistencia del concreto experimenta un incremento Δ en %.

$$M_{R_n} = F_R b d^2 f_c^* q (1 - 0.5q) \text{--- (1)}$$

La expresión de la cuantía mecánica, es:

$$q = p \frac{f_Y}{f_C^*} \quad 0.05 \leq q \leq 0.35$$

La sollicitación de falla alterada, es:

$$M_{R_v} = F_R b d^2 \left(1 + \frac{\Delta}{100}\right) f_C^* p \frac{f_Y}{\left(1 + \frac{\Delta}{100}\right) f_C^*} \left[1 - \frac{0.5 p f_Y}{\left(1 + \frac{\Delta}{100}\right) f_C^*}\right] \text{--- (2)}$$

Simplificando (2) :

$$M_{R_v} = F_R b d^2 f_C^* q \left[1 - \frac{0.5}{\left(1 + \frac{\Delta}{100}\right)} q\right] \text{--- (3)}$$

Dividiendo (3) entre (2), nos queda la expresión en función de la cuantía mecánica " q " :

$$\frac{M_{R_v}}{M_{R_n}} = \frac{\left[1 - \frac{0.5}{\left(1 + \frac{\Delta}{100}\right)} q\right]}{(1 - 0.5q)}$$

Por lo tanto, el incremento de la capacidad resistente, expresada en porcentaje es:

$$(\%) = \left(\frac{M_{R_v}}{M_{R_n}} - 1\right) \times 100$$

b).- Reducción de la resistencia a compresión

partir de la siguiente expresión (1), empleada por el RCDF para el cálculo del momento resistente de elementos rectangulares con refuerzo de tensión únicamente; se determinará la expresión para la sollicitación de falla alterada M_{R_a} , si la resistencia del concreto experimenta un descenso Δ en %.

$$M_{R_n} = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5q) \text{--- (1)}$$

La expresión de la cuantía mecánica, es:

$$q = p \frac{f_y}{f_c''} \quad 0.05 \leq q \leq 0.35$$

La sollicitación de falla alterada, es:

$$M_{R_a} = F_R b d^2 \left(1 - \frac{\Delta}{100}\right) f_c'' p \frac{f_y}{\left(1 - \frac{\Delta}{100}\right) f_c''} \left(1 - \frac{0.5 p f_y}{\left(1 - \frac{\Delta}{100}\right) f_c''}\right) \text{--- (2)}$$

Simplificando (2) :

$$M_{R_a} = F_R b d^2 f_c'' q \left(1 - \frac{0.5}{\left(1 - \frac{\Delta}{100}\right)} q\right) \text{--- (3)}$$

Dividiendo (3) entre (2), nos queda la expresión en función de la cuantía mecánica " q " :

$$\frac{M_{R_a}}{M_{R_n}} = \frac{\left(1 - \frac{0.5}{\left(1 - \frac{\Delta}{100}\right)} q\right)}{(1 - 0.5q)}$$

Por lo tanto, la reducción de la capacidad resistente, expresada en porcentaje es:

$$(\%) = \left(\frac{M_{R_n}}{M_{R_a}} - 1\right) \times 100$$

2.3.2 INFLUENCIA DEL ESFUERZO DE FLUENCIA DEL ACERO DE REFUERZO EN LA CAPACIDAD RESISTENTE DE VIGAS SUJETAS A FLEXIÓN SIMPLE.

a).- Incremento en el esfuerzo de fluencia

A partir de la siguiente expresión (1), empleada por el RCDF para el cálculo del momento resistente de elementos rectangulares con refuerzo de tensión únicamente; se determinará la expresión para la sollicitación de falla alterada M_{R_a} , si la resistencia del acero experimenta un incremento Δ en %.

$$M_{R_n} = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5q) \text{ --- (1)}$$

La expresión de la cuantía mecánica, es:

$$q = p \frac{f_Y}{f_c''} \quad 0.05 \leq q \leq 0.35$$

La sollicitación de falla alterada, es:

$$M_{R_a} = F_R b d^2 f_c'' p \frac{\left(1 + \frac{\Delta}{100}\right) f_Y}{f_c''} \left(1 - \frac{0.5 p \left(1 + \frac{\Delta}{100}\right) f_Y}{f_c''}\right) \text{ --- (2)}$$

Simplificando (2):

$$M_{R_a} = F_R b d^2 f_c'' \left(1 + \frac{\Delta}{100}\right) q \left(1 - 0.5 \left(1 + \frac{\Delta}{100}\right) q\right) \text{ --- (3)}$$

Dividiendo (3) entre (2), nos queda la expresión en función de la cuantía mecánica " q " :

$$\frac{M_{R_a}}{M_{R_n}} = \frac{\left(1 + \frac{\Delta}{100}\right) \left(1 - 0.5 \left(1 + \frac{\Delta}{100}\right) q\right)}{(1 - 0.5q)}$$

Por lo tanto, el incremento de la capacidad resistente, expresada en porcentaje es:

$$(\%) = \left(\frac{M_{R_a}}{M_{R_n}} - 1\right) \times 100$$

b).- Reducción en el esfuerzo de fluencia

A partir de la siguiente expresión (1), empleada por el RCDF para el cálculo del momento resistente de elementos rectangulares con refuerzo de tensión únicamente; se determinará la expresión para la sollicitación de falla alterada M_{R_a} , si la resistencia del acero experimenta un descenso Δ en %.

$$M_{R_n} = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5q) \text{ --- (1)}$$

La expresión de la cuantía mecánica, es:

$$q = p \frac{f_y}{f_c''} \quad 0.05 \leq q \leq 0.35$$

La sollicitación de falla alterada, es:

$$M_{R_a} = F_R b d^2 f_c'' p \frac{\left(1 - \frac{\Delta}{100}\right) f_y}{f_c''} \left(1 - \frac{0.5p \left(1 - \frac{\Delta}{100}\right) f_y}{f_c''}\right) \text{ --- (2)}$$

Simplificando (2):

$$M_{R_a} = F_R b d^2 f_c'' \left(1 - \frac{\Delta}{100}\right) q \left(1 - 0.5 \left(1 - \frac{\Delta}{100}\right) q\right) \text{ --- (3)}$$

Dividiendo (3) entre (2), nos queda la expresión en función de la cuantía mecánica " q " :

$$\frac{M_{R_a}}{M_{R_n}} = \frac{\left(1 - \frac{\Delta}{100}\right) \left(1 - 0.5 \left(1 - \frac{\Delta}{100}\right) q\right)}{(1 - 0.5q)}$$

Por lo tanto, el incremento de la capacidad resistente, expresada en porcentaje es:

$$(\%) = \left(\frac{M_{R_a}}{M_{R_n}} - 1\right) \times 100$$

2.3.3 INFLUENCIA DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO EN LA CAPACIDAD RESISTENTE DE VIGAS DOBLEMENTE ARMADAS SUJETAS A FLEXIÓN SIMPLE.

a).- Incremento en la resistencia a compresión

A partir de la siguiente expresión (1), empleada por el RCDF para el cálculo del momento resistente de elementos rectangulares con refuerzo de tensión y compresión, se determinará la expresión para la sollicitación de falla alterada M_{R_e} , si la resistencia del concreto experimenta un incremento Δ en %.

$$M_{R_e} = F_R \left((A_s - A_s') f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_s' f_y (d - d') \right) \text{--- (1)}$$

Donde: $a = \frac{(A_s - A_s') f_y}{b f_c^*}$; $q = \frac{A_s f_y}{b d f_c^*} = p \frac{f_y}{f_c^*}$ $0.05 \leq q \leq 0.35$

además, se considerará que: $d' = 0.1d$ $0.001 \leq q' \leq 0.45$

Sustituyendo las anteriores expresiones en (1) y simplificando, tenemos:

$$\begin{aligned} M_{R_e} &= F_R \left(\frac{(A_s - A_s')}{b d} b d f_y \left(d - \frac{(A_s - A_s')}{2 b d f_c^*} f_y d \right) + A_s' f_y (d - 0.1d) \right) \\ &= F_R \left((p - p') b d^2 f_c^* \frac{f_y}{f_c^*} \left(1 - \frac{(p - p') f_y}{2 f_c^*} \right) + \frac{A_s' f_y}{b d f_c^*} b d^2 f_c^* (1 - 0.1) \right) \\ &= F_R \left((q - q') b d^2 f_c^* (1 - 0.5(q - q')) + 0.9 q' b d^2 f_c^* \right) \\ \therefore M_{R_e} &= F_R b d^2 f_c^* \left((q - q') - 0.5(q - q')^2 + 0.9 q' \right) \text{--- (2)} \end{aligned}$$

La sollicitación de falla alterada, es:

$$M_{R_e} = F_R b d^2 \left(1 + \frac{\Delta}{100} \right) f_c^* \left(\frac{(q - q')}{\left(1 + \frac{\Delta}{100} \right)} \left(1 - \frac{0.5(q - q')}{\left(1 + \frac{\Delta}{100} \right)} \right) + \frac{0.9 q'}{\left(1 + \frac{\Delta}{100} \right)} \right) \text{--- (3)}$$

Simplificando (2) :

$$M_{R_e} = F_R b d^2 f_c^* \left((q - q') - \frac{0.5(q - q')^2}{\left(1 + \frac{\Delta}{100} \right)} + 0.9 q' \right) \text{--- (4)}$$

Dividiendo (4) entre (2), nos queda la expresión en función de la cuantía mecánica " q " :

$$\frac{M_{R_e}}{M_{R_e}} = \frac{\left((q - q') - \frac{0.5(q - q')^2}{\left(1 + \frac{\Delta}{100} \right)} + 0.9 q' \right)}{\left((q - q') - 0.5(q - q')^2 + 0.9 q' \right)}$$

Por lo tanto, el incremento de la capacidad resistente, expresada en porcentaje es:

$$(\%) = \left(\frac{M_{R_e}}{M_{R_e}} - 1 \right) \times 100$$

b).- Reducción en la resistencia a compresión

A partir de la siguiente expresión (1), empleada por el RCDF para el cálculo del momento resistente de elementos rectangulares con refuerzo de tensión y compresión, se determinará la expresión para la sollicitación de falla alterada M_{R_n} , si la resistencia del concreto experimenta un descenso Δ en %.

$$M_{R_n} = F_R \left((A_s - A'_s) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f_y (d - d') \right) \text{--- (1)}$$

$$\text{Donde: } a = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{b f_c}; \quad q = \frac{A_s f_y}{b d f_c} = p \frac{f_y}{f_c} \quad 0.05 \leq q \leq 0.35$$

además, se considerará que: $d' = 0.1d$ 0.001 $\leq q' \leq 0.45$

Sustituyendo las anteriores expresiones en (1) y simplificando, tenemos:

$$\begin{aligned} M_{R_n} &= F_R \left(\frac{(A_s - A'_s)}{b d} b d f_y \left(d - \frac{(A_s - A'_s)}{2 b d f_c} f_y d \right) + A'_s f_y (d - 0.1d) \right) \\ &= F_R \left((p - p') b d^2 f_c \frac{f_y}{f_c} \left(1 - \frac{(p - p') f_y}{2 f_c} \right) + \frac{A'_s f_y}{b d f_c} b d^2 f_c (1 - 0.1) \right) \\ &= F_R \left((q - q') b d^2 f_c (1 - 0.5(q - q')) + 0.9 q' b d^2 f_c \right) \end{aligned}$$

$$\therefore M_{R_n} = F_R b d^2 f_c \left((q - q') - 0.5(q - q')^2 + 0.9 q' \right) \text{--- (2)}$$

La sollicitación de falla alterada, es:

$$M_{R_n} = F_R b d^2 \left(1 - \frac{\Delta}{100} \right) f_c \left(\frac{(q - q')}{\left(1 - \frac{\Delta}{100} \right)} \left(1 - \frac{0.5(q - q')}{\left(1 - \frac{\Delta}{100} \right)} \right) + \frac{0.9 q'}{\left(1 - \frac{\Delta}{100} \right)} \right) \text{--- (3)}$$

Simplificando (2) :

$$M_{R_n} = F_R b d^2 f_c \left((q - q') - \frac{0.5(q - q')^2}{\left(1 - \frac{\Delta}{100} \right)} + 0.9 q' \right) \text{--- (4)}$$

Dividiendo (4) entre (2), nos queda la expresión en función de la cuantía mecánica "q" :

$$\frac{M_{R_n}}{M_{R_n}} = \frac{\left((q - q') - \frac{0.5(q - q')^2}{\left(1 - \frac{\Delta}{100} \right)} + 0.9 q' \right)}{\left((q - q') - 0.5(q - q')^2 + 0.9 q' \right)}$$

Por lo tanto, el incremento de la capacidad resistente, expresada en porcentaje es:

$$(\%) = \left(\frac{M_{R_n}}{M_{R_n}} - 1 \right) \times 100$$

2.3.4 INFLUENCIA DEL ESFUERZO DE FLUENCIA DEL ACERO DE REFUERZO EN LA CAPACIDAD RESISTENTE DE VIGAS DOBLEMENTE ARMADAS SUJETAS A FLEXIÓN SIMPLE.
a).- Incremento en el esfuerzo de fluencia

A partir de la siguiente expresión (1), empleada por el RCDF para el cálculo del momento resistente de elementos rectangulares con refuerzo de tensión y compresión, se determinará la expresión para la sollicitación de falla alterada M_{R_e} , si la resistencia del concreto experimenta un incremento Δ en %.

$$M_{R_e} = F_R \left((A_s - A'_s) f_Y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f_Y (d - d') \right) \text{--- (1)}$$

Donde: $a = \frac{(A_s - A'_s) f_Y}{b f_c^*}$; $q = \frac{A_s f_Y}{b d f_c^*} = p \frac{f_Y}{f_c^*}$ $0.05 \leq q \leq 0.35$

además, se considerará que: $d' = 0.1d$ $0.001 \leq q' \leq 0.45$

Sustituyendo las anteriores expresiones en (1) y simplificando, tenemos:

$$\begin{aligned} M_{R_e} &= F_R \left(\frac{(A_s - A'_s)}{b d} b d f_Y \left(d - \frac{(A_s - A'_s)}{2 b d f_c^*} f_Y d \right) + A'_s f_Y (d - 0.1d) \right) \\ &= F_R \left((p - p') b d^2 f_c^* \frac{f_Y}{f_c^*} \left(1 - \frac{(p - p') f_Y}{2 f_c^*} \right) + \frac{A'_s f_Y}{b d f_c^*} b d^2 f_c^* (1 - 0.1) \right) \\ &= F_R \left((q - q') b d^2 f_c^* (1 - 0.5(q - q')) + 0.9 q' b d^2 f_c^* \right) \end{aligned}$$

$$\therefore M_{R_e} = F_R b d^2 f_c^* \left((q - q') - 0.5(q - q')^2 + 0.9 q' \right) \text{--- (2)}$$

La sollicitación de falla alterada, es:

$$M_{R_e} = F_R b d^2 f_c^* \left(\left(1 + \frac{\Delta}{100} \right) (q - q') \left(1 - 0.5 \left(1 + \frac{\Delta}{100} \right) (q - q') \right) + 0.9 q' \left(1 + \frac{\Delta}{100} \right) \right) \text{--- (3)}$$

Simplificando (2):

$$M_{R_e} = F_R b d^2 f_c^* \left(1 + \frac{\Delta}{100} \right) \left((q - q') \left(1 - 0.5 \left(1 + \frac{\Delta}{100} \right) (q - q') \right) + 0.9 q' \right) \text{--- (4)}$$

Dividiendo (4) entre (2), nos queda la expresión en función de la cuantía mecánica "q":

$$\frac{M_{R_e}}{M_{R_e}} = \frac{\left(1 + \frac{\Delta}{100} \right) \left((q - q') \left(1 - 0.5 \left(1 + \frac{\Delta}{100} \right) (q - q') \right) + 0.9 q' \right)}{\left((q - q') - 0.5(q - q')^2 + 0.9 q' \right)}$$

Por lo tanto, el incremento de la capacidad resistente, expresada en porcentaje es:

$$(\%) = \left(\frac{M_{R_e}}{M_{R_e}} - 1 \right) \times 100$$

b).- Reducción en el esfuerzo de fluencia

A partir de la siguiente expresión (1), empleada por el RCDF para el cálculo del momento resistente de elementos rectangulares con refuerzo de tensión y compresión, se determinará la expresión para la sollicitación de falla alterada M_{R_e} , si la resistencia del concreto experimenta un descenso Δ en %.

$$M_{R_e} = F_R \left((A_s - A'_s) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f_y (d - d') \right) \text{--- (1)}$$

$$\text{Donde: } a = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{b f_c}; \quad q = \frac{A_s f_y}{b d f_c} = p \frac{f_y}{f_c} \quad 0.05 \leq q \leq 0.35$$

$$\text{además, se considerará que: } d' = 0.1d \quad 0.001 \leq q' \leq 0.45$$

Sustituyendo las anteriores expresiones en (1) y simplificando, tenemos:

$$\begin{aligned} M_{R_e} &= F_R \left(\frac{(A_s - A'_s)}{b d} b d f_y \left(d - \frac{(A_s - A'_s)}{2 b d f_c} f_y d \right) + A'_s f_y (d - 0.1d) \right) \\ &= F_R \left((p - p') b d^2 f_c \frac{f_y}{f_c} \left(1 - \frac{(p - p') f_y}{2 f_c} \right) + \frac{A'_s f_y}{b d f_c} b d^2 f_c (1 - 0.1) \right) \\ &= F_R \left((q - q') b d^2 f_c (1 - 0.5(q - q')) + 0.9 q' b d^2 f_c \right) \end{aligned}$$

$$\therefore M_{R_e} = F_R b d^2 f_c \left((q - q') - 0.5(q - q')^2 + 0.9q' \right) \text{--- (2)}$$

La sollicitación de falla alterada, es:

$$M_{R_e} = F_R b d^2 f_c \left(\left(1 - \frac{\Delta}{100} \right) (q - q') \left(1 - 0.5 \left(1 - \frac{\Delta}{100} \right) (q - q') \right) + 0.9 q' \left(1 - \frac{\Delta}{100} \right) \right) \text{--- (3)}$$

Simplificando (2) :

$$M_{R_e} = F_R b d^2 f_c \left(1 - \frac{\Delta}{100} \right) \left((q - q') \left(1 - 0.5 \left(1 - \frac{\Delta}{100} \right) (q - q') \right) + 0.9 q' \right) \text{--- (4)}$$

Dividiendo (4) entre (2), nos queda la expresión en función de la cuantía mecánica "q" :

$$\frac{M_{R_e}}{M_{R_e}} = \frac{\left(1 - \frac{\Delta}{100} \right) \left((q - q') \left(1 - 0.5 \left(1 - \frac{\Delta}{100} \right) (q - q') \right) + 0.9 q' \right)}{\left((q - q') - 0.5(q - q')^2 + 0.9q' \right)}$$

Por lo tanto, el incremento de la capacidad resistente, expresada en porcentaje es:

$$(\%) = \left(\frac{M_{R_e}}{M_{R_e}} - 1 \right) \times 100$$

2.3.5 INFLUENCIA DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO EN LA CAPACIDAD RESISTENTE DE VIGAS SUJETAS A ESFUERZO CORTANTE.

a).- Incremento en la resistencia a compresión

A partir de la siguiente expresión (1), empleada por el RCDF para el cálculo del esfuerzo cortante resistente de elementos rectangulares; se determinará la expresión para la sollicitación de falla alterada V_{U_a} , si la resistencia del concreto experimenta un incremento Δ en %.

$$V_U = V_C + V_S \quad \Rightarrow \quad V_U = V_C \left(1 + \frac{V_S}{V_C} \right) \text{---(1)}$$

Donde: $V_C = F_R (0.2 + 30p) b d \sqrt{f_C^*}$ $0 \leq \frac{V_S}{V_C} \leq 8$

Sustituyendo V_C en (1), tenemos:

$$V_U = F_R (0.2 + 30p) b d \sqrt{f_C^*} \left(1 + \frac{V_S}{F_R (0.2 + 30p) b d \sqrt{f_C^*}} \right)$$

La sollicitación de falla alterada, es:

$$V_{U_a} = F_R (0.2 + 30p) b d \sqrt{\left(1 + \frac{\Delta}{100} \right) f_C^*} \left(1 + \frac{V_S}{F_R (0.2 + 30p) b d \sqrt{\left(1 + \frac{\Delta}{100} \right) f_C^*}} \right) \text{---(2)}$$

Simplificando (2):

$$V_{U_a} = V_C \sqrt{\left(1 + \frac{\Delta}{100} \right)} \left(1 + \frac{V_S}{V_C \sqrt{\left(1 + \frac{\Delta}{100} \right)}} \right) \text{---(3)}$$

Dividiendo (3) entre (1), nos queda la expresión en función de la relación $\frac{V_S}{V_C}$:

$$\frac{V_{U_a}}{V_U} = \frac{\sqrt{\left(1 + \frac{\Delta}{100} \right)} \left(1 + \frac{V_S}{V_C \sqrt{\left(1 + \frac{\Delta}{100} \right)}} \right)}{\left(1 + \frac{V_S}{V_C} \right)}$$

Por lo tanto, el incremento de la capacidad resistente, expresada en porcentaje es:

$$(\%) = \left(\frac{V_{U_a}}{V_U} - 1 \right) \times 100$$

b).- Reducción en la resistencia a compresión

A partir de la siguiente expresión (1), empleada por el RCDF para el cálculo del esfuerzo cortante resistente de elementos rectangulares; se determinará la expresión para la sollicitación de falla alterada V_{U_s} , si la resistencia del concreto experimenta un descenso Δ en %.

$$V_U = V_C + V_S \quad \Rightarrow \quad V_U = V_C \left(1 + \frac{V_S}{V_C} \right) \text{---(1)}$$

Donde: $V_C = F_R (0.2 + 30p) b d \sqrt{f_C^*}$ $0 \leq \frac{V_S}{V_C} \leq 8$

Sustituyendo V_C en (1), tenemos:

$$V_U = F_R (0.2 + 30p) b d \sqrt{f_C^*} \left(1 + \frac{V_S}{F_R (0.2 + 30p) b d \sqrt{f_C^*}} \right)$$

La sollicitación de falla alterada, es:

$$V_{U_s} = F_R (0.2 + 30p) b d \sqrt{\left(1 - \frac{\Delta}{100}\right) f_C^*} \left(1 + \frac{V_S}{F_R (0.2 + 30p) b d \sqrt{\left(1 - \frac{\Delta}{100}\right) f_C^*}} \right) \text{---(2)}$$

Simplificando (2):

$$V_{U_s} = V_C \sqrt{\left(1 - \frac{\Delta}{100}\right)} \left(1 + \frac{V_S}{V_C \sqrt{\left(1 - \frac{\Delta}{100}\right)}} \right) \text{---(3)}$$

Dividiendo (3) entre (1), nos queda la expresión en función de la relación $\frac{V_S}{V_C}$:

$$\frac{V_{U_s}}{V_U} = \frac{\sqrt{\left(1 - \frac{\Delta}{100}\right)} \left(1 + \frac{V_S}{V_C \sqrt{\left(1 - \frac{\Delta}{100}\right)}} \right)}{\left(1 + \frac{V_S}{V_C} \right)}$$

Por lo tanto, el incremento de la capacidad resistente, expresada en porcentaje es:

$$(\%) = \left(\frac{V_{U_s}}{V_U} - 1 \right) \times 100$$

2.3.6 INFLUENCIA DEL ESFUERZO DE FLUENCIA Y/O SECCIÓN DE ESTRIBOS EN LA CAPACIDAD RESISTENTE DE VIGAS SUJETAS A ESFUERZO CORTANTE.

a).- Incremento en la capacidad resistente de los estribos

A partir de la siguiente expresión (1), empleada por el RCDF para el cálculo del esfuerzo cortante resistente de elementos rectangulares; se determinará la expresión para la sollicitación de falla alterada V_{U_a} , si la resistencia del acero experimenta un incremento Δ en %.

$$V_U = V_C + V_S \quad \Rightarrow \quad V_U = V_S \left(\frac{V_C}{V_S} + 1 \right) = V_S \left(\frac{1}{\frac{V_S}{V_C}} + 1 \right) \quad \text{---(1)}$$

Donde: $V_S = F_R \frac{A_r f_y d (\text{sen } \Theta + \text{cos } \Theta)}{S} \quad 0 < \frac{V_S}{V_C} \leq 8$

Sustituyendo Vs en (1), tenemos:

$$V_U = F_R \frac{A_r f_y d (\text{sen } \Theta + \text{cos } \Theta)}{S} \left(\frac{1}{\frac{F_R \frac{A_r f_y d (\text{sen } \Theta + \text{cos } \Theta)}{S}}{V_C}} + 1 \right)$$

La sollicitación de falla alterada, es:

$$V_{U_a} = F_R \frac{A_r \left(1 + \frac{\Delta}{100} \right) f_y d (\text{sen } \Theta + \text{cos } \Theta)}{S} \left(\frac{V_S}{\frac{F_R \left(1 + \frac{\Delta}{100} \right) f_y d (\text{sen } \Theta + \text{cos } \Theta)}{S}} + 1 \right) \quad \text{---(2)}$$

Simplificando (2) :

$$V_{U_a} = V_S \left(1 + \frac{\Delta}{100} \right) \left(\frac{1}{\frac{V_S \left(1 + \frac{\Delta}{100} \right)}{V_C}} + 1 \right) \quad \text{---(3)}$$

Dividiendo (3) entre (1), nos queda la expresión en función de la relación $\frac{V_s}{V_c}$:

$$\frac{V_{U_s}}{V_U} = \frac{\left(1 + \frac{\Delta}{100}\right) \left(\frac{1}{\left(1 + \frac{\Delta}{100}\right) \frac{V_s}{V_c}} + 1 \right)}{\left(\frac{1}{\frac{V_s}{V_c}} + 1 \right)}$$

Por lo tanto, el incremento de la capacidad resistente, expresada en porcentaje es:

$$(\%) = \left(\frac{V_{U_s}}{V_U} - 1 \right) \times 100$$

b).- Reducción en la capacidad resistente de los estribos

A partir de la siguiente expresión (1), empleada por el RCDF para el cálculo del esfuerzo cortante resistente de elementos rectangulares; se determinará la expresión para la sollicitación de falla alterada V_{U_s} , si la resistencia del acero experimenta un descenso Δ en %.

$$V_U = V_C + V_S \quad \Rightarrow \quad V_U = V_S \left(\frac{V_C}{V_S} + 1 \right) = V_S \left(\frac{1}{\frac{V_S}{V_C}} + 1 \right) \quad \text{--- (1)}$$

Donde: $V_S = F_R \frac{Ar f_y d (\text{sen } \Theta + \text{cos } \Theta)}{S}$ $0 < \frac{V_S}{V_C} \leq 8$

Sustituyendo V_S en (1), tenemos:

$$V_U = F_R \frac{Ar f_y d (\text{sen } \Theta + \text{cos } \Theta)}{S} \left(\frac{1}{\frac{F_R \frac{Ar f_y d (\text{sen } \Theta + \text{cos } \Theta)}{S}}{V_C}} + 1 \right)$$

La sollicitación de falla alterada, es:

$$V_{U_s} = F_R \frac{Ar \left(1 - \frac{\Delta}{100} \right) f_y d (\text{sen } \Theta + \text{cos } \Theta)}{S} \left(\frac{V_S}{\frac{F_R \frac{Ar \left(1 - \frac{\Delta}{100} \right) f_y d (\text{sen } \Theta + \text{cos } \Theta)}{S}}{V_C}} + 1 \right) \quad \text{--- (2)}$$

Simplificando (2):

$$V_{U_s} = V_S \left(1 - \frac{\Delta}{100} \right) \left(\frac{1}{\frac{V_S \left(1 - \frac{\Delta}{100} \right)}{V_C}} + 1 \right) \quad \text{--- (3)}$$

Dividiendo (3) entre (1), nos queda la expresión en función de la relación $\frac{V_s}{V_c}$:

$$\frac{V_{u_s}}{V_u} = \frac{\left(1 - \frac{\Delta}{100}\right) \left(\frac{1}{\left(1 - \frac{\Delta}{100}\right) \frac{V_s}{V_c} + 1} \right)}{\left(\frac{1}{\frac{V_s}{V_c} + 1} \right)}$$

Por lo tanto, el incremento de la capacidad resistente, expresada en porcentaje es:

$$(\%) = \left(\frac{V_{u_s}}{V_u} - 1 \right) \times 100$$

2.3.7 INFLUENCIA DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO EN LA CAPACIDAD RESISTENTE DE COLUMNAS SUJETAS A COMPRESIÓN AXIAL.

a).- Incremento en la resistencia a compresión

A partir de la siguiente expresión (1), empleada por el RCDF para el cálculo de la carga axial resistente de elementos rectangulares con refuerzo longitudinal; se determinará la expresión para la sollicitación de falla alterada P_{Oa} , si la resistencia del concreto experimenta un incremento Δ en %.

$$P_O = F_R(A_C f_C^* + A_S f_Y) \text{---(1)} \quad \text{Donde: } A_C = bd$$

La expresión de la cuantía mecánica, es:

$$q = p \frac{f_Y}{f_C^*}, \quad p = \frac{A_S}{bd} \quad 0 < q \leq 1$$

Desarrollando la ecuación (1), tenemos que:

$$P_O = F_R(bdf_C^* + A_S f_Y) = F_R\left(bdf_C^* + \frac{A_S}{bd} bdf_Y\right)$$

$$P_O = F_R bdf_C^* \left(1 + \frac{A_S}{bdf_C^*} f_Y\right) \Rightarrow P_O = F_R bdf_C^* (1+q) \text{---(2)}$$

La sollicitación de falla alterada, es:

$$P_{Oa} = F_R bd \left(1 + \frac{\Delta}{100}\right) f_C^* \left(1 + \frac{A_S}{bd} \frac{f_Y}{\left(1 + \frac{\Delta}{100}\right) f_C^*}\right) \text{---(3)}$$

Simplificando (3):

$$P_{Oa} = F_R bdf_C^* \left(1 + \frac{\Delta}{100}\right) \left(1 + \frac{q}{\left(1 + \frac{\Delta}{100}\right)}\right) \text{---(4)}$$

Dividiendo (4) entre (2), nos queda la expresión en función de la cuantía mecánica " q " :

$$\frac{P_{Oa}}{P_O} = \frac{\left(1 + \frac{\Delta}{100}\right) \left(1 + \frac{q}{\left(1 + \frac{\Delta}{100}\right)}\right)}{(1+q)}$$

Por lo tanto, el incremento de la capacidad resistente, expresada en porcentaje es:

$$(\%) = \left(\frac{P_{Oa}}{P_O} - 1\right) \times 100$$

b).- Reducción en la resistencia a compresión

A partir de la siguiente expresión (1), empleada por el RCDF para el cálculo de la carga axial resistente de elementos rectangulares con refuerzo longitudinal; se determinará la expresión para la sollicitación de falla alterada P_{O_e} , si la resistencia del concreto experimenta un descenso Δ en %.

$$P_O = F_R(A_C f_C^* + A_S f_Y) \text{---(1)} \quad \text{Donde: } A_C = bd$$

La expresión de la cuantía mecánica, es:

$$q = p \frac{f_Y}{f_C^*}, \quad p = \frac{A_S}{bd} \quad 0 < q \leq 1$$

Desarrollando la ecuación (1), tenemos que:

$$P_O = F_R(bdf_C^* + A_S f_Y) = F_R\left(bdf_C^* + \frac{A_S}{bd} bdf_Y\right)$$

$$P_O = F_R bdf_C^* \left(1 + \frac{A_S}{bdf_C^*} f_Y\right) \Rightarrow P_O = F_R bdf_C^* (1+q) \text{---(2)}$$

La sollicitación de falla alterada, es:

$$P_{O_e} = F_R bd \left(1 - \frac{\Delta}{100}\right) f_C^* \left(1 + \frac{A_S}{bd} \frac{f_Y}{\left(1 - \frac{\Delta}{100}\right) f_C^*}\right) \text{---(3)}$$

Simplificando (3):

$$P_{O_e} = F_R bdf_C^* \left(1 - \frac{\Delta}{100}\right) \left(1 + \frac{q}{\left(1 - \frac{\Delta}{100}\right)}\right) \text{---(4)}$$

Dividiendo (4) entre (2), nos queda la expresión en función de la cuantía mecánica " q " :

$$\frac{P_{O_e}}{P_O} = \frac{\left(1 - \frac{\Delta}{100}\right) \left(1 + \frac{q}{\left(1 - \frac{\Delta}{100}\right)}\right)}{(1+q)}$$

Por lo tanto, el incremento de la capacidad resistente, expresada en porcentaje es:

$$(\%) = \left(\frac{P_{O_e}}{P_O} - 1\right) \times 100$$

2.3.8 INFLUENCIA DEL ESFUERZO DE FLUENCIA DEL ACERO DE REFUERZO O DE SU SECCIÓN EN LA CAPACIDAD RESISTENTE DE COLUMNAS SUJETAS A COMPRESIÓN AXIAL.

a).- Incremento en el esfuerzo de fluencia

A partir de la siguiente expresión (1), empleada por el RCDF para el cálculo de la carga axial resistente de elementos rectangulares con refuerzo longitudinal; se determinará la expresión para la sollicitación de falla alterada P_{Oa} , si la resistencia del acero experimenta un incremento Δ en %.

$$P_O = F_R(A_C f_C' + A_S f_Y) \text{ --- (1)} \quad \text{Donde: } A_C = bd$$

La expresión de la cuantía mecánica, es:

$$q = p \frac{f_Y}{f_C'} \quad , \quad p = \frac{A_S}{bd} \quad 0 < q \leq 1$$

Desarrollando la ecuación (1), tenemos que:

$$P_O = F_R(bdf_C' + A_S f_Y) = F_R\left(bdf_C' + \frac{A_S}{bd} bdf_Y\right)$$

$$P_O = F_R bdf_C' \left(1 + \frac{A_S}{bdf_C'} f_Y\right) \Rightarrow P_O = F_R bdf_C' (1 + q) \text{ --- (2)}$$

La sollicitación de falla alterada, es:

$$P_{Oa} = F_R bdf_C' \left(1 + \frac{p \left(1 + \frac{\Delta}{100}\right) f_Y}{f_C'}\right) \text{ --- (3)}$$

Simplificando (3):

$$P_{Oa} = F_R bdf_C' \left(1 + \left(1 + \frac{\Delta}{100}\right) q\right) \text{ --- (4)}$$

Dividiendo (4) entre (2), nos queda la expresión en función de la cuantía mecánica " q " :

$$\frac{P_{Oa}}{P_O} = \frac{1 + \left(1 + \frac{\Delta}{100}\right) q}{(1 + q)}$$

Por lo tanto, el incremento de la capacidad resistente, expresada en porcentaje es:

$$(\%) = \left(\frac{P_{Oa}}{P_O} - 1\right) \times 100$$

b).- Reducción en el esfuerzo de fluencia

A partir de la siguiente expresión (1), empleada por el RCDF para el cálculo de la carga axial resistente de elementos rectangulares con refuerzo longitudinal; se determinará la expresión para la sollicitación de falla alterada P_{O_a} , si la resistencia del acero experimenta un descenso Δ en %.

$$P_O = F_R(A_C f_C^* + A_S f_Y) \text{ --- (1)} \quad \text{Donde: } A_C = bd$$

La expresión de la cuantía mecánica, es:

$$q = p \frac{f_Y}{f_C^*}, \quad p = \frac{A_S}{bd} \quad 0 < q \leq 1$$

Desarrollando la ecuación (1), tenemos que:

$$P_O = F_R(bdf_C^* + A_S f_Y) = F_R\left(bdf_C^* + \frac{A_S}{bd} bdf_Y\right)$$

$$P_O = F_R bdf_C^* \left(1 + \frac{A_S}{bdf_C^*} f_Y\right) \Rightarrow P_O = F_R bdf_C^* (1 + q) \text{ --- (2)}$$

La sollicitación de falla alterada, es:

$$P_{O_a} = F_R bdf_C^* \left(1 + \frac{p\left(1 - \frac{\Delta}{100}\right) f_Y}{f_C^*}\right) \text{ --- (3)}$$

Simplificando (3):

$$P_{O_a} = F_R bdf_C^* \left(1 + \left(1 - \frac{\Delta}{100}\right) q\right) \text{ --- (4)}$$

Dividiendo (4) entre (2), nos queda la expresión en función de la cuantía mecánica " q " :

$$\frac{P_{O_a}}{P_O} = \frac{1 + \left(1 - \frac{\Delta}{100}\right) q}{(1 + q)}$$

Por lo tanto, el incremento de la capacidad resistente, expresada en porcentaje es:

$$(\%) = \left(\frac{P_{O_a}}{P_O} - 1\right) \times 100$$

2.4 GRÁFICOS DE CÁLCULO

Se muestran a continuación seis gráficos que recogen la influencia de las variaciones de resistencia del concreto y del límite elástico del acero de refuerzo en los casos analizados matemáticamente con anterioridad.

En el Gráfico G - 1, correspondiente a variación de resistencia del concreto en flexión simple, se puede observar que para cualquier descenso de la resistencia del concreto incluso hasta valores tan altos como el 30 %, con las cuantías mecánicas q de acero habitualmente empleadas en la práctica, que pueden oscilar de 0.10 a 0.20, las reducciones de capacidad resistente de la pieza no sobrepasan valores de 5%. Es decir que la seguridad de la pieza para este tipo de cuantías habituales está muy escasamente ligada a la resistencia del concreto. Si se observa atentamente el gráfico, puede apreciarse que para descensos de resistencia del concreto superiores a 20% las curvas empiezan a presentar un punto singular. Este hecho es debido a que para cuantías próximas a la balanceada, poco usuales en la práctica, las profundidades de fibra neutra en las condiciones nominales son grandes y para descensos fuertes de la resistencia del concreto, la nueva profundidad correspondiente a las condiciones alteradas es ya muy grande y no permite el agotamiento de la capacidad del acero. Aun así y haciendo referencia a la cuantía balanceada, para una pérdida de resistencia del concreto de 30%, la baja de capacidad resistente solamente alcanza 9%. La zona izquierda del gráfico corresponde a secciones sin acero de refuerzo a compresión, la parte derecha corresponde a aquéllas que si lo necesitan. Naturalmente, la presencia del acero a compresión suaviza de nuevo la dependencia entre la variación de resistencia del concreto y la variación de la capacidad resistente de la pieza.

Incidentalmente, obsérvese que para las cuantías ordinarias un descenso de resistencia del concreto tiene una importancia muy escasa, pero una mejora análoga tiene todavía una menor influencia. Por ejemplo, para la cuantía mecánica 0.20, un descenso de 30% en la resistencia del concreto conduce a una pérdida de capacidad resistente de 5%, pero un aumento de resistencia del concreto de 30% conduce a un incremento de capacidad resistente del orden de 3%. Este hecho contrasta fuertemente con la opinión intuitiva de que en piezas en flexión simple, el incremento de calidad del concreto conduce a un aumento apreciable de la resistencia.

En el Gráfico G - 2 se recoge la relación entre la variación del límite elástico del acero de refuerzo y la capacidad resistente de la pieza en flexión. Los resultados son radicalmente contrarios a los vistos anteriormente. Casi con independencia de la cuantía, cualquier descenso en el límite elástico del acero conduce a importantes variaciones de la capacidad resistente de la pieza. Es decir, la capacidad resistente a flexión es fuertemente dependiente de la calidad del acero de refuerzo. Obsérvese que prácticamente son proporcionales las variaciones de la resistencia del límite elástico del acero de refuerzo a las variaciones de la capacidad resistente de la pieza. Para un descenso del límite elástico de 30%, la baja de capacidad resistente corresponde a un porcentaje del mismo orden; así mismo, un aumento del límite elástico de 30% conduce a un incremento en la capacidad resistente de la pieza de 26% aproximadamente.

En el Gráfico G - 3 se recoge la dependencia entre la variación de resistencia del concreto y la capacidad resistente a cortante de vigas armadas con estribos verticales. Como puede apreciarse, para las relaciones $\frac{V_s}{V_c}$ habituales en la práctica, generalmente superiores a 0.5, incluso para reducciones de resistencia del concreto tan fuertes como 30%, la pérdida de capacidad resistente no supera 12%. Para valores $\frac{V_s}{V_c}$ superiores a 2, las reducciones son menores que 6%. De igual forma, para incrementos de resistencia del concreto aun de 30%, el aumento de capacidad resistente no alcanza 11% y para valores $\frac{V_s}{V_c}$ superiores a 2 los incrementos son inferiores a 5%. Es decir, que la capacidad resistente a cortante de vigas armadas con estribos verticales está muy escasamente ligada a la resistencia del concreto.

En el gráfico G - 4 se recoge, también para el caso de esfuerzo cortante, la influencia de la variación del límite elástico o la sección de estribos en la capacidad resistente. Las conclusiones son considerablemente diferentes al caso anterior. Si la relación de capacidad a cortante cubierta por los estribos respecto a la cubierta por el concreto es superior a 1, a descensos importantes del límite elástico o de la sección de estribos, le corresponden también pérdidas importantes de la capacidad resistente. Análogamente, sucede para incrementos importantes del límite elástico o de la sección de estribos, los incrementos de la capacidad resistente son grandes. Incidentalmente, obsérvese que existe simetría en las gráficas correspondientes a las

variaciones (descensos e incrementos) del límite elástico o sección de estribos y a su vez de la capacidad resistente. La seguridad de la pieza tiene fuerte dependencia de la variación del límite elástico o la sección de estribos.

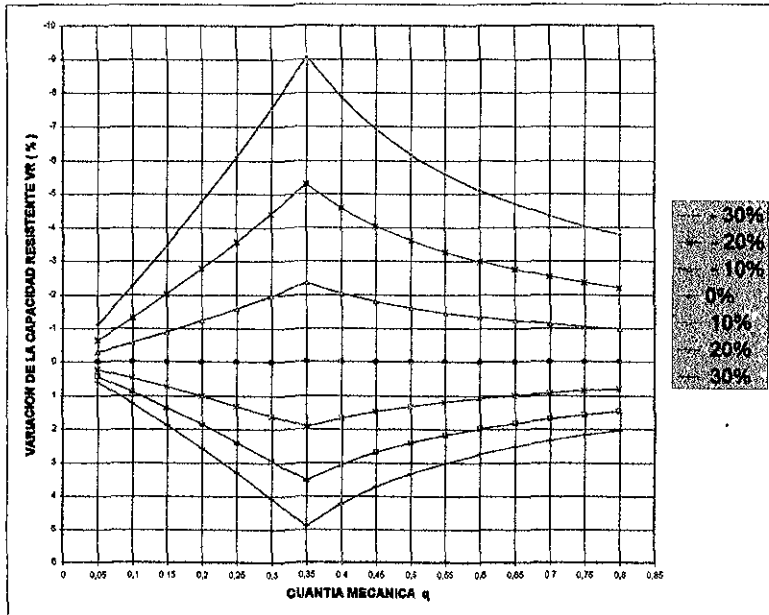
El Gráfico G - 5 analiza la influencia de la variación de resistencia del concreto en la capacidad resistente de piezas sometidas a compresión axial (columnas). En la práctica y salvo casos especiales, las cuantías de acero empleadas oscilan entre valores de 0.10 a 0.30 y como puede verse en ese intervalo a una reducción, por ejemplo de 30% en la resistencia del concreto, le corresponden pérdidas superiores a 28%, es decir, las columnas sometidas a compresión axial o a compresiones de pequeña excentricidad son extraordinariamente sensibles a los descensos de resistencia del concreto. Además, existe simetría en las gráficas de los incrementos de resistencia del concreto respecto de los descensos, así mismo, con las variaciones de la capacidad resistente de la pieza. Por otra parte, para las cuantías de acero mencionadas, la capacidad resistente de columnas sometidas a compresión axial es prácticamente proporcional a la variación de la resistencia del concreto.

El Gráfico G - 6 analiza la influencia de la variación del límite elástico del acero de refuerzo o de su sección en la capacidad resistente de columnas sometidas a compresión axial. Para las cuantías habituales de 0.10 a 0.30, incluso bajas de 30% no suponen pérdidas de capacidad resistente superior a 7%. Esto implica que la capacidad resistente de columnas sometidas a compresión axial no depende de la calidad del acero de refuerzo.

Obsérvese la simetría en las gráficas entre ascensos y descensos del límite elástico. Es decir, que para un incremento del límite elástico corresponde cierta variación de la capacidad resistente, siendo dicha variación del mismo orden para un descenso sólo que como una disminución.

FLEXION SIMPLE - INFLUENCIA DE LA VARIACION DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO EN LA CAPACIDAD RESISTENTE

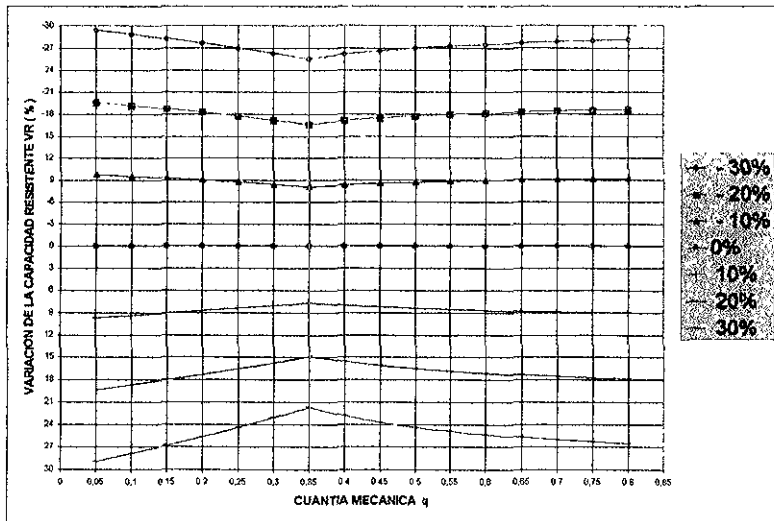
Δ \ q	q	q																
		0,05	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35	0,401	0,45	0,5	0,55	0,6	0,65	0,7	0,75	0,8	
-10		-0,285	-0,585	-0,901	-1,235	-1,587	-1,961	-2,357	-2,350	-2,039	-1,797	-1,606	-1,432	-1,325	-1,218	-1,127	-1,049	-0,981
-20		-0,641	-1,316	-2,027	-2,778	-3,571	-4,412	-5,303	-5,287	-4,588	-4,043	-3,614	-3,267	-2,981	-2,740	-2,536	-2,360	-2,207
-30		-1,099	-2,256	-3,475	-4,762	-6,122	-7,563	-9,091	-9,063	-7,865	-6,931	-6,195	-5,600	-5,109	-4,698	-4,348	-4,046	-3,784
0		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10		0,233	0,478	0,737	1,010	1,299	1,604	1,928	1,922	1,668	1,470	1,314	1,188	1,084	0,997	0,922	0,858	0,803
20		0,427	0,877	1,351	1,852	2,381	2,941	3,535	3,524	3,059	2,695	2,409	2,178	1,987	1,827	1,691	1,574	1,471
30		0,592	1,215	1,871	2,564	3,297	4,072	4,895	4,880	4,235	3,732	3,336	3,015	2,751	2,530	2,341	2,179	2,037



G - 1.- FLEXIÓN SIMPLE - INFLUENCIA DE LA VARIACIÓN DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO EN LA CAPACIDAD RESISTENTE

FLEXIÓN SIMPLE - INFLUENCIA DE LA VARIACION DEL LIMITE ELASTICO DEL ACERO DE REFUERZO EN LA CAPACIDAD RESISTENTE

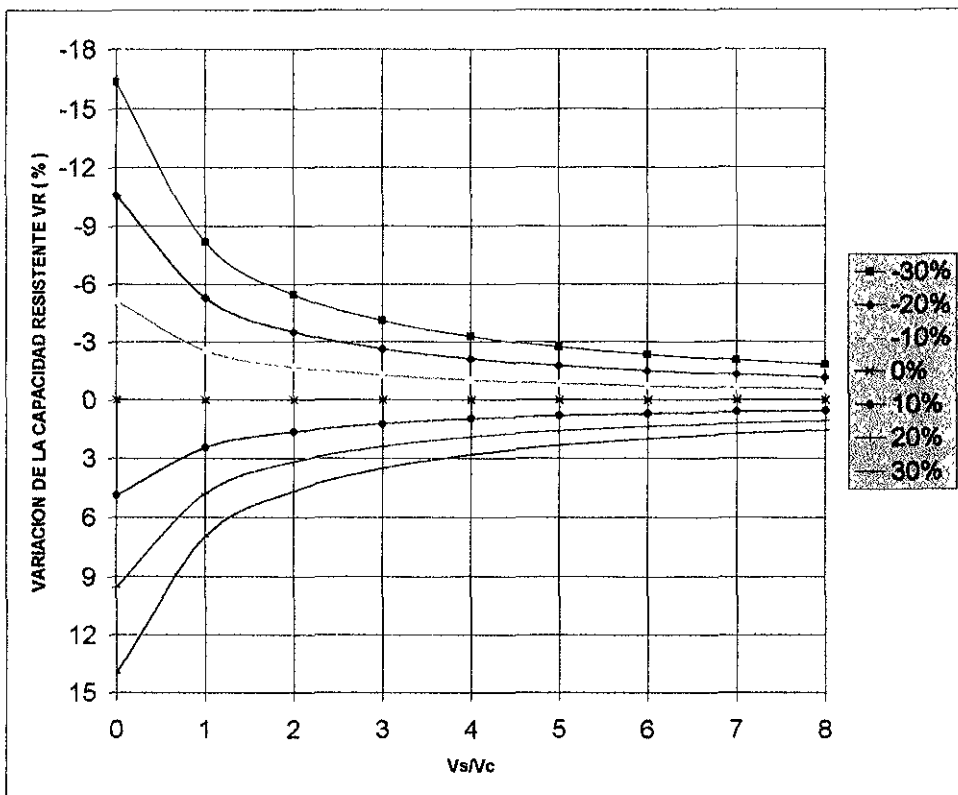
$\frac{q}{A}$	0,05	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5	0,55	0,6	0,65	0,7	0,75	0,8	
-10	-9,769	-9,526	-9,270	-9,000	-8,714	-8,412	-8,091	-8,097	-8,348	-8,545	-8,699	-8,824	-8,927	-9,013	-9,087	-9,150	-9,205
-20	-19,590	-19,158	-18,703	-18,222	-17,714	-17,176	-16,606	-16,617	-17,064	-17,413	-17,687	-17,909	-18,092	-18,246	-18,377	-18,489	-18,587
-30	-29,462	-28,895	-28,297	-27,667	-27,000	-26,294	-25,545	-25,559	-26,146	-26,604	-26,965	-27,256	-27,496	-27,698	-27,870	-28,017	-28,146
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	9,718	9,421	9,108	8,778	8,429	8,059	7,667	7,674	7,981	8,221	8,410	8,563	8,689	8,794	8,884	8,961	9,029
20	19,385	18,737	18,054	17,333	16,571	15,765	14,909	14,925	15,596	16,119	16,531	16,864	17,139	17,369	17,565	17,734	17,881
30	29,000	27,947	26,838	25,667	24,429	23,118	21,727	21,753	22,843	23,693	24,363	24,904	25,350	25,725	26,043	26,318	26,557



G - 2.- FLEXIÓN SIMPLE - INFLUENCIA DE LA VARIACIÓN DEL LÍMITE ELÁSTICO DEL ACERO DE REFUERZO EN LA CAPACIDAD RESISTENTE

ESFUERZO CORTANTE EN VIGAS CON ESTRIBOS - INFLUENCIA DE LA VARIACION DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO EN LA CAPACIDAD RESISTENTE

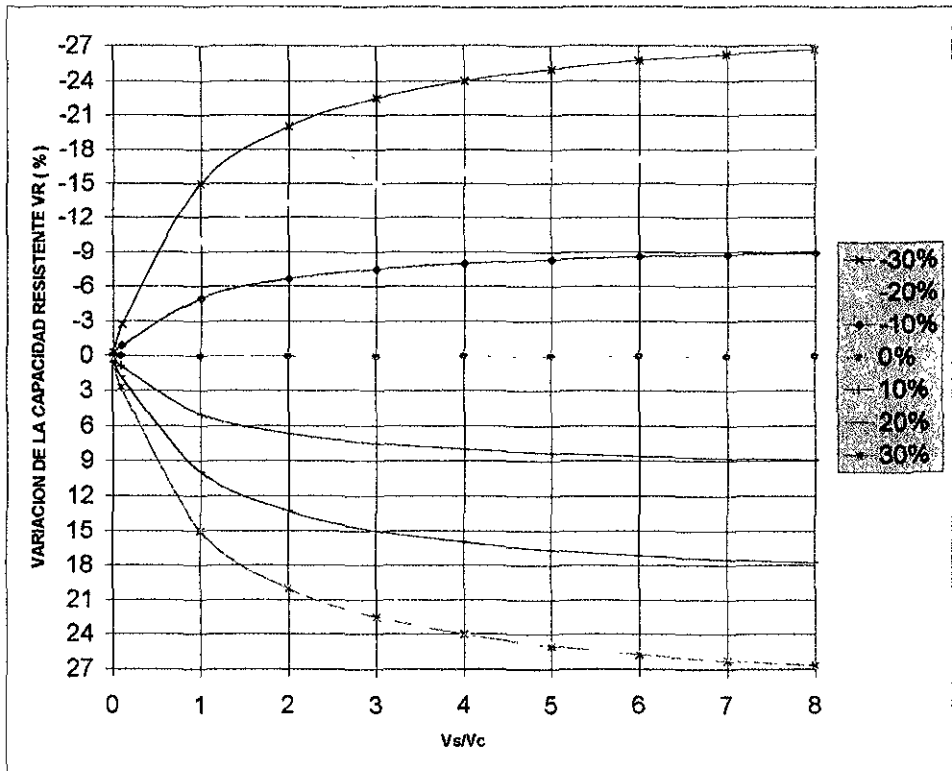
Δ / V_s/V_c	0	1	2	3	4	5	6	7	8
-10	-5,132	-2,566	-1,711	-1,283	-1,026	-0,855	-0,733	-0,641	-0,570
-20	-10,557	-5,279	-3,519	-2,639	-2,111	-1,760	-1,508	-1,320	-1,173
-30	-16,334	-8,167	-5,445	-4,083	-3,267	-2,722	-2,333	-2,042	-1,815
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	4,881	2,440	1,627	1,220	0,976	0,813	0,697	0,610	0,542
20	9,545	4,772	3,182	2,386	1,909	1,591	1,364	1,193	1,061
30	14,018	7,009	4,673	3,504	2,804	2,336	2,003	1,752	1,558



G - 3.- ESFUERZO CORTANTE EN VIGAS CON ESTRIBOS - INFLUENCIA DE LA VARIACIÓN DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO EN LA CAPACIDAD RESISTENTE

ESFUERZO CORTANTE EN VIGAS CON ESTRIBOS - INFLUENCIA DE LA VARIACION DEL LIMITE ELASTICO O SECCION DE ESTRIBOS EN LA CAPACIDAD RESISTENTE

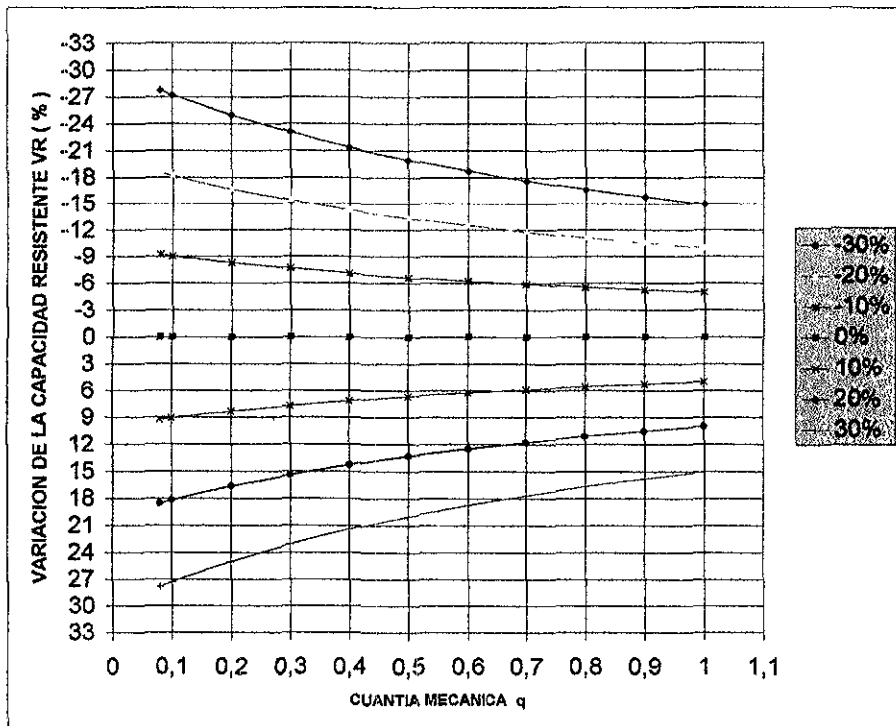
Δ \ V_s/V_c	0,01	0,1	1	2	3	4	5	6	7	8
-10	-0,099	-0,909	-5,000	-6,667	-7,500	-8,000	-8,333	-8,571	-8,750	-8,889
-20	-0,198	-1,818	-10,000	-13,333	-15,000	-16,000	-16,667	-17,143	-17,500	-17,778
-30	-0,297	-2,727	-15,000	-20,000	-22,500	-24,000	-25,000	-25,714	-26,250	-26,667
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,099	0,909	5,000	6,667	7,500	8,000	8,333	8,571	8,750	8,889
20	0,198	1,818	10,000	13,333	15,000	16,000	16,667	17,143	17,500	17,778
30	0,297	2,727	15,000	20,000	22,500	24,000	25,000	25,714	26,250	26,667



G - 4.- ESFUERZO CORTANTE EN VIGAS CON ESTRIBOS - INFLUENCIA DE LA VARIACION DEL LIMITE ELASTICO O SECCION DE ESTRIBOS EN LA CAPACIDAD RESISTENTE

COMPRESION AXIAL - INFLUENCIA DE LA VARIACION DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO EN LA CAPACIDAD RESISTENTE

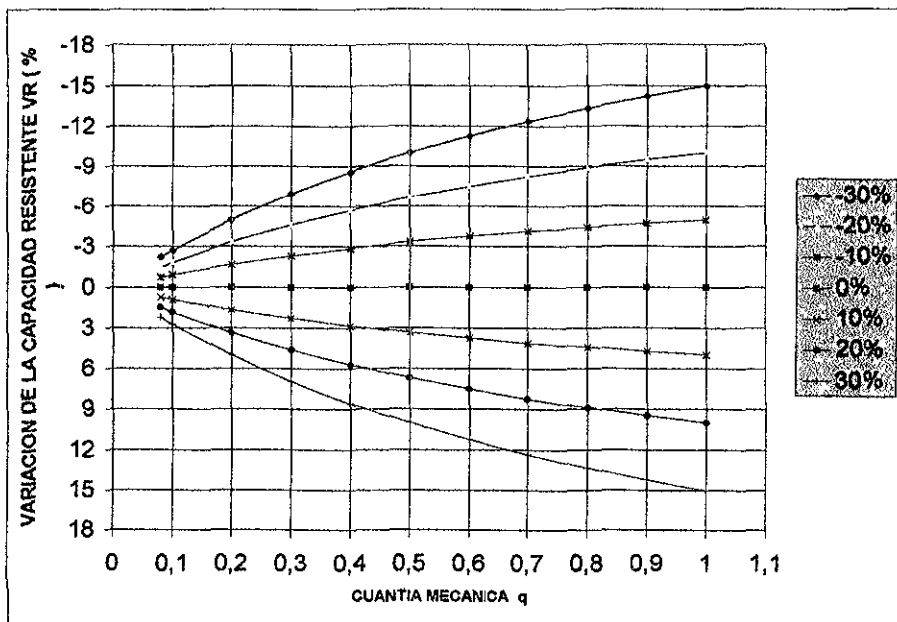
Δ \ q	0,08	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
-10	-9,259	-9,091	-8,333	-7,692	-7,143	-6,667	-6,250	-5,882	-5,556	-5,263	-5,000
-20	-18,519	-18,182	-16,667	-15,385	-14,286	-13,333	-12,500	-11,765	-11,111	-10,526	-10,000
-30	-27,778	-27,273	-25,000	-23,077	-21,429	-20,000	-18,750	-17,647	-16,667	-15,789	-15,000
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	9,259	9,091	8,333	7,692	7,143	6,667	6,250	5,882	5,556	5,263	5,000
20	18,519	18,182	16,667	15,385	14,286	13,333	12,500	11,765	11,111	10,526	10,000
30	27,778	27,273	25,000	23,077	21,429	20,000	18,750	17,647	16,667	15,789	15,000



G - 5- COMPRESIÓN AXIAL - INFLUENCIA DE LA VARIACIÓN DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO EN LA CAPACIDAD RESISTENTE

COMPRESION AXIAL - INFLUENCIA DE LA VARIACION DEL LIMITE ELASTICO DEL ACERO DE REFUERZO O DE SU SECCION

Δ \ q	0,08	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
-10	-0,741	-0,909	-1,667	-2,308	-2,857	-3,333	-3,750	-4,118	-4,444	-4,737	-5,000
-20	-1,481	-1,818	-3,333	-4,615	-5,714	-6,667	-7,500	-8,235	-8,889	-9,474	-10,000
-30	-2,222	-2,727	-5,000	-6,923	-8,571	-10,000	-11,250	-12,353	-13,333	-14,211	-15,000
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,741	0,909	1,667	2,308	2,857	3,333	3,750	4,118	4,444	4,737	5,000
20	1,481	1,818	3,333	4,615	5,714	6,667	7,500	8,235	8,889	9,474	10,000
30	2,222	2,727	5,000	6,923	8,571	10,000	11,250	12,353	13,333	14,211	15,000



G - 6.- COMPRESIÓN AXIAL - INFLUENCIA DE LA VARIACIÓN DEL LÍMITE ELÁSTICO DEL ACERO DE REFUERZO O DE SU SECCION EN LA CAPACIDAD RESISTENTE

3. PROPIEDADES MÉCANICAS DEL ACERO DE REFUERZO PRODUCIDO EN MÉXICO

3.1 ASPECTOS GENERALES

Desde el punto de vista del comportamiento estructural, la propiedad principal del acero de refuerzo es su esfuerzo de fluencia, f_y , determinado a través de un ensaye estándar. Los distintos grados de acero se distinguen precisamente por esta propiedad. En México más del 90% de las barras que se usan para refuerzo de estructuras de concreto son de grado 42; es decir, tienen un esfuerzo de fluencia especificado de 42 kg/mm^2 (4200 kg/cm^2).

La producción de barras de acero laminadas en caliente para concreto es un proceso altamente mecanizado, llevado a cabo bajo condiciones bien controladas sobre la base de una producción en línea. A primera vista la uniformidad de la producción parecería que está directamente relacionada con el control de las dimensiones, pero debe tomarse en cuenta que el aspecto fundamental del producto es su resistencia y no únicamente su tamaño. Por lo anterior para estimar la resistencia del acero de refuerzo cabe aplicar principios similares a los empleados en la verificación de la uniformidad del concreto.

Entre las variables encontradas en la producción del acero de refuerzo están, la calidad básica del acero de refuerzo, tanto en estado fundido como en lingotes, las técnicas de laminado, el tamaño de las barras, la rapidez del enfriamiento y para las barras torcidas en frío la cantidad de trabajo aplicado. En volúmenes grandes de barras de acero de refuerzo de un sólo tipo y tamaño, es de esperarse una fuerte variación en estas variables, en tanto que dentro de una misma colada hay una variación más pequeña para toda la longitud de las barras roladas de cada lingote.

Para tomar en cuenta estas variaciones, el Comité Europeo del Concreto (C. E. B.) propone que la resistencia del acero esté definida por su resistencia característica, suponiendo que un conjunto de resultados de ensayos de esfuerzos de fluencia tiene una distribución normal. La resistencia característica está definida en términos del esfuerzo de fluencia medio y la variabilidad expresada numéricamente como la desviación estándar, con la probabilidad de que 5 por ciento de los resultados caigan por debajo de la resistencia característica, así:

$$f_Y = f_m - 1.64S$$

en la cual: f_Y = es la resistencia característica

f_m = es el esfuerzo de fluencia medio

S = desviación estándar

El concepto de resistencia característica está basado en los requisitos de una producción continua o en línea, la cual es esencialmente un proceso de coladas. En el caso del acero de refuerzo aún las propiedades de un sólo tamaño de barras, roladas de una sola colada, se separa de la distribución normal y en la producción de un sólo tamaño de barras puede emplearse varias coladas. Por lo anterior, el método de producir barras de refuerzo laminadas en caliente no da una distribución normal, sino una distribución sesgada.

La afirmación anterior fue verificada mediante el ensaye de barras de un sólo diámetro procedente de un sólo lingote; al determinar el porcentaje de valores que caen por debajo de la resistencia característica, se encontró que éste era mayor que el estimado. Este sistema de laminación resulta en una distribución sesgada debido a que los valores altos incrementan la desviación estándar y reducen por lo tanto la resistencia característica.

Las recomendaciones del C. E. B. infieren la garantía de un esfuerzo de fluencia medio mínimo y una máxima desviación estándar lo cual podría significar:

1.- El control de éstos valores en lugar de una resistencia mínima elegida con un cierto nivel de confianza. Sería difícil producir refuerzo que satisficiera los límites de un esfuerzo de fluencia medio mínimo y una máxima desviación estándar.

2.- La selección del tamaño y longitud de los lingotes y la conservación de almacenamientos más grandes.

3.- El rechazo de coladas que tienen resultados altos solamente por conveniencia estadística, aunque el material es perfectamente satisfactorio.

3.2 VERIFICACIÓN DE LA CALIDAD

La norma establece un criterio de verificación de calidad que no admite fracciones defectuosas: si un espécimen no alcanza el f_y especificado, debe rechazarse el lote del que éste es representativo.

La justificación para que la regla no admita cierta fracción de defectuosos, puede encontrarse en que la situación es en este caso muy diferente a la del concreto. El productor tiene la posibilidad, y la obligación según la norma, de verificar en planta la calidad de su producción y descartar y reprocesar aquellos lotes que no cumplan con las propiedades especificadas. Debido a que la variabilidad dentro de un lote es pequeña, puede así prácticamente eliminar la posibilidad de rechazo. Se supone que esta es la situación implícita en la regla de verificación de la norma; sin embargo la realidad es diferente, debido a que, como veremos, al verificar la calidad del acero en obra se encuentran porcentajes significativos de lotes que no alcanzan la resistencia especificada y que deberían ser rechazados en concordancia con la norma.

En este estudio se realiza un análisis estadístico de las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo que se producen en México y se comparan con las reglas que establece la Norma de verificación de calidad.

3.3 CONSIDERACIONES ACERCA DEL MUESTREO

La información de que se dispuso para realizar este estudio consta de 2722 probetas de barras de refuerzo provenientes del mercado nacional y ensayadas por un laboratorio de la iniciativa privada. Las barras de refuerzo que se estudian provienen de dos siderúrgicas importantes de México y en lo sucesivo se identificarán como muestras H y S, los tamaños de estas muestras son 1493 y 1229, respectivamente. Por otra parte, el lapso durante el cual se efectuaron las pruebas fue relativamente grande (de 1982 a 1996 exceptuando los años de 1987 y 1990 a 1993). Las barras que se ensayaron corresponden a diámetros de 5/16", 3/8", 1/2", 5/8", 3/4", 1", 1 1/4" y 1 1/2"; cuya longitud de probetas fue de 60 cm en promedio.

3.4 PARÁMETROS Y VARIABLES ESTUDIADAS

Con los datos obtenidos se determinaron los siguientes índices de las barras de refuerzo estudiadas:

Esfuerzo de fluencia

Esfuerzo máximo

Alargamiento

Estos resultados se analizaron estadísticamente, determinando los valores medios, las desviaciones estándar y los coeficientes de variación de cada uno de los índices antes anotados para las diferentes combinaciones; también se determinó, el rango, el intervalo de clase y el histograma para las tres primeras combinaciones, después enumeradas. Debido a que el número de resultados es relativamente grande, se empleó un programa de computadora para efectuar dicho análisis estadístico

Para tal efecto los datos se agruparon bajo el siguiente criterio:

Por marca: H y S

Por diámetro: 2.5, 3, 4, 5, 6, 8, 10, 12.

Por periodo: 1982 a 1996 (población total), 1982 a 1986, 1988 a 1989 y 1994 a 1996

Se mezclaron los resultados de los ensayos estudiándose las siguientes combinaciones:

- 1.- Barras de las dos marcas con todos los diámetros, y de todos los años.
- 2.- Barras de una sola marca con todos los diámetros, y de todos los años.
- 3.- Barras de una sola marca, del mismo diámetro y de todos los años.
- 4.- Barras de una sola marca con todos los diámetros, y del periodo de 1982 a 1986.
- 5.- Barras de una sola marca con todos los diámetros, y del periodo de 1988 a 1989.
- 6.- Barras de una sola marca con todos los diámetros, y del periodo de 1994 a 1996.
- 7.- Barras de una sola marca, del mismo diámetro, y del periodo de 1982 a 1986.
- 8.- Barras de una sola marca, del mismo diámetro, y del periodo de 1988 a 1989.
- 9.- Barras de una sola marca, del mismo diámetro, y del periodo de 1994 a 1996.

3.5 EVALUACIÓN ESTADÍSTICA DE LOS RESULTADOS DE ENSAYES

Para evaluar de mejor manera los índices en estudio se define como diámetros grandes aquellos mayores de 1/2" y diámetros pequeños a los de 5/16", 3/8" y 1/2".

3.5.1 Variabilidad de f_y

La tabla A muestra los estadísticos encontrados para evaluar f_y , considerando todos los diámetros y todos los años al mismo tiempo, analizando las marcas en conjunto e individualmente, de igual modo se analizaron las marcas en forma individual para los tres diferentes periodos.

El valor medio de la muestra global es igual a 4737 kg/cm² con un coeficiente de variación igual a 0.080. La fig. 3 muestra el histograma de f_y para dicha población global, así como la distribución normal correspondiente. Esta figura indica que la información experimental se ajusta aceptablemente a la distribución normal. La norma B-6-1987 (Norma Oficial Mexicana, 1987) especifica para f_y un esfuerzo mínimo de 4200 kg/cm². Si se acepta la validez de la hipótesis de distribución normal de f_y para la muestra estudiada, es posible evaluar la probabilidad de que una barra de grado 42 producida en México no alcance el valor mínimo especificado por las normas mexicanas (4200 kg/cm²). Para el caso de la muestra global dicha probabilidad es igual a 0.078. Esta situación es más favorable que la encontrada en el análisis estadístico de valores de f_y en

2014 ensayos de barras de refuerzo efectuados en 1980 (Villanueva y Meli, 1984). En esos ensayos se encontró que la fracción de resultados que no alcanzaron el valor especificado de 4200 kg/cm^2 para f_y fue 12%. En sondeos efectuados en 1967-1971 esta fracción fue 19%, en otros efectuados en 1974 esta fracción correspondió a 21% (Villanueva y Meli, 1984). Estos últimos valores son mayores a los encontrados en esta investigación.

Al analizar la muestra global por marcas se tiene, para la marca H un valor medio de f_y igual a 4821 kg/cm^2 con un coeficiente de variación de igual a 0.079, y para la marca S los valores de los estadísticos citados son 4634 kg/cm^2 y 0.076. La probabilidad de que una barra no alcance el valor mínimo especificado de f_y es de 0.052 y 0.108, respectivamente. Esto implica que se tiene un mayor control de calidad en las barras producidas por la marca H. En las gráficas 4 y 5 se muestra, para dichas poblaciones, los histogramas con su distribución normal correspondiente, las cuales se ajustan razonablemente.

En el caso del análisis por periodos, se manifiesta una mejoría en la calidad del acero de refuerzo, con el transcurso de los años. Cabe hacer notar que el valor medio de f_y para la marca S en el periodo de 1982 a 1986, es considerablemente más bajo que el resto de los valores medios obtenidos de las demás muestras, inclusive cercano al valor mínimo especificado. Este valor es igual a 4433 kg/cm^2 , lo cual implica que la probabilidad de que una barra de refuerzo de dicha población, no alcance el valor mínimo especificado sea igual 0.189, siendo ésta considerablemente alta.

La tabla B muestra los estadísticos para cada uno de los diámetros grandes de ambas marcas correspondientes a la población global. Se observa que los valores medios de f_y para la marca H, son, en general, mayores que los de la marca S, además tienen, relativamente, pocos valores abajo del especificado. Dentro de esta misma combinación, la tabla C contiene los estadísticos de los diámetros pequeños; en ellos ocurre la misma diferencia entre marcas. Los valores medios de f_y para los diámetros pequeños son considerablemente mayores que los de diámetros grandes; incluso, con una probabilidad bastante baja de valores que no alcanzan el mínimo especificado. Las figuras 6 a la 20 muestran los histogramas de f_y para los diámetros grandes y pequeños, citados en las tablas B y C, respectivamente, así como la distribución normal correspondiente a los estadísticos encontrados. Como se aprecia en las figuras el ajuste de la curva normal a los histogramas

respectivos es razonable. Cabe mencionar que para la marca S, en las barras del No. 5, existe una probabilidad igual a 12.9% de no alcanzar el valor mínimo especificado, así mismo, para las barras del No. 3 el valor medio de f_y , aunque es elevado, el coeficiente de variación también lo es, y la probabilidad de valores más bajos que el mínimo es de 10%. Lo anterior se observa en las figuras 15 y 20, respectivamente. Por otro lado, la fig. 12 indica que los resultados de las barras de diámetro No. 10 de la marca S tienen un ajuste pobre a la distribución normal.

Las tablas D y E, F y G, H e I, permiten comparar los estadísticos encontrados para evaluar f_y en los tres diferentes periodos, separándolos a su vez en diámetros grandes y pequeños. Se observa que en los periodos de 1982 a 1986 y 1988 a 1989, los valores medios de la marca H son mayores que los de la marca S; del mismo modo, para diámetros pequeños los valores son mayores que para diámetros grandes. Existe también, una probabilidad menor de no alcanzar el valor mínimo especificado para las barras de la marca H. Para el periodo de 1994 a 1996, se presenta totalmente lo contrario; la marca S tiene mejores resultados; sin embargo, se mantienen los valores medios para diámetros pequeños mayores que para los grandes. Es notable que ha habido mayor atención en el control de calidad de las barras de acero de refuerzo producidas por la marca S, en los últimos tres años.

3.5.2 Variabilidad de f_{su}

En los estudios realizados por Rodríguez en 1994 (ref. 4), se recomienda especificar un límite superior a f_{su} , lo que no se hace en la norma B-6-1987. Por ejemplo, las normas de Nueva Zelanda para aceros de refuerzo (NZS 3402, 1989) con f_y de 430 Mpa, especifica para f_{su} un valor máximo de 1.5 f_y y un valor mínimo de 1.15 f_y . Este último valor es bastante menor al de la norma B-6-1987, la cual especifica para f_{su} un valor mínimo de 1.5 f_y .

Se tomará como parámetro de comparación de los resultados obtenidos de este análisis, lo especificado por la norma B-6-1987 que rige aquí en México.

La tabla A, muestra también, los estadísticos encontrados para evaluar f_{su} considerando todos los diámetros y todos los años al mismo tiempo, analizando las marcas en conjunto e individualmente, de igual modo se analizaron las marcas en forma individual para los tres diferentes periodos.

El valor medio de la muestra global para f_{su} es igual a 7528 kg/cm^2 con un coeficiente de variación igual a 0.069. Esta media es bastante cercana a las encontradas en sondeos efectuados en México en 1980 y en la década de 1970 (Villanueva y Meli, 1984). El coeficiente de variación de la muestra de esta investigación es ligeramente menor a los encontrados en los sondeos mencionados, los que variaron entre 0.08 y 0.10.

La fig. 21 muestra el histograma de f_{su} para dicha población global, así como la distribución normal correspondiente. El ajuste de ésta a los datos experimentales de la muestra global es razonable.

La norma B-6-1987 especifica para f_{su} un valor mínimo de 6300 kg/cm^2 , valor que es superado ampliamente por los valores de f_{su} encontrados en los sondeos de esta investigación. Es de interés que si se emplean los estadísticos encontrados para f_{su} en la muestra total y la hipótesis de distribución normal, la fracción de resultados que no alcanza la resistencia mínima especificada para f_{su} es 0.009. Esta situación de valores altos tiene algunos efectos negativos; por ejemplo, el caso de que en el proceso usual de diseño no se considera que las sobrerresistencias se deben principalmente al efecto de la zona de endurecimiento por deformación del acero de refuerzo; es decir, si el momento de fluencia es grande, el esfuerzo cortante también es grande y la pieza puede fallar por fuerza cortante antes de que fluya el acero o también, si la resistencia es muy grande, el acero no fluye, primero se desliza produciéndose una falla por adherencia

Al analizar la muestra global por marcas se tiene, para la marca H un valor medio de f_{su} igual a 7728 kg/cm^2 con un coeficiente de variación igual a 0.065, y para la marca S los valores de los estadísticos citados son 7373 kg/cm^2 y 0.041. La probabilidad de que una barra no alcance el valor mínimo especificado de f_{su} es prácticamente nula para ambos casos. En las gráficas 22 y 23 se muestra, para dichas poblaciones, los histogramas con su distribución normal correspondiente, las cuales se ajustan razonablemente.

En el caso del análisis por periodos, la marca H manifiesta una reducción del valor medio de f_{su} con el transcurso de los años, además de que los valores por debajo del mínimo especificado son prácticamente despreciables. Por el contrario, dicho valor medio de f_{su} para la marca S, presenta un incremento con los años. En ambos casos, los coeficientes de variación están por debajo de los encontrados en estudios anteriores.

La tabla B muestra los estadísticos para cada uno de los diámetros grandes de ambas marcas correspondientes a la población global. Se observa que los valores medios de f_{su} para la marca H son, prácticamente todos, mayores que los de la marca S. Para ambas marcas, la probabilidad de que un valor medio de f_{su} esté por debajo del mínimo especificado es despreciable. Dentro de esta misma combinación, la tabla C contiene los estadísticos de los diámetros pequeños; en ellos ocurren resultados del mismo tipo que para diámetros grandes; aunque, la probabilidad de valores por debajo del mínimo especificado es ligeramente mayor. Las figuras 24 a la 38 muestran los histogramas de f_{su} para los diámetros grandes y pequeños, citados en las tablas B y C, respectivamente, así como la distribución normal correspondiente a los estadísticos encontrados. Como se aprecia en las figuras el ajuste de la curva normal a los histogramas respectivos es razonable. Cabe mencionar que para las barras del No. 5 de la marca H, así como para las barras del No. 8 de la marca S, las figuras 28 y 31, respectivamente, indican que los resultados tienen un ajuste pobre a la distribución normal; aunque, como ya se comentó la probabilidad de no satisfacer el valor mínimo especificado de f_{su} , es mínima.

Las tablas D y E, F y G, H e I, también permiten comparar los estadísticos encontrados para evaluar f_{su} en los tres diferentes periodos, separándolos en diámetros grandes y pequeños. Se observa que en los tres periodos (1982 a 1986, 1988 a 1989 y 1994 a 1996), los valores medios de la marca H son mayores que los de la marca S, del mismo modo, para diámetros pequeños los valores son menores que para diámetros grandes. Existe también, una probabilidad despreciable de no alcanzar el valor mínimo especificado para las barras de ambas marcas. En general, las dos marcas para todos los diámetros y en los diferentes periodos presentan resultados favorables de los estadísticos para evaluar f_{su} , de acuerdo a lo establecido por la norma mexicana.

3.5.3 Variabilidad del alargamiento.

También en la tabla A, se muestran los estadísticos encontrados para evaluar el alargamiento considerando todos los diámetros y todos los años al mismo tiempo, analizando las marcas en conjunto e individualmente, de igual modo se analizaron las marcas en forma individual para los tres diferentes periodos.

El valor medio de la muestra global para el alargamiento es igual a 14.23% con un coeficiente de variación igual a 0.258.

La fig 39 muestra el histograma del alargamiento para dicha población global, así como la distribución normal correspondiente. El ajuste de ésta a los datos experimentales de la muestra global es razonable.

La norma B-6-1987 especifica para el alargamiento un valor mínimo de acuerdo al grado y al diámetro de la barra de acero; así para barras de acero grado 42 del No. 12 y No.10 es 7%, del No. 8 es 8% y para barras del No. 6 y de menor diámetro es 9%. Por lo cual, para las poblaciones que comprende la tabla A, no existe forma de comparación con los valores especificados debido a que se contemplan todos los diámetros.

Al analizar la muestra global por marcas se tiene, para la marca H un valor medio del alargamiento igual a 13.52% con un coeficiente de variación igual a 0.277, y para la marca S los valores de los estadísticos citados son 15.08% y 0.225, respectivamente. En las gráficas 40 y 41 se muestra, para dichas poblaciones, los histogramas con su distribución normal correspondiente, las cuales se ajustan aceptablemente.

En el caso del análisis por periodos, la marca H manifiesta un incremento del valor medio del alargamiento con el transcurso de los años. Por el contrario, dicho valor medio del alargamiento para la marca S, presenta poca variabilidad con los años. En ambos casos, los coeficientes de variación son mucho más pequeños para el periodo 1994 a 1996 que para los periodos anteriores.

La tabla B muestra los estadísticos para cada uno de los diámetros grandes de ambas marcas correspondientes a la población global. Se observa que los valores medios del alargamiento para la marca H son, prácticamente todos, menores que los de la marca S. Para ambas marcas, la probabilidad de que un valor medio del alargamiento esté por debajo del mínimo especificado es muy pequeña, prácticamente despreciable. Dentro de esta misma combinación, la tabla C contiene los estadísticos de los diámetros pequeños; en ellos ocurren resultados del mismo tipo que para diámetros grandes, en lo que se refiere a valores medios; además, dichos valores medios son muy semejantes para ambas marcas. Por el contrario, la probabilidad de valores por debajo del mínimo especificado es mucho mayor que para diámetros grandes, especialmente, la de las barras No. 2.5 de la marca H es casi 50%, lo cual no garantiza confiabilidad de estar por encima del valor mínimo especificado igual a 9%. Estas barras muestran un valor medio del alargamiento igual a 8.98% con un coeficiente de variación de 35.82%. De igual forma, las barras del No. 3 de dicha marca, indica un coeficiente de variación alto e igual 27.8%. Las figuras 42 a la 56 muestran los histogramas del alargamiento para los

diámetros grandes y pequeños, citados en las tablas B y C, respectivamente, así como la distribución normal correspondiente a los estadísticos encontrados. Como se aprecia en las figuras el ajuste de la curva normal a los histogramas respectivos es razonable; aunque con una variación considerable en la distribución de los resultados alrededor de la media. El ejemplo más claro de lo antes mencionado, es el de las barras del No. 2.5 de la marca H, que se puede ver en la fig. 54. Por otro lado, la fig. 49 muestra los resultados de las barras del No. 8 de la marca S, los cuales tienen un ajuste pobre a la distribución normal; aunque, la probabilidad de no satisfacer el valor mínimo especificado del alargamiento para este caso, es mínima.

Las tablas D y E, F y G, H e I, también permiten comparar los estadísticos encontrados para evaluar el alargamiento en los tres diferentes periodos, separándolos en diámetros grandes y pequeños. Se observa que en los tres periodos (1982 a 1986, 1988 a 1989 y 1994 a 1996), los valores medios de la marca H son menores que los de la marca S, en general, aunque con muy poca diferencia, del mismo modo, para diámetros pequeños los valores son menores que para diámetros grandes. Existe también, una probabilidad baja de no alcanzar el valor mínimo especificado para las barras de diámetros grandes de ambas marcas, durante los tres periodos. Para los diámetros pequeños esta probabilidad es muy alta, especialmente la de las barras No. 3 y 2.5 en los periodos de 1982 a 1986 y 1988 a 1989; para el periodo de 1994 a 1996 esta probabilidad se reduce en forma importante alcanzando valores que pueden considerarse despreciables.

TABLA A. ESTADÍSTICOS CORRESPONDIENTES A TODAS LAS BARRAS ENSAYADAS DE TODOS LOS DIÁMETROS, EN CONJUNTO Y POR MARCAS, PARA LOS DIFERENTES PERÍODOS

MUESTRAS	n	ESFUERZO DE FLUENCIA				ESFUERZO MÁXIMO				ALARGAMIENTO		
		MEDIA kg/cm ²	DESVIACION ESTANDAR	COEFIC. DE VARIACION %	P	MEDIA kg/cm ²	DESVIACION ESTANDAR	COEFIC. DE VARIACION %	P	MEDIA %	DESVIACION ESTANDAR	COEFIC. DE VARIACION %
H Y S TODOS LOS AÑOS Y DIÁMETROS	2722	4 737,02	378,47	7,96	0,078	7 528,27	520,45	6,91	0,009	14,23	3,67	25,83
H TODOS LOS AÑOS Y DIÁMETROS	1493	4 821,42	380,22	7,89	0,052	7 728,46	500,84	6,48	0,002	13,52	3,75	27,72
S TODOS LOS AÑOS Y DIÁMETROS	1229	4 634,49	351,58	7,59	0,108	7 373,06	303,88	4,12	0,000	15,08	3,39	22,51
H DE 1982 A 1986, TODOS LOS Øs	1029	4 845,76	402,56	8,31	0,055	7 844,31	491,65	6,27	0,001	12,94	3,95	30,53
S DE 1982 A 1986, TODOS LOS Øs	489	4 433,01	286,09	6,00	0,189	7 069,24	441,80	6,25	0,041	15,16	5,44	22,67
H DE 1988 A 1989, TODOS LOS Øs	201	4 707,31	293,80	5,39	0,023	7 576,77	391,99	5,17	0,001	15,91	3,23	23,21
S DE 1988 A 1989, TODOS LOS Øs	419	4 873,07	342,24	7,02	0,034	7 341,49	502,33	6,84	0,019	14,37	3,82	26,55
H DE 1994 A 1994, TODOS LOS Øs	283	4 813,44	354,67	7,37	0,042	7 391,11	421,88	5,71	0,005	15,50	2,33	15,02
S DE 1994 A 1994, TODOS LOS Øs	316	4 650,93	389,92	7,99	0,040	7 519,69	384,41	4,85	0,000	15,81	2,46	15,56

TABLA B. ESTADÍSTICOS CORRESPONDIENTES A TODAS LAS BARRAS ENSAYADAS DE DIÁMETROS GRANDES PARA LAS DOS MARCAS

MUESTRAS	n	ESFUERZO DE FLUENCIA				ESFUERZO MÁXIMO				ALARGAMIENTO		
		MEDIA kg/cm ²	DESVIACION ESTANDAR	COEFIC. DE VARIACION %	P	MEDIA kg/cm ²	DESVIACION ESTANDAR	COEFIC. DE VARIACION %	P	MEDIA %	DESVIACION ESTANDAR	COEFIC. DE VARIACION %
H TODOS LOS AÑOS, BARRAS No. 12	118	4 671,07	211,05	4,62	0,039	7 714,21	282,64	3,66	0,000	14,67	3,04	20,76
H TODOS LOS AÑOS, BARRAS No. 10	140	4 792,30	260,69	5,44	0,012	7 958,74	292,59	3,66	0,000	14,97	3,16	21,10
H TODOS LOS AÑOS, BARRAS No. 8	212	4 858,83	231,50	4,97	0,024	7 788,51	324,85	4,17	0,000	14,86	3,20	21,36
H TODOS LOS AÑOS, BARRAS No. 6	209	4 857,83	381,97	7,98	0,043	7 790,48	533,62	6,85	0,003	14,90	2,84	19,05
S TODOS LOS AÑOS, BARRAS No. 8	117	4 728,02	372,14	7,87	0,079	7 675,65	581,10	7,41	0,012	15,03	3,32	22,09
S TODOS LOS AÑOS, BARRAS No. 12	87	4 830,27	281,22	6,07	0,063	7 373,06	303,88	4,12	0,000	15,64	4,34	27,74
S TODOS LOS AÑOS, BARRAS No. 10	82	4 676,03	197,34	4,22	0,006	7 628,19	404,73	5,31	0,001	15,67	2,67	17,02
S TODOS LOS AÑOS, BARRAS No. 8	212	4 581,01	183,02	4,21	0,024	7 371,79	381,77	4,91	0,002	16,10	3,26	20,39
S TODOS LOS AÑOS, BARRAS No. 6	171	4 569,30	290,80	6,37	0,102	7 218,73	398,54	5,52	0,010	18,19	2,89	17,79
S TODOS LOS AÑOS, BARRAS No. 5	200	4 471,79	240,04	5,37	0,129	7 110,48	402,00	5,65	0,022	16,02	2,89	18,02

TABLA C. ESTADÍSTICOS CORRESPONDIENTES A TODAS LAS BARRAS ENSAYADAS DE DIÁMETROS PEQUEÑOS PARA LAS DOS MARCAS

MUESTRAS	n	ESFUERZO DE FLUENCIA				ESFUERZO MÁXIMO				ALARGAMIENTO		
		MEDIA kg/cm ²	DESVIACION ESTANDAR	COEFIC. DE VARIACION %	P	MEDIA kg/cm ²	DESVIACION ESTANDAR	COEFIC. DE VARIACION %	P	MEDIA %	DESVIACION ESTANDAR	COEFIC. DE VARIACION %
H TODOS LOS AÑOS, BARRAS No. 4	240	4 856,84	368,65	7,59	0,039	7 657,23	580,14	7,59	0,010	14,24	2,98	20,93
H TODOS LOS AÑOS, BARRAS No. 3	371	4 086,08	433,15	8,68	0,034	7 705,10	547,20	7,10	0,005	11,11	3,59	32,35
H TODOS LOS AÑOS, BARRAS No. 2,5	85	4 844,54	438,89	9,06	0,071	7 676,83	581,70	7,68	0,014	8,89	3,22	36,82
S TODOS LOS AÑOS, BARRAS No. 4	278	4 606,91	259,87	5,64	0,058	7 090,72	398,51	5,61	0,022	14,98	2,57	17,15
S TODOS LOS AÑOS, BARRAS No. 3	201	4 930,69	569,66	11,55	0,100	7 500,28	486,44	6,22	0,005	11,77	3,10	26,37

TABLA D. ESTADÍSTICOS CORRESPONDIENTES A LAS BARRAS ENSAYADAS DE DIÁMETROS GRANDES PARA LAS DOS MARCAS, EN EL PERÍODO 1982-1986

MUESTRAS	n	ESFUERZO DE FLUENCIA				ESFUERZO MÁXIMO				ALARGAMIENTO		
		MEDIA kg/cm ²	DESVIACION ESTANDAR	COEFIC. DE VARIACION %	P	MEDIA kg/cm ²	DESVIACION ESTANDAR	COEFIC. DE VARIACION %	P	MEDIA %	DESVIACION ESTANDAR	COEFIC. DE VARIACION %
H DE 1982 A 1986, BARRAS No. 12	84	4 885,32	218,66	4,77	0,039	7 791,72	251,83	3,29	0,000	14,33	2,88	19,99
H DE 1982 A 1986, BARRAS No. 10	117	4 795,09	230,72	4,81	0,005	7 975,21	279,81	3,51	0,000	15,05	3,09	20,54
H DE 1982 A 1986, BARRAS No. 8	158	4 650,53	245,48	5,28	0,033	7 813,90	301,65	3,89	0,000	14,78	3,51	23,76
H DE 1982 A 1986, BARRAS No. 6	142	4 963,55	385,75	7,77	0,024	7 872,33	487,20	6,11	0,000	14,38	2,83	19,65
H DE 1982 A 1986, BARRAS No. 5	79	4 758,98	395,01	8,30	0,079	7 705,06	569,85	7,40	0,007	14,49	3,73	25,75
S DE 1982 A 1986, BARRAS No. 12	8	4 530,70	191,32	4,22	0,042	7 900,22	185,84	2,35	0,000	14,13	3,53	25,01
S DE 1982 A 1986, BARRAS No. 10	30	4 615,32	175,10	3,79	0,009	7 603,65	404,85	5,32	0,001	15,64	2,19	19,97
S DE 1982 A 1986, BARRAS No. 8	121	4 478,21	151,77	3,48	0,038	7 285,71	354,88	4,88	0,003	15,11	3,38	21,00
S DE 1982 A 1986, BARRAS No. 6	70	4 340,10	231,48	5,33	0,271	6 995,74	392,81	5,61	0,039	18,90	3,69	22,59
S DE 1982 A 1986, BARRAS No. 5	106	4 318,78	166,47	3,88	0,242	6 898,85	295,48	4,29	0,021	15,83	3,08	19,59

TABLA E. ESTADÍSTICOS CORRESPONDIENTES A LAS BARRAS ENSAYADAS DE DIÁMETROS PEQUEÑOS PARA LAS DOS MARCAS, EN EL PERÍODO 1982-1986

MUESTRAS	n	ESFUERZO DE FLUENCIA				ESFUERZO MÁXIMO				ALARGAMIENTO		
		MEDIA kg/cm ²	DESVIACION ESTANDAR	COEFIC. DE VARIACION %	P	MEDIA kg/cm ²	DESVIACION ESTANDAR	COEFIC. DE VARIACION %	P	MEDIA %	DESVIACION ESTANDAR	COEFIC. DE VARIACION %
H DE 1982 A 1986, BARRAS No. 4	159	4 603,06	402,55	8,21	0,040	7 828,58	585,00	7,47	0,005	13,59	3,12	22,08
H DE 1982 A 1986, BARRAS No. 3	212	5 044,28	484,56	9,61	0,041	7 899,65	562,40	7,13	0,002	9,39	3,03	32,29
H DE 1982 A 1986, BARRAS No. 2,5	78	4 913,58	444,01	9,22	0,084	7 583,07	605,42	7,98	0,017	8,66	3,14	36,29
S DE 1982 A 1986, BARRAS No. 4	109	4 392,29	219,97	5,01	0,192	6 822,76	370,78	5,43	0,079	14,93	2,75	18,43
S DE 1982 A 1986, BARRAS No. 3	62	4 659,40	505,88	10,88	0,181	7 065,95	477,58	6,76	0,055	11,83	3,66	32,02

TABLA F. ESTADÍSTICOS CORRESPONDIENTES A LAS BARRAS ENSAYADAS DE DIÁMETROS GRANDES PARA LAS DOS MARCAS, EN EL PERÍODO 1988-1989

MUESTRAS	n	ESFUERZO DE FLUENCIA				ESFUERZO MÁXIMO				ALARGAMIENTO			
		MEDIA kg/cm ²	DESVIACION ESTANDAR	COEFIC. DE VARIACION %	P	MEDIA kg/cm ²	DESVIACION ESTANDAR	COEFIC. DE VARIACION %	P	MEDIA %	DESVIACION ESTANDAR	COEFIC. DE VARIACION %	P
H DE 1988 A 1989, BARRAS No 12	15	4 543,86	205,59	4,52	0,048	7 614,04	222,50	2,93	0,000	14,37	2,70	18,81	0,003
H DE 1988 A 1989, BARRAS No 10	12	4 786,41	148,67	3,12	0,000	8 001,69	335,28	4,19	0,000	13,04	2,31	17,72	0,005
H DE 1988 A 1989, BARRAS No 8	38	4 708,81	200,81	4,26	0,006	7 856,85	312,88	3,98	0,000	15,14	2,06	13,60	0,000
H DE 1988 A 1989, BARRAS No 6	34	4 610,94	208,41	4,52	0,024	7 246,65	273,19	3,77	0,000	15,22	2,67	17,54	0,010
H DE 1988 A 1989, BARRAS No 5	23	4 760,65	344,98	7,25	0,052	7 481,34	472,14	6,31	0,008	16,67	2,06	13,14	0,001
S DE 1988 A 1989, BARRAS No 12	61	4 609,29	206,15	4,47	0,023	7 342,54	277,56	3,78	0,000	16,29	4,40	27,63	0,017
S DE 1988 A 1989, BARRAS No 10	36	4 850,67	160,42	3,45	0,003	7 726,67	304,56	3,94	0,000	14,90	3,93	29,32	0,006
S DE 1988 A 1989, BARRAS No 8	52	4 689,59	168,96	3,59	0,001	7 411,24	385,86	5,22	0,002	14,87	3,48	23,38	0,024
S DE 1988 A 1989, BARRAS No 6	52	4 664,64	163,61	3,51	0,002	7 266,53	240,02	3,30	0,000	16,93	2,67	16,73	0,006
S DE 1988 A 1989, BARRAS No 5	46	4 687,33	182,74	3,92	0,005	7 281,51	360,85	4,95	0,003	16,28	3,32	20,41	0,014

TABLA G. ESTADÍSTICOS CORRESPONDIENTES A LAS BARRAS ENSAYADAS DE DIÁMETROS PEQUEÑOS PARA LAS DOS MARCAS, EN EL PERÍODO 1988-1989

MUESTRAS	n	ESFUERZO DE FLUENCIA				ESFUERZO MÁXIMO				ALARGAMIENTO			
		MEDIA kg/cm ²	DESVIACION ESTANDAR	COEFIC. DE VARIACION %	P	MEDIA kg/cm ²	DESVIACION ESTANDAR	COEFIC. DE VARIACION %	P	MEDIA %	DESVIACION ESTANDAR	COEFIC. DE VARIACION %	P
H DE 1988 A 1989, BARRAS No 4	36	4 698,16	180,05	3,83	0,003	7 327,21	289,58	3,95	0,000	16,21	2,51	16,53	0,007
H DE 1988 A 1989, BARRAS No 3	43	4 801,83	314,66	6,55	0,028	7 718,64	262,68	3,27	0,000	9,84	2,41	24,46	0,383
S DE 1988 A 1989, BARRAS No 4	97	4 734,96	155,68	3,29	0,000	7 175,50	263,71	3,54	0,000	14,16	2,69	19,01	0,027
S DE 1988 A 1989, BARRAS No 3	71	4 744,10	496,29	10,48	0,138	7 561,00	336,84	4,46	0,000	10,18	2,79	27,36	0,337

TABLA H. ESTADÍSTICOS CORRESPONDIENTES A LAS BARRAS ENSAYADAS DE DIÁMETROS GRANDES PARA LAS DOS MARCAS, EN EL PERÍODO 1984-1986

MUESTRAS	n	ESFUERZO DE FLUENCIA				ESFUERZO MÁXIMO				ALARGAMIENTO			
		MEDIA kg/cm ²	DESVIACION ESTANDAR	COEFIC. DE VARIACION %	P	MEDIA kg/cm ²	DESVIACION ESTANDAR	COEFIC. DE VARIACION %	P	MEDIA %	DESVIACION ESTANDAR	COEFIC. DE VARIACION %	P
H DE 1984 A 1986, BARRAS No 12	19	4 529,55	181,64	4,01	0,035	7 450,60	260,08	3,76	0,000	16,39	3,60	21,96	0,006
H DE 1984 A 1986, BARRAS No 10	11	4 780,19	549,27	11,49	0,145	7 736,46	315,61	4,08	0,000	16,18	3,96	24,50	0,010
H DE 1984 A 1986, BARRAS No 8	17	4 601,23	111,64	2,43	0,000	7 412,69	329,54	4,45	0,000	16,21	1,93	11,80	0,000
H DE 1984 A 1986, BARRAS No 6	33	4 656,03	301,36	6,47	0,068	7 569,31	487,92	6,18	0,003	16,80	2,15	12,76	0,000
H DE 1984 A 1986, BARRAS No 5	15	4 501,01	170,06	3,78	0,038	7 038,72	176,37	2,51	0,000	16,67	1,06	6,29	0,000
S DE 1984 A 1986, BARRAS No 12	18	4 745,61	463,32	9,76	0,119	7 242,20	169,40	2,34	0,000	14,11	4,06	28,81	0,040
S DE 1984 A 1986, BARRAS No 10	16	4 846,91	225,62	4,66	0,002	7 452,65	542,17	7,27	0,017	17,47	1,71	9,77	0,000
S DE 1984 A 1986, BARRAS No 8	39	4 756,49	127,39	2,68	0,000	7 555,26	270,38	3,58	0,000	17,71	1,64	9,23	0,000
S DE 1984 A 1986, BARRAS No 6	49	4 795,56	235,64	4,91	0,006	7 486,67	235,63	4,84	0,000	16,90	1,61	9,53	0,600
S DE 1984 A 1986, BARRAS No 5	46	4 640,21	172,50	3,72	0,005	7 436,32	362,04	4,87	0,001	16,88	1,62	9,72	0,000

TABLA I. ESTADÍSTICOS CORRESPONDIENTES A LAS BARRAS ENSAYADAS DE DIÁMETROS PEQUEÑOS PARA LAS DOS MARCAS, EN EL PERÍODO 1984-1986

MUESTRAS	n	ESFUERZO DE FLUENCIA				ESFUERZO MÁXIMO				ALARGAMIENTO			
		MEDIA kg/cm ²	DESVIACION ESTANDAR	COEFIC. DE VARIACION %	P	MEDIA kg/cm ²	DESVIACION ESTANDAR	COEFIC. DE VARIACION %	P	MEDIA %	DESVIACION ESTANDAR	COEFIC. DE VARIACION %	P
H DE 1984 A 1986, BARRAS No 4	45	4 819,42	317,41	6,59	0,026	7 315,84	487,07	6,38	0,015	15,77	1,88	11,92	0,000
H DE 1984 A 1986, BARRAS No 3	116	4 654,35	341,67	6,90	0,014	7 362,80	422,71	5,74	0,006	14,72	1,83	12,41	0,001
H DE 1984 A 1986, BARRAS No 2 5	7	5 189,50	123,98	2,39	0,000	7 507,29	165,14	2,20	0,000	12,28	1,22	9,92	0,004
S DE 1984 A 1986, BARRAS No 4	70	4 763,67	197,34	4,14	0,002	7 425,96	301,58	4,06	0,000	16,19	1,40	8,63	0,000
S DE 1984 A 1986, BARRAS No 3	78	5 282,18	482,47	9,32	0,014	7 734,56	352,77	4,56	0,000	13,38	1,98	14,83	0,014

FIG. 3 - HISTOGRAMA DE f_y PARA LA MUESTRA GLOBAL

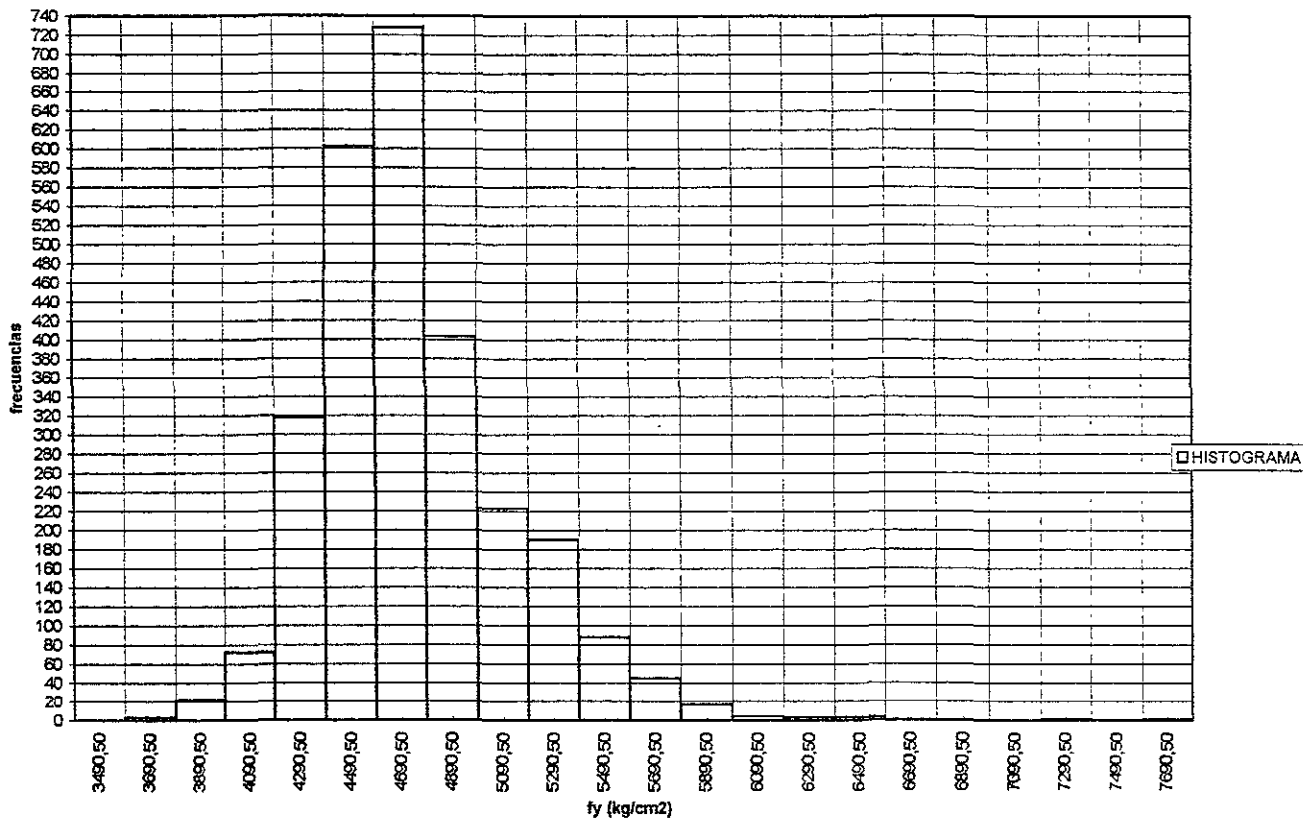


FIG. 4 - HISTOGRAMA DE fy PARA LA MUESTRA GLOBAL DE LA MARCA H

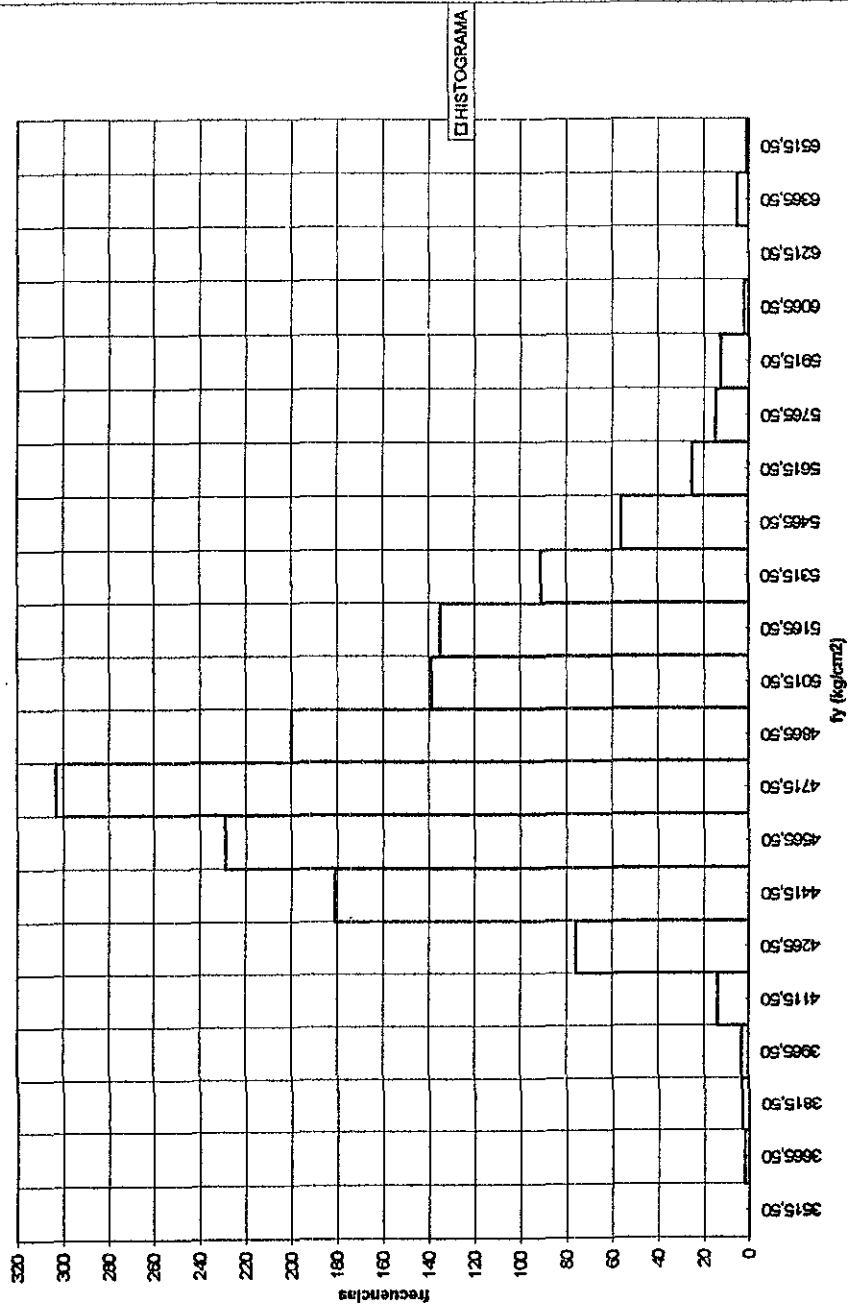


FIG. 5 - HISTOGRAMA DE fy PARA LA MUESTRA GLOBAL DE LA MARCA S

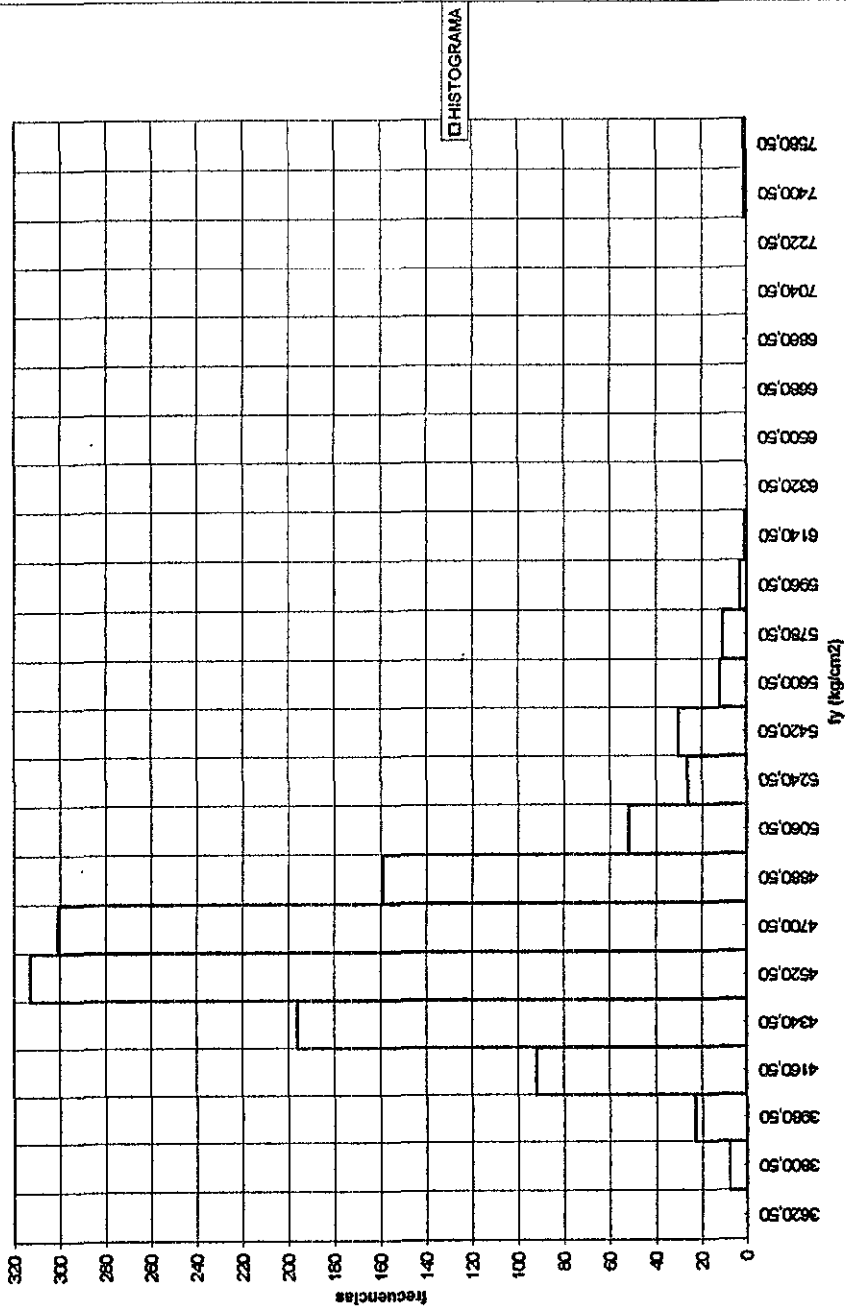


FIG. 6 - HISTOGRAMA DE f_y PARA LA MUESTRA BLOBA DE DIÁMETROS No. 12, DE LA MARCA H

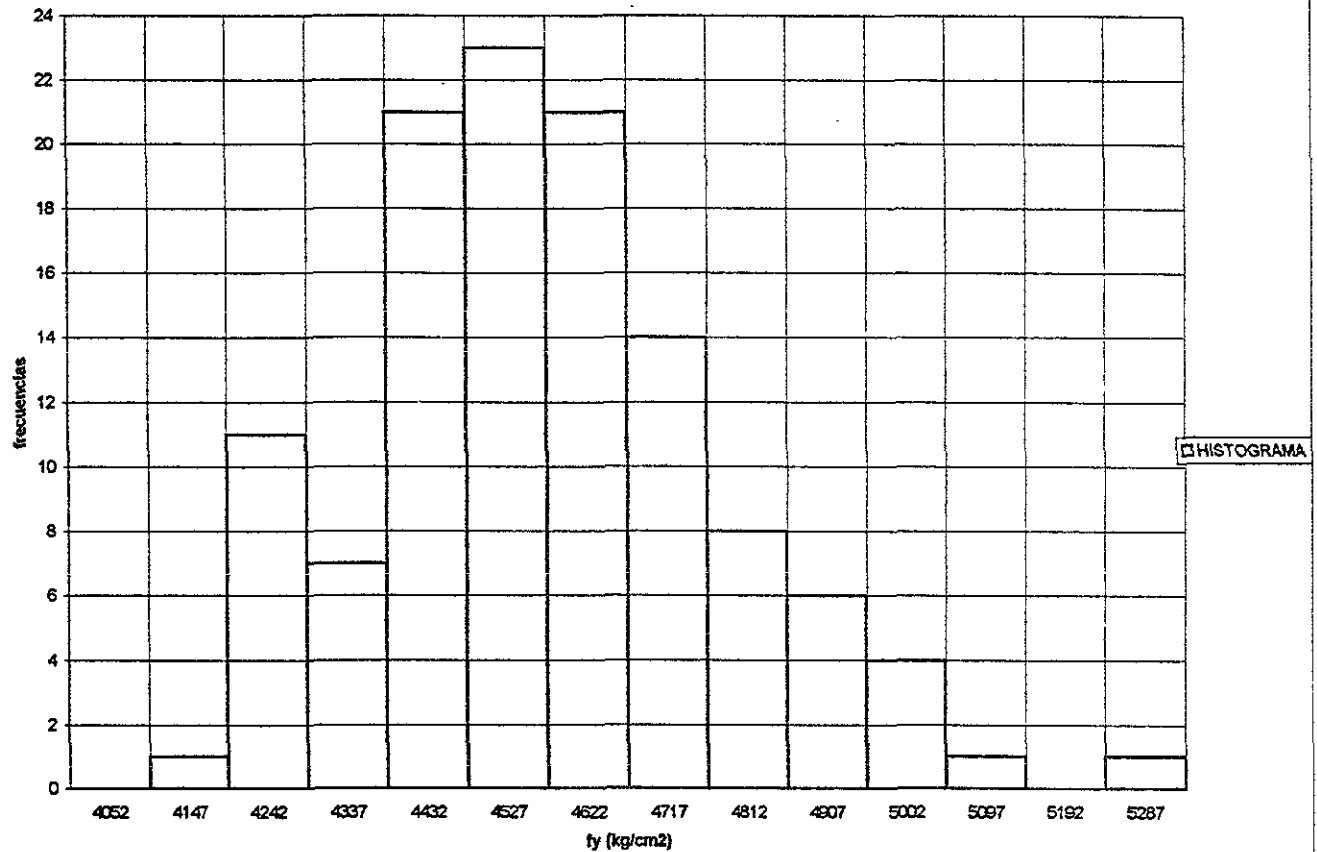


FIG. 7 - HISTOGRAMA DE f_y PARA LA MUESTRA GLOBAL DE DIÁMETROS No. 10, DE LA MARCA H

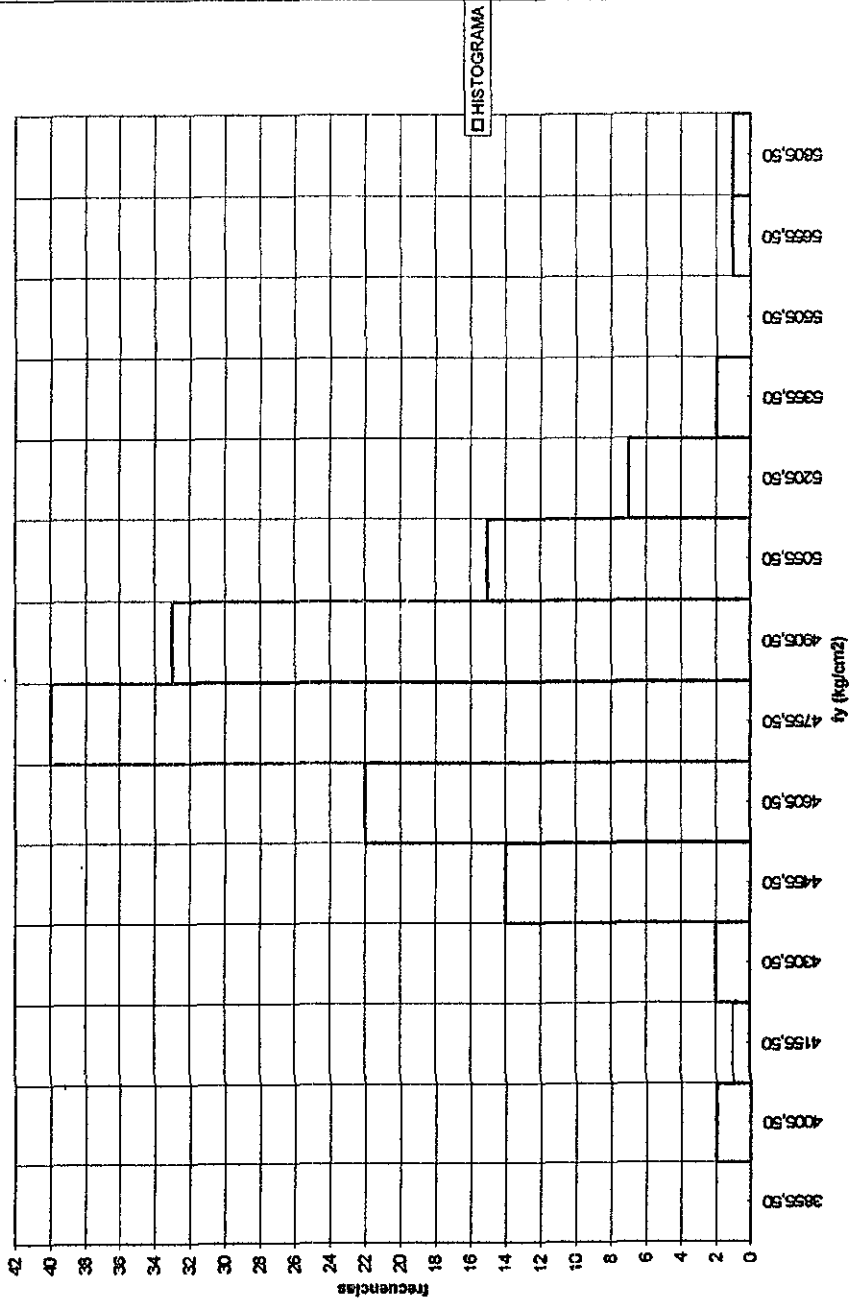


FIG. 8 - HISTOGRAMA DE f_y PARA LA MUESTRA GLOBAL DE DIÁMETROS No. 8, DE LA MARCA H

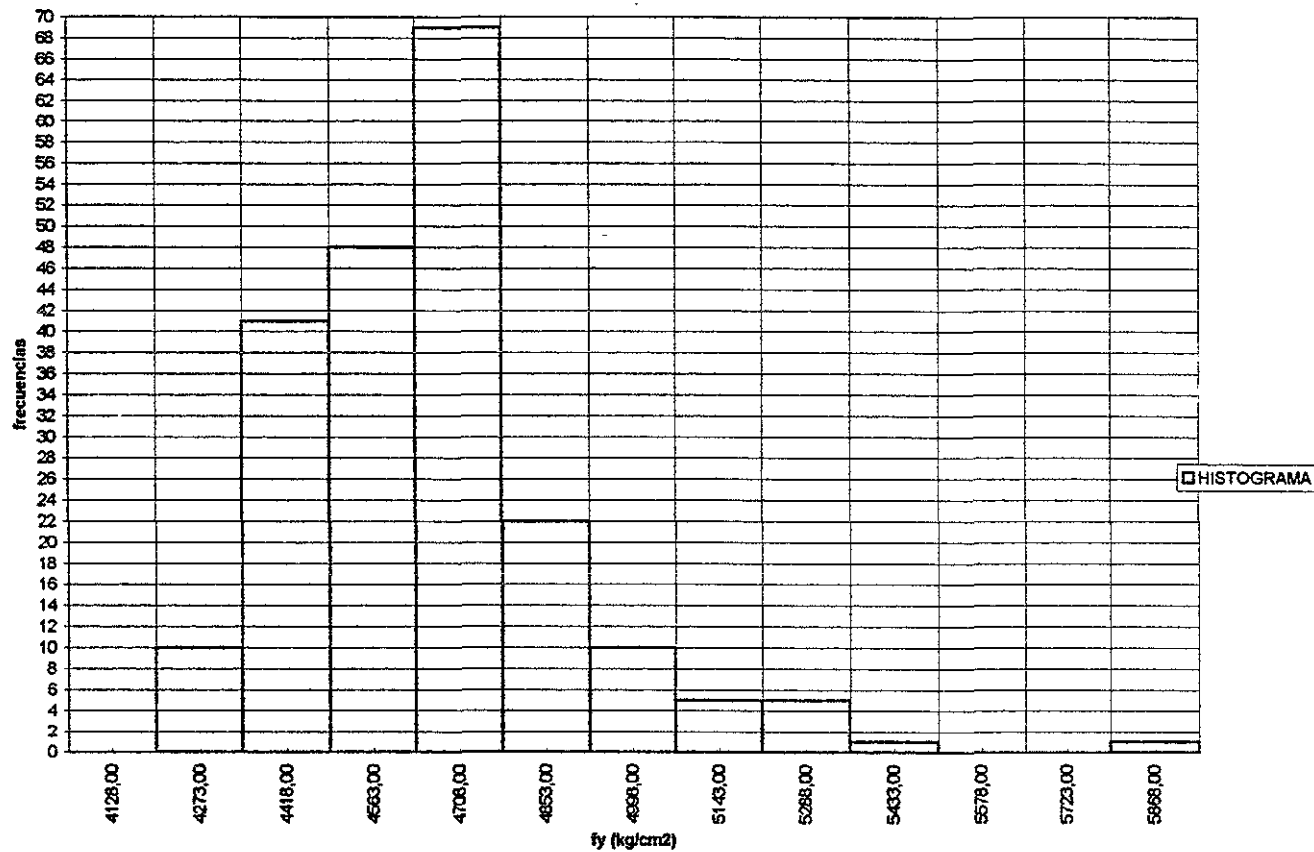


FIG. 9 - HISTOGRAMA DE f_y PARA LA MUESTRA GLOBAL DE DIÁMETROS No. 6, DE LA MARCA H

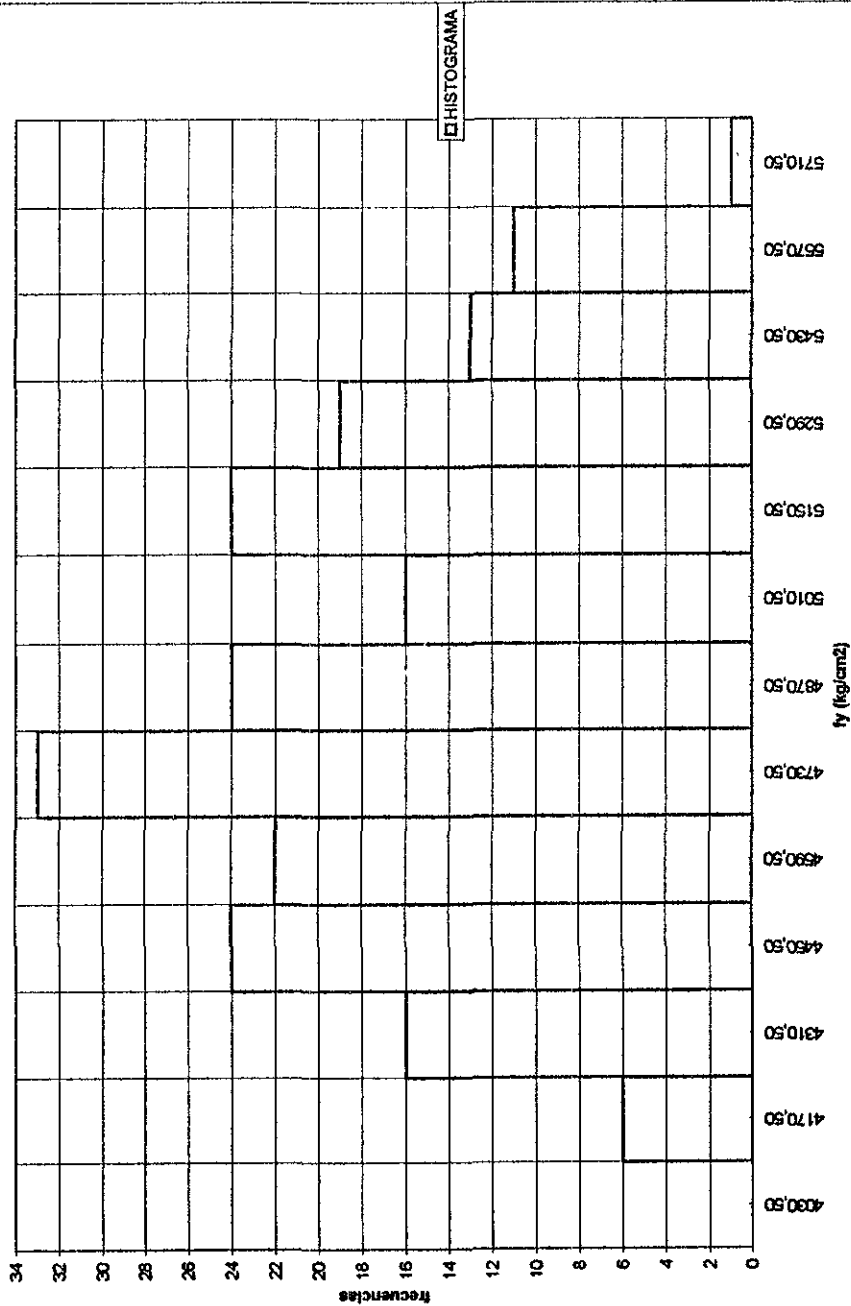


FIG. 10 - HISTOGRAMA DE f_y PARA LA MUESTRA DE GLOBAL DIÁMETROS No. 5, DE LA MARCA H

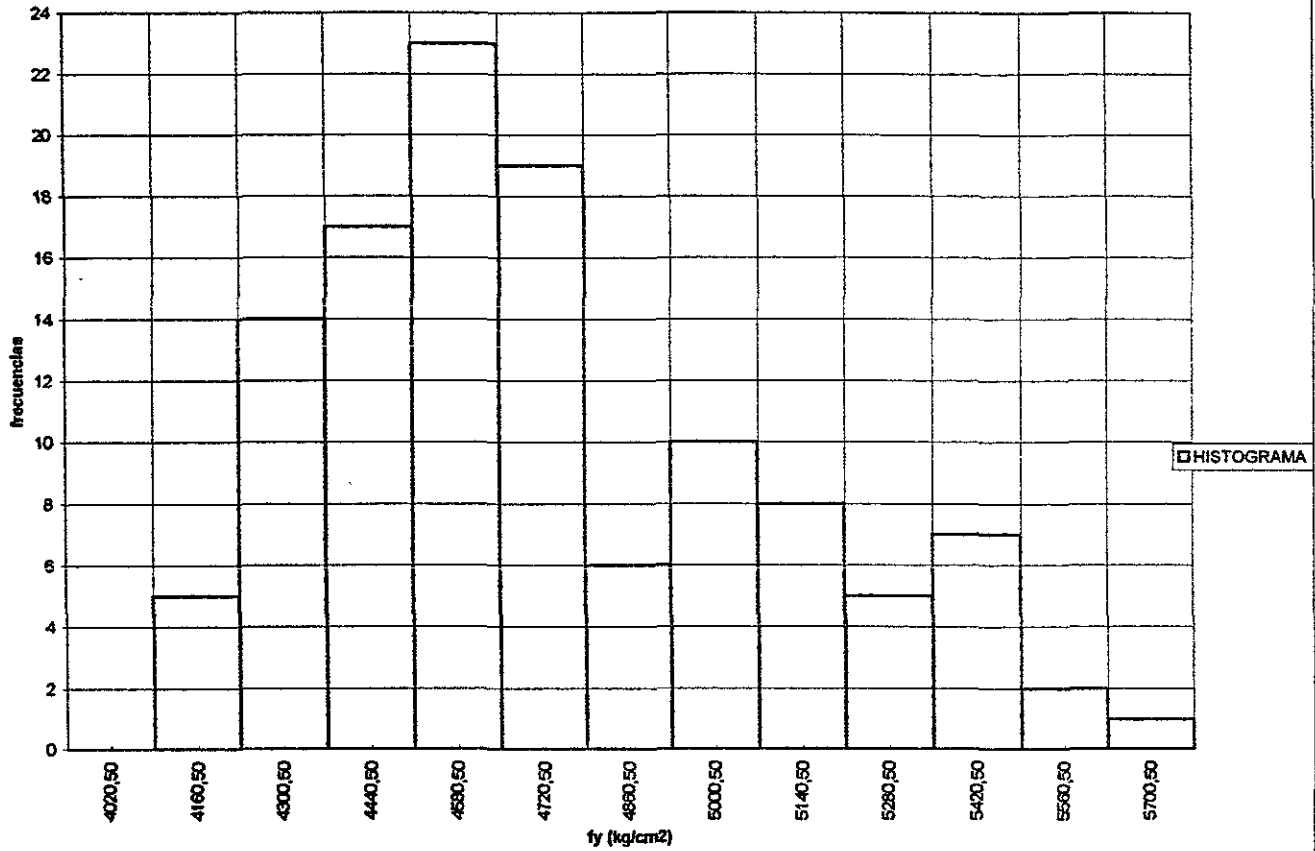


FIG. 11 - HISTOGRAMA DE f_y PARA LA MUESTRA GLOBAL DE DIÁMETROS No. 12, DE LA MARCA S

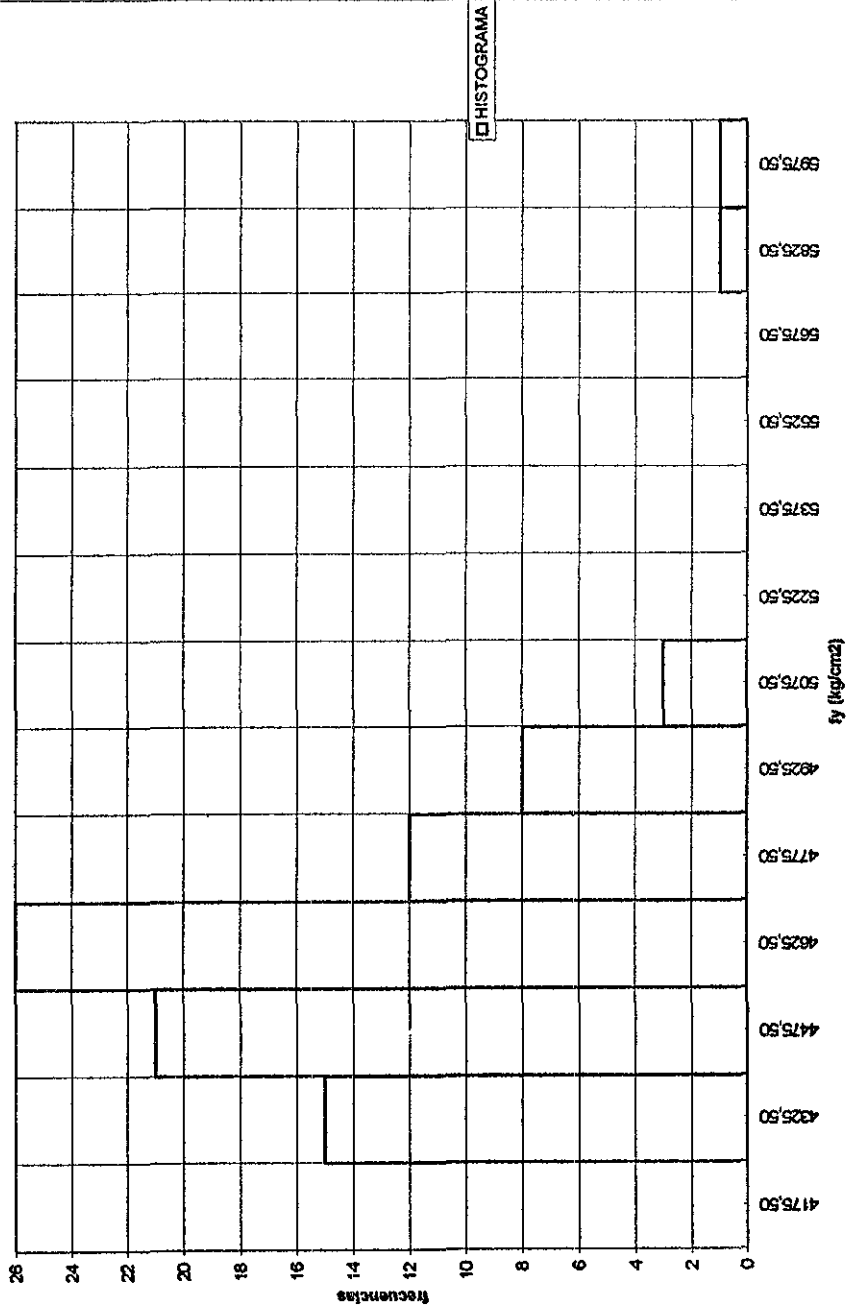


FIG. 12 - HISTOGRAMA DE f_y PARA LA MUESTRA GLOBAL DE DIÁMETROS No. 10, DE LA MARCA S

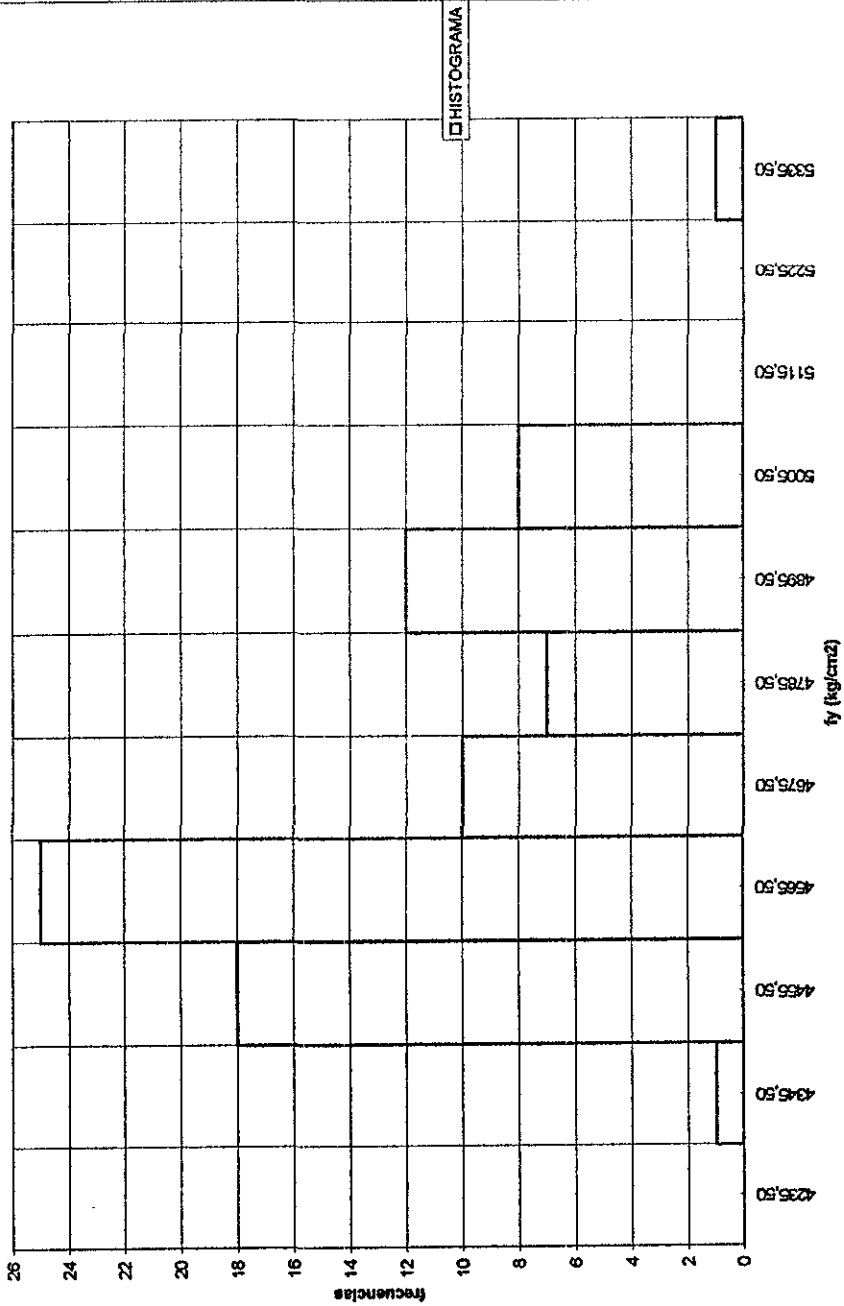


FIG. 13 - HISTOGRAMA DE f_y PARA LA MUESTRA GLOBAL DE DIÁMETROS No. 8, DE LA MARCA S

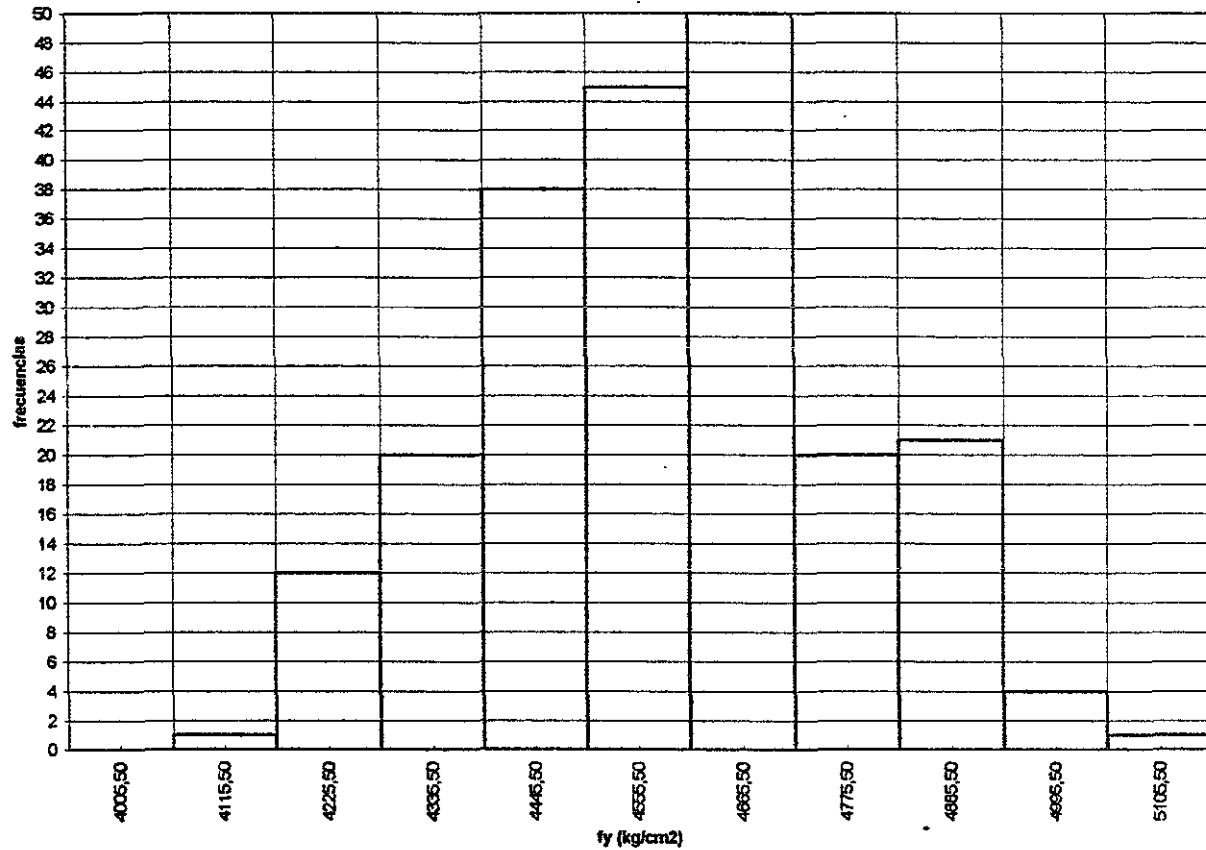


FIG. 14 - HISTOGRAMA DE f_y PARA LA MUESTRA GLOBAL DE DIÁMETROS No. 6, DE LA MARCA S

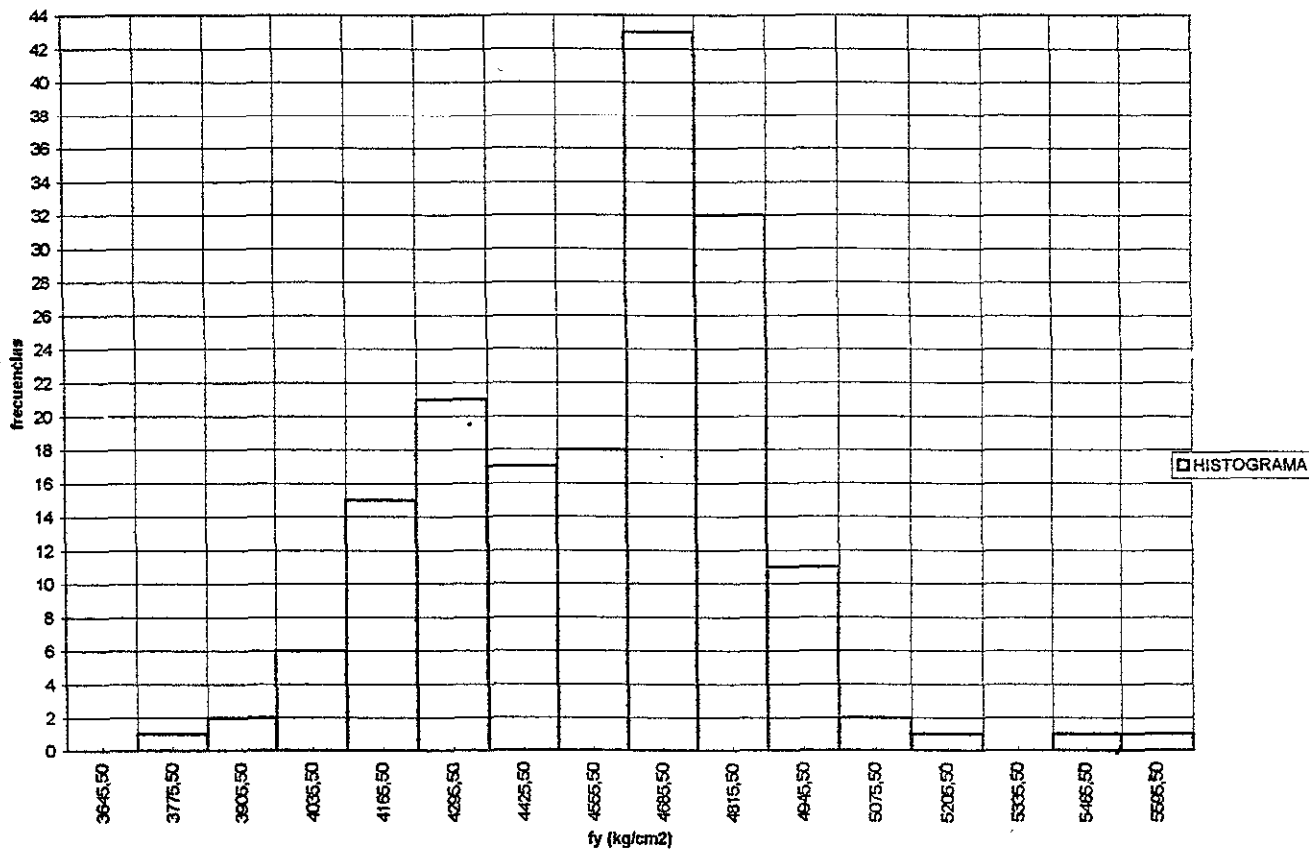


FIG. 15 - HISTOGRAMA DE f_y PARA LA MUESTRA GLOBAL DE DIÁMETROS No. 5, DE LA MARCA S

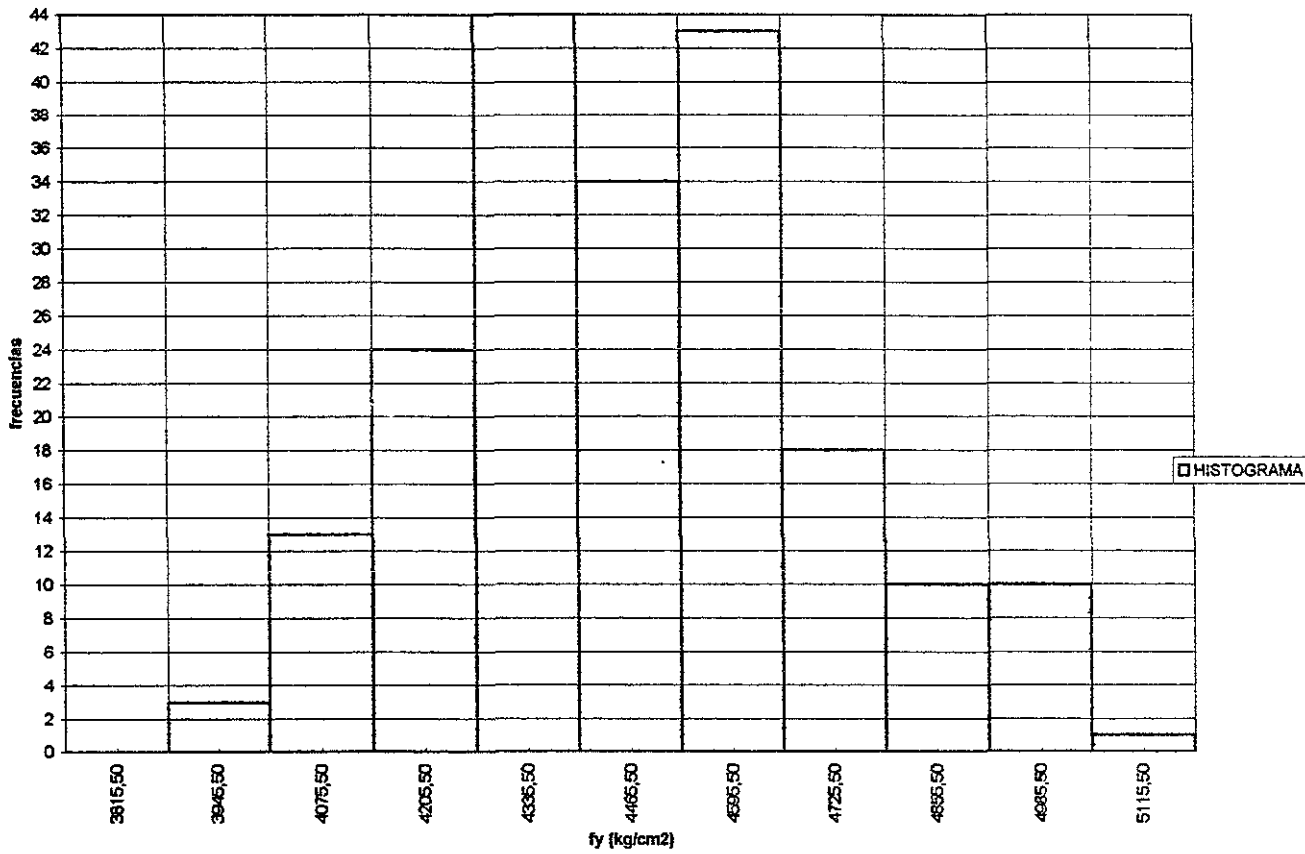


FIG. 16 - HISTOGRAMA DE f_y PARA LA MUESTRA GLOBAL DE DIÁMETROS No. 4, DE LA MARCA H

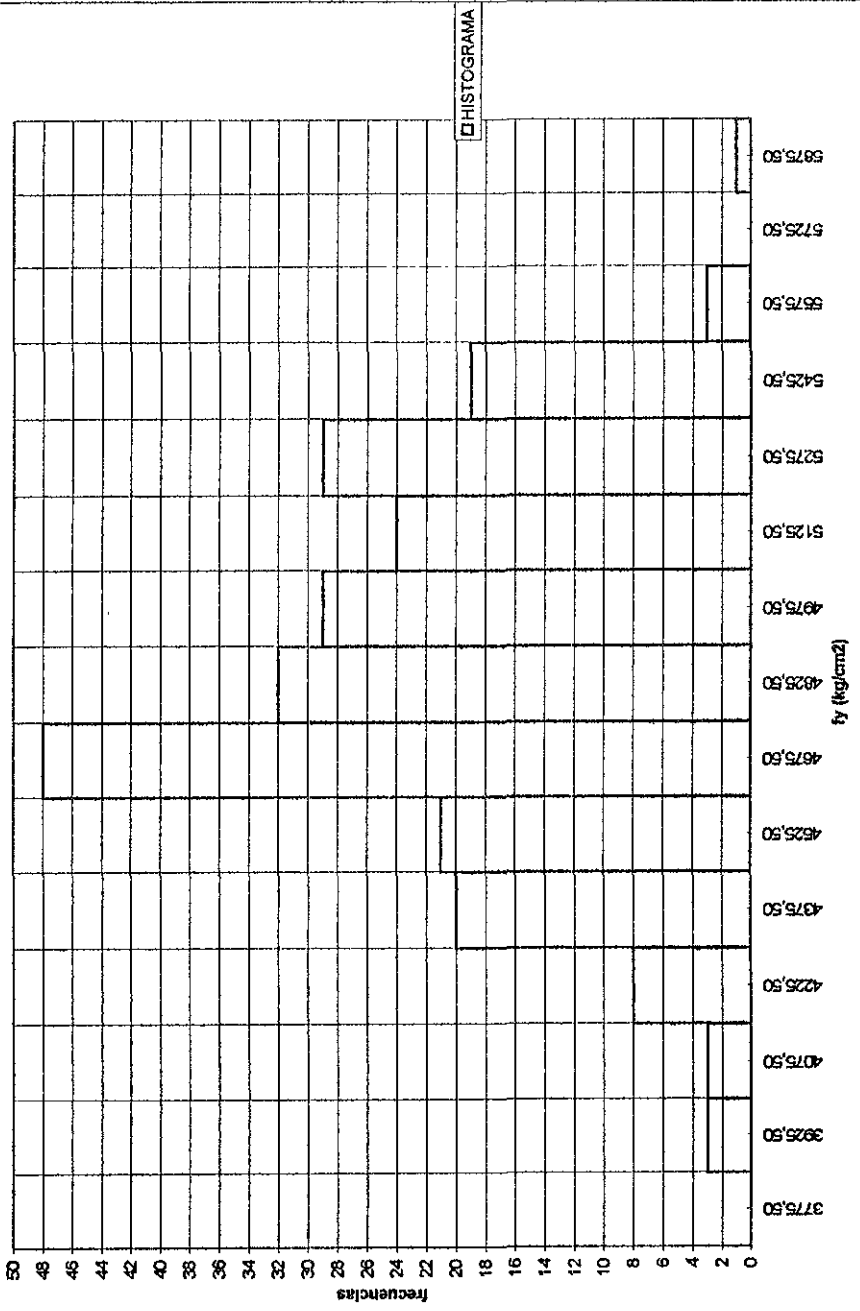


FIG. 17 - HISTOGRAMA DE f_y PARA LA MUESTRA GLOBAL DE DIÁMETROS No. 3, DE LA MARCA H

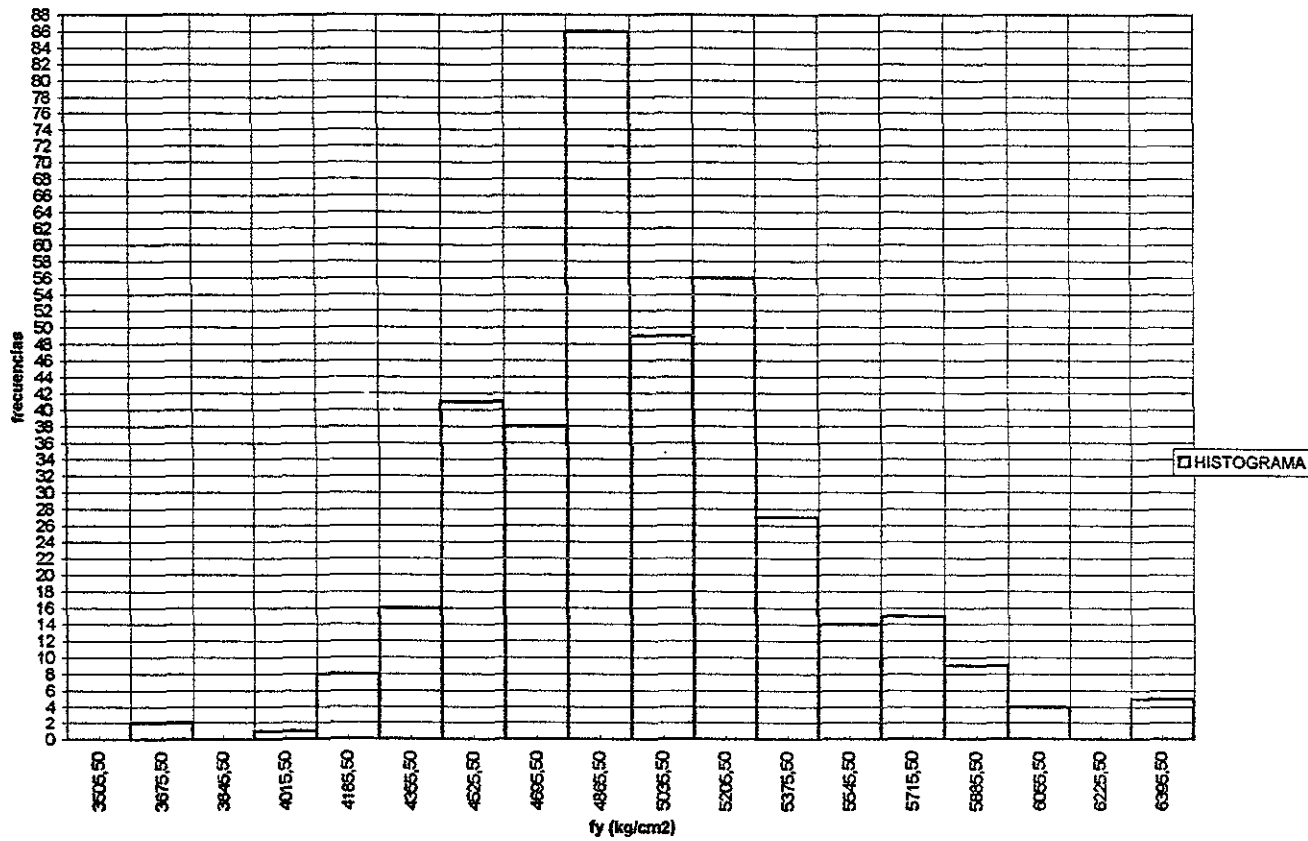


FIG. 16 - HISTOGRAMA DE f_y PARA LA MUESTRA GLOBAL DE DIÁMETROS No. 2.5, DE LA MARCA H

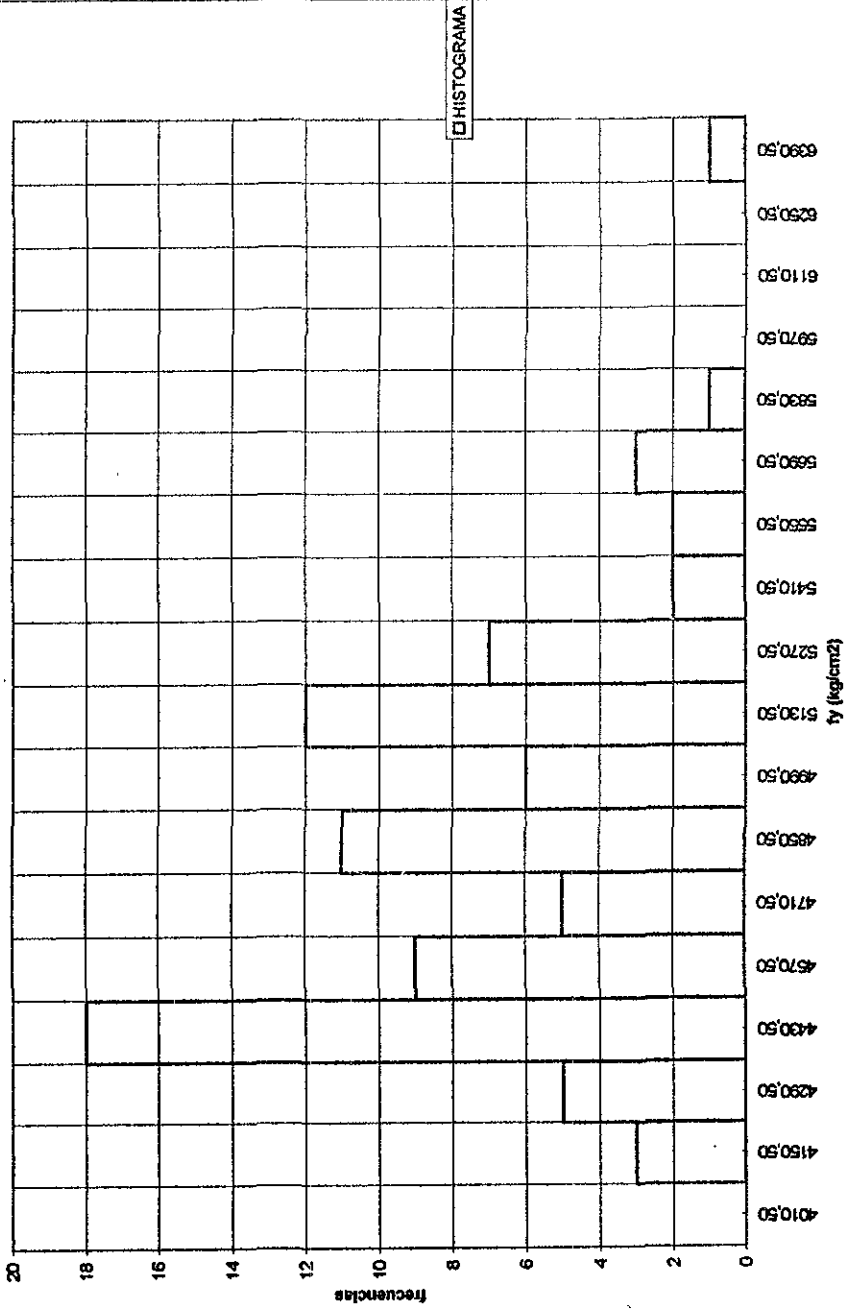


FIG. 19 - HISTOGRAMA DE f_y PARA LA MUESTRA GLOBAL DE DIÁMETROS No. 4, DE LA MARCA S

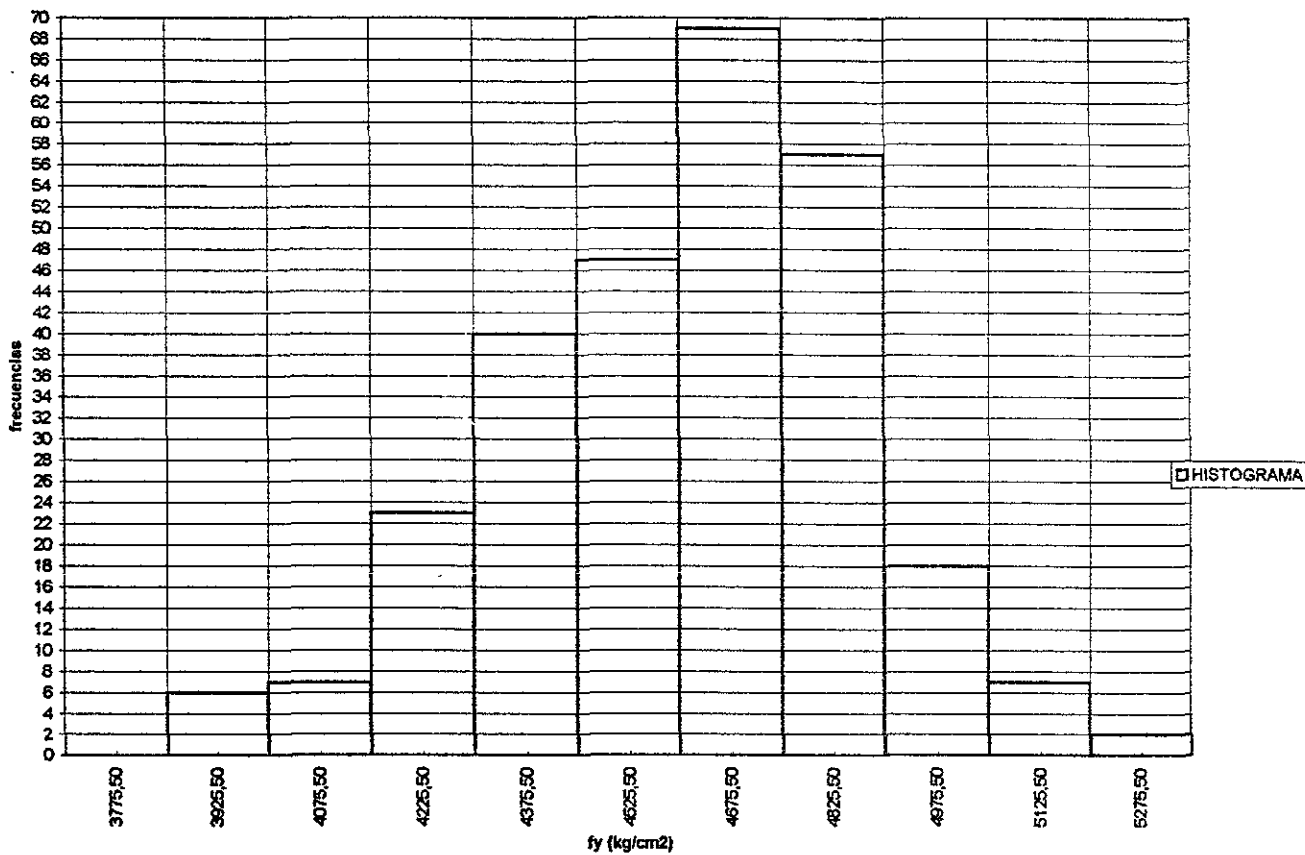


FIG. 20 - HISTOGRAMA DE f_y PARA LA MUESTRA GLOBAL DE DIÁMETROS No. 3, DE LA MARCA S

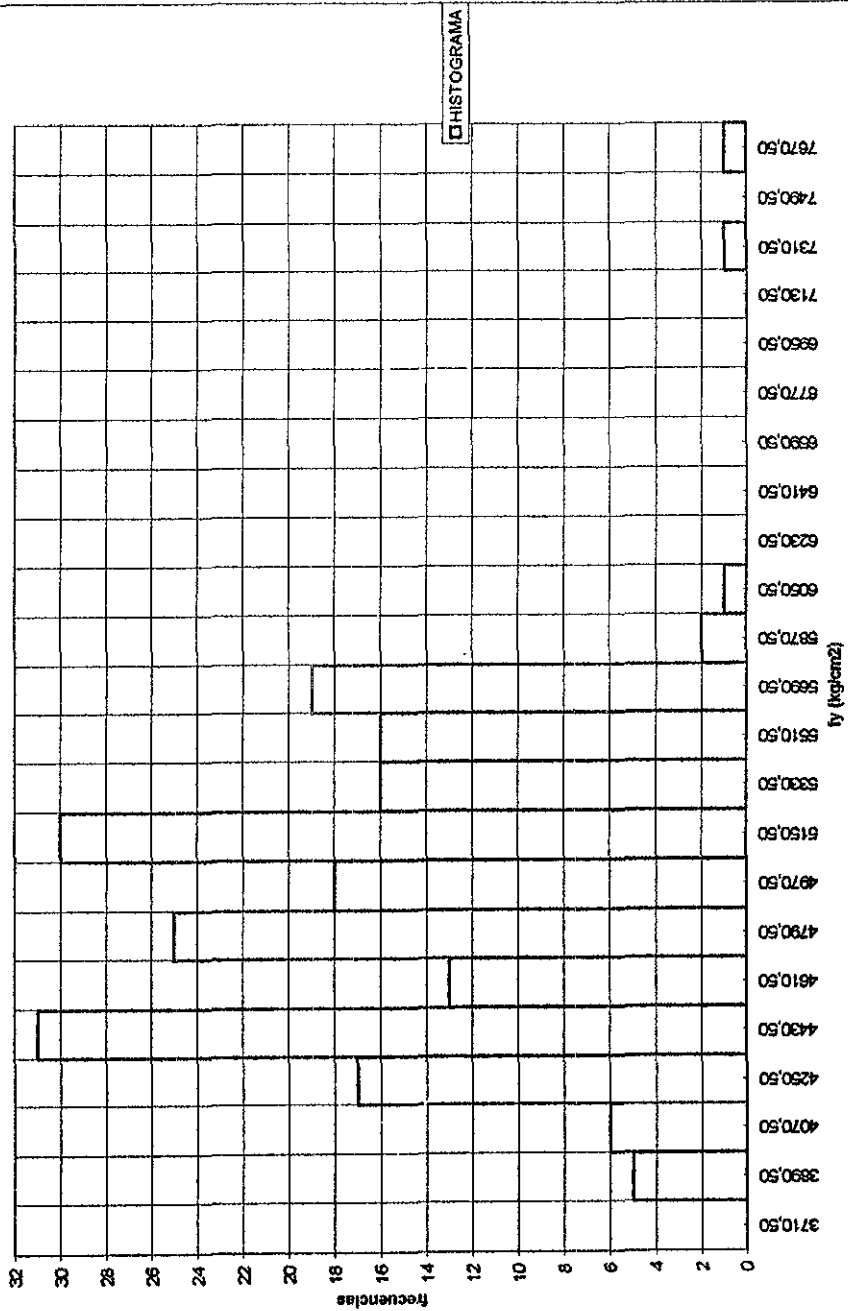


FIG. 21 - HISTOGRAMA DE fsu PARA LA MUESTRA GLOBAL

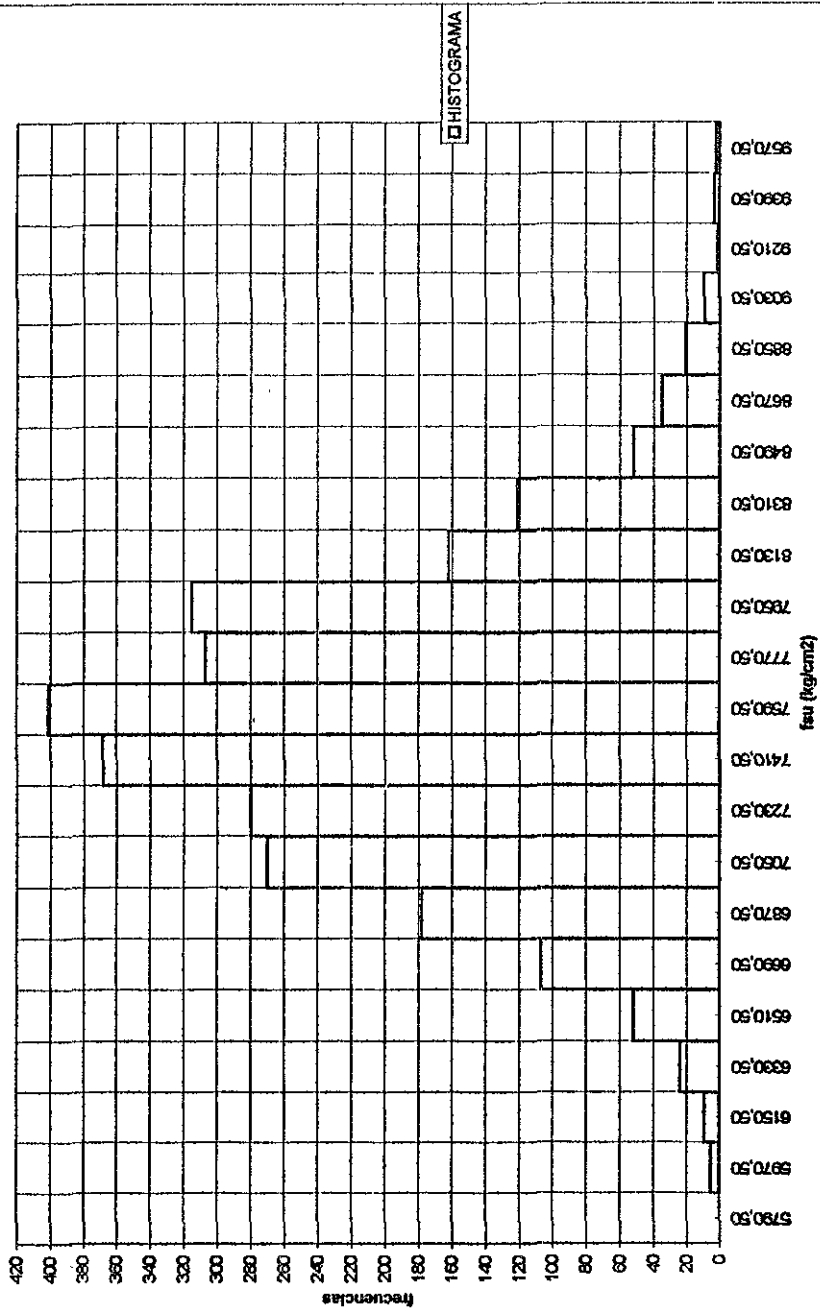


FIG. 22 - HISTOGRAMA DE fsu PARA LA MUESTRA GLOBAL DE LA MARCA H

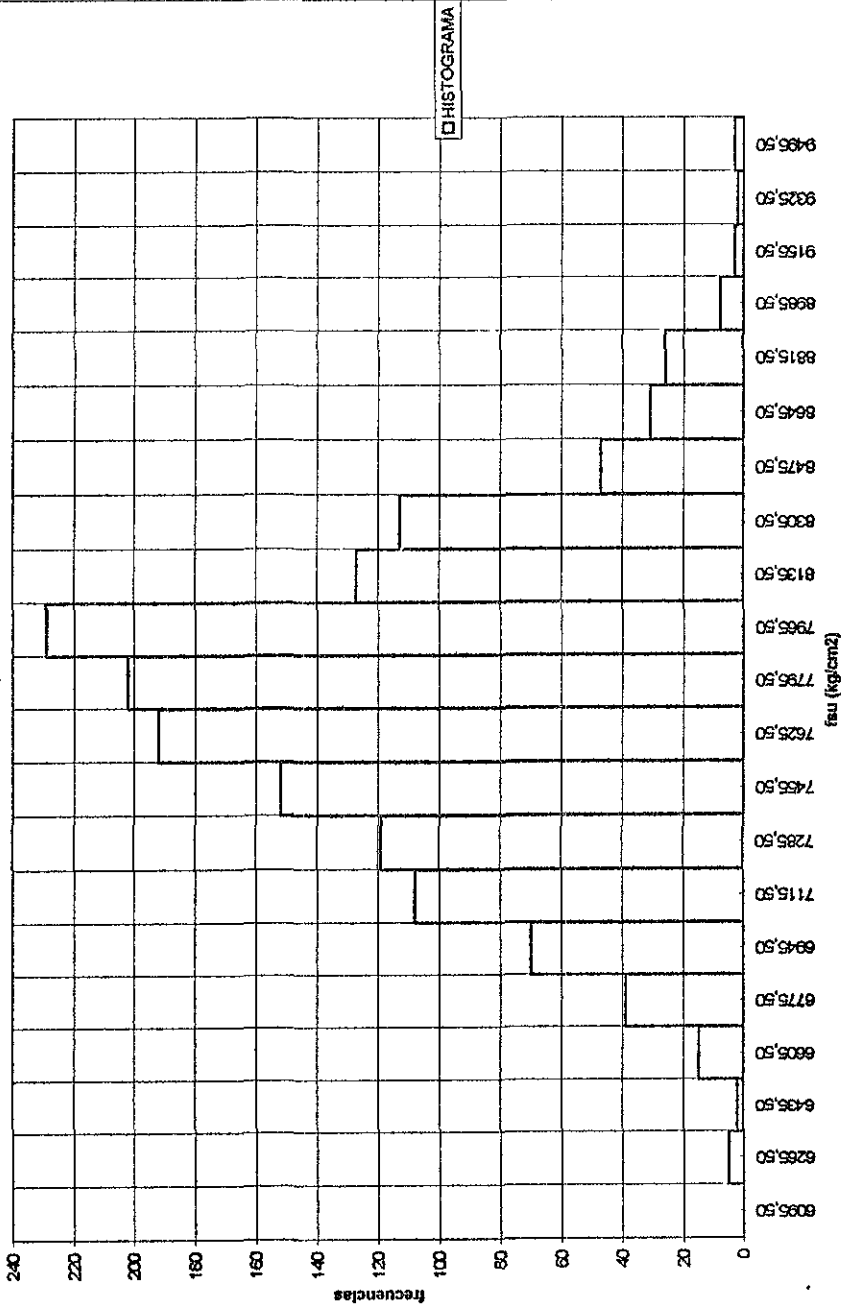


FIG. 23 - HISTOGRAMA DE fsu PARA LA MUESTRA GLOBAL DE LA MARCA S

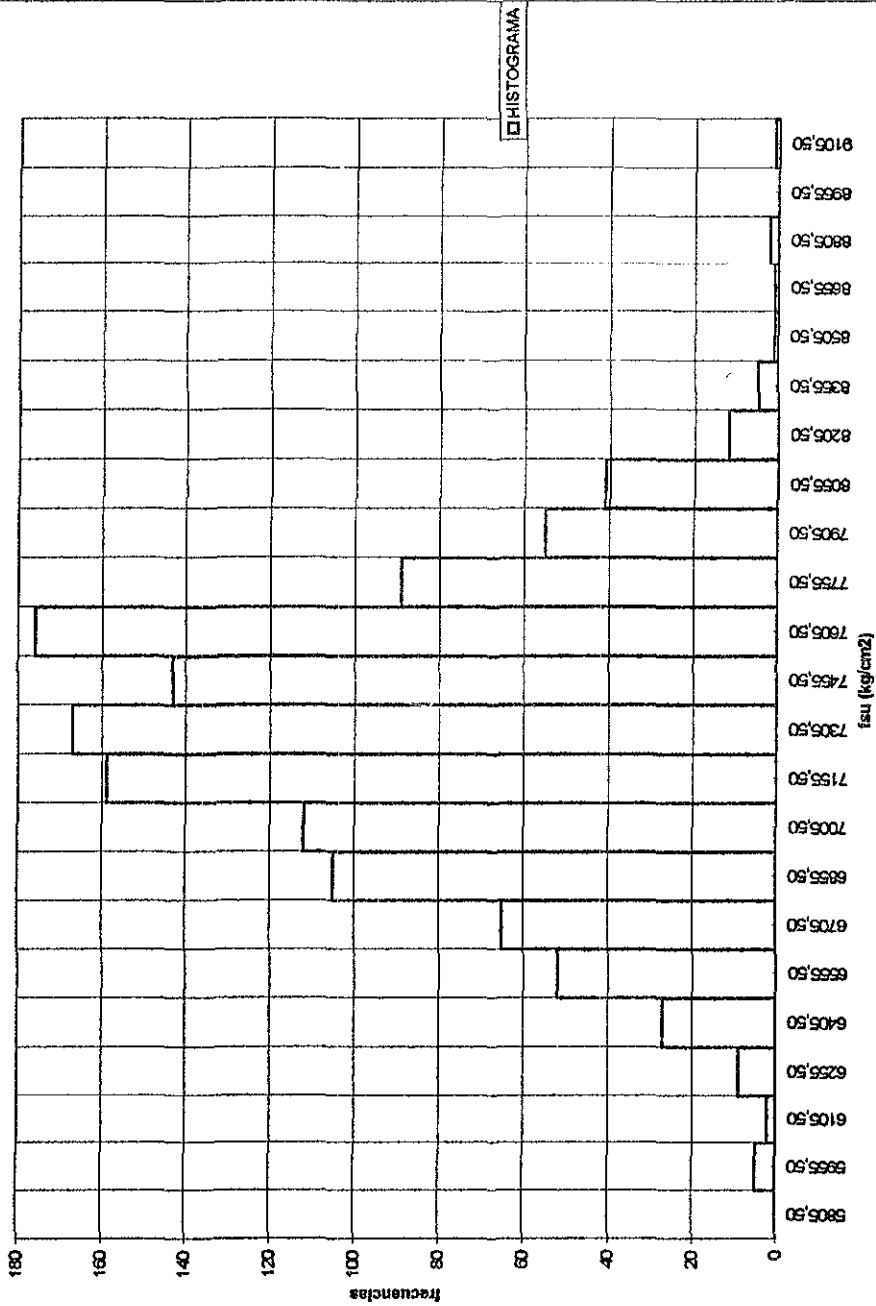


FIG. 24 - HISTOGRAMA DE fsu PARA LA MUESTRA GLOBAL DE DIÁMETROS No. 12, DE LA MARCA H

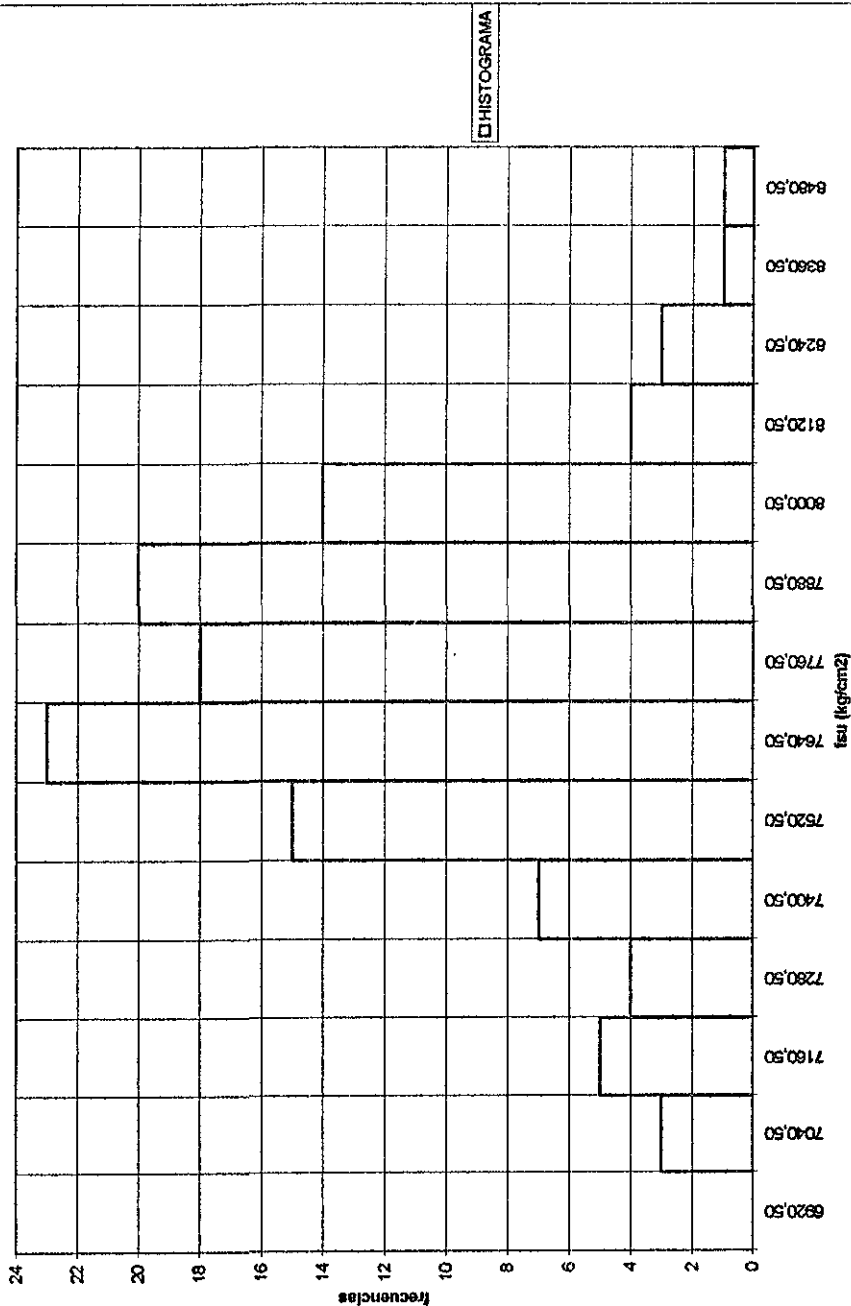


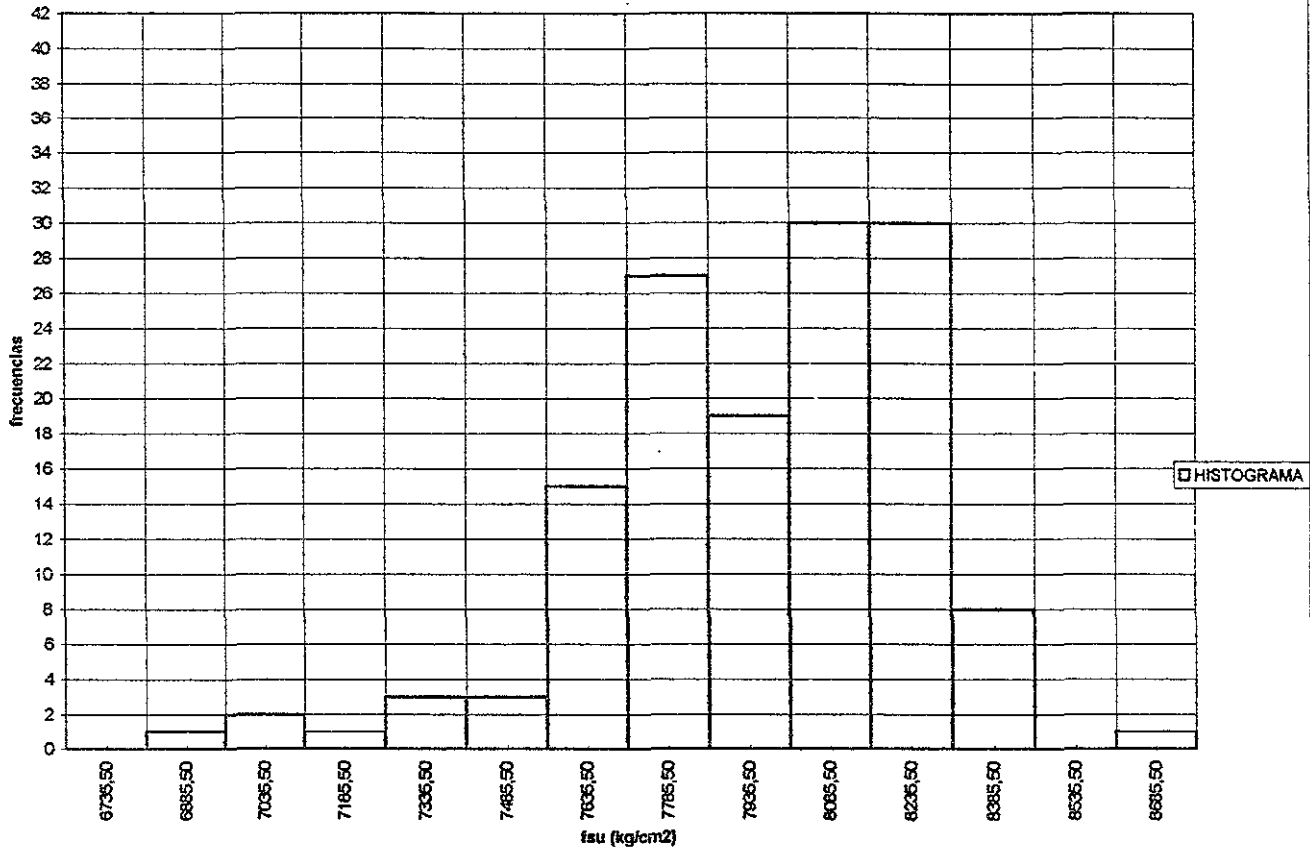
FIG. 25 - HISTOGRAMA DE f_{su} PARA LA MUESTRA GLOBAL DE DIÁMETROS No. 10, DE LA MARCA H

FIG. 26 - HISTOGRAMA DE fsu PARA LA MUESTRA GLOBAL DE DIÁMETROS No. 8, DE LA MARCA H

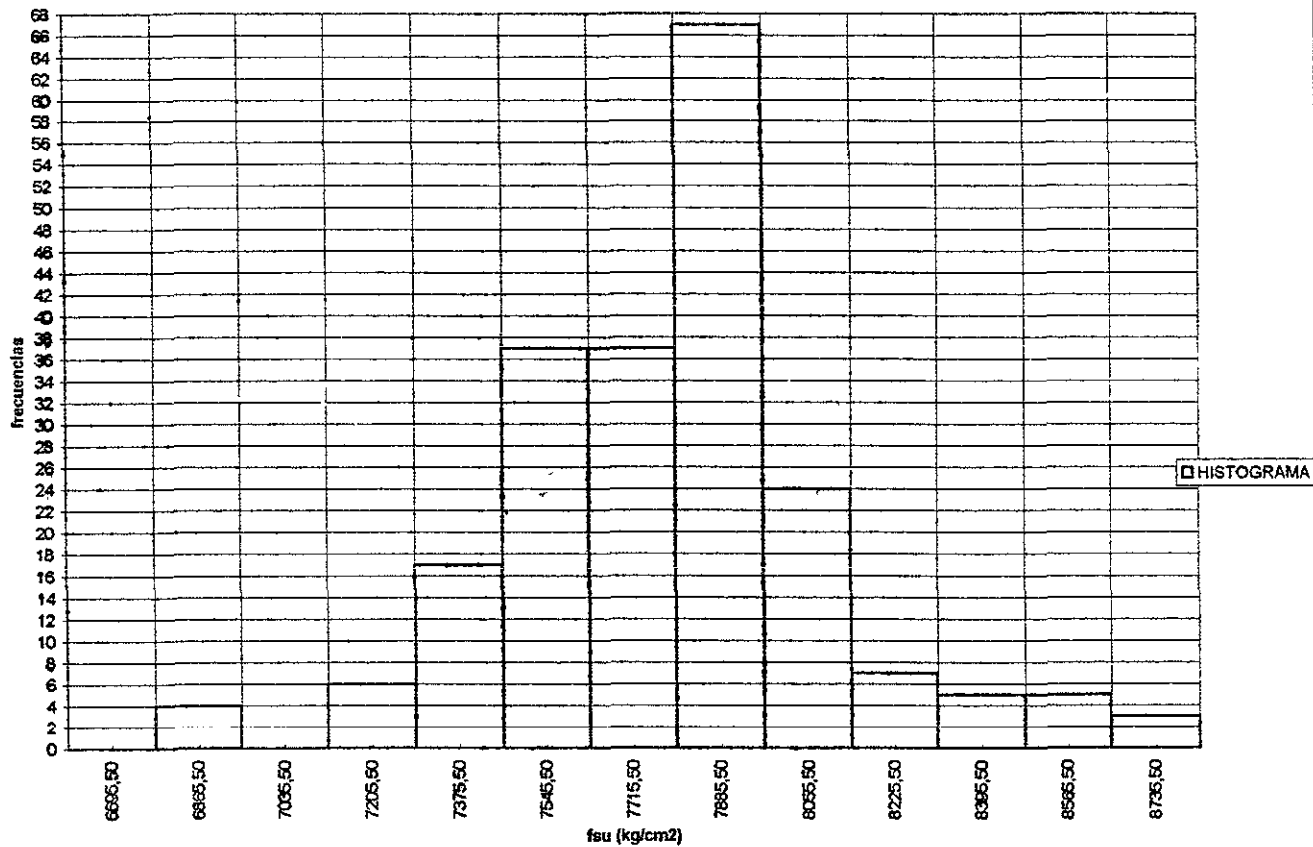


FIG. 27 - HISTOGRAMA DE f_{su} PARA LA MUESTRA GLOBAL DE DIÁMETROS No. 6, DE LA MARCA H

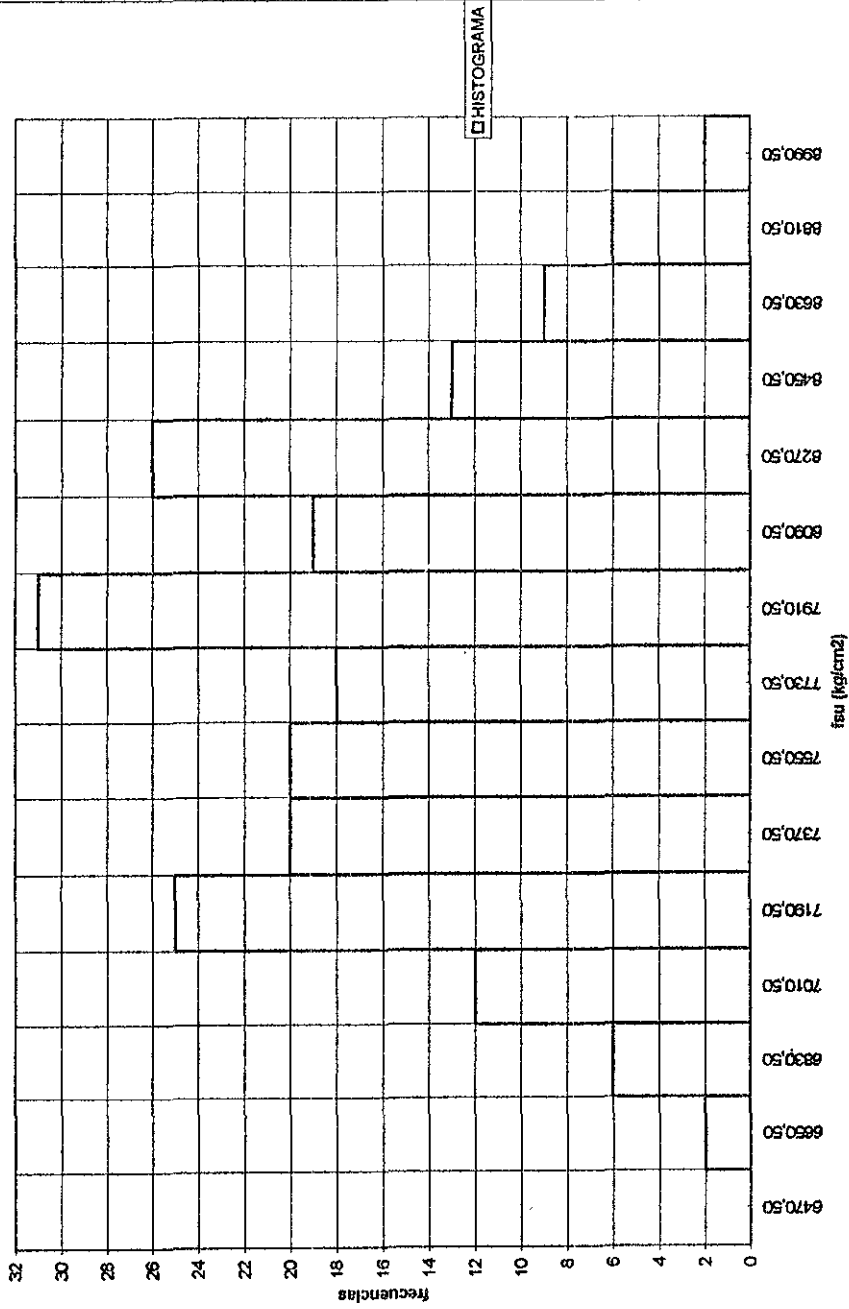


FIG. 28 - HISTOGRAMA DE fsu PARA LA MUESTRA GLOBAL DE DIÁMETROS No. 5, DE LA MARCA H

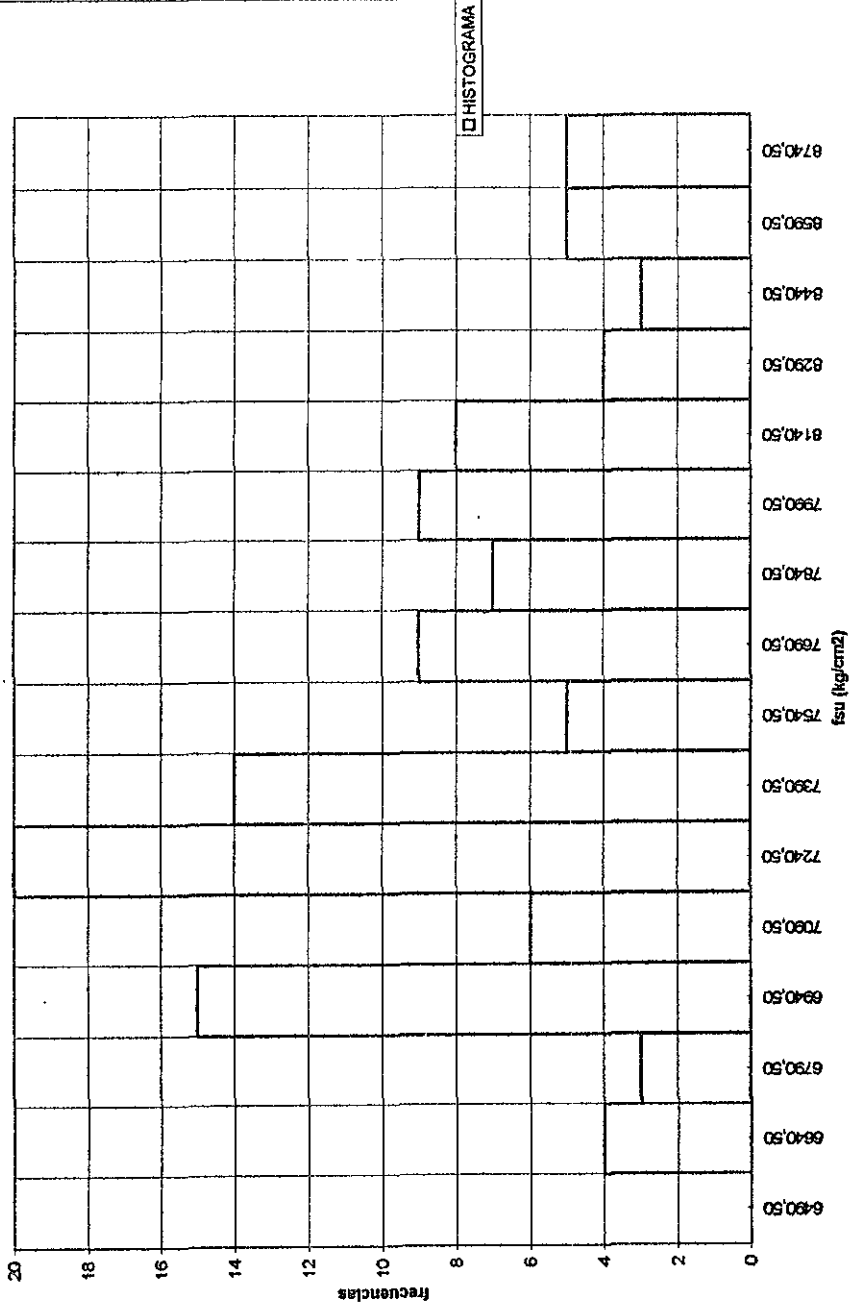


FIG. 29 - HISTOGRAMA DE ρ_{su} PARA LA MUESTRA GLOBAL DE DIÁMETROS No. 12, DE LA MARCA S

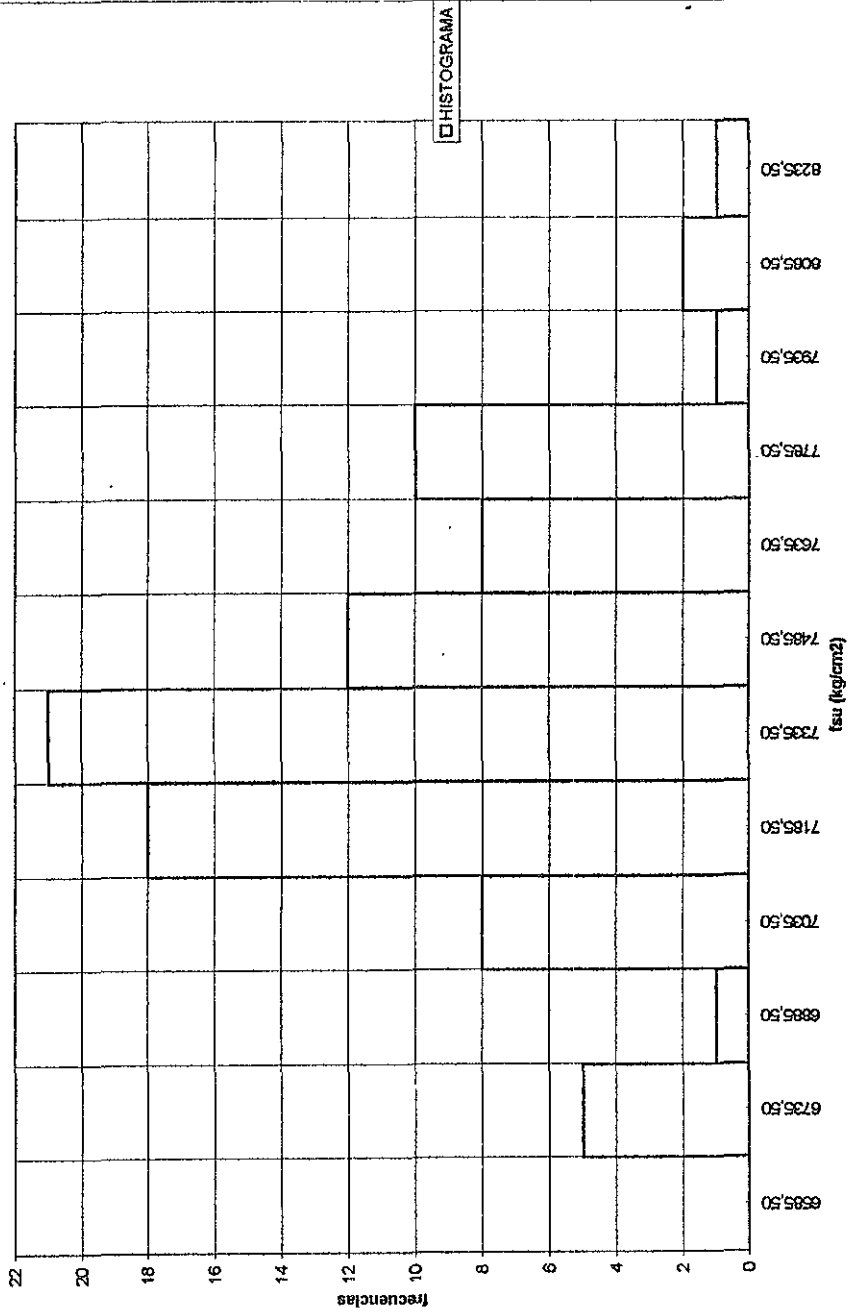


FIG. 30 - HISTOGRAMA DE f_{su} PARA LA MUESTRA GLOBAL DE DIÁMETROS No. 10, DE LA MARCA S

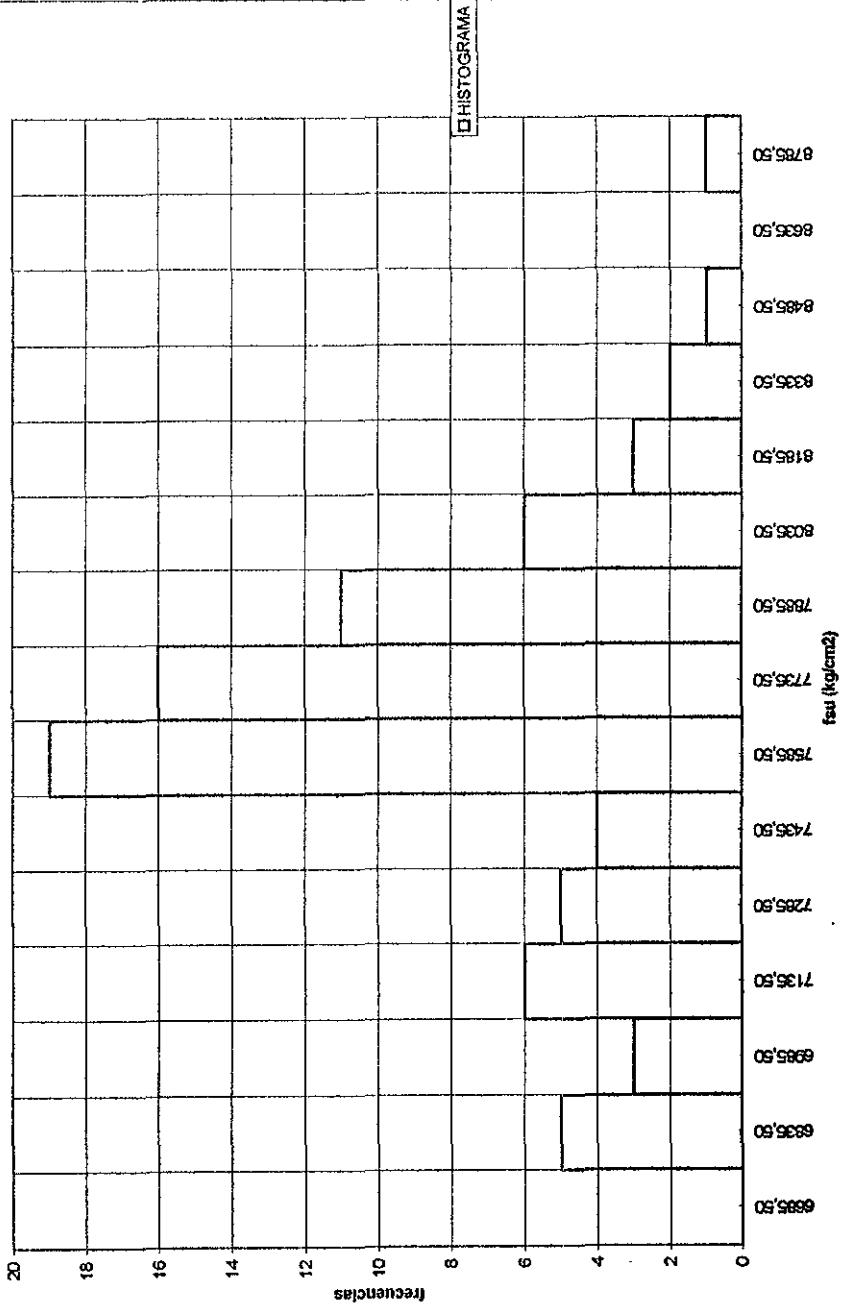


FIG. 31 - HISTOGRAMA DE fsu PARA LA MUESTRA GLOBAL DE DIÁMETROS No. 8, DE LA MARCA S

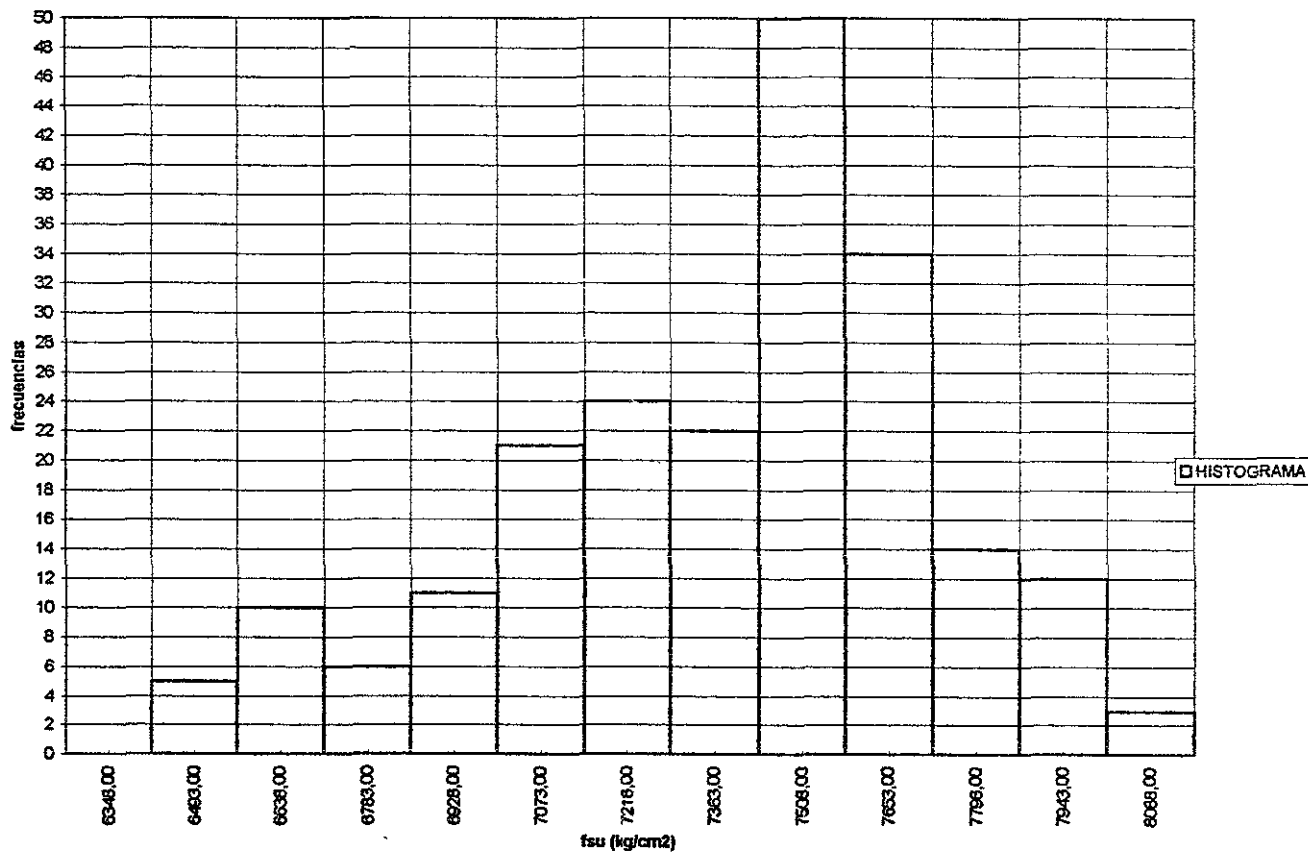


FIG. 32 - HISTOGRAMA DE f_{su} PARA LA MUESTRA GLOBAL DE DIÁMETROS No. 6, DE LA MARCA S

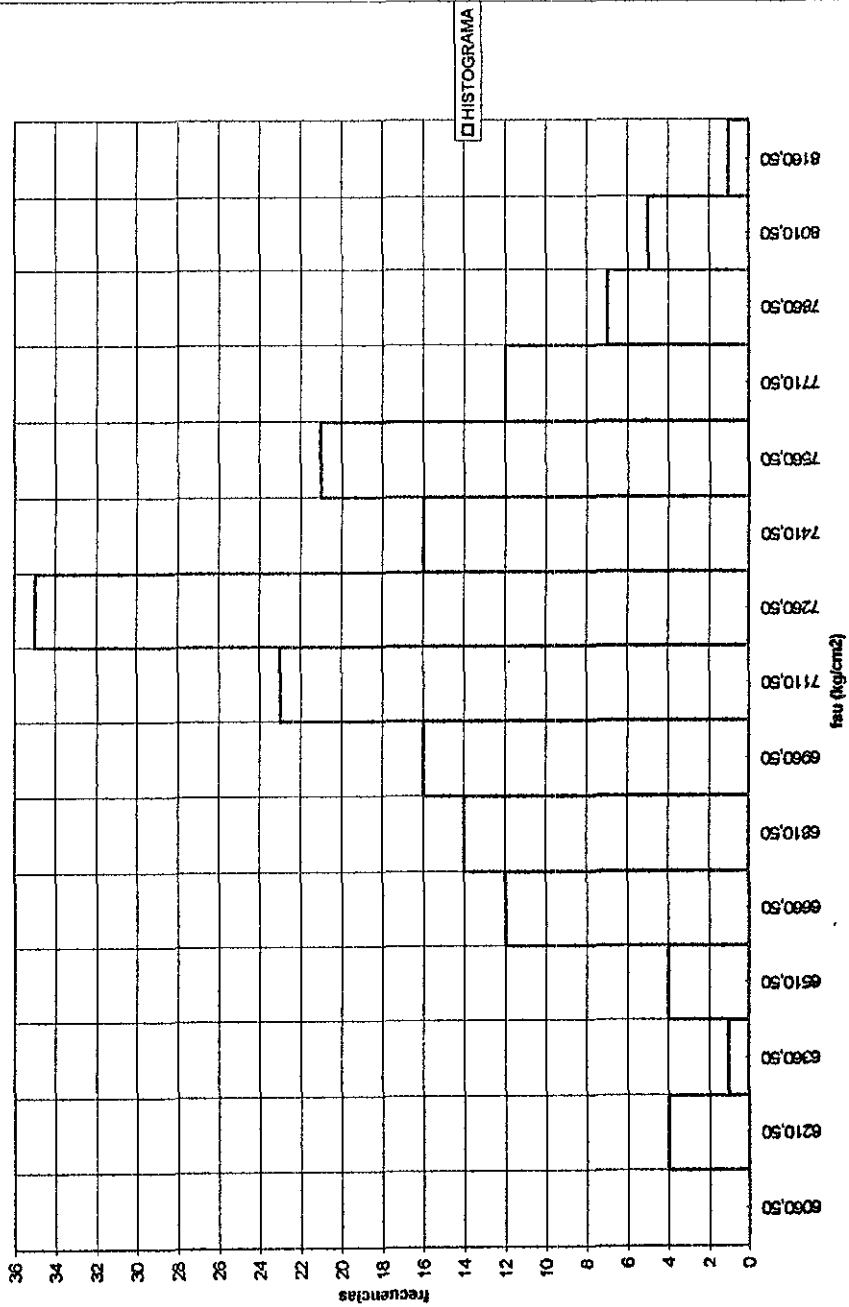


FIG. 33 - HISTOGRAMA DE isu PARA LA MUESTRA GLOBAL DE DIÁMETROS No. 5, DE LA MARCA S

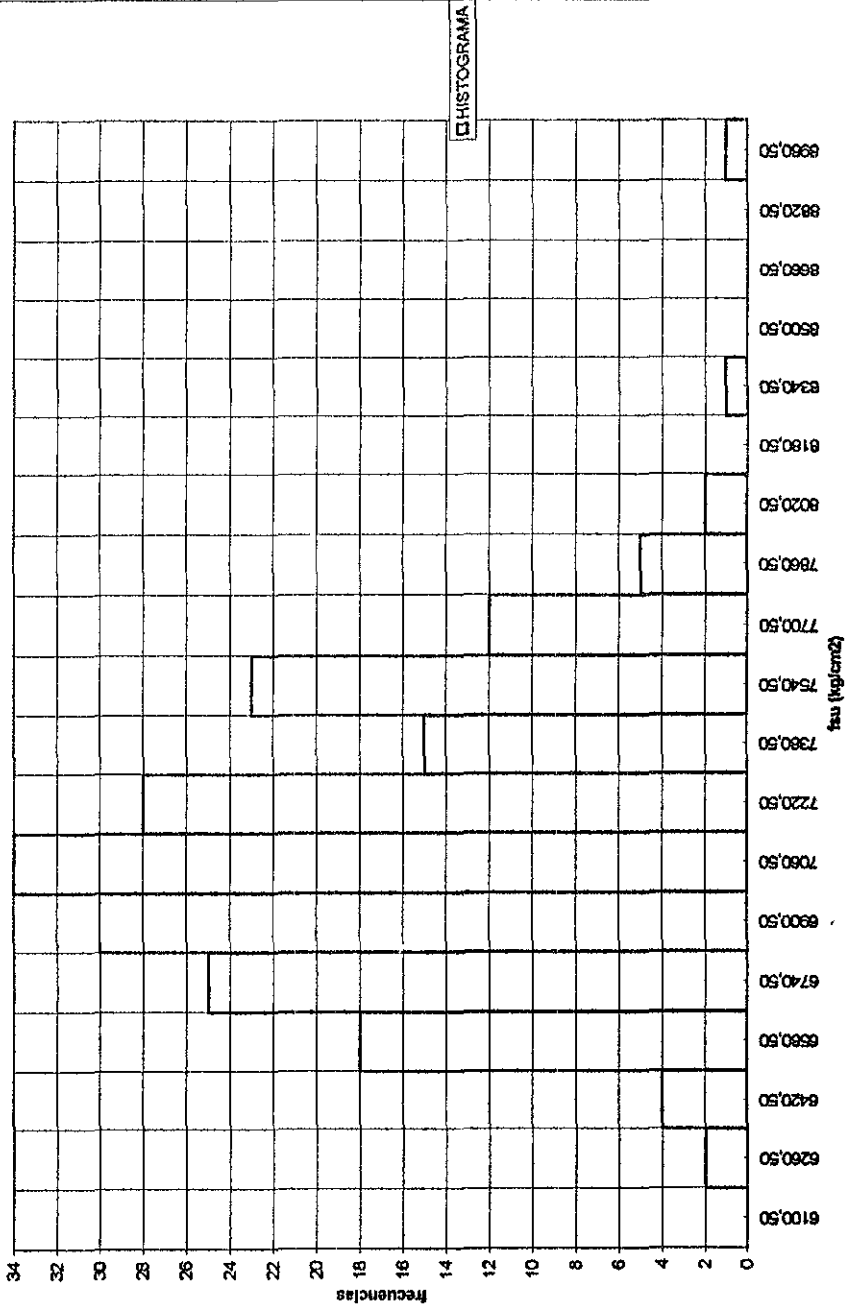


FIG. 34 - HISTOGRAMA DE fsu PARA LA MUESTRA GLOBAL DE DIÁMETROS No. 4, DE LA MARCA H

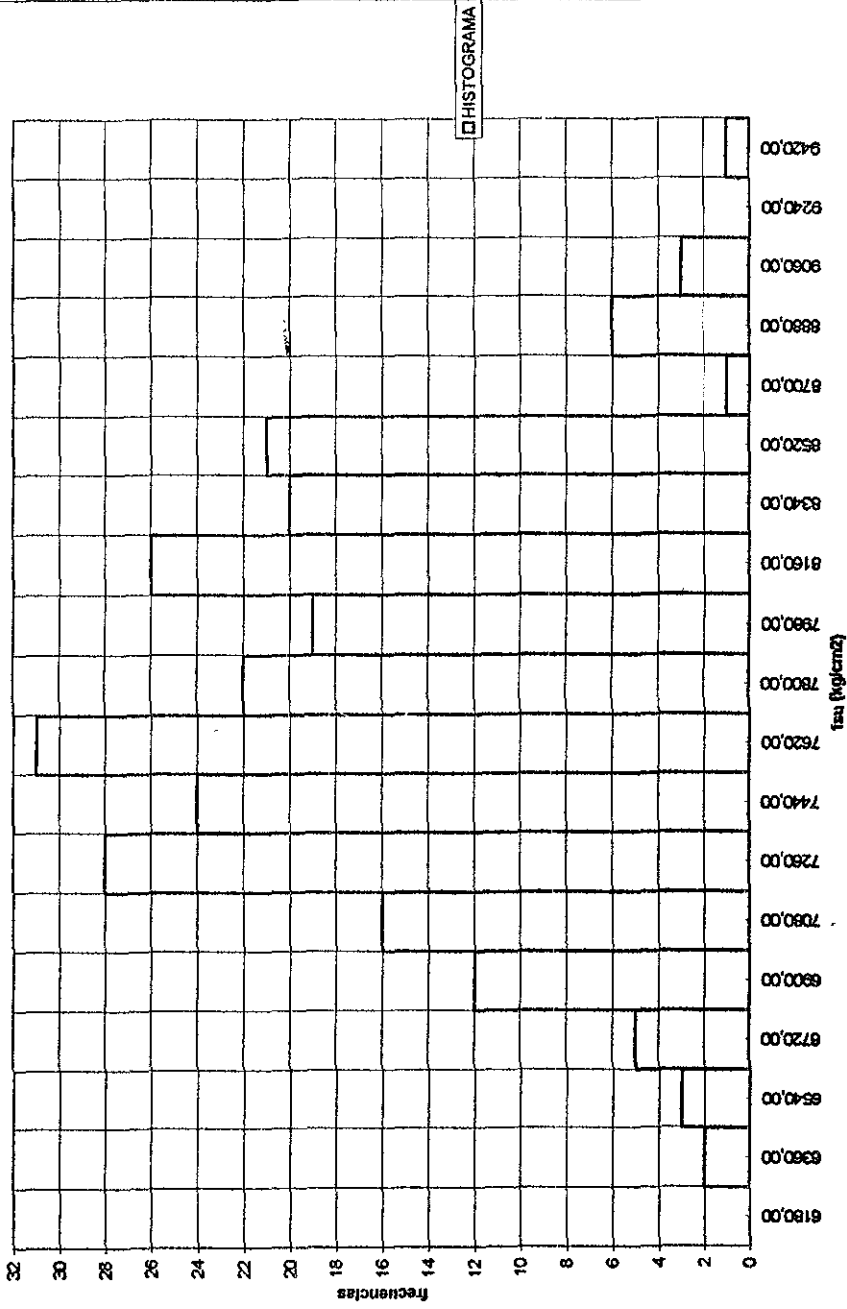


FIG. 35 - HISTOGRAMA DE fsu PARA LA MUESTRA GLOBAL DE DIÁMETROS No. 3, DE LA MARCA H

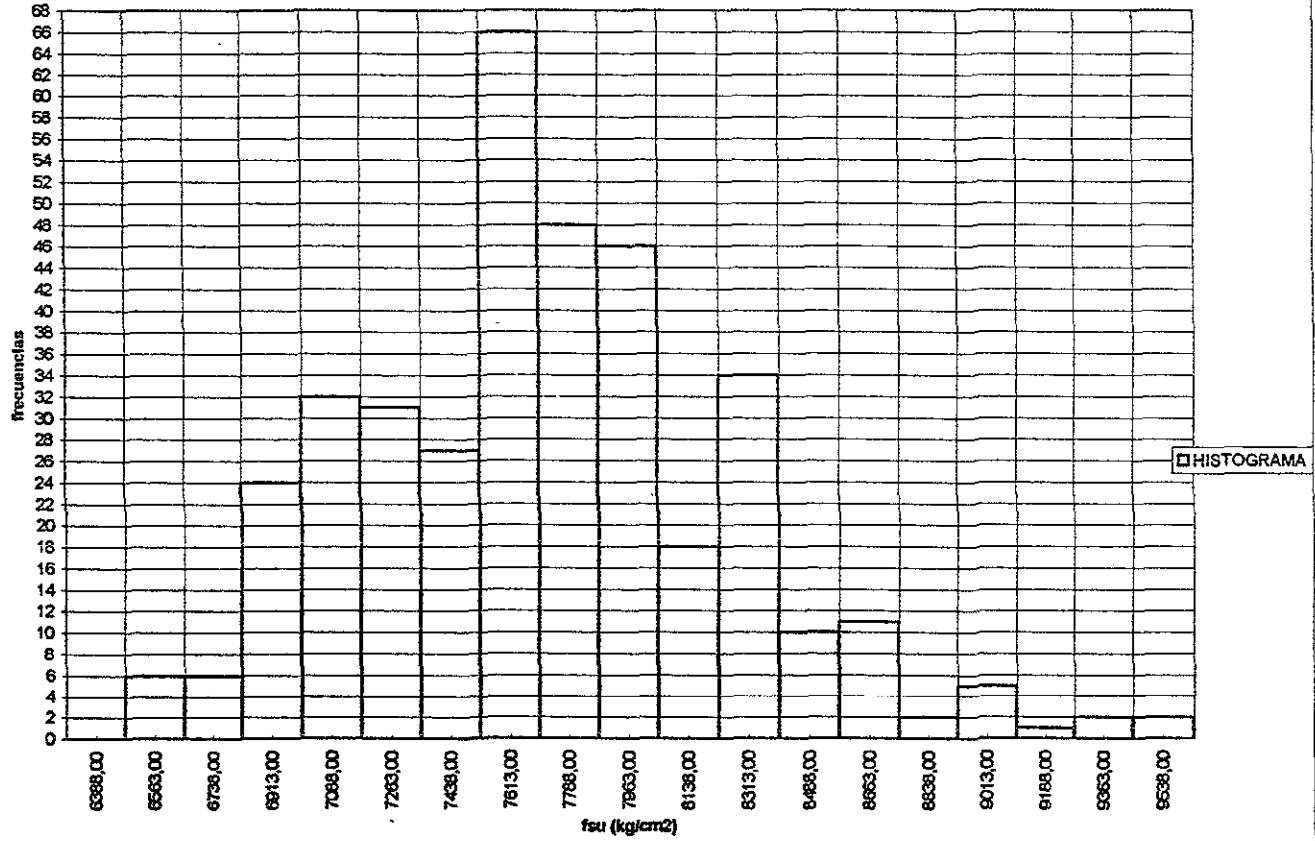


FIG. 36 - HISTOGRAMA DE f_{su} PARA LA MUESTRA GLOBAL DE DIÁMETROS No. 2.5, DE LA MARCA H

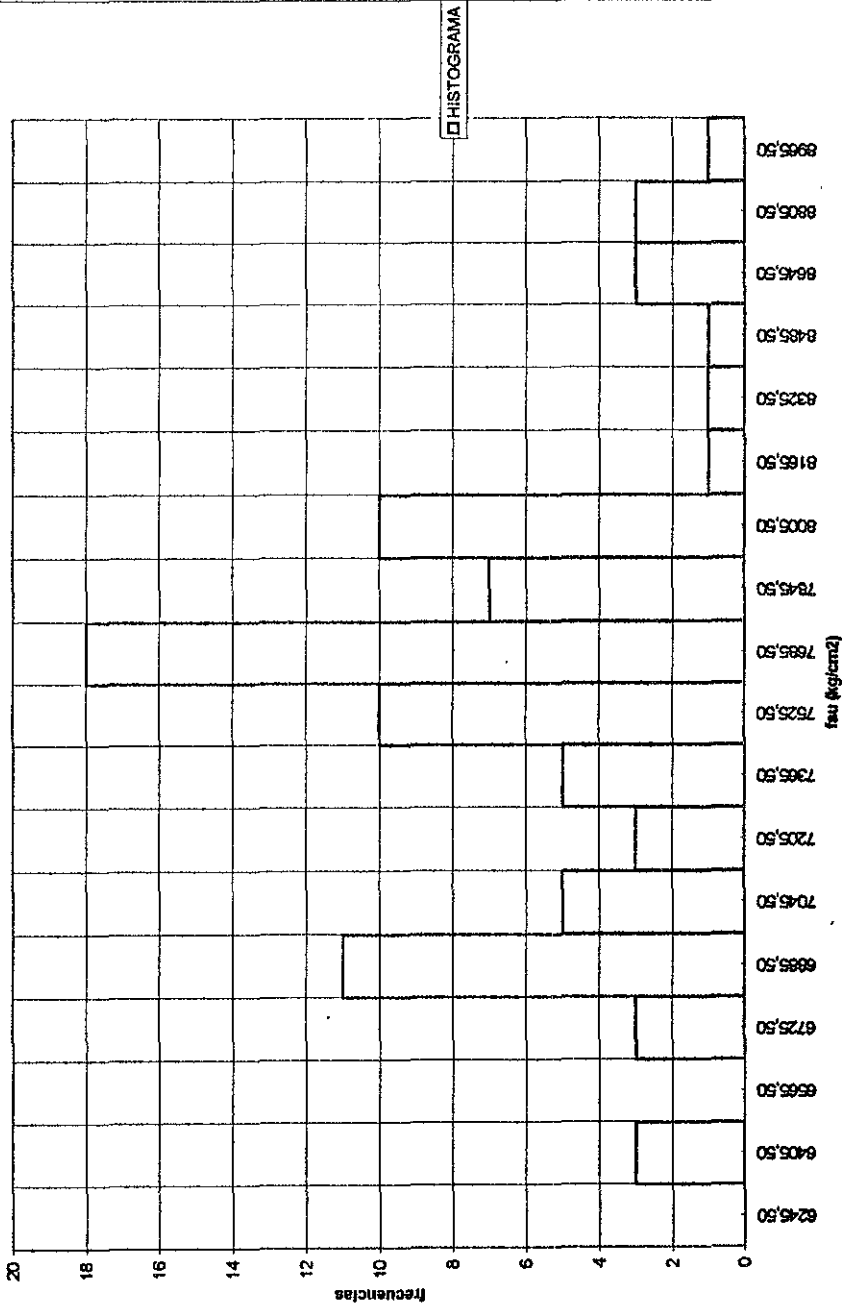


FIG. 37 - HISTOGRAMA DE f_{su} PARA LA MUESTRA GLOBAL DE DIÁMETROS No. 4, DE LA MARCA S

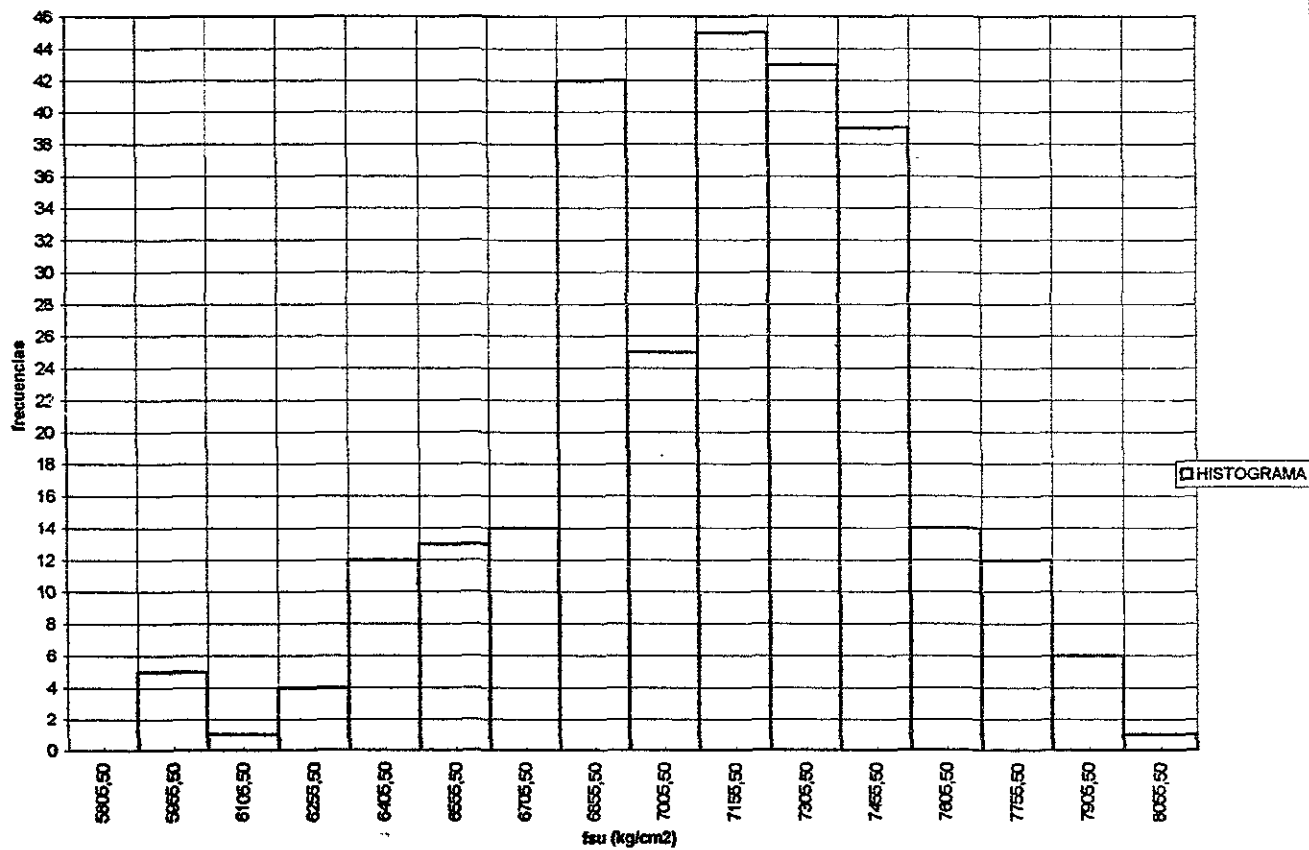


FIG. 38 - HISTOGRAMA DE fsu PARA LA MUESTRA GLOBAL DE DIÁMETROS No. 3, DE LA MARCA S

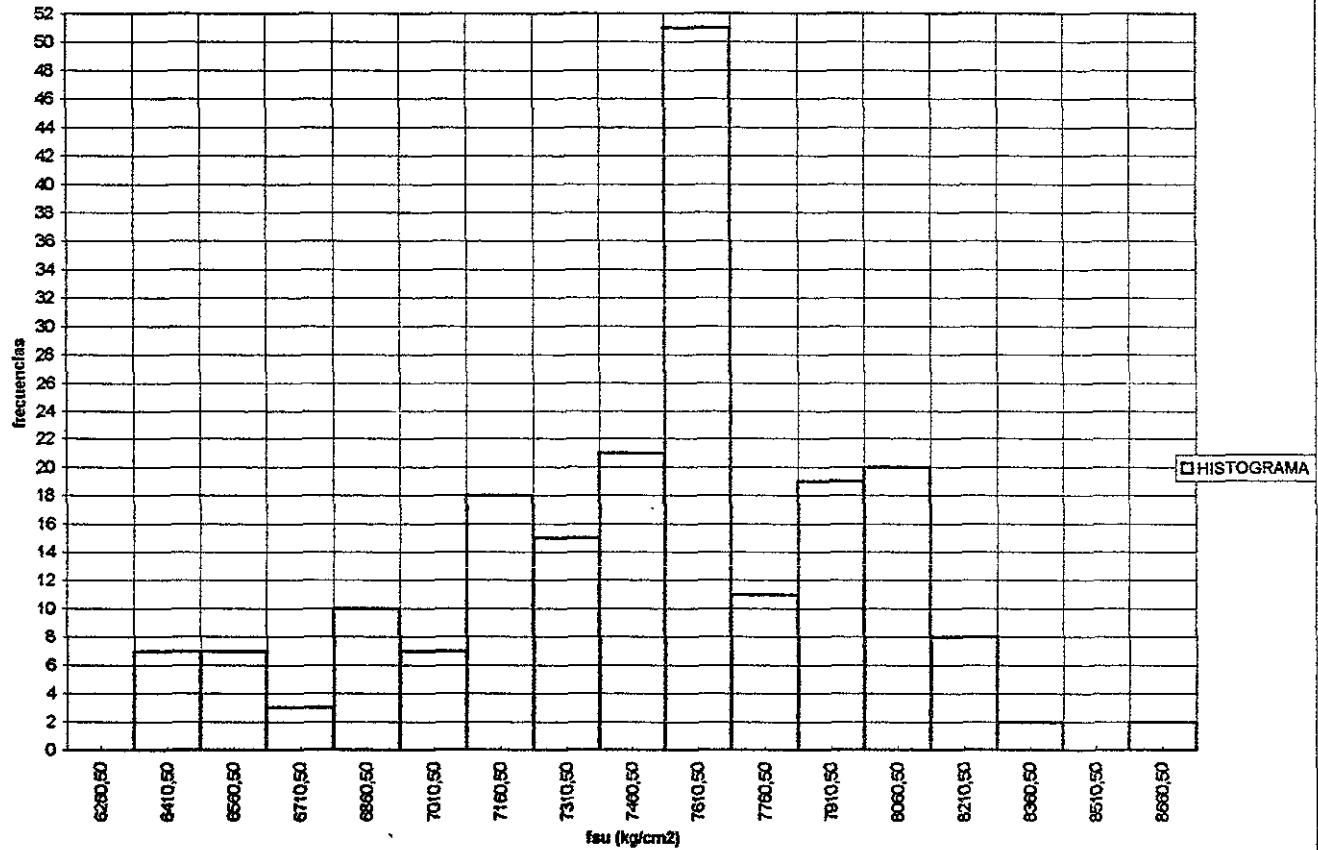


FIG. 39 - HISTOGRAMA DE ALARGAMIENTO PARA LA MUESTRA GLOBAL

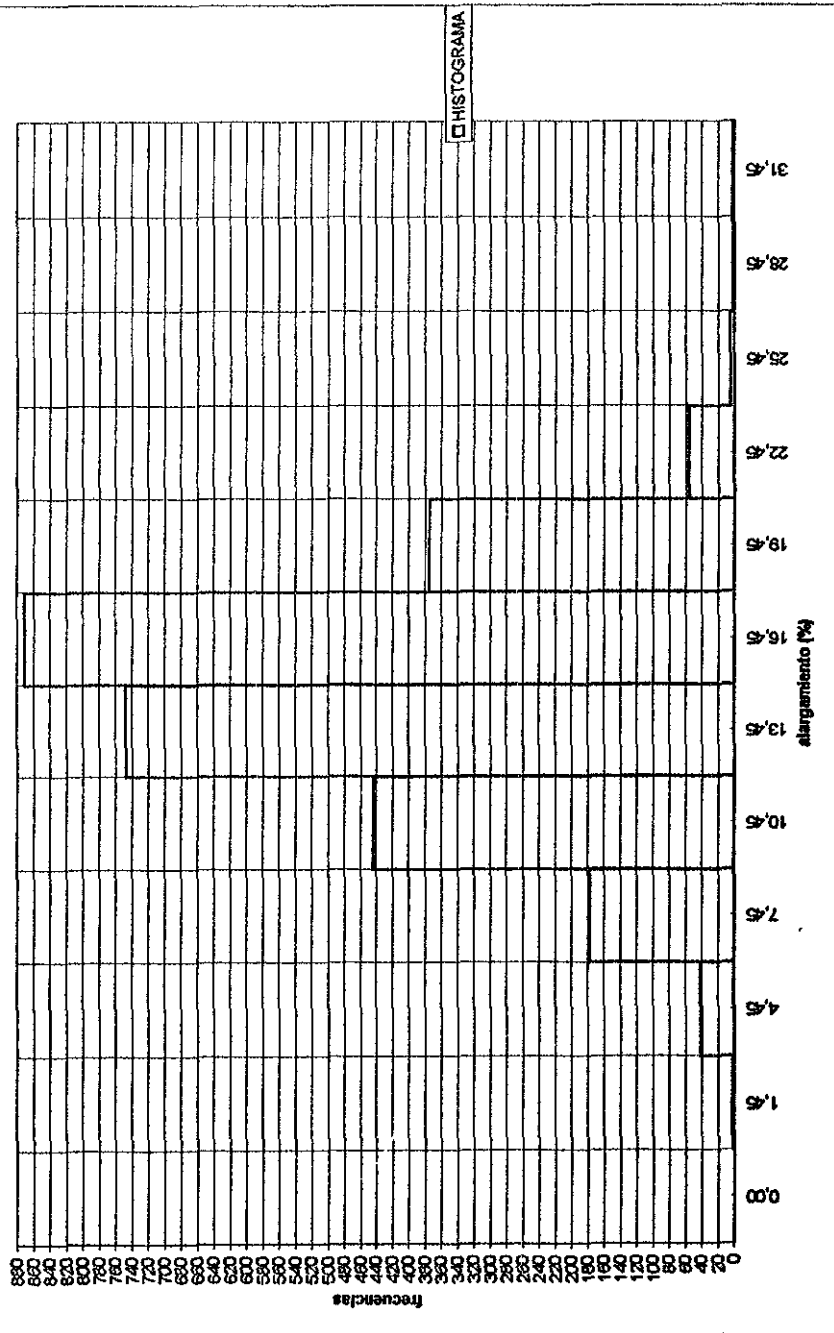


FIG. 40 - HISTOGRAMA DE ALARGAMIENTO PARA LA MUESTRA GLOBAL DE LA MARCA H

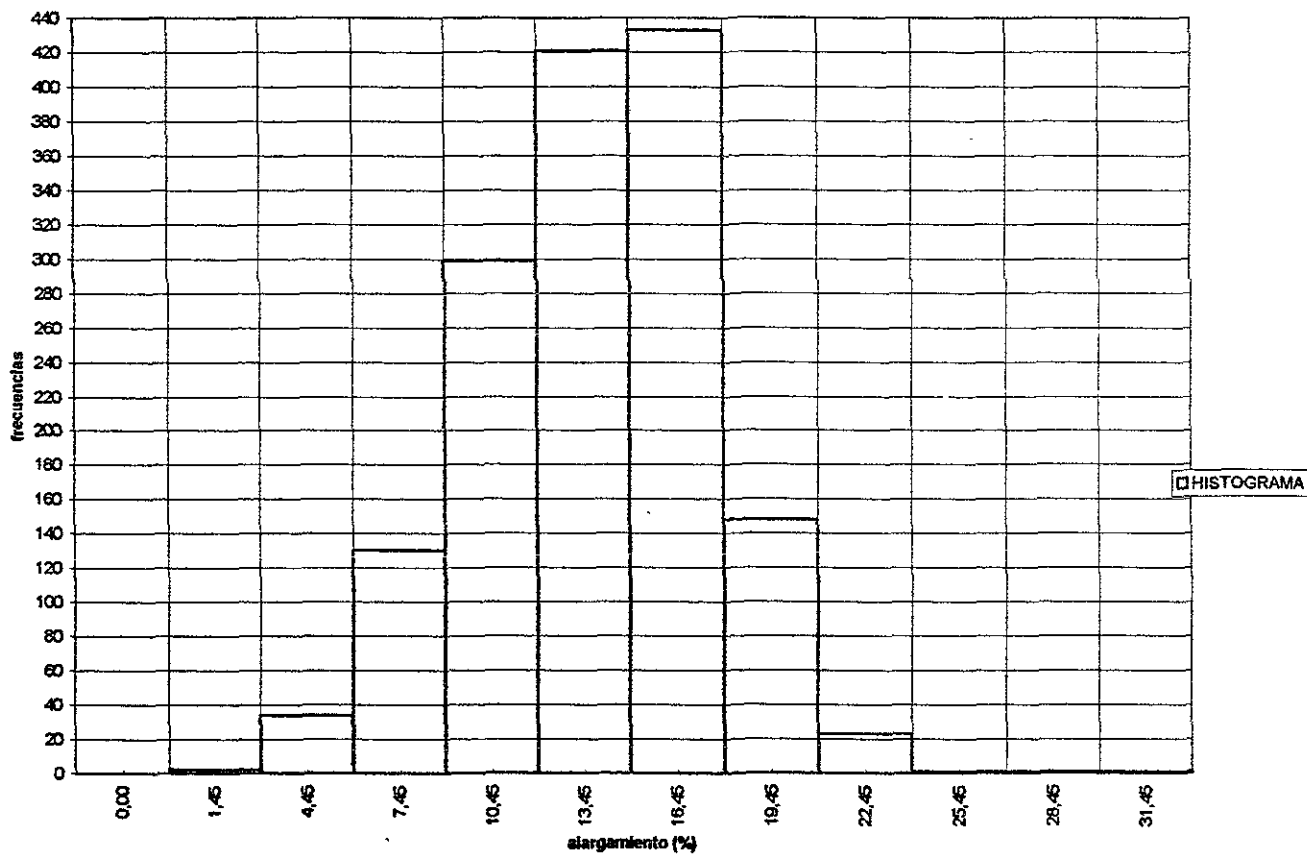


FIG. 41 - HISTOGRAMA DE ALARGAMIENTO PARA LA MUESTRA GLOBAL DE LA MARCA S

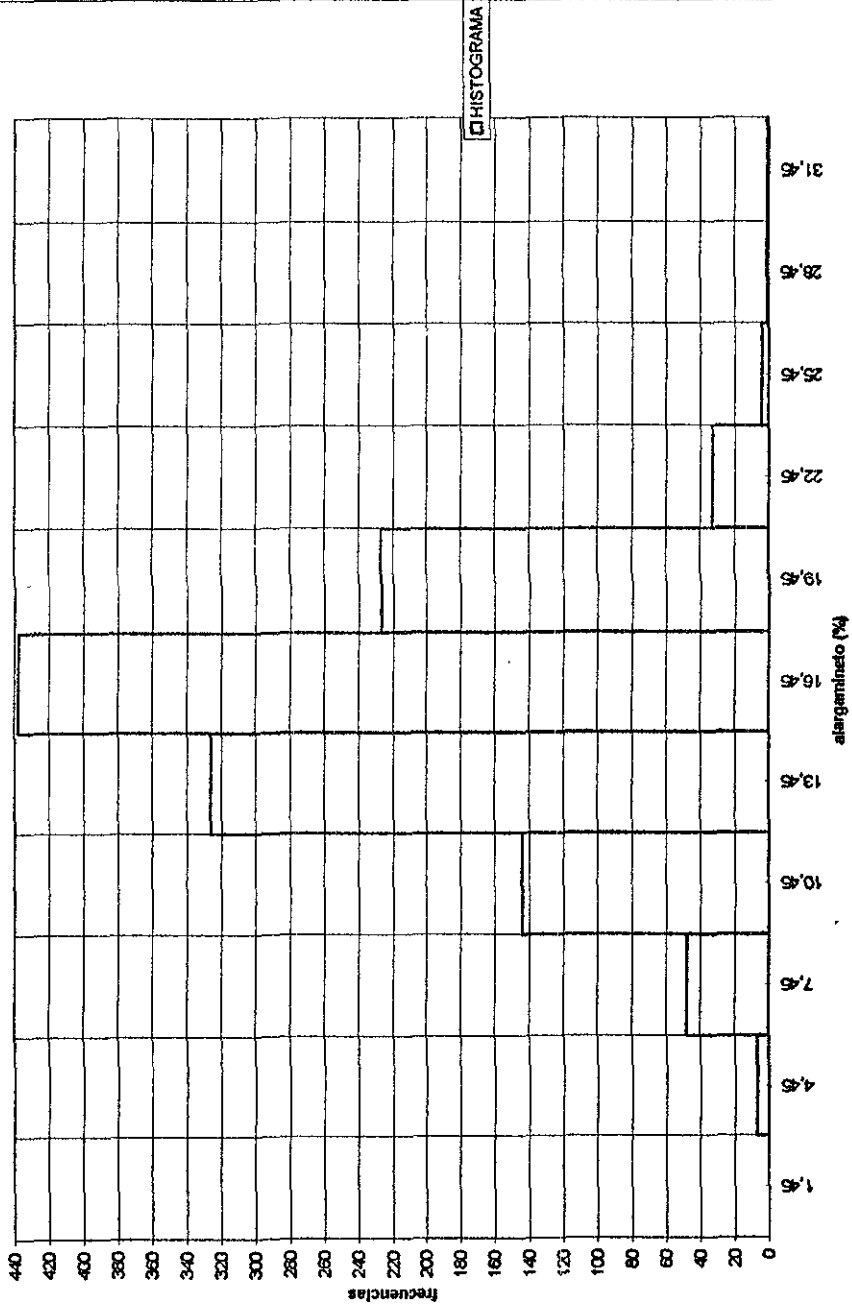


FIG. 42 - HISTOGRAMA DE ALARGAMIENTO PARA LA MUESTRA GLOBAL DE DIÁMETROS No. 12, DE LA MARCA H

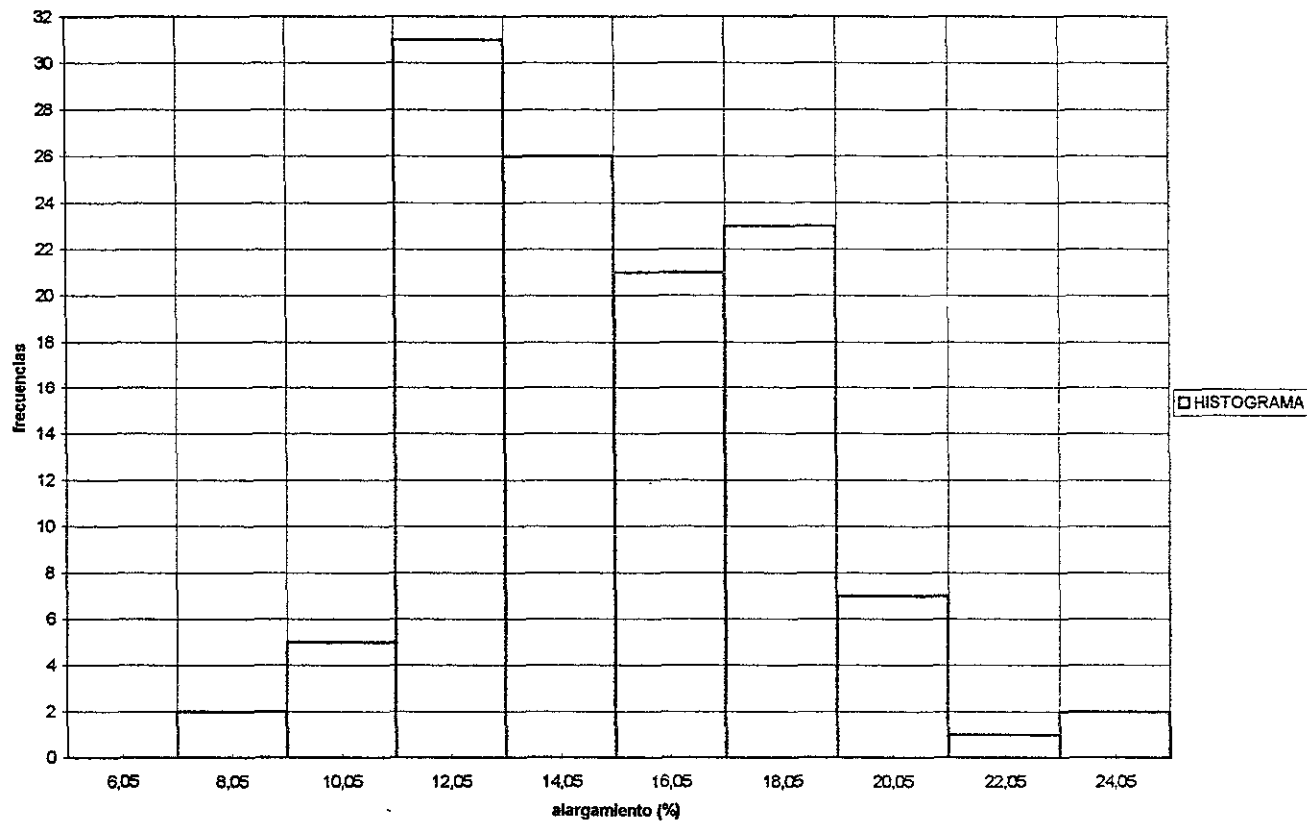


FIG. 43 - HISTOGRAMA DE ALARGAMIENTO PARA LA MUESTRA GLOBAL DE DIÁMETROS No. 10, DE LA MARCA H

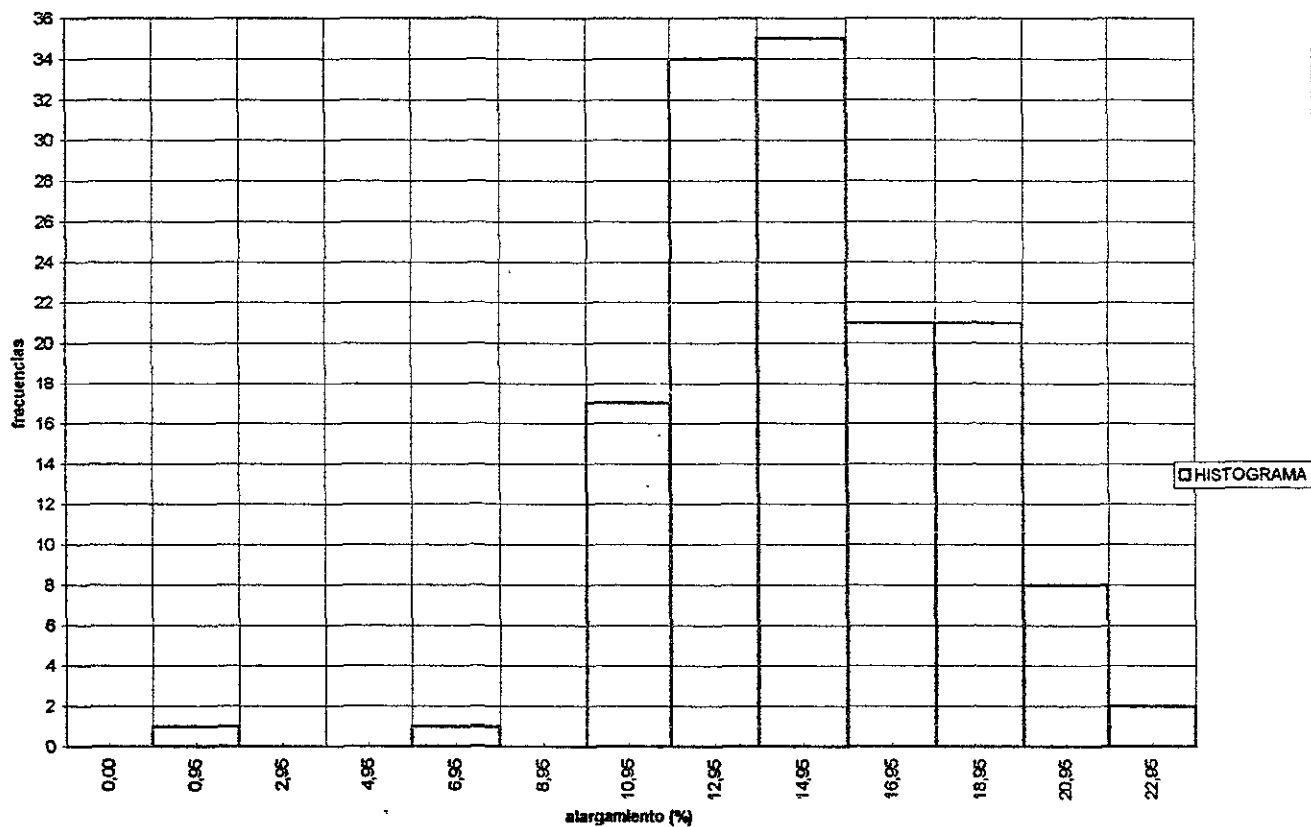


FIG. 44 - HISTOGRAMA DE ALARGAMIENTO PARA LA MUESTRA DE DIÁMETROS No. 8, DE LA MARCA H

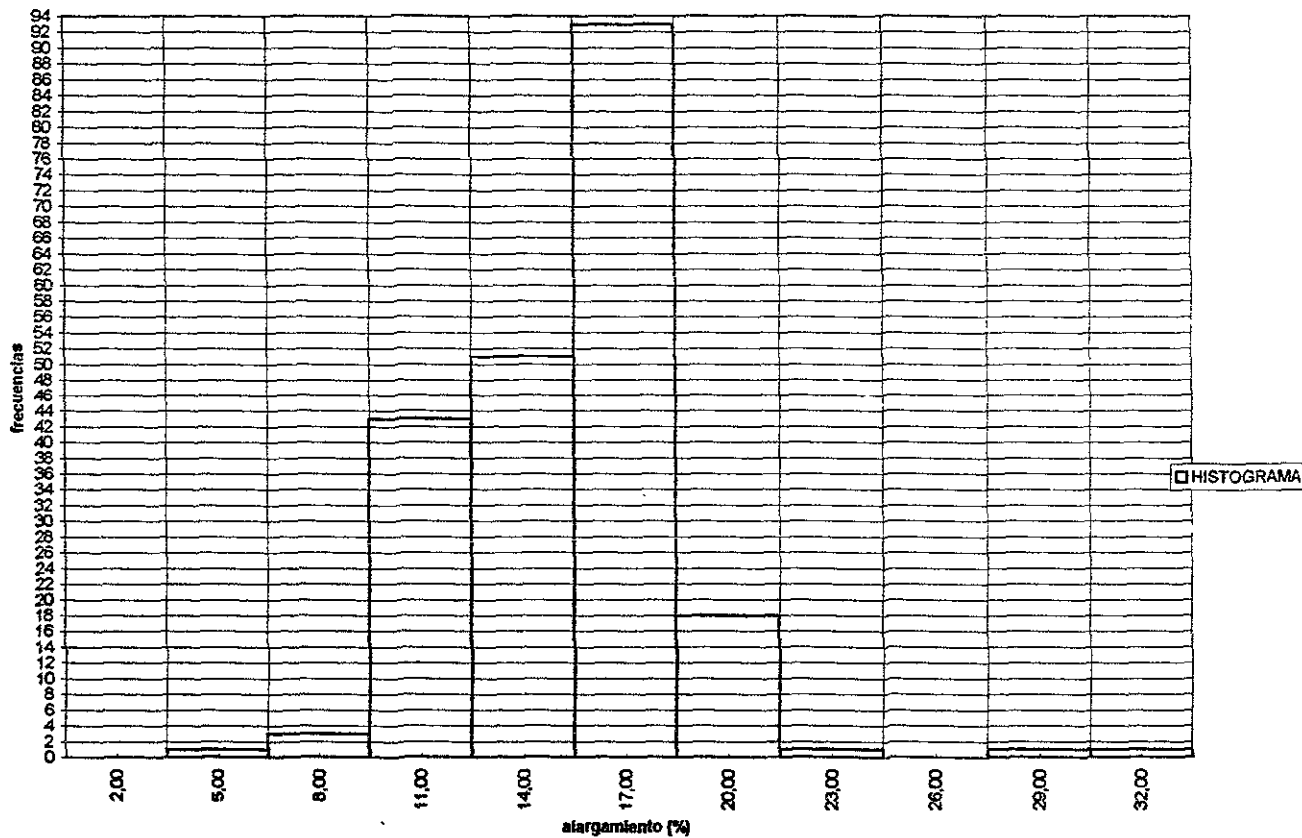


FIG. 45 - HISTOGRAMA DE ALARGAMIENTO PARA LA MUESTRA GLOBAL DE DIÁMETROS No. 6, DE LA MARCA H

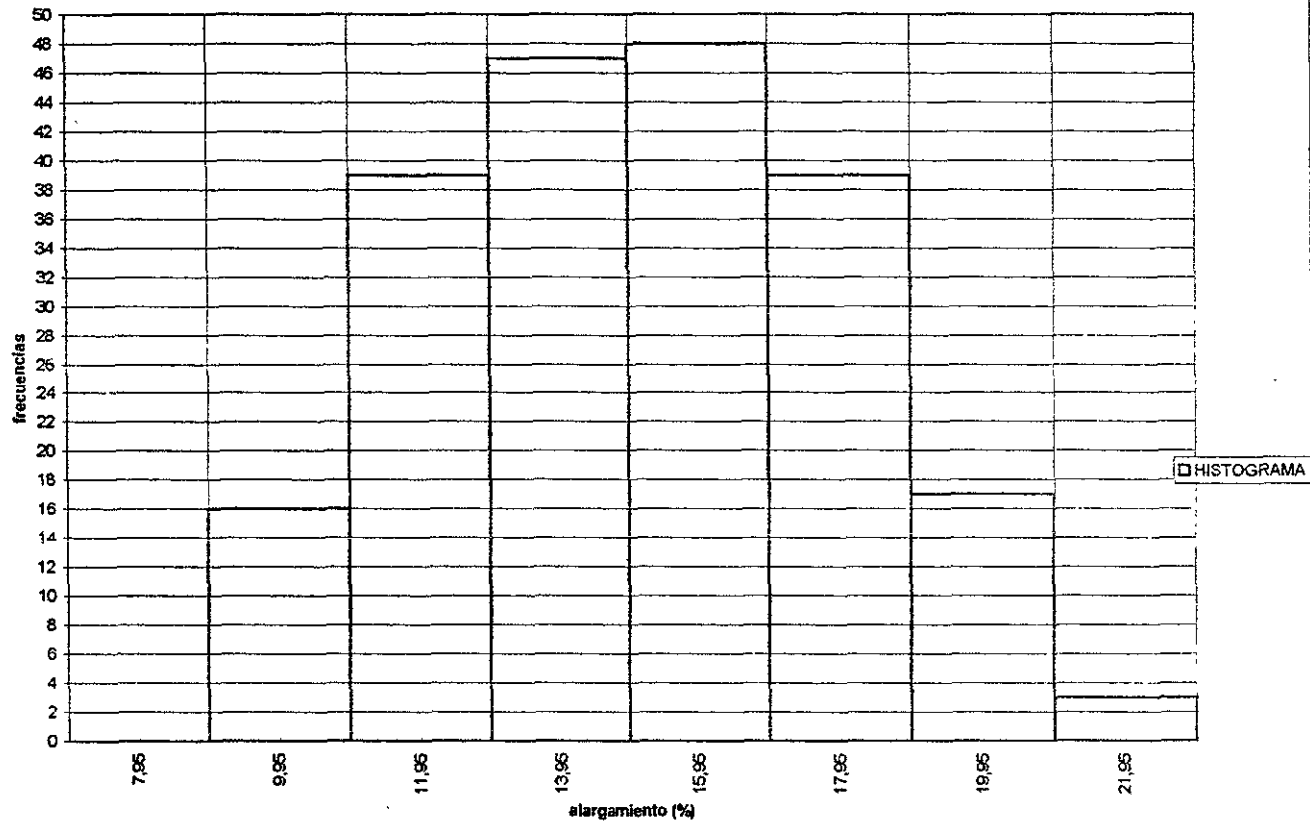


FIG. 46 - HISTOGRAMA DE ALARGAMIENTO PARA LA MUESTRA GLOBAL DE DIÁMETROS No. 5, DE LA MARCA H

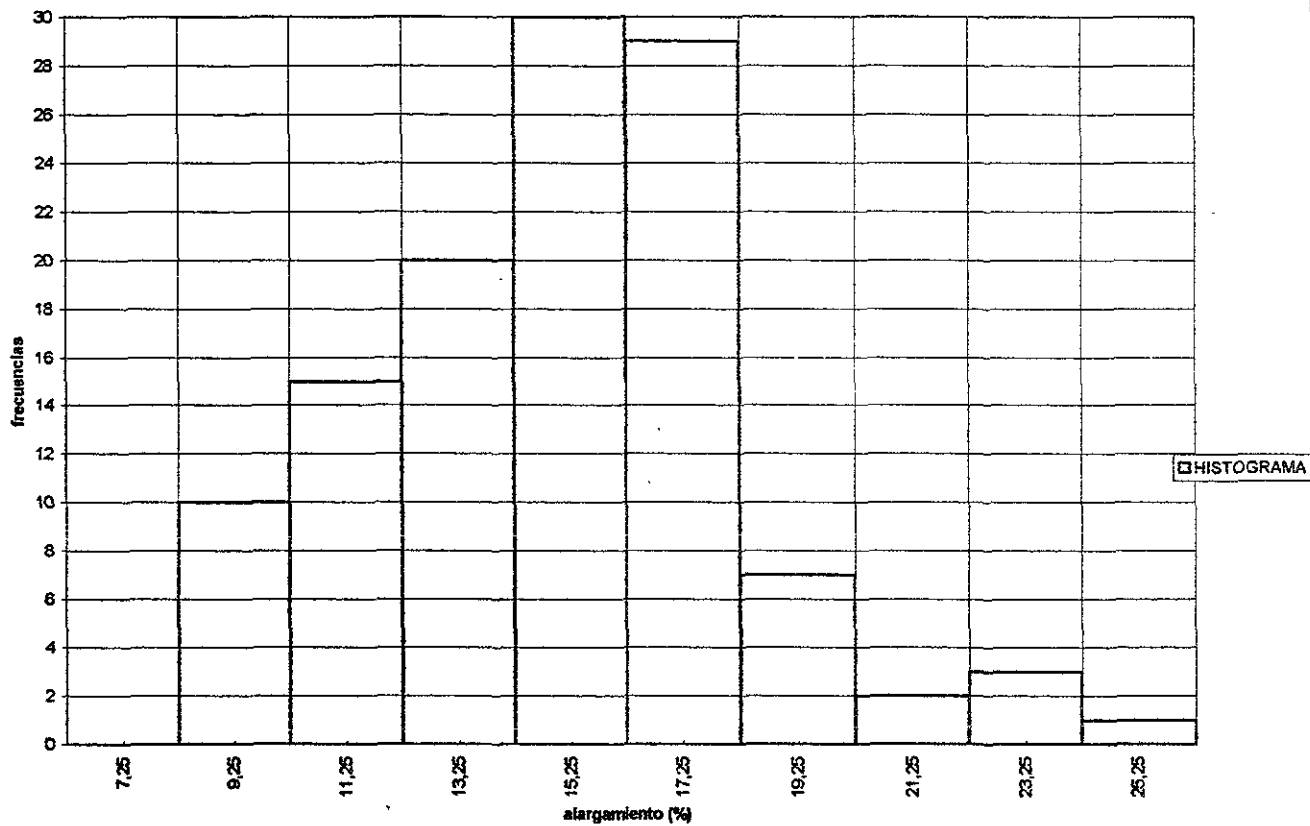


FIG. 47 - HISTOGRAMA DE ALARGAMIENTO PARA LA MUESTRA GLOBAL DE DIÁMETROS No. 12, DE LA MARCA S

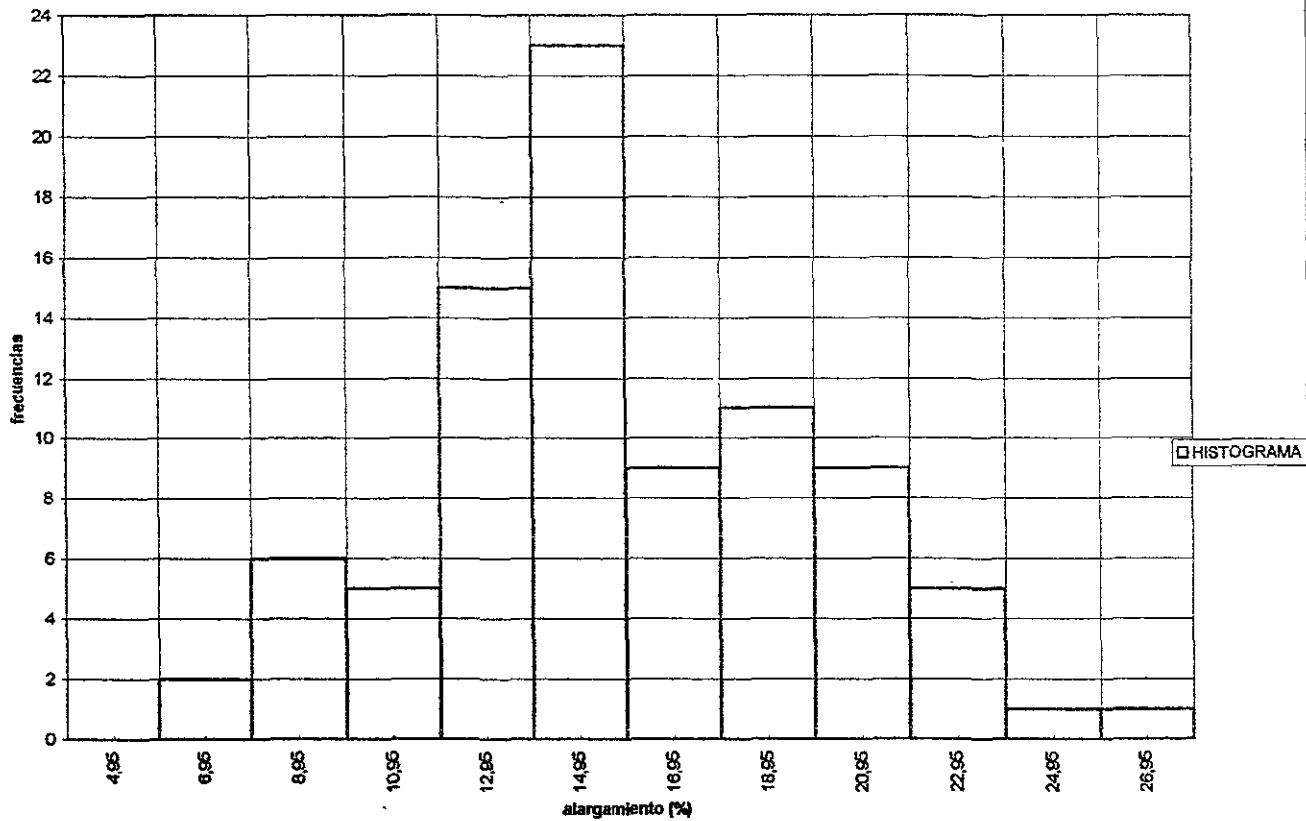


FIG. 48 - HISTOGRAMA DE ALARGAMIENTO PARA LA MUESTRA GLOBAL DE DIÁMETROS No. 10, DE LA MARCA S

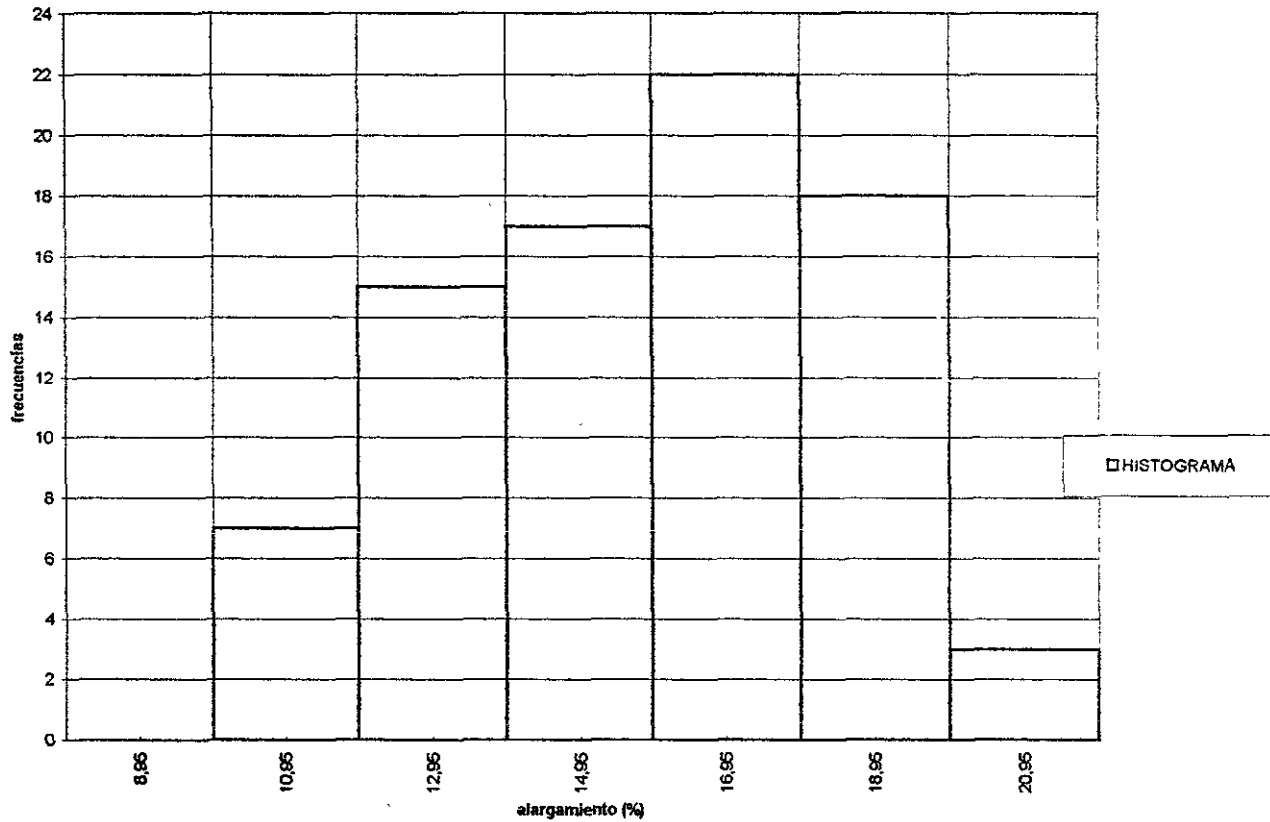


FIG. 49 - HISTOGRAMA DE ALARGAMIENTO PARA LA MUESTRA GLOBAL DE DIÁMETROS No. 8, DE LA MARCA S

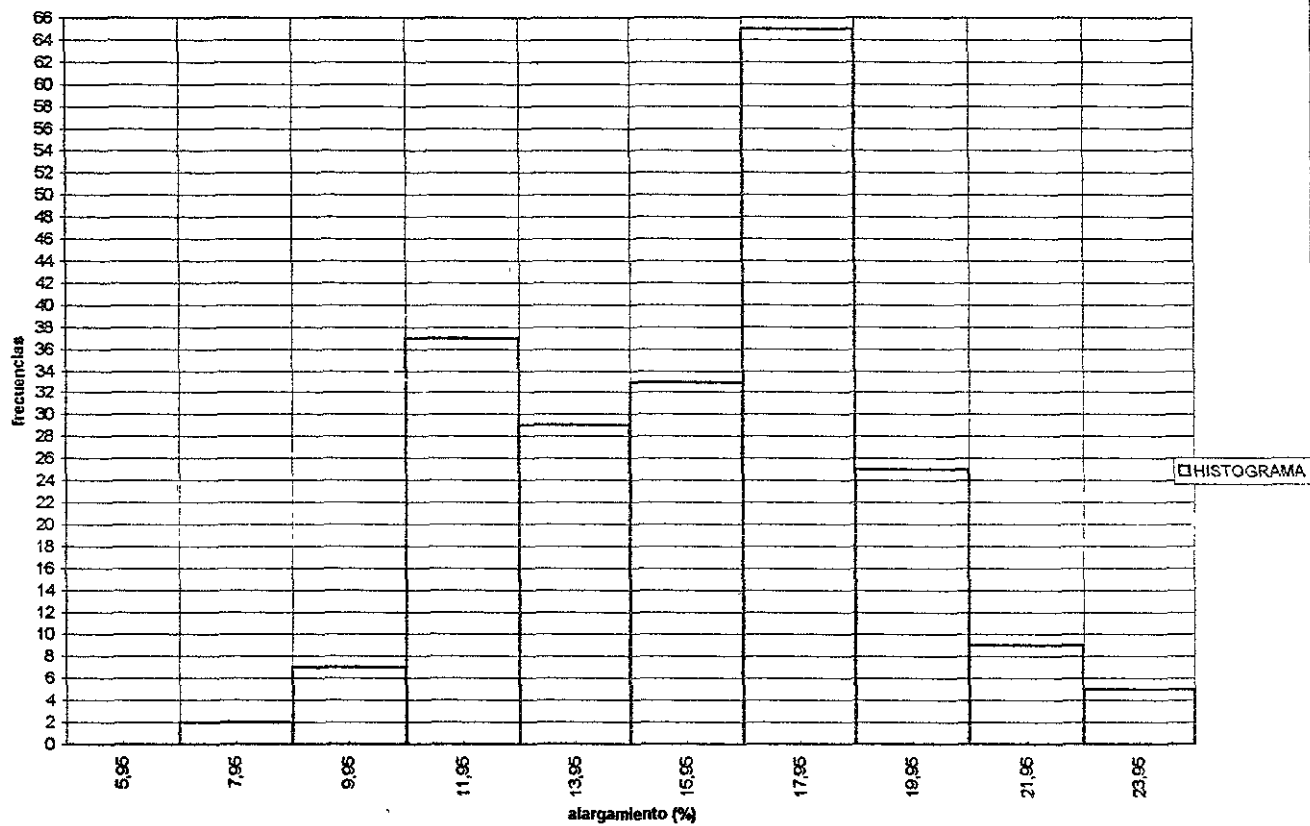


FIG. 50 - HISTOGRAMA DE ALARGAMIENTO PARA LA MUESTRA GLOBAL DE DIÁMETROS No. 6, DE LA MARCA S

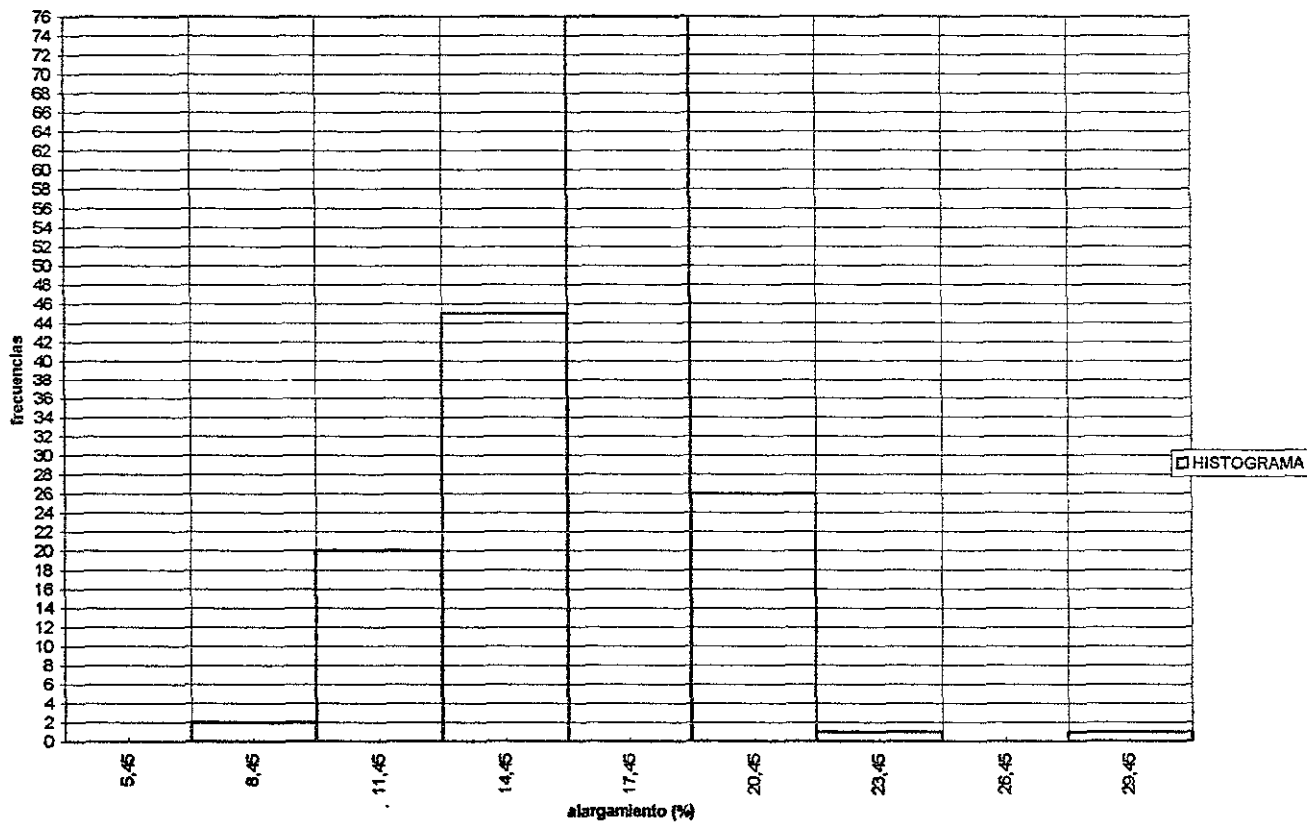


FIG. 51 - HISTOGRAMA DE ALARGAMIENTO PARA LA MUESTRA GLOBAL DE DIÁMETROS No. 5, DE LA MARCA S

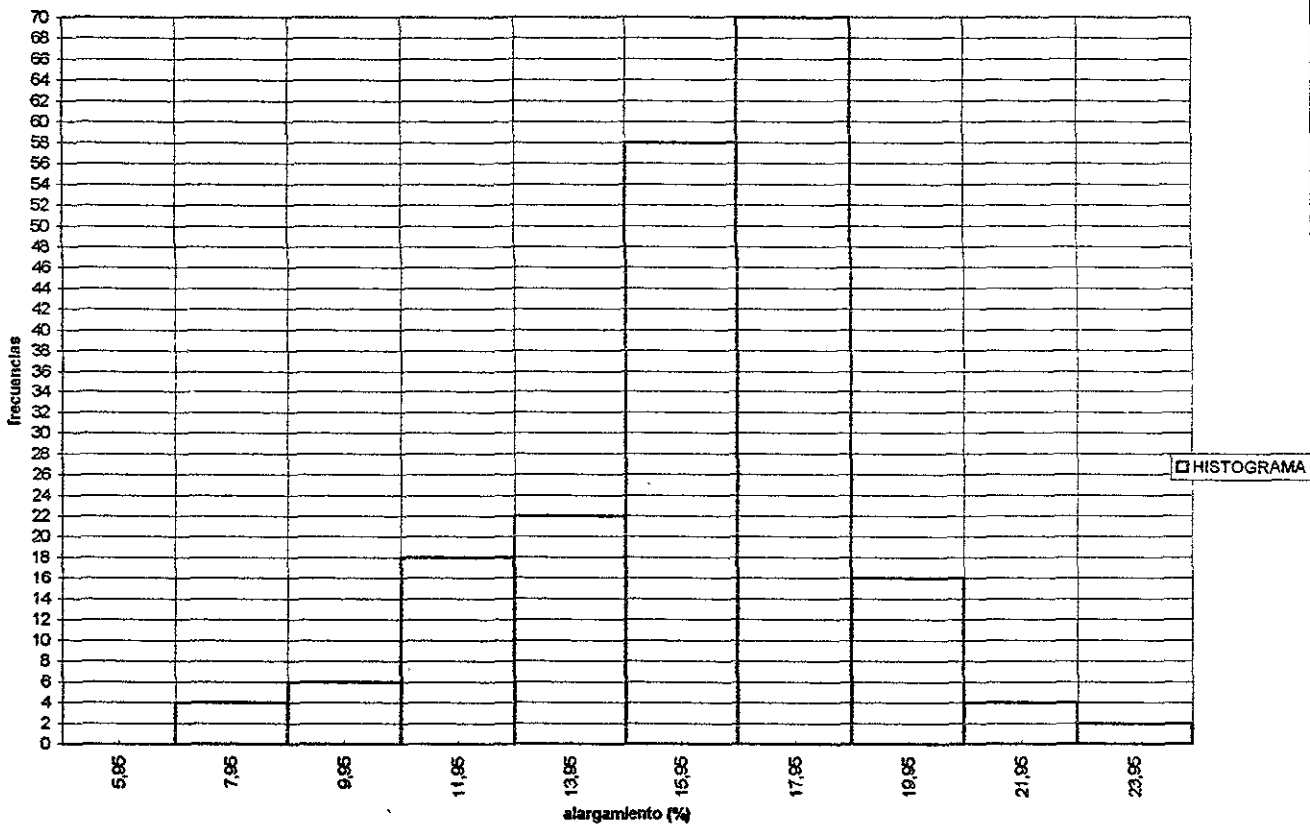


FIG. 52 - HISTOGRAMA DE ALARGAMIENTO PARA LA MUESTRA GLOBAL DE DIÁMETROS No. 4, DE LA MARCA H

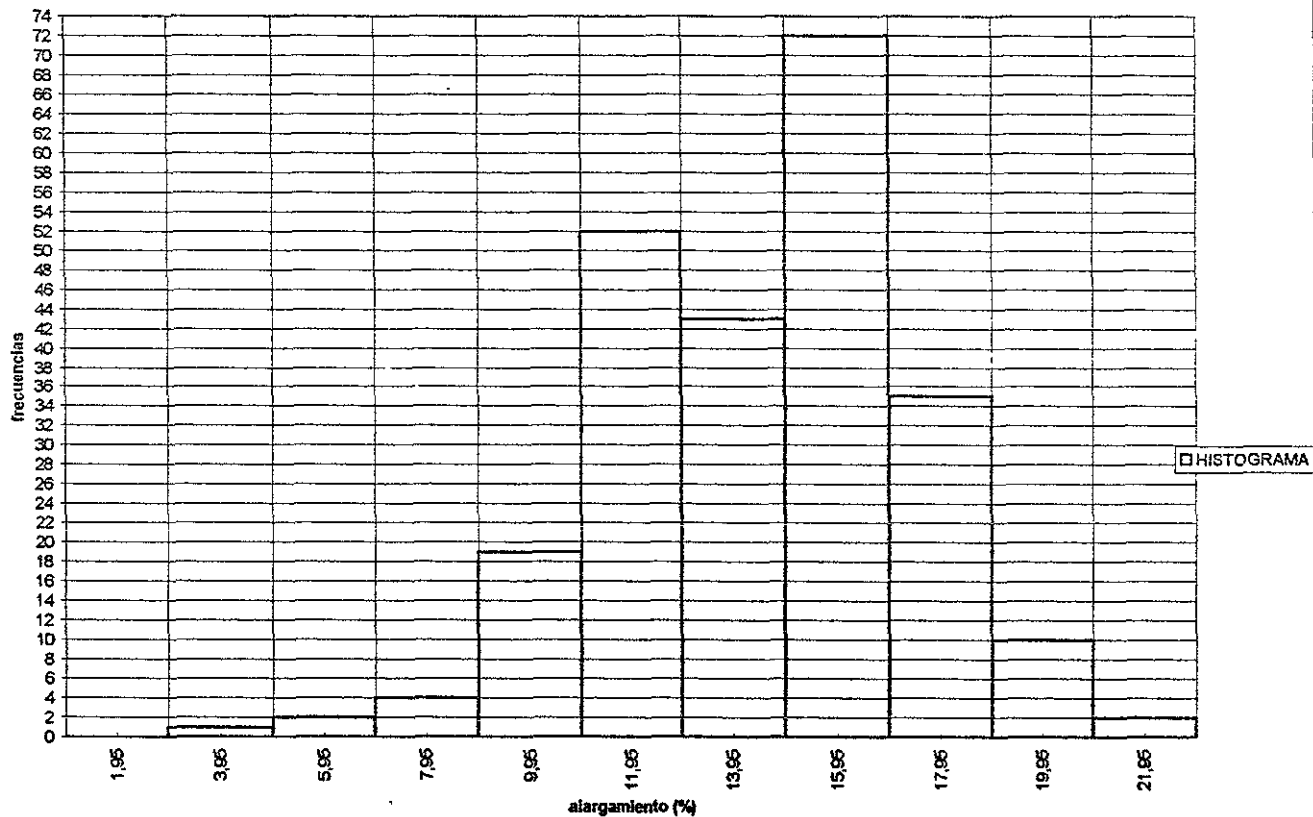


FIG. 53 - HISTOGRAMA DE ALARGAMIENTO PARA LA MUESTRA GLOBAL DE DIÁMETROS No. 3, DE LA MARCA H

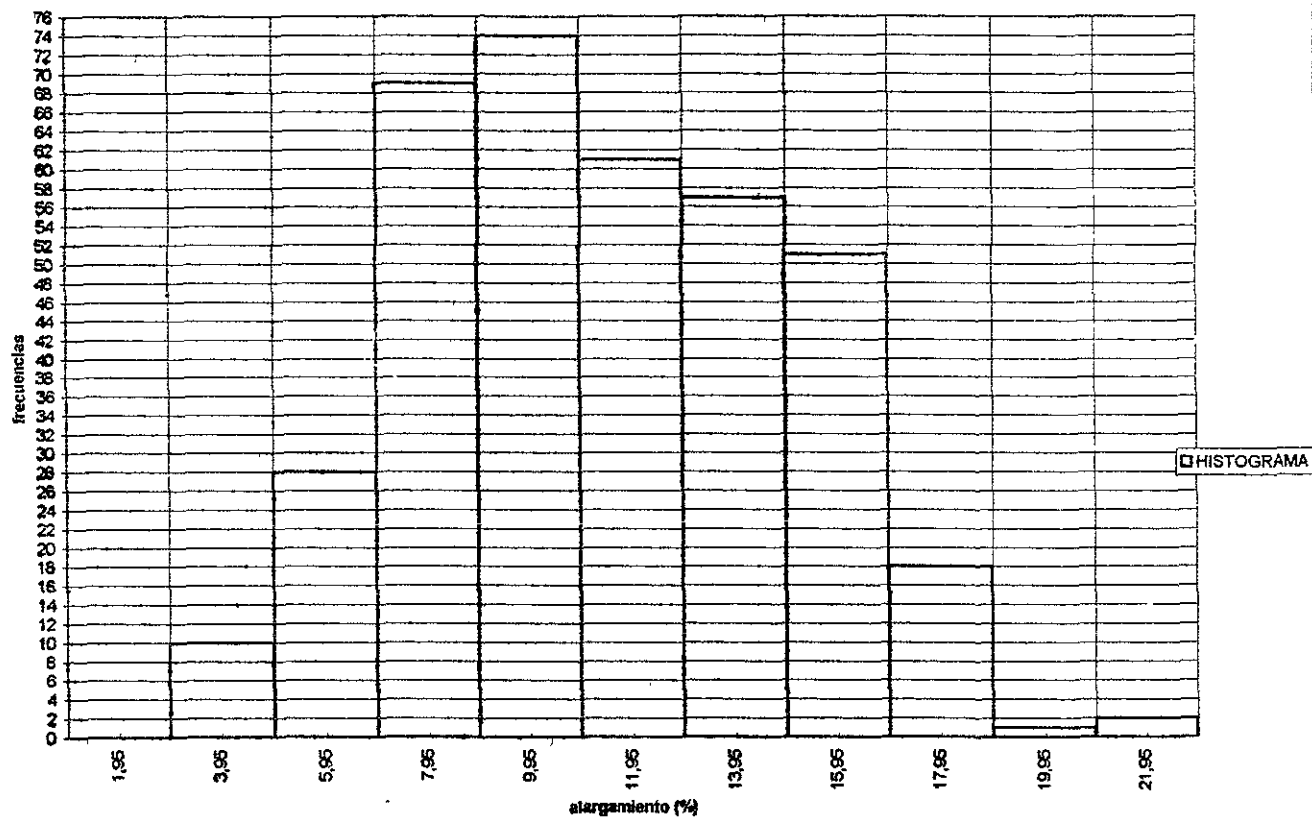


FIG. 54 - HISTOGRAMA DE ALARGAMIENTO PARA LA MUESTRA GLOBAL DE DIÁMETROS No. 2.5, DE LA MARCA H

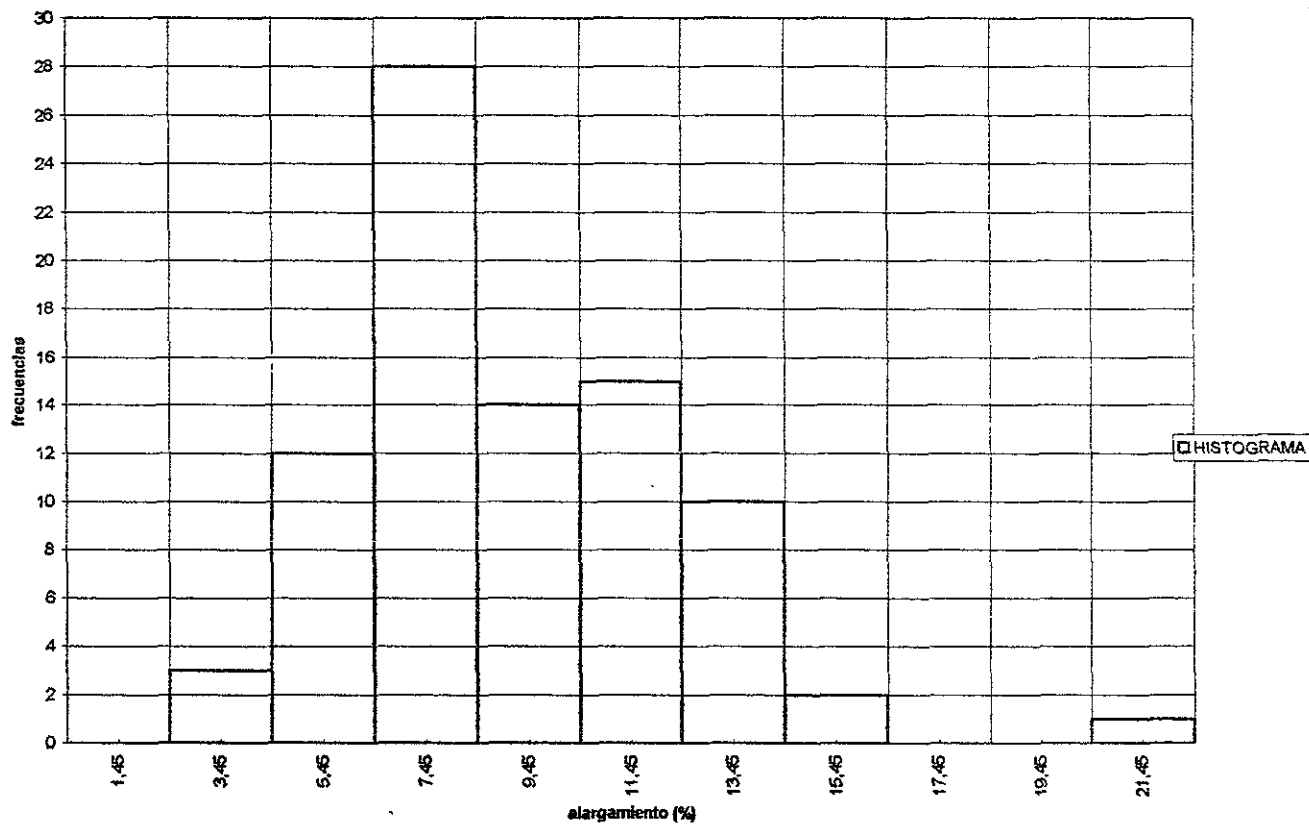


FIG. 55 - HISTOGRAMA DE ALARGAMIENTO PARA LA MUESTRA GLOBAL DE DIÁMETROS No. 4, DE LA MARCA S

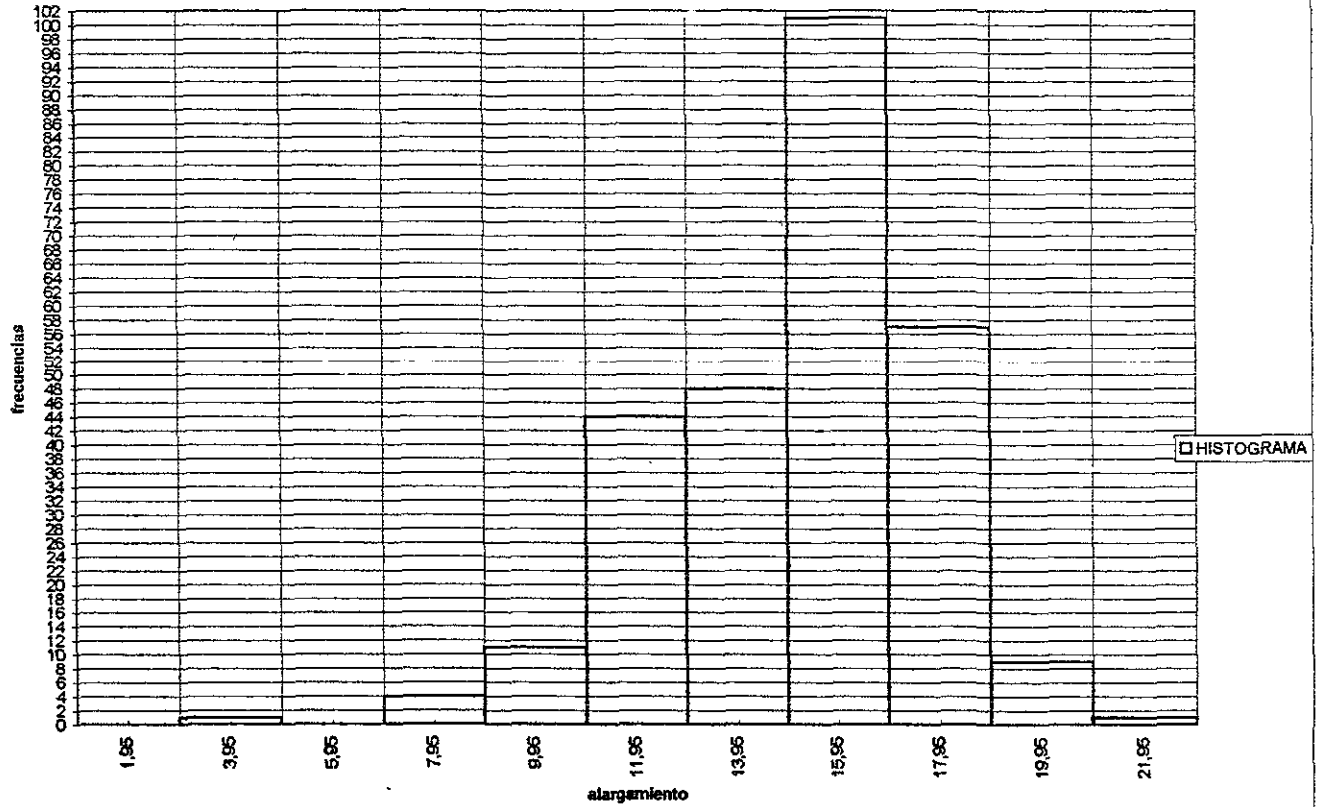
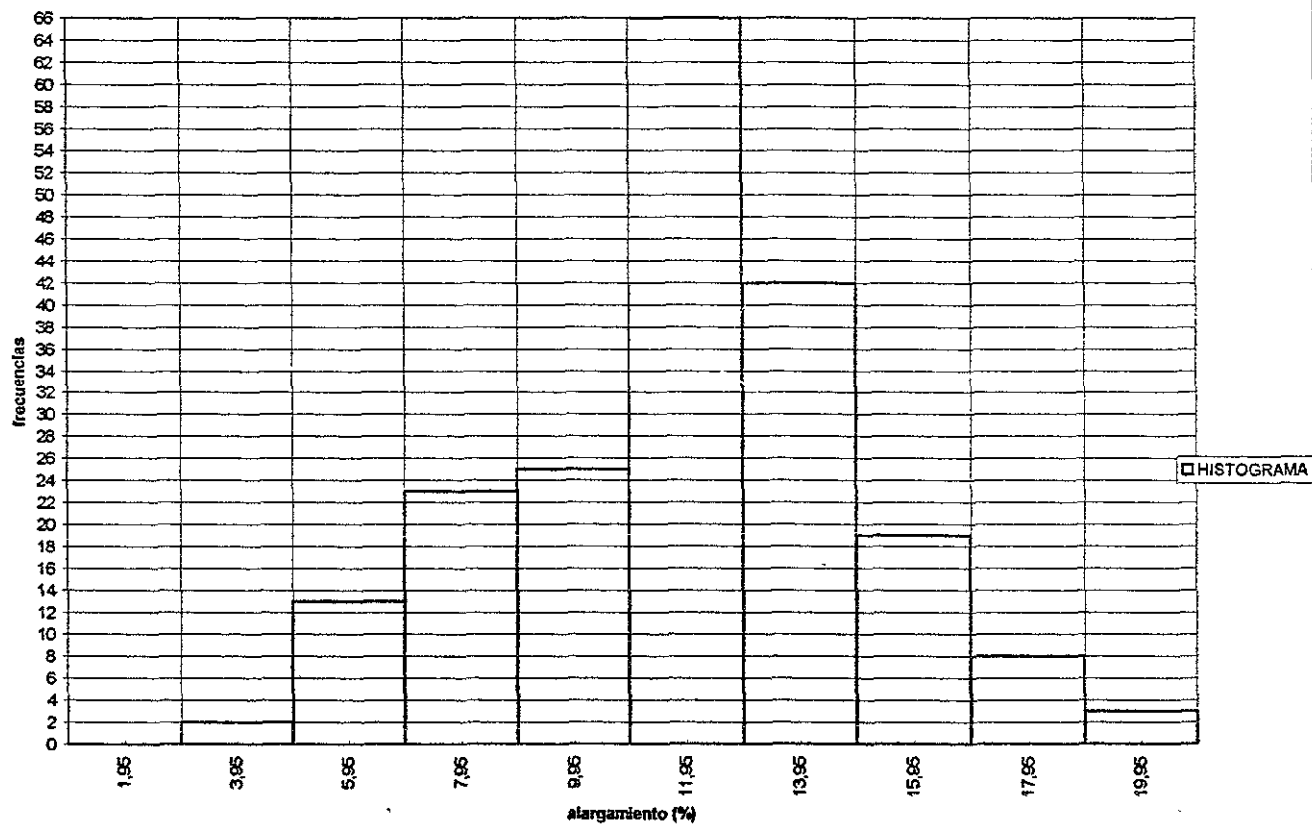


FIG. 56 - HISTOGRAMA DE ALARGAMIENTO PARA LA MUESTRA GLOBAL DE DIÁMETROS No. 3, DE LA MARCA S



3.6 RELACIÓN ENTRE LA RESISTENCIA CARACTERÍSTICA Y LA ESPECIFICADA DEL ACERO DE REFUERZO

A partir de los estadísticos de aceros de refuerzo encontrados para los diferentes diámetros, se calcula la resistencia característica para los tres periodos estudiados y por marcas. En la figura 57, se muestra la relación entre la resistencia característica y la especificada de las barras de refuerzo de la marca H en los periodos de 1982 a 1986, 1988 a 1989 y 1994 a 1996; como puede verse las barras del No. 2.5 presentan mayor variabilidad en su calidad. Las barras No. 10 presentan una resistencia característica de 8% menor a la especificada.

En la figura 58, se muestra la relación entre la resistencia característica y la especificada de las barras de refuerzo de la marca S para los periodos mencionados anteriormente; en ella se observa mejoría con el transcurso de los años, siendo que en el periodo de 1982 a 1986, las barras No. 6 o menores, tiene resistencia característica más baja que la especificada, hasta 9% en las barras No. 3 .

La relación entre la resistencia característica y la especificada, para la muestra global de las dos marcas, se observa en la figura 59; en general, la marca H presenta una resistencia característica mayor que la especificada con excepción de las barras No. 2.5 y 5 con 2% más baja. La marca S, únicamente en las barras No. 8 y 10 tiene resistencia característica mayor que la especificada.

CÁLCULO DE LA RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DEL ACERO DE REFUERZO										
$f^*_y = f_m - 1.645 S$, Donde "f _m " es el esfuerzo de fluencia medio y "S" la desviación estándar										
	MARCA H				MARCA S				MARCA H	MARCA S
	1982 - 1986	1988 - 1989	1994 - 1996		1982 - 1986	1988 - 1989	1994 - 1996		1982 - 1996	1982 - 1996
5/16	4083,18		4985,55					4122,57		
3/8	4247,18	4284,21	4392,30		3827,21	3927,70	4472,07	4275,53	3993,90	
1/2	4240,87	4401,98	4297,28		4030,44	4478,87	4439,05	4250,21	4179,42	
5/8	4108,87	4193,16	4221,26		4042,94	4366,72	4356,45	4113,85	4076,92	
3/4	4328,99	4268,11	4160,29		3959,35	4395,50	4407,93	4229,29	4090,77	
1	4246,72	4378,48	4417,58		4223,61	4427,10	4546,93	4275,81	4263,49	
1 1/4	4416,56	4521,85	3876,64		4327,28	4386,78	4475,77	4363,46	4351,41	
1 1/2	4225,79	4205,66	4230,75		4215,98	4270,17	3983,45	4223,89	4167,66	

RELACION ENTRE LA RESISTENCIA CARACTERÍSTICA Y LA ESPECIFICADA f^*_y / f_y										
	MARCA H				MARCA S				MARCA H	MARCA S
	1982 - 1986	1988 - 1989	1994 - 1996		1982 - 1986	1988 - 1989	1994 - 1996		1982 - 1996	1982 - 1996
5/16	0,97		1,19					0,98		
3/8	1,01	1,02	1,05		0,91	0,94	1,06	1,02	0,95	
1/2	1,01	1,05	1,02		0,96	1,07	1,06	1,01	1,00	
5/8	0,98	1,00	1,01		0,96	1,04	1,04	0,98	0,97	
3/4	1,03	1,02	0,99		0,94	1,05	1,05	1,01	0,97	
1	1,01	1,04	1,05		1,01	1,05	1,08	1,02	1,02	
1 1/4	1,05	1,08	0,92		1,03	1,04	1,07	1,04	1,04	
1 1/2	1,01	1,00	1,01		1,00	1,02	0,95	1,01	0,99	

TABLA J. CÁLCULO DE LA RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DEL ACERO DE REFUERZO Y RELACIÓN ENTRE ÉSTA Y LA ESPECIFICADA

**FIG. 57 RELACION ENTRE LA RESISTENCIA CARACTERISTICA (f_y) Y LA NOMINAL (f_y)
DE LAS BARRAS DE REFUERZO DE LA MARCA H**

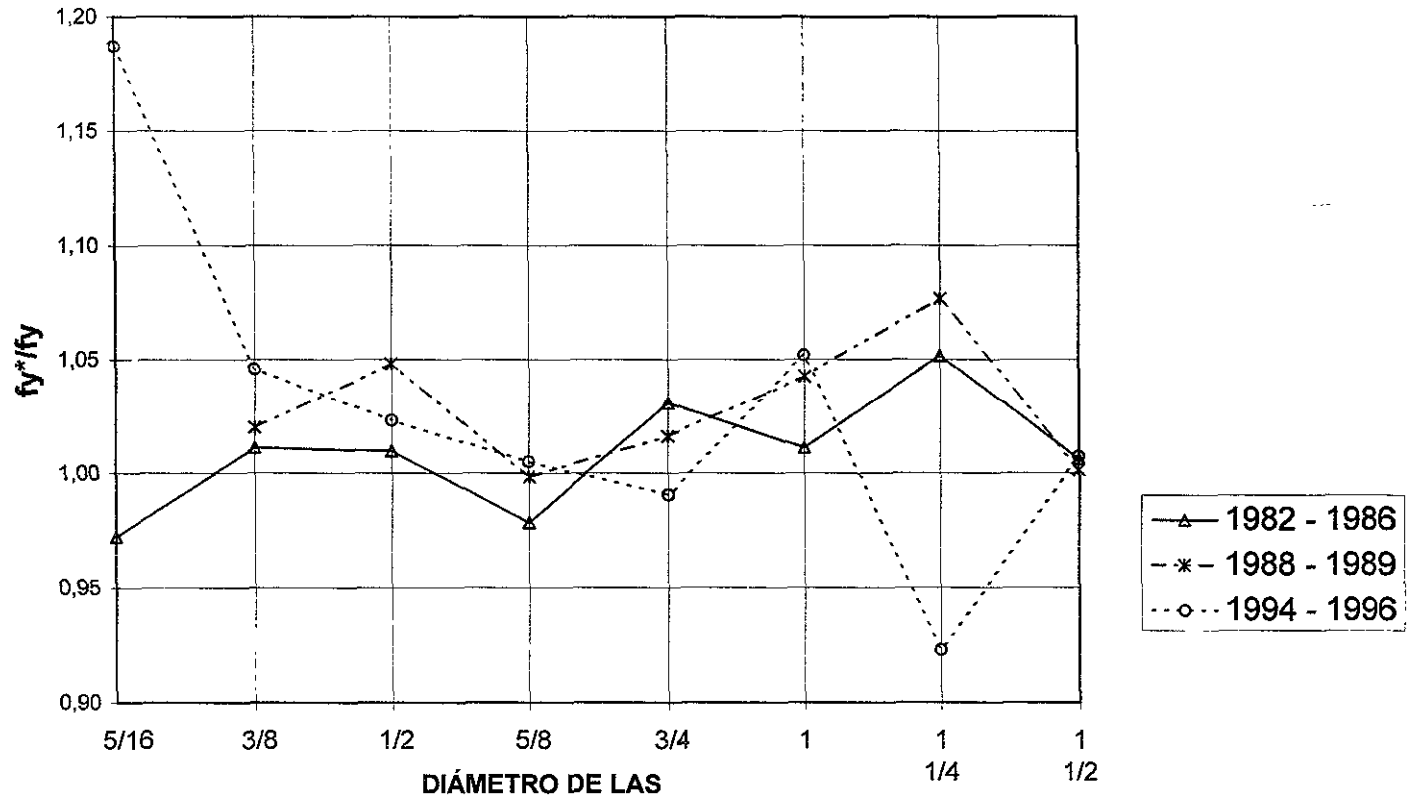


FIG. 58 RELACION ENTRE LA RESISTENCIA CARACTERISTICA (f_y^*) Y LA NOMINAL (f_y) DE LAS BARRAS DE REFUERZO DE LA MARCA S

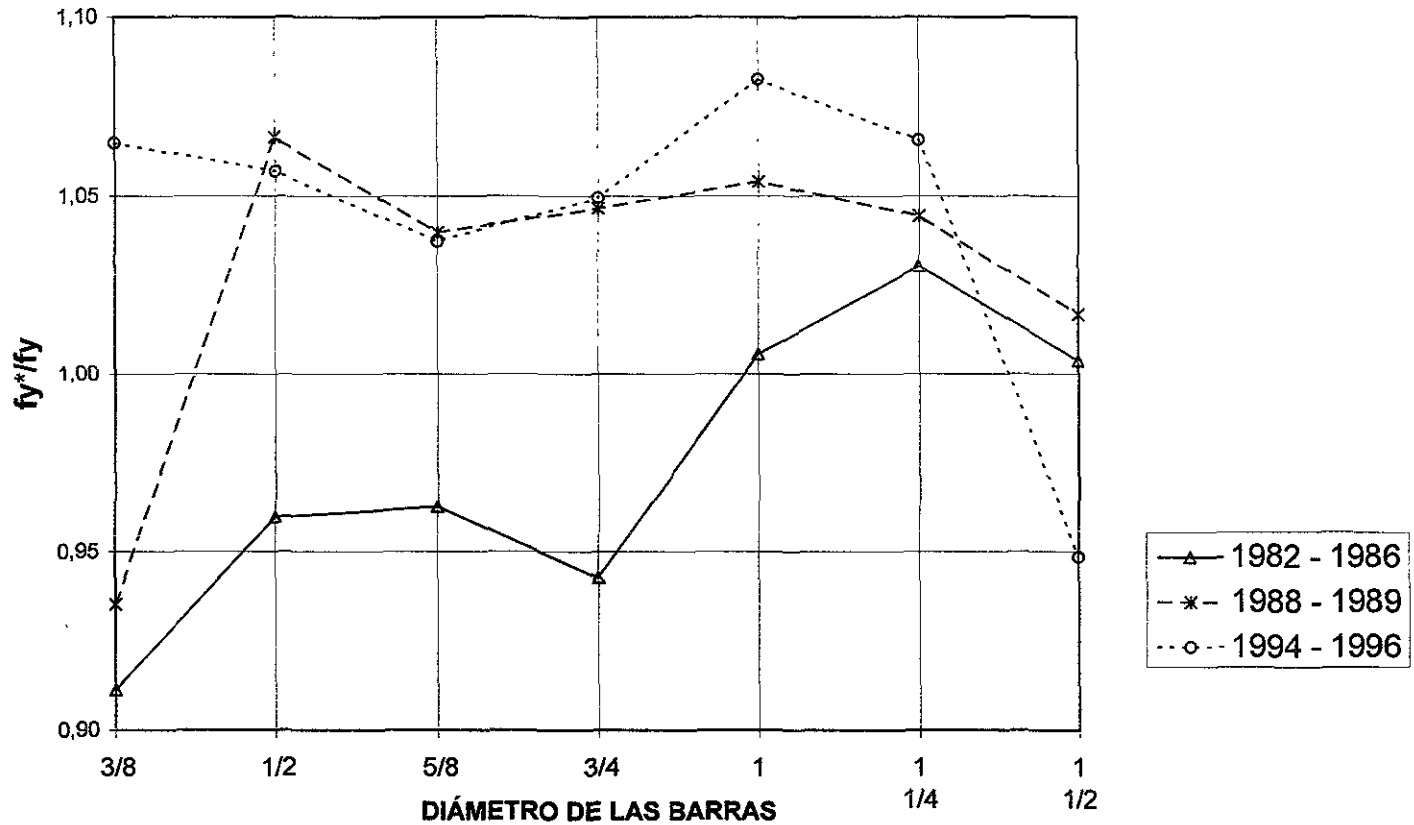
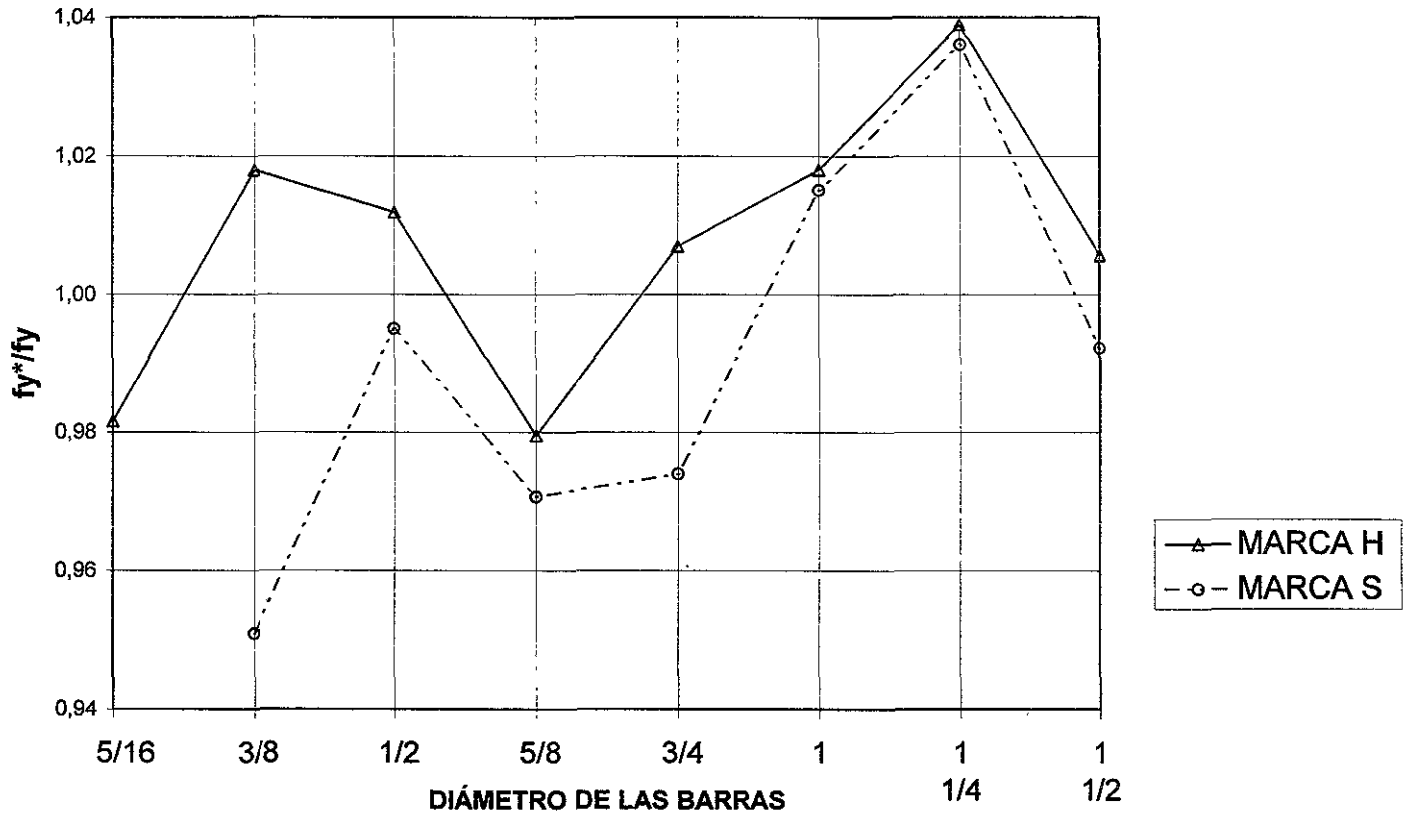


FIG. 59 RELACION ENTRE LA RESISTENCIA CARACTERISTICA (f^*_y) Y LA NOMINAL (f_y) DE LAS BARRAS DE REFUERZO DE LAS DOS MARCAS COMPRENDIENDO LOS 3 PERIODOS



4. RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO PRODUCIDO EN LA CIUDAD DE MÉXICO.

4.1 CONCEPTOS GENERALES SOBRE LAS PROPIEDADES DEL CONCRETO Y LA VERIFICACIÓN DE CALIDAD

Debido a que el concreto tiene características distintas, según sea su composición y forma de fabricación, es necesario tener un índice que relacione las características del material con el comportamiento que puede esperarse de él. Dicho índice debe reflejar las propiedades estructurales básicas del material en cuestión; así, el índice de resistencia más característico del concreto es su resistencia a la compresión.

Debe ser posible determinar los índices de resistencia por procedimientos de ensaye sencillos y relativamente baratos y que proporcionen resultados reproducibles. Además, conviene que los índices de resistencia estén estandarizados para que sean comparables.

Los índices de resistencia no sirven sólo para caracterizar las propiedades de los materiales, sino también para controlar la calidad durante su fabricación.

El índice de resistencia más común en el caso del concreto es el obtenido del ensaye de especímenes a compresión simple. Esto se debe a que este ensaye es relativamente sencillo, y a que mide una característica fundamental del concreto. Por otro lado, el índice antes mencionado evalúa la resistencia del concreto tal como es producido. Comúnmente se considera este índice como indicativo de la resistencia del concreto en la estructura. Sin embargo, esta última puede ser muy diferente de la resistencia de los especímenes de control, ya que depende de los métodos de transporte, colocación y curado, así como del tipo de elemento al que está destinado el concreto en cuestión. Para estimar la resistencia del concreto en una estructura pueden ensayarse especímenes cilíndricos extraídos mediante taladros especiales, o pueden efectuarse ensayos no destructivos.

No existe una convención aceptada universalmente sobre que tipo de espécimen es el mejor para realizar ensayos en compresión. Por lo común se usan especímenes de tres tipos: cilindros, cubos y prismas.

En nuestro medio y en diversos países del mundo, se usan cilindros con una relación de esbeltez igual a dos. En estructuras de concreto reforzado, el espécimen usual es el cilindro de 15 x 30 cm.

Generalmente, las resistencias se determinan a los 28 días de edad del concreto o a la edad en que el concreto vaya a recibir su carga de servicio.

Las reglas de verificación de calidad tienen bases estadísticas y admiten que cierta fracción del producto no cumpla con el límite que se considera deseable, para la propiedad en cuestión, o definen cierta tolerancia alrededor del valor deseado.

En el diseño es necesario especificar en alguna forma la calidad de los materiales. Debido a la variabilidad natural de los mismos, debe especificarse tanto el valor promedio como un valor que dé idea de la dispersión. Por ejemplo, pueden especificarse el promedio y la desviación estándar, o el promedio y el coeficiente de variación. El inconveniente de especificar la desviación estándar o el coeficiente de variación como medidas de dispersión radica en que se necesita hacer un buen número de ensayos antes de obtener valores confiables de dichas medidas. Por esta razón, la medida de dispersión de resultados suele especificarse de maneras equivalentes, pero más fáciles de aplicar en la práctica.

El Reglamento ACI 318-96 establece que el promedio de las resistencias de tres muestras consecutivas cualesquiera sea por lo menos igual a la resistencia especificada y que la resistencia de ninguna muestra individual sea menor que la resistencia especificada menos 35 kg/cm^2 . La resistencia de una muestra debe entenderse como el promedio de las resistencias de dos cilindros tomados de la misma mezcla de concreto. Puede suceder ocasionalmente que un concreto con buena resistencia y uniformidad no cumpla con estas especificaciones. La probabilidad correspondiente es aproximadamente de uno en cien.

Las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento del Distrito Federal de 1996 señalan el mismo requisito para los concretos clase 1, los cuales deben tener una resistencia especificada igual o mayor que 250 kg/cm^2 . Para los concretos clase 2, que deben tener una resistencia especificada de al menos 200 kg/cm^2 , la resistencia promedio de tres muestras consecutivas cualesquiera no debe ser menor que la resistencia especificada menos 17 kg/cm^2 y la resistencia de cualquier muestra no debe ser inferior a la resistencia especificada menos 50 kg/cm^2 .

Para comprobar que lo especificado se cumple, es necesario llevar a cabo un muestreo representativo. Estas muestras se someten a ensaye o medición, y los resultados deben analizarse estadísticamente. El decidir que requisitos debe reunir una muestra para que sea representativa es un problema complejo que depende de la variabilidad del producto y de las condiciones de fabricación. En cada caso se recomienda un procedimiento específico de muestreo.

De estudios estadísticos y de la experiencia obtenida se han llegado a establecer ciertos valores de los coeficientes de variación que indican el tipo de control que se tiene.

Para diseñar una mezcla de concreto de tal modo que no más de una muestra entre 10, o una muestra entre 20, tenga una resistencia menor que la resistencia nominal preestablecida, se tiene que proporcionar la mezcla para una resistencia promedio mayor. Esto se puede lograr aprovechando la experiencia previa.

Para una primera aproximación se puede utilizar la expresión

$$f_p = f'_c + t\sigma$$

en donde:

f_p = resistencia promedio necesaria

f'_c = resistencia nominal específica

t = constante que depende del porcentaje de datos que pueden ser menores que el valor especificado y del número de muestras necesario para establecer σ .

σ = desviación estándar previsto según el grado de control, expresado en forma decimal.

Los valores de t se obtienen de las propiedades de una distribución normal. Para probabilidades de uno entre 10 y de uno entre 20 que un espécimen tenga una resistencia menor que la especificada, los valores de t son 1.28 y 0.84, respectivamente, si como base para la variación se consideran más de 30 datos.

Desde hace tiempo se ha detectado que los concretos fabricados con las materias primas disponibles en el Distrito Federal y sus alrededores tienen propiedades que difieren substancialmente en algunos aspectos de la que se recomienda en la literatura.

A continuación se examinan las reglas de verificación de calidad para el concreto y se comparan con la evidencia de la producción actual de estos materiales.

4.2 VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA EN COMPRESIÓN

En general, la resistencia especificada en compresión del concreto, f'_C , representa un percentil de la distribución de probabilidades de la resistencia de una muestra del concreto entregado en obra; es decir, se considera que el concreto es adecuado si la fracción del concreto producido que no alcanza la resistencia especificada f'_C , no excede de cierto valor admitido, α .

$$P\{f_C \leq f'_C\} \leq \alpha$$

La fracción α varía de una a otra norma. El Comité Europeo del Concreto (CEB) fija $\alpha = 0.05$. El Instituto Americano del Concreto (ACI) considera $\alpha = 0.10$ y el Reglamento del Distrito Federal (RDF), $\alpha = 0.10$ y 0.20 . Esto implica que f'_C tiene un significado distinto en los tres códigos.

Por lo anterior, es importante verificar si en el Distrito Federal concuerda con la definición anterior la calidad del concreto entregado por productores comerciales. Sondeos realizados recientemente (ref 6)

Indican lo siguiente:

La distribución de las resistencias se apega muy aceptablemente a una distribución normal de probabilidades (fig. 60).

La desviación estándar de la resistencia del concreto de un mismo productor, para $200 \leq f_c \leq 300 \text{ kg/cm}^2$, es aproximadamente 35 kg/cm^2 . Cuando se consideran todos los productores en conjunto esta desviación estándar aumenta a 40 kg/cm^2 .

La resistencia media excede sólo ligeramente a la resistencia especificada, por tanto, la fracción de resultados que no alcanza el valor especificado es elevada; resulta aproximadamente de 22% para $f_c = 200$, de 30% para $f_c = 300$ y de casi 35% para $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$.

Los principales resultados se resumen en la tabla K. Se puede concluir que las dosificaciones empleadas por la mayoría de los productores no son adecuadas para resistencias de 250 y 300 kg/cm². Considerando que la desviación estándar de 35 kg/cm² es la razonable para las condiciones de control de calidad de una planta premezcladora y aceptando que las resistencias se apegan a una distribución normal de probabilidades, la resistencia media necesaria para cumplir con la definición del RDF para f_c debió haber sido:

$$\bar{f}_C = f'_c + 0.842\sigma_c = f'_c + 0.842(35) = f'_c + 29.50 \text{ kg/cm}^2$$

O sea, independientemente de f_c la resistencia media debió haber excedido a la resistencia especificada en 29.50 kg/cm². Como se aprecia en la tabla K, esto no se cumple para las resistencias de 250 y 300 kg/cm².

Para la verificación de la calidad en obra, las normas establecen reglas basadas en los resultados de muestras pequeñas, las cuales permiten concluir con cierto grado de confiabilidad si se cumple con el valor requerido de la probabilidad α .

La bondad de una regla de verificación se juzga por su capacidad de discriminar entre un producto adecuado y otro que no lo es. Independientemente de la regla que se establezca, existe cierta probabilidad de aceptar un producto que no cumple con la calidad especificada (riesgo del consumidor) y cierta probabilidad de rechazar un lote que sí la cumple (riesgo del productor).

Suponiendo distribución normal y desviación estándar de 35 kg/cm², la resistencia media será, como ya se ha determinado

$$\bar{f}_C = f'_c + 29.50 \text{ kg/cm}^2$$

Por otra parte, como ya se comentó anteriormente, la regla de verificación del RDF (concreto clase 1) se expresa mediante dos condiciones

$$x \geq f_a \quad f_a = f'_c - 35 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{x}_3 \geq f_b \quad f_b = f'_c \text{ kg/cm}^2$$

y para el concreto clase 2, la regla de verificación del RDF se expresa de la siguiente forma,

$$x \geq f_a \quad f_a = f'_c - 50 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{x}_3 \geq f_b \quad f_b = f'_c - 17 \text{ kg/cm}^2$$

en que la x es la resistencia de un espécimen cualquiera y \bar{x}_3 el promedio de la resistencia de tres especímenes consecutivos. En estudios anteriores, se ha demostrado que no se cometen errores significativos si se calcula el riesgo del productor, considerando que las dos condiciones anteriores son independientes.

Suponiendo que el concreto cumple en el límite con la calidad deseada, un productor tiene una probabilidad ligeramente mayor de 2% de que sea rechazado su producto.

Para tener una apreciación global del riesgo del consumidor, debe recurrirse a una "curva característica de operación", que relaciona la probabilidad de aceptar un producto, con el grado en que este no cumple con la calidad deseada.

Meli (ref. 7), concluye que el consumidor tiene pocas probabilidades de detectar desviaciones importantes de la calidad deseada. En la fig. 61 se muestra la curva de operación completa para este caso. También, recomienda balancear los riesgos del productor y del consumidor mediante estudios de costo beneficio y de acuerdo a este criterio la curva de operación se modifica, dando lugar a un riesgo del consumidor apreciablemente menor que con la regla actual, pero aún elevado; dicha curva se muestra también en la fig. 61.

Por lo tanto, sugiere modificar la regla de aceptación del RDF, de manera que no se acepte un lote si

$$x < f'_c - 40 \text{ kg/cm}^2$$

O si

$$x_3 < f'_c - 10 \text{ kg/cm}^2$$

Así mismo, es importante ejercer mayor control sobre los productores con el fin de que cumplan con la calidad especificada, porque de acuerdo a lo visto, para algunas resistencias especificadas, la fracción de resultados inferiores a f_c es mayor que la admisible.

4.3 RESISTENCIA NOMINAL A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO

Los valores nominales de las principales variables, son valores característicos o mínimos probables (conservadores) que se emplean en las expresiones de los reglamentos para el cálculo de la resistencia de diseño, tal es el caso del Reglamento del Distrito Federal. Dichos valores buscan cubrir parcialmente la incertidumbre que se tiene en la variable en cuestión, con la finalidad de que la expresión de cálculo de la resistencia requiera exclusivamente de un factor de seguridad parcial (factor de resistencia) que ofrezca la confiabilidad deseada.

El Reglamento del Distrito Federal pretende que las variables principales que intervienen en el diseño, principalmente las relacionadas con la resistencia de los materiales, representen el percentil 2 de la distribución de probabilidades de dicha variable.

Los cálculos efectuados por Meli (ref. 7) indican que la resistencia nominal f_{co}^* resulta una fracción aproximadamente independiente de f_c dentro del intervalo de interés ($f_{co}^*/f_c = 0.691, 0.684, 0.670$ para $f_c = 200, 250$ y 300 kg/cm^2 , respectivamente). Por lo cual se justifica tomar un valor constante igual al promedio.

$$\frac{f_{co}^*}{f_c} = 0.685 \text{ --- } \langle a \rangle$$

El valor nominal, f'_{co} , resulta substancialmente menor que el especificado, f_c , debido a que este último representa el percentil 20 mientras que el primero pretende representar el percentil 2 y a que la resistencia del concreto en las muestras es mayor que en la estructura.

El reglamento actual especifica un valor nominal igual a $0.8f_c$ el cual es significativamente mayor que el que se requeriría para representar el percentil 2 de la distribución del concreto en la estructura. Necesariamente se tiene que suponer una forma de la distribución de probabilidades para poder determinar el percentil a que corresponde la definición actual del Reglamento. Si se supone que dicha distribución es igual a la normal resulta que para $f_c = 200$, $\alpha = 0.127$ y para $f_c = 300$, $\alpha = 0.171$. Debido a esto, se puede afirmar que el valor de f'_{co} , especificado por el reglamento actual representa aproximadamente el percentil 15 de la distribución de probabilidades de la resistencia en compresión del concreto en la estructura.

Por lo anterior, se sugiere modificar las especificaciones actuales del RDF, en cualquiera de dos casos.

- 1.- Obtener f'_{co} con la expresión (a), redondeando el coeficiente de reducción a 0.7
- 2.- Dejar el coeficiente de reducción que marca el Reglamento actual igual a 0.8, pero revisar los factores de reducción especificados en las diferentes expresiones de diseño. Esta opción es más recomendable porque requiere menos cambios en la práctica actual de diseño.

f_c	n	f_m	s	v	% < f_c	f^{*cc}	f^{*cc}/f_c
200	358	230	38,5	16,8	21,7	197	0,99
250	311	268	44,6	16,7	34,3	230	0,92
300	276	321	41,3	12,9	30,5	286	0,95

TABLA K. ESTADÍSTICOS Y RESISTENCIAS CARACTERÍSTICAS DE CONCRETOS COMERCIALES PARA DISTINTAS RESISTENCIAS ESPECIFICADAS

n, número de resultados

f_m , resistencia media, kg/cm²

s, desviación estándar de la muestra, kg/cm²

v, coeficiente de variación, %

% < f_c , por ciento de resultados que no alcanzaron la resistencia especificada

$f^{*cc} = f_m - 0,85s$, resistencia característica del concreto, kg/cm² (para 20% de resultados abajo de este valor)

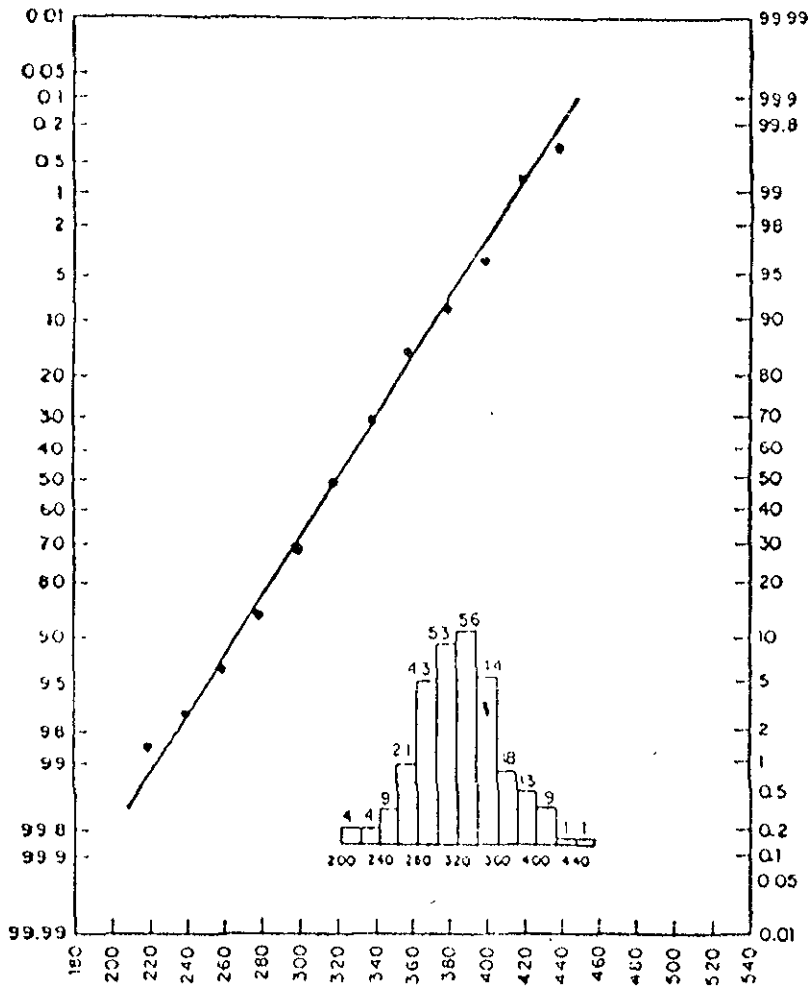


FIG. 60 DISTRIBUCIÓN DE RESISTENCIAS DE CILINDROS PROCEDENTES DE PREMEZCLADORAS COMERCIALES ($f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$)

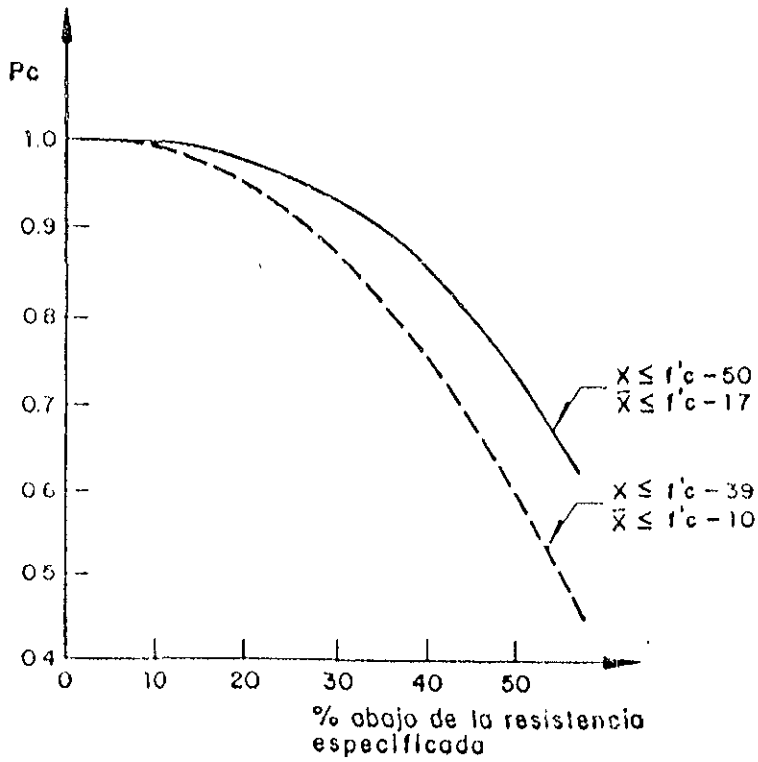


FIG. 61 CURVAS CARACTERÍSTICAS DE OPERACIÓN PARA LA REGLA DE VERIFICACIÓN DE CALIDAD DEL CONCRETO CLASE 2 SEGÚN EL RDF

4.4 RELACIÓN ENTRE LA RESISTENCIA CARACTERÍSTICA Y LA ESPECIFICADA DEL CONCRETO PRODUCIDO EN LA CD. DE MÉXICO

A partir de los estadísticos de concretos comerciales para distintas resistencias especificadas mostrados en la tabla K, se calcula la resistencia característica; así como la relación entre ella y la resistencia especificada. Estos resultados, también se muestran en la misma tabla K. Gráficamente se pueden observar en la fig. 62. Las resistencias características de los concretos comerciales estudiados están por debajo de la resistencia especificada, hasta 8% para 250 kg/cm².

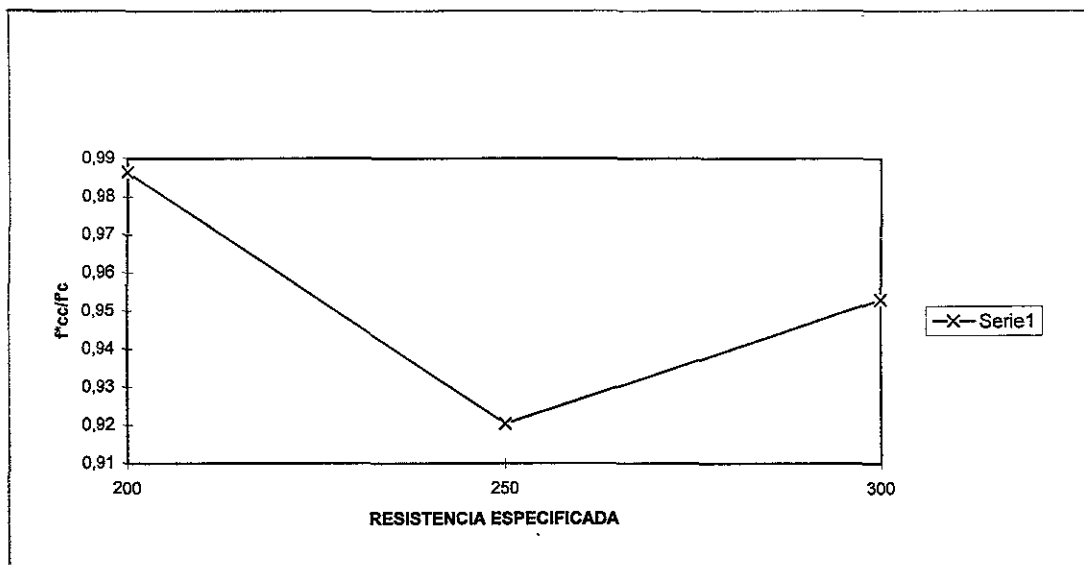


FIG. 62. RELACIÓN ENTRE LA RESISTENCIA CARACTERÍSTICA Y LA ESPECIFICADA DEL CONCRETO PRODUCIDO EN LA CD. DE MÉXICO

5. RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO FABRICADOS CON MATERIALES DISPONIBLES EN LA CIUDAD DE MÉXICO.

A continuación se presentan ejemplos numéricos referidos a casos concretos; en ellos se muestra la variación de la resistencia de elementos estructurales de concreto reforzado al variar el esfuerzo de fluencia y/o la resistencia a compresión del concreto. Estos ejemplos toman en cuenta los resultados obtenidos del análisis estadístico de probetas de acero de refuerzo y de concreto, llevado a cabo como parte de este trabajo.

Para concreto de 250 kg/cm^2 la máxima reducción es igual a 230 kg/cm^2 . En el caso del acero de refuerzo de grado 42 en barras de diámetro pequeño, la resistencia característica de la marca S para $3/8''$ en el periodo de 1982 a 1986 es la máxima reducción e igual a $3\ 827 \text{ kg/cm}^2$ y en barras de diámetro grande es la de la marca H para $1 \ 1/4''$ en el periodo de 1994 a 1996 igual a $3\ 877 \text{ kg/cm}^2$.

5.1 VIGAS DE CONCRETO REFORZADO

EJEMPLO 1 REDUCCIÓN DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO

Sea la viga de la figura A cuyo concreto tiene una resistencia nominal de 250 kg/cm^2 y está armada con acero de refuerzo de $4\ 200 \text{ kg/cm}^2$. Si la resistencia característica del concreto es 230 kg/cm^2 ; el cálculo de la pérdida de capacidad resistente de la pieza se presenta a continuación,

VR = PÉRDIDA DE CAPACIDAD RESISTENTE DE LA PIEZA

$$f_{cc}^* = 230 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4\ 200 \text{ kg/cm}^2$$

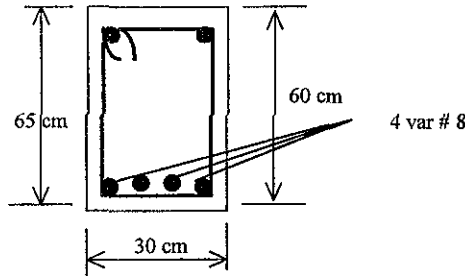


Fig. A

$$q = \frac{A_s f_y}{b d f_c'} \quad MRa = b d^2 f_c' q (1 - 0.5q) \quad q = \frac{20.28 \cdot 4200}{30 \times 60 \cdot 230} = 0.20574$$

$$MRa = 30 \times 60^2 \times 230 \times 0.20574 (1 - 0.5 \times 0.20574) = 45.85 \times 10^5 \text{ kg.cm}$$

Para $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

$$q = \frac{20.28 \cdot 4200}{30 \times 60 \cdot 250} = 0.18928$$

$$MRn = 30 \times 60^2 \times 250 \times 0.18928 (1 - 0.5 \times 0.18928) = 46.27 \times 10^5 \text{ kg.cm}$$

La pérdida de capacidad resistente de la pieza es:

$$\left(\frac{MRa}{MRn} - 1 \right) \times 100 = \left(\frac{45.85}{46.27} - 1 \right) \times 100 = -0.91\%$$

El cálculo de VR es inmediato empleando el gráfico G-1, de acuerdo con lo que se indica en la figura.

Para una reducción de la resistencia a compresión del concreto a 230 kg/cm^2 ($\Delta = -8\%$)

$$q = 0.20574 \Rightarrow \quad VR = -1.0\%$$

EJEMPLO 2. REDUCCIÓN DEL LÍMITE ELÁSTICO DEL ACERO DE REFUERZO

En las mismas condiciones, supongamos que el refuerzo correspondiente es de 3 barras de 1 ¼" (fig. B). Si la resistencia característica del acero de refuerzo es 3 877 kg/cm²; la pérdida de capacidad resistente de la pieza es,

VR = PÉRDIDA DE CAPACIDAD RESISTENTE DE LA PIEZA

$$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 3\,877 \text{ kg/cm}^2$$

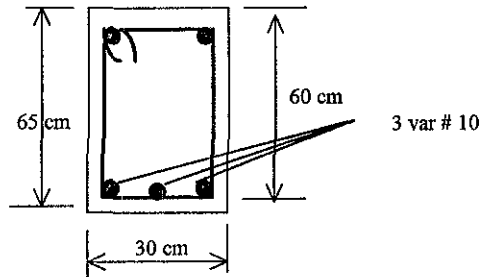


Fig. B

$$q = \frac{A_s f_y}{b d f_c} \quad MRa = b d^2 f_c' q (1 - 0.5q) \quad q = \frac{23.76 \cdot 3877}{30 \times 60 \cdot 250} = 0.20471$$

$$MRa = 30 \times 60^2 \times 250 \times 0.20471 (1 - 0.5 \times 0.20471) = 49.61 \times 10^5 \text{ kg.cm}$$

Para $f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$

$$q = \frac{23.76 \cdot 4200}{30 \times 60 \cdot 250} = 0.22176$$

$$MRn = 30 \times 60^2 \times 250 \times 0.22176 (1 - 0.5 \times 0.22176) = 53.24 \times 10^5 \text{ kg.cm}$$

La pérdida de capacidad resistente de la pieza es:

$$\left(\frac{MRa}{MRn} - 1 \right) \times 100 = \left(\frac{49.61}{53.24} - 1 \right) \times 100 = -6.82\%$$

El cálculo de VR es inmediato empleando el gráfico G-2, de acuerdo con lo que se indica en la figura.

Para una reducción del límite elástico del acero de refuerzo a 3 877 kg/cm² ($\Delta = -7.7\%$)

$$q = 0.20471 \Rightarrow \quad VR = -6.9\%$$

EJEMPLO 3 REDUCCIÓN DE LA RESISTENCIA AMBOS MATERIALES

En las mismas condiciones de la figura B. Si la resistencia característica del concreto es 230 kg/cm^2 y la del acero de refuerzo $3\ 877 \text{ kg/cm}^2$; el cálculo de la pérdida de capacidad resistente de la pieza se presenta a continuación,

$$f_{cc}^* = 230 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{ty}^* = 3\ 877 \text{ kg/cm}^2$$

$$q = \frac{23.76}{30 \times 60} \frac{3877}{230} = 0.22251$$

$$MRa = 30 \times 60^2 \times 230 \times 0.22251 (1 - 0.5 \times 0.22251)$$

$$\therefore MRa = 49.12 \times 10^5 \text{ kg.cm}$$

$$\text{Para } f_c = 250 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 4\ 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore MRn = 53.24 \times 10^5 \text{ kg.cm}$$

La pérdida de capacidad resistente de la pieza es:

$$\left(\frac{MRa}{MRn} - 1 \right) \times 100 = \left(\frac{49.12}{53.24} - 1 \right) \times 100 = -7.74\%$$

Empleando los gráficos G-1 y G-2, la pérdida de capacidad resistente es:

$$q = 0.22251$$

Descenso de la resistencia a compresión ($\Delta = -8\%$)

$$\text{De G-1,} \quad VR = -1.1\%$$

Descenso del límite elástico ($\Delta = -7.7\%$)

$$\text{De G-2,} \quad VR = -6.8\%$$

$$\therefore VR = -7.9\%$$

EJEMPLO 4. REDUCCIÓN EN LA CAPACIDAD RESISTENTE DE LOS ESTRIBOS

Para el caso de la figura C, cuyo concreto tiene una resistencia nominal de 250 kg/cm^2 ; está armada con refuerzo de grado 42 y los estribos (No. 3) tienen una resistencia característica de $3\,827 \text{ kg/cm}^2$. La pérdida de capacidad resistente de la pieza es,

VR = PÉRDIDA DE CAPACIDAD RESISTENTE DE LA PIEZA

$$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 3\,827 \text{ kg/cm}^2$$

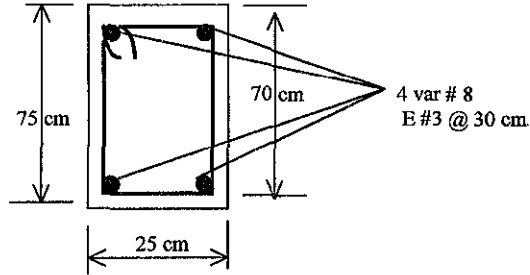


Fig. C

$$V = V_c + V_s \quad V_s = \frac{A_v f_y (\sin \alpha + \cos \alpha) d}{S} < 2 \sqrt{f_c} b d$$

$$p = \frac{A_s}{b d} = \frac{20.28}{25 \times 70} = 0.01159 > 0.01 \Rightarrow V_c = 0.5 \sqrt{f_c} b d$$

$$f_c^* = 0.8(250) = 200 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow V_c = 0.5 \sqrt{200} (25)(70) = 12374 \text{ kg}$$

$$V_s = \frac{1.42 \times 3827 (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ)(70)}{30} = 12680 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow V = 12374 + 12680 \quad \therefore V_a = 25054 \text{ kg}$$

Para $f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$

$$V_c = 12374 \text{ kg} \quad V_s = \frac{4200}{3827} (12680) = 13916 \text{ kg} \quad \therefore V_n = 26290 \text{ kg}$$

La pérdida de capacidad resistente de la pieza es:

$$\left(\frac{V_a}{V_n} - 1 \right) \times 100 = \left(\frac{25054}{26290} - 1 \right) \times 100 = -4.70\%$$

El cálculo de VR es inmediato empleando el gráfico G-4, de acuerdo con lo que se indica en la figura.

Para una reducción del límite elástico del acero de refuerzo a $3\,827 \text{ kg/cm}^2$ ($\Delta = -8.9\%$)

$$\frac{V_s}{V_c} = 1.02473 \Rightarrow VR = -4.5\%$$

EJEMPLO 5. REDUCCIÓN EN LA CAPACIDAD RESISTENTE DE LOS ESTRIBOS Y LA RESISTENCIA A COMPRESION DEL CONCRETO

En las mismas condiciones de la figura C. Si la resistencia característica del concreto es 230 kg/cm^2 y la del acero de refuerzo 3827 kg/cm^2 ; el cálculo de la pérdida de capacidad resistente de la pieza se presenta a continuación,

$$f_{c^*} = 230 \text{ kg/cm}^2 \quad f^*y = 3827 \text{ kg/cm}^2$$

$$V = V_c + V_s$$

$$f_c^* = 0.8(230) = 184 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow V_c = 0.5\sqrt{184}(25)(70) = 11869 \text{ kg}$$

$$V_s = \frac{1.42 \times 3827 (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ)(70)}{30} = 12680 \text{ kg}$$

$$\therefore V_a = 24549 \text{ kg}$$

$$\text{Para } f_c = 250 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore V_n = 26290 \text{ kg}$$

La pérdida de capacidad resistente de la pieza es:

$$\left(\frac{V_a}{V_n} - 1\right) \times 100 = \left(\frac{24549}{26290} - 1\right) \times 100 = -6.62\%$$

Empleando los gráficos G-3 y G-4, la pérdida de capacidad resistente es:

$$\frac{V_s}{V_c} = 1.06833$$

Descenso de la resistencia a compresión ($\Delta = -8\%$)

$$\text{De G-3,} \quad VR = -2.0\%$$

Descenso del limite elástico ($\Delta = -8.9\%$)

$$\text{De G-4,} \quad VR = -4.6\%$$

$$\therefore VR = -6.6\%$$

5.2 VIGAS DE CONCRETO REFORZADO, DOBLEMENTE ARMADAS

EJEMPLO 6. REDUCCIÓN DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN

Sea la viga de la figura D cuyo concreto tiene una resistencia nominal de 250 kg/cm^2 y está armada con un acero de refuerzo de $4\ 200 \text{ kg/cm}^2$. Si la resistencia característica del concreto es 230 kg/cm^2 ; la pérdida de capacidad resistente de la pieza es,

VR = PÉRDIDA DE CAPACIDAD RESISTENTE DE LA PIEZA

$$f_{cc}^* = 230 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4\ 200 \text{ kg/cm}^2$$

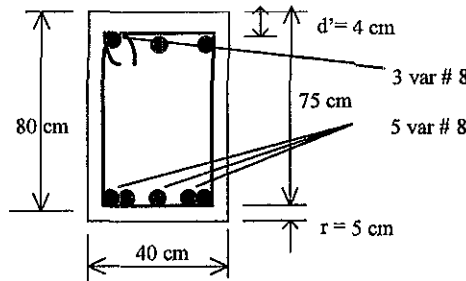


Fig. D

$$a = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{\beta_3 f_c^* b} = \frac{(25.35 - 15.21) 4200}{0.85(184)40} = 6.81 \text{ cm} \quad \varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{4200}{2 \times 10^6} = 0.0021$$

$$\varepsilon'_s = 0.003 \left(1 - \frac{0.8d'}{a} \right) = 0.003 \left(1 - \frac{0.8 \times 4}{6.81} \right) = 0.00159 \quad \varepsilon'_s < \varepsilon_y \Rightarrow$$

$$(\beta_3 f_c^* b) a^2 + (0.003 E_s A'_s - A_s f_y) a - (0.0024 E_s d' A'_s) = 0 \quad 6256a^2 - 15210a - 292032 = 0$$

$$\therefore a = 8.16 \text{ cm}$$

$$C_s = 0.003 E_s \left(1 - \frac{0.8d'}{a} \right) A'_s = 55472 \text{ kg} \quad C_c = \beta_3 f_c^* a b = 51049 \text{ kg}$$

$$M_a = C_c (d - 0.5a) + C_s (d - d') = 75.59 \times 10^5 \text{ kg.cm}$$

Para $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

$$a = 6.26 \text{ cm} \quad \varepsilon'_s = 0.00147 < \varepsilon_y \quad 6256a^2 - 15210a - 292032 = 0 \quad \therefore a = 7.77 \text{ cm}$$

$$C_s = 53675 \text{ kg} \quad C_c = 52836 \text{ kg} \quad \therefore M_n = 75.68 \times 10^5 \text{ kg.cm}$$

La pérdida de capacidad resistente de la pieza es:

$$\left(\frac{M_a}{M_n} - 1 \right) \times 100 = \left(\frac{75.59}{75.68} - 1 \right) \times 100 = -0.12\%$$

El cálculo de VR es inmediato empleando el gráfico G-1, de acuerdo con lo que se indica en la figura.

Para una reducción de la resistencia a compresión del concreto a 230 kg/cm^2 ($\Delta = -8\%$)

$$q = \frac{25.35}{40 \times 75} \frac{4200}{230} = 0.1543 \quad q' = \frac{15.21}{40 \times 75} \frac{4200}{230} = 0.09258 \quad \Rightarrow VR = -0.1\%$$

EJEMPLO 7. REDUCCIÓN DEL LÍMITE ELÁSTICO DEL ACERO DE REFUERZO

Con la misma geometría de la sección anterior, supongamos que el refuerzo correspondiente a tensión es de 4 barras de 1 ¼" y 2 barras de 1 ¼" a compresión (fig. E). Si la resistencia característica del acero de refuerzo es 3 877 kg/cm²; la pérdida de capacidad resistente de la pieza es,

VR = PÉRDIDA DE CAPACIDAD RESISTENTE DE LA PIEZA

$$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 3\,877 \text{ kg/cm}^2$$

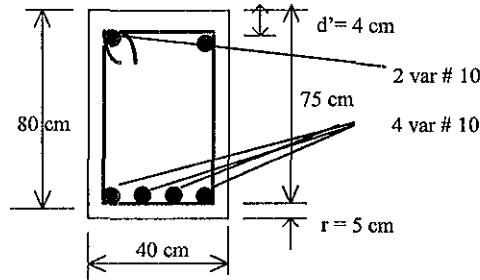


Fig. E

$$a = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{\beta_3 f_c^* b} = \frac{(31.68 - 15.84) 3877}{0.85(200)40} = 9.03 \text{ cm} \quad \varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{4200}{2 \times 10^6} = 0.0021$$

$$\varepsilon'_s = 0.003 \left(1 - \frac{0.8d'}{a} \right) = 0.003 \left(1 - \frac{0.8 \times 4}{9.03} \right) = 0.00194 \quad \varepsilon'_s < \varepsilon_y \Rightarrow$$

$$(\beta_3 f_c^* b) a^2 + (0.003 E_s A'_s - A_s f_y) a - (0.0024 E_s d' A'_s) = 0 \quad 6800 a^2 - 27783 a - 304128 = 0$$

$$\therefore a = 9.04 \text{ cm}$$

$$C_s = 0.003 E_s \left(1 - \frac{0.8d'}{a} \right) A'_s = 61398 \text{ kg} \quad C_c = \beta_3 f_c^* a b = 61472 \text{ kg}$$

$$M_a = C_c (d - 0.5a) + C_s (d - d') = 86.92 \times 10^5 \text{ kg.cm}$$

Para $f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$

$$a = 9.78 \text{ cm} \quad \varepsilon'_s = 0.00202 < \varepsilon_y \quad 6800 a^2 - 38016 a - 304128 = 0 \quad \therefore a = 10.04 \text{ cm}$$

$$C_s = 64748 \text{ kg} \quad C_c = 68272 \text{ kg} \quad \therefore M_n = 93.75 \times 10^5 \text{ kg.cm}$$

La pérdida de capacidad resistente de la pieza es:

$$\left(\frac{M_a}{M_n} - 1 \right) \times 100 = \left(\frac{86.92}{93.75} - 1 \right) \times 100 = -7.29\%$$

El cálculo de VR es inmediato empleando el gráfico G-2, de acuerdo con lo que se indica en la figura.

Para una reducción del límite elástico del acero de refuerzo a 3 877 kg/cm² ($\Delta = -7.7\%$)

$$q = \frac{31.68}{40 \times 75} \frac{3877}{250} = 0.16376 \quad q' = \frac{15.84}{40 \times 75} \frac{3877}{250} = 0.08188 \quad \Rightarrow VR = -7.5\%$$

EJEMPLO 8 REDUCCIÓN DE LA RESISTENCIA DE AMBOS MATERIALES

En las mismas condiciones de la figura E. Si la resistencia característica del concreto es 230 kg/cm^2 y la del acero de refuerzo $3\ 877 \text{ kg/cm}^2$; el cálculo de la pérdida de capacidad resistente de la pieza se presenta a continuación,

$$f_{cc}^* = 230 \text{ kg/cm}^2 \quad f^*y = 3\ 877 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = \frac{(31.68 - 15.84)3877}{0.85(184)40} = 9.82 \text{ cm}$$

$$\varepsilon'_s = 0.003 \left(1 - \frac{0.8x4}{9.82} \right) = 0.00202 \quad \varepsilon'_s < \varepsilon_y \Rightarrow$$

$$6256a^2 - 27783a - 304128 = 0 \quad \therefore a = 9.54 \text{ cm}$$

$$C_s = 63161 \text{ kg} \quad C_c = 59682 \text{ kg} \quad \therefore Ma = 86.76 \times 10^5 \text{ kg.cm}$$

$$\text{Para } f_c = 250 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 4\ 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore Mn = 93.75 \times 10^5 \text{ kg.cm}$$

La pérdida de capacidad resistente de la pieza es:

$$\left(\frac{Ma}{Mn} - 1 \right) \times 100 = \left(\frac{86.76}{93.75} - 1 \right) \times 100 = -7.46\%$$

Empleando los gráficos G-1 y G-2, la pérdida de capacidad resistente es:

$$q = \frac{31.68}{40 \times 75} \frac{3877}{230} = 0.178$$

$$q' = \frac{15.84}{40 \times 75} \frac{3877}{230} = 0.089$$

Descenso de la resistencia a compresión ($\Delta = -8\%$)

$$\text{De G-1,} \quad VR = -0.2\%$$

Descenso del límite elástico ($\Delta = -7.7\%$)

$$\text{De G-2,} \quad VR = -7.5\%$$

$$\therefore VR = -7.7\%$$

5.3 COLUMNAS DE CONCRETO

EJEMPLO 9. REDUCCIÓN DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN

Es el caso correspondiente a la figura F, con una resistencia nominal del concreto de 250 kg/cm^2 y armada con acero de refuerzo de $4\ 200 \text{ kg/cm}^2$. Si la resistencia característica del concreto es 230 kg/cm^2 ; la pérdida de capacidad resistente de la pieza es,

VR = PÉRDIDA DE CAPACIDAD RESISTENTE DE LA PIEZA

$$f_{cc}^* = 230 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4\ 200 \text{ kg/cm}^2$$

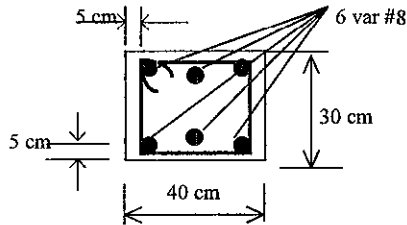


Fig. F

$$P_o = 0.85 f'_c A_g + A_s f_y \quad A_g = bh = 30 \times 40 = 1200 \text{ cm}^2$$

$$P_{o_a} = 0.85 \times 230 \times 1200 + 30.42 \times 4200 \quad \therefore P_{o_a} = 362.36t$$

Para $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

$$P_{o_n} = 0.85 \times 250 \times 1200 + 30.42 \times 4200 \quad \therefore P_{o_n} = 382.76t$$

La pérdida de capacidad resistente de la pieza es:

$$\left(\frac{P_{o_a}}{P_{o_n}} - 1 \right) \times 100 = \left(\frac{362.36}{382.76} - 1 \right) \times 100 = -5.33\%$$

El cálculo de VR es inmediato empleando el gráfico G-5, de acuerdo con lo que se indica en la figura.

Para una reducción de la resistencia a compresión del concreto a 230 kg/cm^2 ($\Delta = -8\%$)

$$q = \frac{30.42 \cdot 4200}{40 \times 30 \cdot 230} = 0.46291 \Rightarrow \quad VR = -5.5\%$$

EJEMPLO 10. REDUCCIÓN DEL LIMITE ELASTICO DEL ACERO DE REFUERZO

Sea el caso de la figura G. Suponiendo que el acero de refuerzo correspondiente es de 4 barras de 1 ½". Si la resistencia característica de este es 3 877 kg/cm²; la pérdida de capacidad resistente de la pieza es,

VR = PÉRDIDA DE CAPACIDAD RESISTENTE DE LA PIEZA

$$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 3\,877 \text{ kg/cm}^2$$

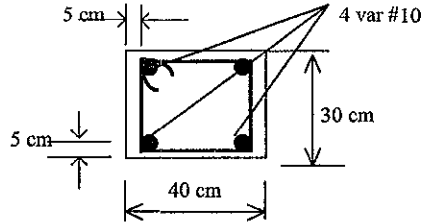


Fig. G

$$P_o = 0.85 f_c' A_g + A_s f_y \quad A_g = b h = 30 \times 40 = 1200 \text{ cm}^2$$

$$P_{o_a} = 0.85 \times 250 \times 1200 + 31.68 \times 3877 \quad \therefore P_{o_a} = 377.82 \text{ t}$$

Para $f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$

$$P_{o_n} = 0.85 \times 250 \times 1200 + 31.68 \times 4200 \quad \therefore P_{o_n} = 388.06 \text{ t}$$

La pérdida de capacidad resistente de la pieza es:

$$\left(\frac{P_{o_a}}{P_{o_n}} - 1 \right) \times 100 = \left(\frac{377.82}{388.06} - 1 \right) \times 100 = -2.64\%$$

El cálculo de VR es inmediato empleando el gráfico G-6, de acuerdo con lo que se indica en la figura.

Para una reducción del límite elástico del acero de refuerzo a 3 877 kg/cm² ($\Delta = -7.7\%$)

$$q = \frac{31.68 \cdot 3877}{40 \times 30 \cdot 250} = 0.40941 \Rightarrow \quad VR = -2.2\%$$

EJEMPLO 11 REDUCCIÓN DE LA RESISTENCIA DE AMBOS MATERIALES

En las mismas condiciones de la figura G. Si la resistencia característica del concreto es 230 kg/cm² y la del acero de refuerzo 3 877 kg/cm², el cálculo de la pérdida de capacidad resistente de la pieza se presenta a continuación,

$$f_{cc}^* = 230 \text{ kg/cm}^2 \quad f^*_y = 3\,877 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{o_a} = 0.85 \times 230 \times 1200 + 31.68 \times 3877 \quad \therefore P_{o_a} = 357.42t$$

$$\text{Para } f^c = 250 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore P_{o_n} = 388.06t$$

La pérdida de capacidad resistente de la pieza es:

$$\left(\frac{P_{o_a}}{P_{o_n}} - 1 \right) \times 100 = \left(\frac{357.42}{388.06} - 1 \right) \times 100 = -7.9\%$$

Empleando los gráficos G-1 y G-2, la pérdida de capacidad resistente es:

$$q = \frac{31.68}{40 \times 30} \frac{3877}{230} = 0.44501$$

Descenso de la resistencia a compresión ($\Delta = -8\%$)

$$\text{De G-5,} \quad VR = -5.5\%$$

Descenso del límite elástico ($\Delta = -7.7\%$)

$$\text{De G-6,} \quad VR = -2.4\%$$

$$\therefore VR = -7.9\%$$

6. CONCLUSIONES

1. En este trabajo se han evaluado los estadísticos de los parámetros básicos que definen la calidad del concreto y del acero de refuerzo producidos en México, específicamente en el D. F. para el caso del concreto. Los resultados muestran que se tiene un control de calidad aceptable en la producción de dichos materiales y que las máximas reducciones de las resistencias no exceden 9%.

2. Los gráficos de cálculo de la variación de la capacidad resistente en el método semiprobabilista, para el caso de vigas sometidas a flexión y cortante y columnas sometidas a compresión simple, permiten, en la práctica del control de calidad hacer una evaluación rápida de la posible trascendencia de una supuesta baja de resistencia de los materiales (concreto y acero de refuerzo), antes de proceder a hacer ensayos de investigación costosos o estudios e informes laboriosos.

3. El análisis estadístico efectuado a resultados de ensayos de acero de refuerzo grado 42 en esta investigación, indica que la calidad de la producción ha mejorado respecto a las encontradas en sondeos de ensayos efectuados en 1980 y en la década de 1970. Para la muestra global estudiada, la probabilidad de que una barra no alcance el esfuerzo mínimo especificado por las normas mexicanas ($4\ 200\ \text{kg/cm}^2$) para f_y , es igual a 0.078. Al analizar la muestra global por marcas, para la marca H dicha probabilidad es de 0.052 y 0.108 para la marca S, lo cual indica que se tiene un mayor control de calidad en las barras producidas por la marca H. Al hacer el análisis por diámetros, los pequeños presentan resultados más favorables; es decir, con una probabilidad bastante baja de no alcanzar el valor mínimo especificado.

4. El análisis estadístico del esfuerzo máximo de la muestra total, arroja una probabilidad de 0.009 de no alcanzar la resistencia mínima especificada por la norma B-6-1987 igual a $6\ 300\ \text{kg/cm}^2$. Al hacer el estudio por marcas, dicha probabilidad es prácticamente nula para ambas.

5. En el caso del alargamiento, la norma B-6-1987 especifica para éste, un valor mínimo de acuerdo al grado y al diámetro de la barra. Para los diámetros grandes de ambas marcas, la probabilidad de que un valor medio del alargamiento esté por debajo del mínimo especificado es despreciable; por el contrario, para diámetros pequeños, especialmente la de las barras No. 2.5 y 3 de la marca H, la cual es casi 50% y 28%, respectivamente.

6. La resistencia característica de las barras de acero de refuerzo estudiadas, en la mayoría de los casos es igual o mayor que la especificada. En particular, la marca H arroja resultados más satisfactorios que la S. La resistencia característica mínima para diámetros grandes se presentó en las barras No. 10 de la marca H durante el periodo de 1994 a 1996 y para diámetros pequeños, la de las barras No. 3 de la marca S en el periodo de 1982 a 1986

7. De acuerdo al análisis estadístico efectuado a los concretos clase 2 producidos en la Cd. De México, se puede concluir que las dosificaciones empleadas por la mayoría de los productores no son adecuadas para resistencias de 250 y $300\ \text{kg/cm}^2$. Independientemente de $f'c$, la resistencia media debió haber excedido a la resistencia especificada en $29.50\ \text{kg/cm}^2$ para cumplir con la definición del RCDDF para $f'c$. Por otra parte, la resistencia característica de las 3 resistencias especificadas en estudio resultó por debajo de esta última.

8. De los ejemplos numéricos se puede concluir que en general, las piezas sujetas a flexión simple tienen escasa dependencia de la resistencia del concreto y en cambio una fuerte dependencia del límite elástico del acero de refuerzo.

9. Las piezas sujetas a compresión axial tienen una fuerte dependencia en su seguridad de la resistencia del concreto y para las cuantías habitualmente empleadas en la práctica, una escasa dependencia del límite elástico del acero de refuerzo.

10. En piezas sometidas a cortante, con las cuantías de estribos habitualmente empleadas, la influencia de las bajas de resistencia del concreto en su capacidad resistente es moderada. En piezas con cuantías de estribos importantes, la sensibilidad de la capacidad resistente de la pieza a reducciones en la sección de estribos o en el límite elástico de los mismos, es importante.

11. En este estudio se ha hecho referencia exclusivamente a la influencia de las variaciones de resistencia de los materiales en la capacidad resistente de las piezas. Sin embargo, por citar un ejemplo específico, una reducción de resistencia del concreto puede considerarse aceptable desde este punto de vista, por originar una reducción mínima de la capacidad resistente de la pieza, pero siempre debe ser investigada cuál ha sido la causa de la variación de resistencia del concreto, puesto que puede ser debida a errores tales como baja dosificación de cemento, alta relación agua-cemento, etc., que puedan ocasionar problemas de durabilidad. Evidentemente, este segundo tipo de problemas no implica un riesgo inminente y se pueden solucionar en la mayoría de los casos con medios simples y costos moderados.

7. REFERENCIAS

1. Calavera J., “ La trascendencia real de los descensos de resistencia del concreto y del refuerzo en la seguridad de las estructuras”, X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Mérida, México, 1996
2. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México, D. F., agosto 1993
3. Villanueva J. y Meli R., “ Estudio estadístico de las propiedades de materiales y estructuras en el Distrito Federal ” (II Análisis estadístico de propiedades mecánicas de los aceros de refuerzo producidos en México). Instituto de Ingeniería, diciembre 1984
4. Rodríguez M., “ Criterios de diseño sísmico de estructuras de concreto reforzado considerando las propiedades mecánicas de acero de refuerzo producidos en México ”, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1994
5. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, DDF
6. Meli R. y Villanueva J., “ Análisis estadístico de la resistencia en compresión de concretos fabricados en el Distrito Federal ”, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1984
7. Meli R., “ Estudio estadístico de propiedades de materiales y estructuras de concreto reforzado en el Distrito Federal ”, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1985