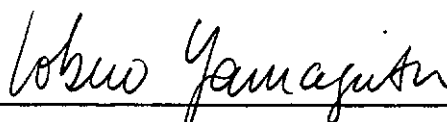


ESTUDO DA FLEXÃO EM VIGAS DE CONCRETO LEVE ARMADO

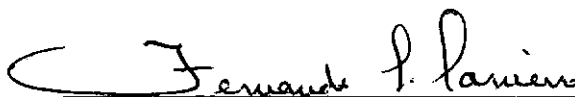
ALEJANDRO CARLOS ADOLFO ARCE LEVI

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS  
PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNI-  
VERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS  
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE  
MESTRE EM CIÊNCIA (M.Sc.)

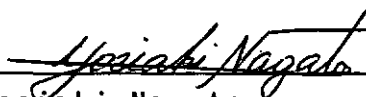
Aprovada por:



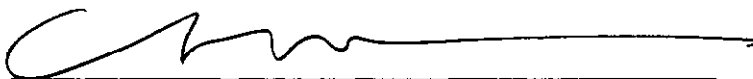
Prof. Nobuo Yamagata - Presidente



Prof. Fernando Luis L.B. Carneiro



Prof. Yosiaki Nagato



Prof. Carlos Henrique Holck

RIO DE JANEIRO  
ESTADO DA GUANABARA-BRASIL  
NOVEMBRO DE 1974

A Carmen

A mis padres

## RESUMEN

Este trabajo estudia la flexi3n en vigas de hormig3n de agregado liviano armado con acero com3n.

Tiene por finalidad verificar la aplicabilidad en este tipo de hormig3n de las recomendaciones dadas por el Comit3e Europ3en du B3ton - F3d3ration Internationale de la Precontrainte (CEB - FIP).

Los 12 modelos ensayados tienen las mismas dimensiones formando 6 pares de vigas que difieren en el porcentaje geom3trico de armadura.

Los resultados de los ensayos son comparados con el an3lisis te3rico realizado a partir de las recomendaciones del CEB - FIP.

## SUMÁRIO

Neste trabalho estuda-se a flexão de vigas de concreto de agregado leve armado com aço comum, visando a verificação, para este tipo de concreto, da aplicabilidade das recomendações do Comitê Européen du Béton - Fédération Internationale de la Précontrainte (CEB - FIP).

Os 12 modelos ensaiados têm as mesmas dimensões, constituindo 6 pares de vigas diferindo apenas na percentagem geométrica de armadura.

Os resultados dos ensaios são comparados com a análise teórica realizada a partir das recomendações do CEB - FIP.

RESUMÉ

Nous avons étudié le comportement à la flexion des poutres en béton armé de granulats légers avec armatures acier naturel, dans le but de vérifier la possibilité d'application aux bétons de ce type, des Recommandations du CEB - FIP pour les bétons normaux.

Nous avons essayé 6 groupes de deux modèles de poutres, chaque groupe ayant un pourcentage géométrique d'armatures différent. Les 12 modèles avaient les mêmes dimensions extérieures.

Les résultats des essais ont été comparés avec des valeurs théoriques de tenues par des vérifications de résistance faites à partir des Recommandations CEB - FIP.

## ABSTRACT

The subject of this dissertation deals with the bending analysis of light-

Our final aim is to compare the experimental results with the CEB - FIP standards for this type of concrete.

Twelve specimens were tested. All the beams tested were casted with the same geometry and dimensions, only the geometrical percentage of the reinforcement was varied for each pair of beams.

The experimental results are compared with those obtained by theoretical analysis taking into account the CEB - FIP recommendations.

### AGRADECIMIENTOS

Al Profesor Fernando Luis Lobo Carneiro por la su-  
jestión y orientación de este trabajo;

Al Profesor Nobuo Yamagata por la manera amigable con  
que me orientó y ayudó en este trabajo;

Ao Profesor Yosiaki Nagato por la ayuda y colabora-  
ción en los ensayos realizados;

A Carmen por el apoyo y la gran ayuda que me ha  
prestado durante toda la realización de este trabajo;

A los amigos de la COPPE por el apoyo y la ayuda  
que recibí de ellos.

## NOMENCLATURA UTILIZADA

$A_c$	Area de la sección de hormigón
$A_e$	Area efectiva de la sección de hormigón
$A_s$	Area de la sección de armaduras traccionadas
$A'_s$	Area de la sección de las armaduras comprimidas
$A_t$	Area de la sección de la armadura transversal
$E_c$	Módulo de elasticidad longitudinal del hormigón
$E_s$	Módulo de elasticidad longitudinal del acero
$I$	Momento de inercia
$M_u$	Momento flector último
$N_{ed}$	Fuerza resultante de los esfuerzos de compresión del hormigón
$W$	Módulo resistente
$a$	Flecha. Distancia
$b$	Anchura de una sección rectangular
$c$	Recubrimiento
$d$	Altura útil. Diámetro
$f_t$	Resistencia del hormigón a la compresión
$f_{cj}$	Resistencia del hormigón a la compresión para $j$ días de edad
$f_{cd}$	Resistencia de cálculo del hormigón a la compresión
$f_{ck}$	Resistencia característica del hormigón a la compresión
$f_{cm}$	Resistencia media del hormigón a la compresión



$f_{ct}$	Resistencia a la tracción del hormigón
$f_{ctj}$	Resistencia a la tracción del hormigón para j días de edad
$f_{ct,k}$	Resistencia característica del hormigón a la tracción
$f_s$	Tensión de rotura a la tracción del acero
$f_{sm}$	Tensión de rotura media de tracción del acero
$f_y$	Límite elástico aparente de un acero natural
$f_{0,2}$	Límite elástico convencional de un acero deformado a frío
$f_{yk}$	Resistencia característica del acero a la tracción
$f_{yd}$	Resistencia de cálculo del acero a la tracción
$h$	Altura total de una sección
$l$	Longitud. Luz
$l_b$	Longitud de anclaje
$\epsilon_c$	Deformación relativa del hormigón
$\epsilon_s$	Deformación relativa del acero
$\epsilon_{sm}$	Alargamiento medio de rotura del acero
$\epsilon_y$	Deformación correspondiente al límite elástico del acero
$\xi$	Profundidad relativa del eje neutro
$\rho$	Porcentaje geométrico
$\theta$	Rotación
$\sigma_c$	Tensión de compresión en el hormigón
$\sigma_s$	Tensión de tracción en el acero
$\sigma_{sd}$	Tensión de la armadura mas traccionada, o menos comprimida

$\sigma'_{sd}$	Tensión de la armadura mas comprimida o menos tracci <u>o</u> nada
w	Porcentaje mecánico
$\gamma_c$	Coeficiente de minoración de la resistencia del hormi <u>g</u> ón
$\gamma_f$	Coeficiente de ponderación de las acciones o sollicita <u>a</u> ciones
$\gamma_s$	Coeficiente de minoración de la resistencia del acero

### UNIDADES

El sistema de medidas usado es el "Sistema Internacioonal de Medidas S.I.". La equivalencia entre las unidades es

$$1 \text{ N} = 0,102 \text{ Kg f}$$

$$1 \text{ KN} = 102 \text{ Kg f}$$

$$1 \text{ N/mm}^2 = 10,2 \text{ kg f/mm}^2$$

## INDICE

	pg.
<u>NOMENCLATURA</u>	<u>vi</u>
<u>CAPITULO I - Introducción</u>	<u>1</u>
<u>CAPITULO II - Plano de trabajos</u>	<u>4</u>
2.1 - Característica de las vigas ensayadas ,	4
2.2 - Mediciones	10
2.2.1 - Flechas	10
2.2.2 - Rotaciones	10
2.2.3 - Deformaciones	10
2.2.3.1 - Deformación en el <u>a</u> cero	10
2.2.3.2 - Deformación en     el hormigón	12
<u>CAPITULO III - Materiales</u>	<u>15</u>
3.1 - Cemento	15
3.2 - Agregados	15
3.2.1 - Agregado fino	15
3.2.2 - Agregado grueso	16
3.3 - Acero	16
3.4 - Hormigón	17
<u>CAPITULO IV - Consideraciones teóricas</u>	
4.1 - Estado límite último	22
4.1.1 - Hipótesis generales	22
4.1.2 - Fórmulas utilizadas	27



## CAPITULO I

### INTRODUCCIÓN

La flexión simple en Vigas de Hormigón Armado de agregado común, es un fenómeno ya estudiado con amplitud, existiendo métodos de análisis teóricos de eficiencia comprobada.

Sin embargo esto no ocurre con las piezas de hormigón armado de agregado liviano. Aunque es bien conocida su resistencia, los estudios realizados no son suficientes como para dar una afirmación en cuanto a la aplicabilidad, a este tipo de hormigón, de las teorías del hormigón armado de agregado común.

En este trabajo, con el que se pretende contribuir a los estudios ya realizados sobre esta clase de hormigón, fueron estudiadas dos series de seis vigas biapoyadas, hechas de hormigón liviano, y armados con acero común, utilizandose como agregado grueso la arcilla expandida, y las cuales fueron llevadas a la rotura por medio de dos cargas aplicadas simetricamente.

Todas ellas poseen las mismas características variando solamente en el porcentaje geométrico de armadura.

Todas las vigas fueron analizadas según las Recomendaciones del Comité Europeo del Hormigón, llevándose en cuenta el método del diagrama de la parábola rectángulo.

Vamos a estudiar la aplicabilidad de esta teoría a piezas de hormigón liviano.

En los capítulos expuestos a continuación tenemos detallados los distintos pasos que fueron seguidos para la realización de este trabajo.

Capítulo II: Plano de trabajos. En el cual se explica la forma en que fue desarrollado el trabajo, las dimensiones de los modelos, como así también las mediciones efectuadas.

Capítulo III: Materiales. Es una explicación de los materiales utilizados, como así también sus características y propiedades.

Capítulo IV: Consideraciones teóricas. En el que se hace una breve exposición de la teoría expuesta por el CEB-FIP.

Capítulo V: Presentación y análisis de los resultados obtenidos. Haciendo comentarios de los datos obtenidos experimentalmente y su comparación con resultados teóri-

cos.

Capitulo VI: Conclusiones. En el cual se presentan las conclusiones finales sobre los ensayos efectuados en este trabajo.

## CAPITULO II

### PLANO DE TRABAJOS

#### 2.1 - CARACTERISTICAS DE LAS VIGAS ENSAYADAS

Fueron ensayadas 12 vigas las cuales fueron llevadas hasta la rotura por medio del cargamento indicado en la fig. 2.1 . Las vigas eran iguales de 2 a 2, teniendo todas ellas las mismas dimensiones, variando solo en el porcentaje geométrico de armadura. Así tuvimos:

$V_1 - 1, V_1 - 2$	→	vigas subarmadas
$V_2 - 1, V_2 - 2$	}	vigas normalmente armadas
$V_3 - 1, V_3 - 2$		
$V_4 - 1, V_4 - 2$		
$V_5 - 1, V_5 - 2$		
$V_6 - 1, V_6 - 2$	→	vigas superarmadas

CUADRO 2.1 - MODOS DE ROTURA PREVISTOS

VIGAS		MODOS DE ROTURA
$V_1-1$	$V_1-2$	Deformación plástica excesiva del acero
$V_2-1$	$V_2-2$	Aplastamiento del hormigón y deformación plástica del acero
$V_3-1$	$V_3-2$	
$V_4-1$	$V_4-2$	
$V_5-1$	$V_5-2$	
$V_6-1$	$V_6-2$	Aplastamiento del hormigón



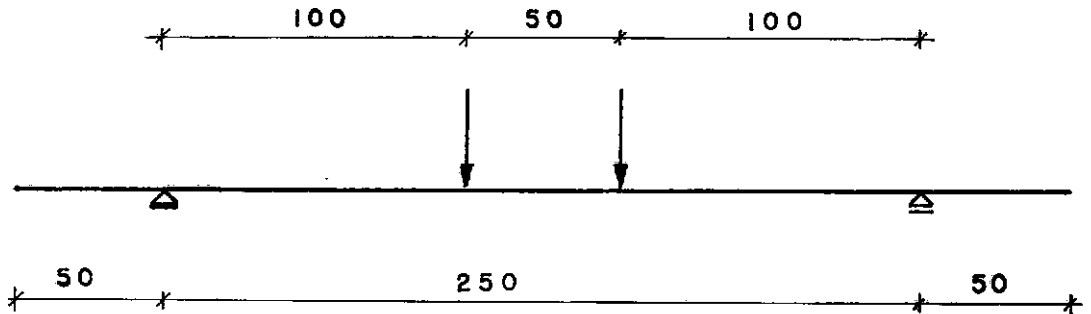


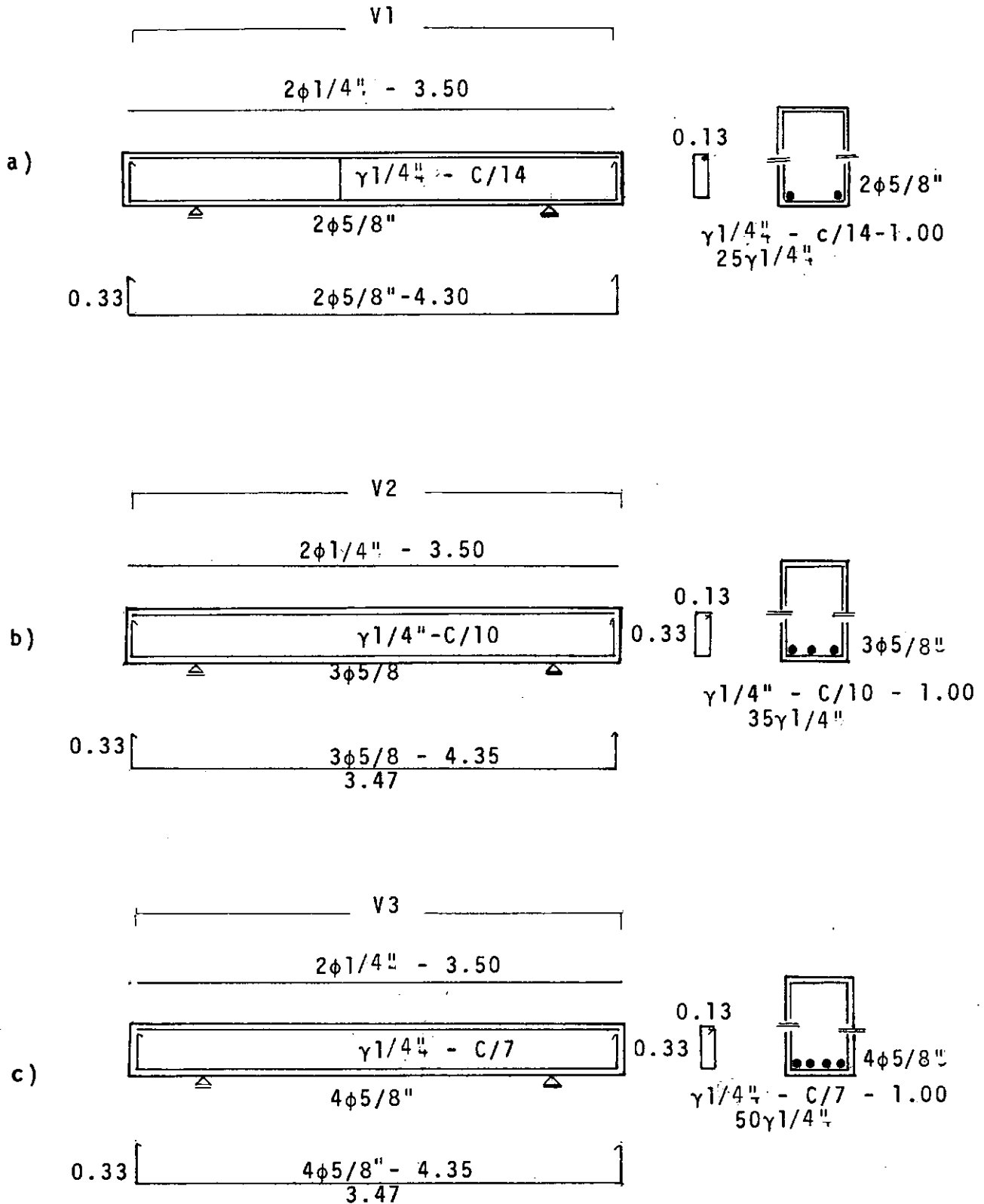
Fig. 2.1 - Esquema de Cargamento (cotas en cm)

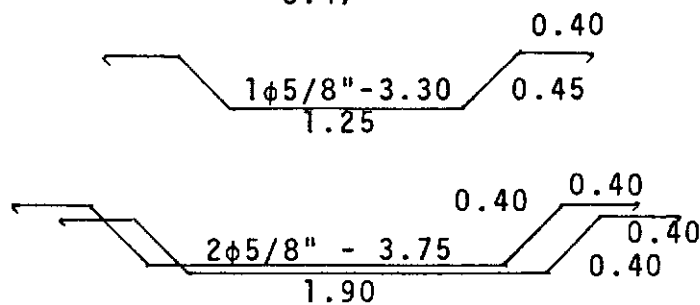
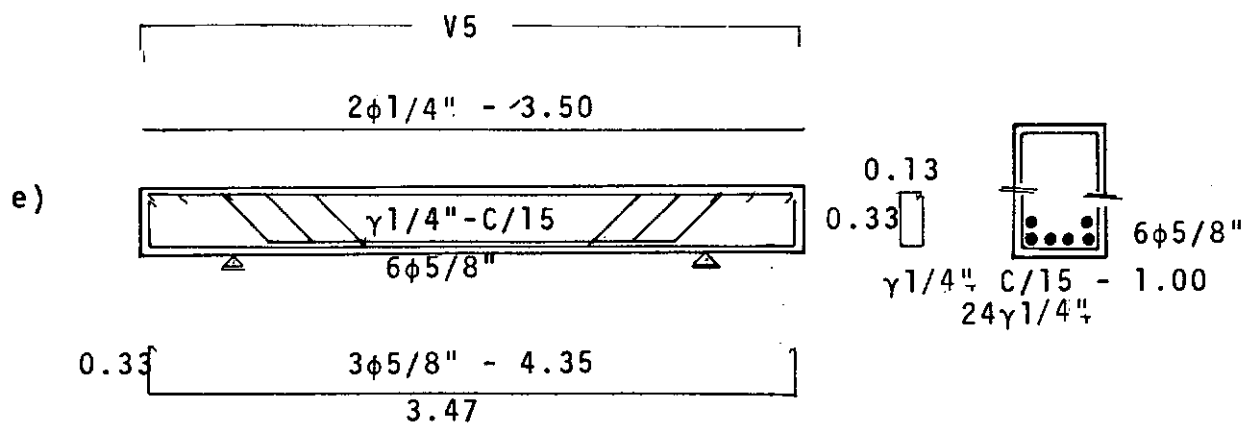
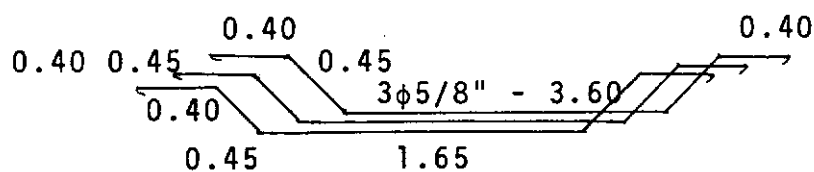
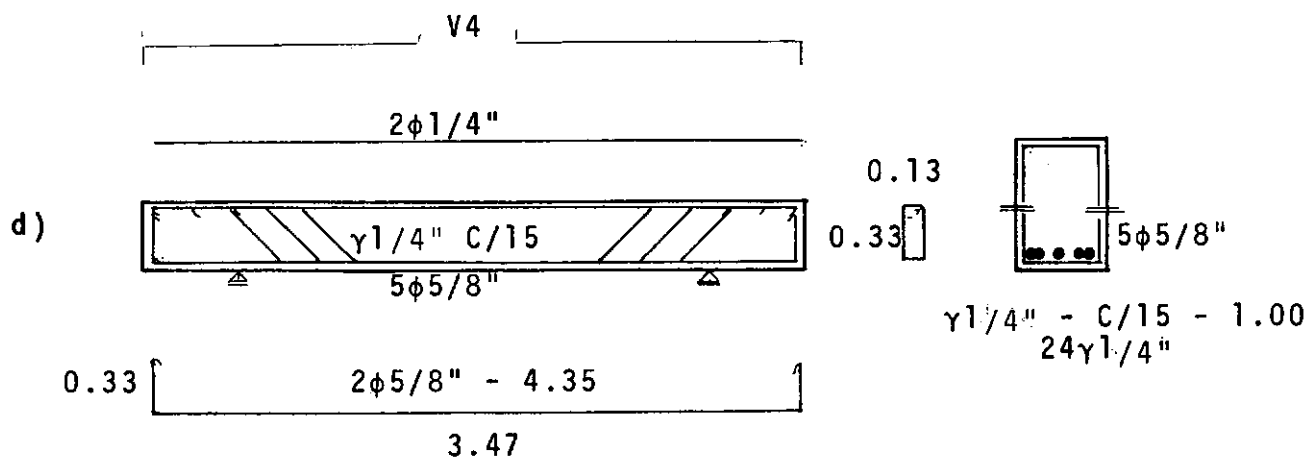
El dimensionamiento al esfuerzo cortante y el cálculo de la longitud de anclaje fué hecho de forma a asegurar que las roturas de las vigas se darían siempre por flexión.

A continuación tenemos el cuadro 2.2 con las dimensiones de las vigas y posteriormente el detalle de las armaduras.

CUADRO 2.2 - CARACTERISTICAS DE LAS VIGAS

V I G A S	DIMENSIONES (cm)			SECCION ACERO AS (cm <sup>2</sup> )	NUMERO DE BARRAS
	b	h	d		
V <sub>1</sub> -1      V <sub>1</sub> -2	15	35	32	3,96	2
V <sub>2</sub> -1      V <sub>2</sub> -2	15	35	32	5,94	3
V <sub>3</sub> -1      V <sub>3</sub> -2	15	35	32	1,92	4
V <sub>4</sub> -1      V <sub>4</sub> -2	15	35	32	9,90	5
V <sub>5</sub> -1      V <sub>5</sub> -2	15	35	30	11,88	6
V <sub>6</sub> -1      V <sub>6</sub> -2	15	35	30	19,78	10





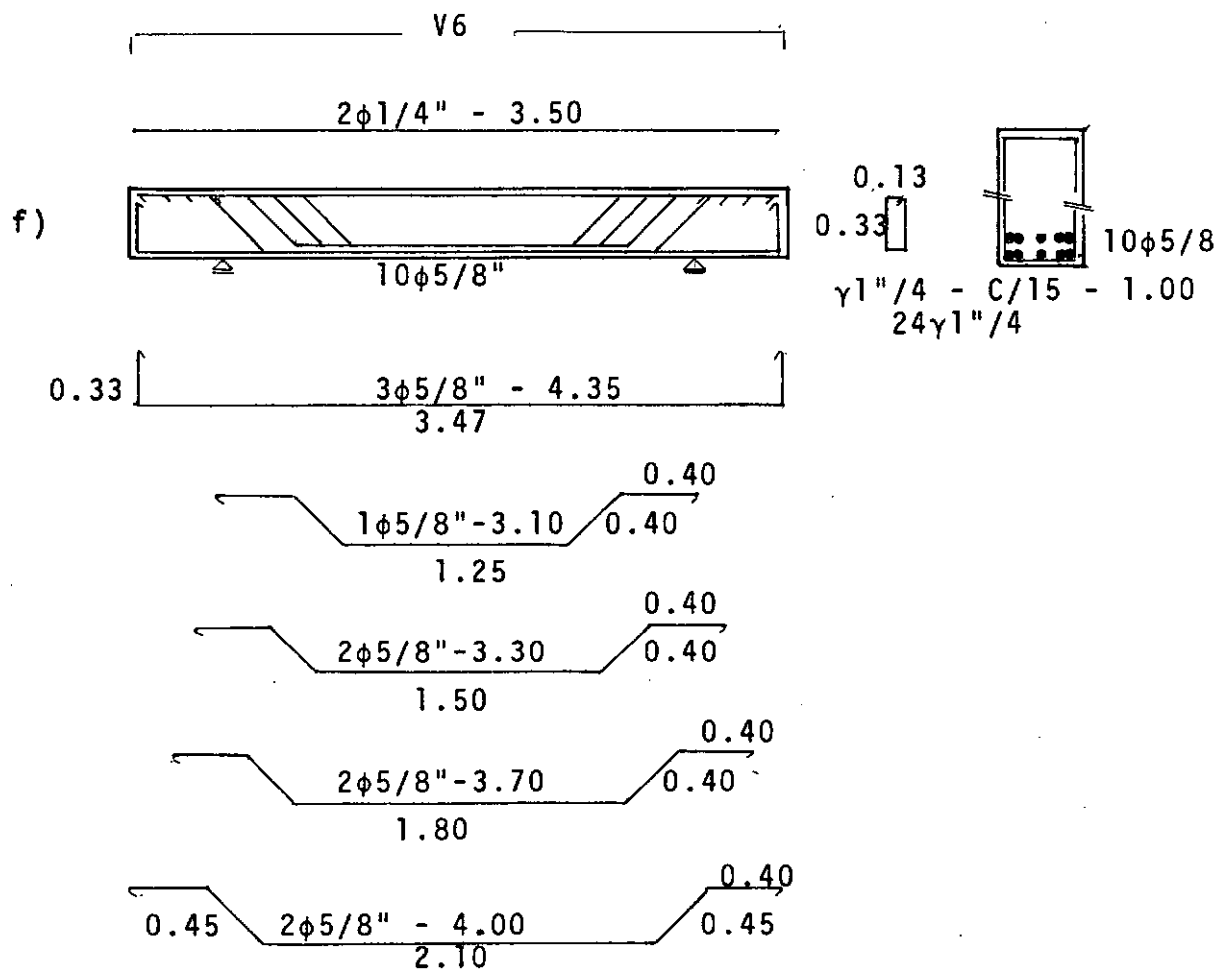


Fig. 2.2 - Armaduras de las Vigas

## 2.2 - MADICIONES

### 2.2.1 - Flechas

Fueron medidos los desplazamientos verticales en los puntos 1,2,3,4 y 5, indicados en la Fig. 2.3, con el empleo de um catetómetro Wild mod. KM 1001.

### 2.2.2 - Rotación

Fueron medidas las rotaciones en los apoyo puntos 6 y 7, indicados en la figura 2.3 con el empleo de clinómetros Stoppani mod. M 240.

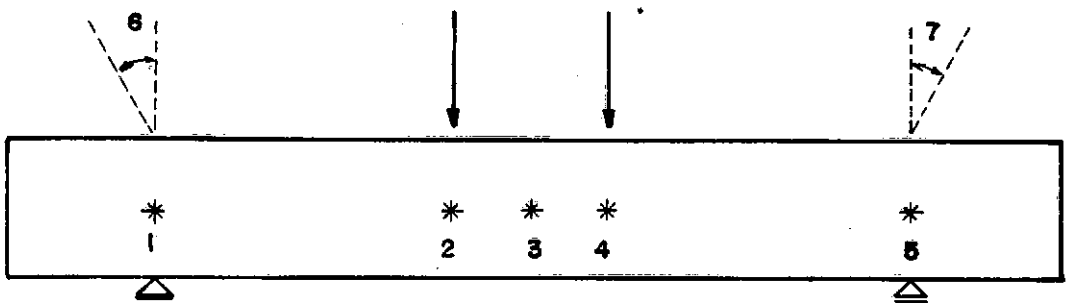


Fig. 2.3 - Lugares de Medición de Flechas y Rotaciones

### 2.2.3 - Deformaciones Especificas

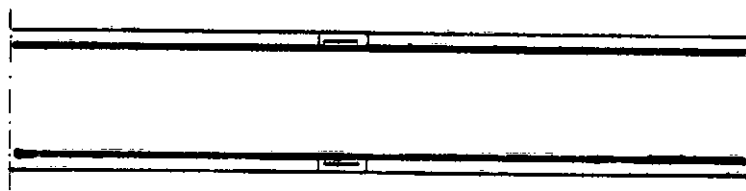
#### 2.2.3.1 - Deformaciones en el acero

Fueron utilizados extensómetros eléctricos

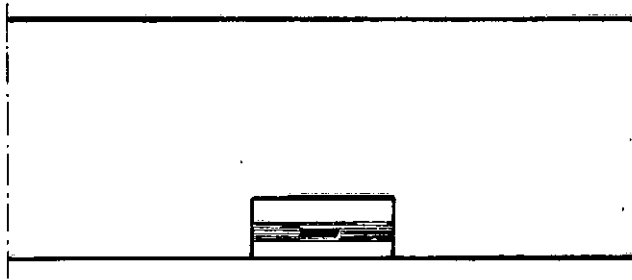
SR-4, BLH Electronics - Inc., siendo colocados en la mitad del tramo. En las vigas  $V_1$  a  $V_4$  en las cuales la armadura estaba distribuida en una camada, fueron colocados dos extensómetros, uno en cada barra longitudinal correspondiente a cada cara de la viga (Fig. 2.4 a y b).

En las vigas  $V_5$  a  $V_6$ , en las cuales la armadura estaba distribuida en dos camadas, fueron colocados 4 extensómetros, dos en cada cara de la viga (Fig. 2.4 a y c)(ver fotografia).

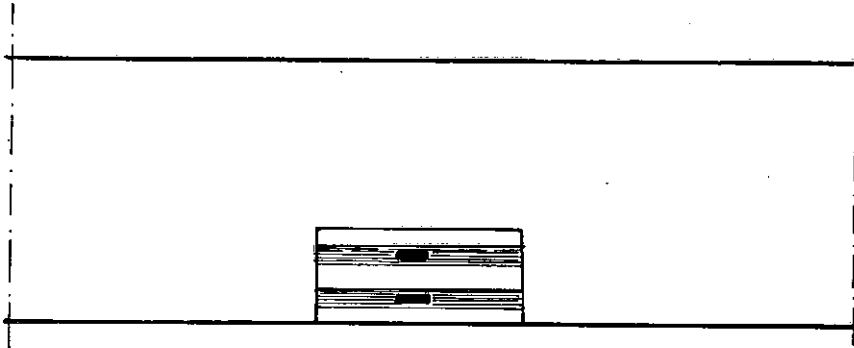
Los extensómetros en el acero fueron colocados posteriormente al hormigonado, para lo cual se colocó, en contacto con las barras, unos pedazos de isopor sujetos por alambres, los cuales eran retirados luego de hormigonadas las vigas, quedando una especie de ventana como puede verse en las fig. 2.4 (ver fotografia. Fot.1).



(a) Corte longitudinal a la altura de la armadura



(b) Vista lateral ( $V_1$  a  $V_4$ )



(c) Vista lateral ( $V_5$  a  $V_6$ )

Fig. 2.4 - Detalle de colocación de extensómetros

#### 2.2.3.2 - Deformaciones en el hormigón

Estas mediciones fueron hechas a distintas alturas, a ambos lados de la viga, como tambien en la cara superior. Para esto fue utilizado un tensotast Huggemberger con base de medida de 10 cm. Las mediciones fueron efectuadas en la mitad del



vano.

La altura en que fueron hechas las mediciones varía de acuerdo a la viga, procurándose siempre que la línea neutra teórica (calculada), pasase entre los puntos donde fueron hechas las lecturas. La ubicación de estos puntos puede verse en el cuadro a continuación.

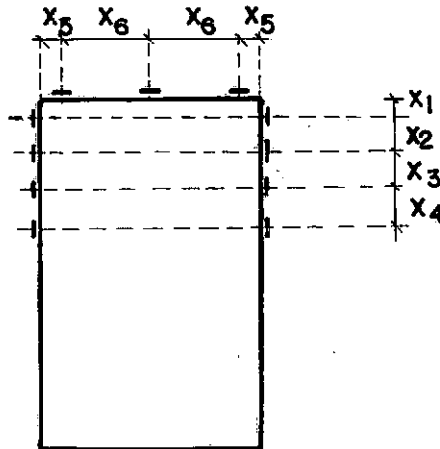


Fig. 2.4 - Lugares de medición de las deformaciones del hormigón

CUADRO 2.3 - Valores de  $x_1$ ,  $x_2$ ,  $x_3$ ,  $x_4$ ,  $x_5$ ,  $x_6$  (cm)

V I G A S		$x_1$	$x_2$	$x_3$	$x_4$	$x_5$	$x_6$
$V_1-1$	$V_1-2$	3,0	2,0	2,0	2,0	2,0	5,5
$V_2-1$	$V_2-2$	3,0	3,0	3,0	3,0	2,0	5,5
$V_3-1$	$V_3-2$	4,0	4,0	4,0	4,0	2,0	5,5
$V_4-1$	$V_4-2$	4,0	5,0	5,0	4,0	2,0	5,5
$V_5-1$	$V_5-2$	5,0	5,0	5,0	5,0	2,0	5,5
$V_6-1$	$V_6-2$	6,5	6,5	6,5	5,0	2,0	5,5

CUADRO 2.4 - INSTRUMENTOS DE MEDIDA

M E D I C I O N	I N S T R U M E N T O	S E N S I B I L I D A D
Deformación en el Hormigón	Tensotast	0,001 mm
Deformación en el Acero	E. Electrico de resist.	$10 \times 10^{-6}$
Rotación	Clinómetro	1"
Abertura de fisuras	Fisurómetro	0,1 mm
Elecha	Catetómetro	0,05 mm

CAPITULO IIIMATERIALES

## 3.1 - CEMENTO

En el hormigonado fue utilizado cemento del tipo Portland, marca Mauā.

## 3.2 - AGREGADOS

## 3.2.1 - Agregado Fino

Se utilizō en el hormigonado, arena gruesa lavada. Los ensayos efectuados llevaron a los siguientes resultados:

## - Granulometrĭa

Diāmetro māximo ..... 4,8 mm

Mōdulo de finura ..... 3,22

- Peso especĭfico aparente  $\gamma'_{ap}$  . 14,5 KN/m<sup>3</sup>

- Peso especĭfico absoluto  $\gamma'_{abs}$  26,0 KN/m<sup>3</sup>

### 3.2.2 - Agregado grueso

Fu  utilizada la arcilla expandida de fabricación de la Cinasa S.A. . Los ensayos efectuados llevaron a los siguientes resultados:

#### - Granulometr a:

Di metro m ximo ..... 19 mm

M dulo de finura ..... 7,19

- Peso espec fico aparente ..... 0,61 KN/m<sup>3</sup>

- Peso espec fico aparente unit rio ..... 10,1 KN/m<sup>3</sup>

- Absorción de agua (15 min.)

Porcentaje absorvida en peso ..... 4,7%

Porcentaje absorvida en volumen abso-

luto ... 4,9%

Porcentaje absorvida en volumen aparen

te ..... 3,1%

### 3.3 - ACERO

En la armadura de las vigas fué empleado acero común con di metro de 5/8" para las barras longitudinales y de 1/4" para los estribos.

Fueron extraidas muestras de cada barra a ser utilizada, las cuales fueron ensayadas.

En el cuadro 3.1 las tensiones correspondientes al límite elástico aparente del acero, son las tensiones medias de las armaduras longitudinales en cada viga, como así también las tensiones y alargamientos de rotura.

### 3.4 - HORMIGÓN

Se adoptó para todas las vigas el trazo en peso ya adoptado en pesquisas anteriores para  $f_{c_{28}} = 15 \text{ N/mm}^2$  (ref. 11), 1:3, 2:1.9\* .

Este trazo fue ensayado previamente al hormigonado de las vigas. El asterisco indica que se trata de agregado grueso liviano. El factor agua cemento fue de 0,75 y el consumo de cemento fue  $2,5 \text{ KN/m}^3$

Los materiales que componen el hormigón fueron mezclados en hormigonera, siendo de  $0,15 \text{ m}^3$  el volumen preparado en cada hormigonado.

Los cuerpos de prueba cilíndricos de 15cm de diámetro y 30cm de altura fueron vibrados con vibrador de inmersión y siguiendo las normas dadas por I.N.T., fue colocada y alisada, después de 2 horas de cargados, una camada hecha de pasta de cemento.

Los cuerpos de prueba dieron los siguientes resultados:

- a) Resistencia a compresión de cuerpos de prueba cilíndricos de  $15 \times 30$  (cuadro 3.2)
- b) Resistencia a tracción, determinado por compresión diametral (cuadro 3.3)
- c) Peso específico: el peso específico medio fue de  $\gamma = 16 \text{ KN/m}^3$
- d) Módulo de elasticidad longitudinal dinámico

Fue utilizada la fórmula  $E_d = (2zf)^2 \frac{\gamma}{g}$ , donde

$z$  = altura del cuerpo de prueba

$f$  = frecuencia natural de vibración

$\gamma$  = peso específico del hormigón

$g$  = aceleración de la gravedad ( $g = 9810 \text{ mm/seg}^2$ )

El valor encontrado fue de  $E_d = 17500 \text{ N/mm}^2$

- e) Módulo de elasticidad longitudinal

En los cuerpos de pruebas se medieron las deformaciones longitudinales utilizandose tensotast base de 10cm, llegandose al valor de

$$E_c = 17000 \text{ N/mm}^2$$

CUADRO 3.1 - Características del acero ala tracción

VIGAS	Lim.Elas- tico $f_{ym}$ (N/mm <sup>2</sup> )	Ten.de Ro- tura $f_{sm}$ (N/mm <sup>2</sup> )	Alar.de Ro- tura $E_{sm}$ (%)
V <sub>1</sub> -1	286	429	20
V <sub>1</sub> -2	286	435	21
V <sub>2</sub> -1	300	450	19
V <sub>2</sub> -2	313	500	23
V <sub>3</sub> -1	376	526	23
V <sub>3</sub> -2	290	450	20
V <sub>4</sub> -1	807	478	20
V <sub>4</sub> -2	296	458	20
V <sub>5</sub> -1	309	478	21
V <sub>5</sub> -2	327	523	19
V <sub>6</sub> -1	318	489	20
V <sub>6</sub> -2	315	484	20

CUADRO 3.2Resistencia del hormigón a la compresión

C.de Prueba Nº	Edad (días)	Resistencia $f_{cj}$ (N/mm <sup>2</sup> )	C.de Prueba Nº	Edad (días)	Resistencia $f_{cj}$ (N/mm <sup>2</sup> )
584	28	16,0	624	36	18,0
586	39	14,4	625	36	16,8
587	39	16,0	627	28	17,0
588	28	16,3	628	36	18,0
589	40	16,8	629	36	18,0
590	40	16,2	631	28	16,0
592	28	16,2	648	28	16,2
593	42	16,7	649	34	16,5
594	42	16,3	650	34	16,6
596	28	13,4	652	28	17,0
597	41	17,0	653	34	18,0
598	41	16,0	654	34	15,3
616	32	17,2	656	28	16,2
617	32	16,0	657	34	16,5
618	28	16,0	658	34	16,5
620	28	16,0	660	28	16,5
621	35	17,2	661	35	16,5
622	35	16,8	662	35	17,0



CUADRO 3.3 - Resistencia del hormigón a la tracción

C. de Prueba Nº	Edad (días)	Resistencia $f_{ctj}$ (N/mm <sup>2</sup> )
585	39	1,5
591	40	1,7
595	42	1,5
599	41	1,4
619	32	1,5
623	35	1,2
626	36	1,6
630	36	1,6
651	34	1,6
655	34	1,6
659	34	1,7
663	35	1,5

## CAPITULO IV

### CONSIDERACIONES TEÓRICAS

#### 4.1 - ESTADO LÍMITE ÚLTIMO

Las consideraciones que haremos en este capítulo, respecto a flexión simple en piezas de hormigón armado, corresponden al cálculo en el agotamiento, estado límite último, desarrollado según las recomendaciones del CEB - FIP.

##### 4.1.1 - Hipótesis Generales

##### a) Condiciones de deformación de las secciones

El estudio de las secciones de forma cualquiera sometidas a sollicitaciones normales dentro del estado límite último (rotura o deformación plástica excesiva) se efectúa a partir de las hipótesis siguientes:

- 1) Para las piezas en las cuales la relación  $l_0/d$  de la distancia entre puntos de momento nulo  $l_0$  a la altura útil  $d$  es superior a 2, el principio de la conservación de las secciones planas hasta el estado límite último es admisible; las deformaciones normales (alargamiento y acortamiento relativo) son en cada punto proporcionales a la distancia entre

el punto y el eje neutro.

- 2) Las armaduras sufren las mismas deformaciones que el hormigón adyacente.
- 3) El acortamiento relativo máximo del hormigón es igual a  $3,5 \times 10^{-3}$  en flexión y  $2 \times 10^{-3}$  en compresión centrada.
- 4) El alargamiento relativo de la armadura ordinaria es limitada a  $10^0/_{\text{‰}}$ .
- 5) Las deformaciones relativas límites del acero y del hormigón conducen a distinguir 5 dominios, donde las fronteras son obtenidas por la posición particular de las rectas materializadas en el siguiente diagrama:

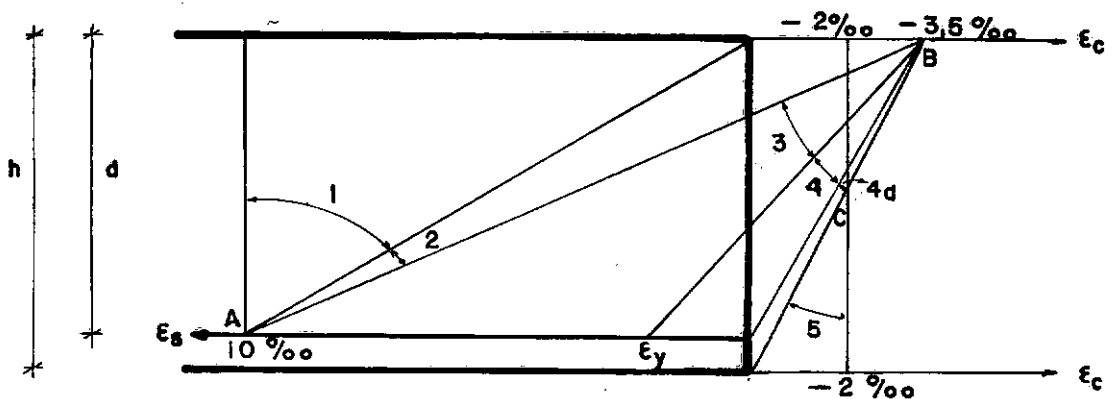


Fig. 4.1 - Dominio de deformación de las secciones en el estado límite último de rotura

Dominio 1: El eje neutro está fuera de la sección. La sección está enteramente traccionada. Las rectas de deformación giran alrededor del punto A, correspondiente a un alargamiento del acero mas traccionado del 10 por 1.000 .

Dominio 2: El eje neutro está en el interior de la sección. Tendremos así una zona comprimida y una zona traccionada. Las rectas de deformación continúan girando alrededor del punto A, correspondiente a un alargamiento del acero del 10 por 1.000 . La máxima compresión del hormigón es inferior a 3,5 por 1.000 (vigas subarmadas).

Dominio 3: El eje neutro está dentro de la sección. Las rectas de deformación giran alrededor del punto B correspondiente a un máximo acortamiento del hormigón igual a 3,5 por 1.000 . El alargamiento de la armadura traccionada está comprendida entre 10‰ y  $\epsilon_y$ , siendo  $\epsilon_y$  la deformación correspondiente al límite elástico del acero (vigas normalmente armadas).

Dominio 4: Las rectas de deformación continúan girando alrededor del punto B. El eje neutro se encuentra dentro de la sección. El alargamiento de la armadura está comprendido entre  $\epsilon_y$  y 0 (vigas superarmadas).

Dominio 4a: Toda la armadura se encuentra comprimida y una parte de la sección del hormigón se encuentra traccionada. Las rectas de deformación continúan girando alrededor del punto

B.

Dominio 5: Este dominio se caracteriza por un acortamiento del hormigón comprimido, variando de  $3,5\text{‰}$  a  $2\text{‰}$ . Todas las rectas de deformación pasan por un punto C interior a la sección. El eje neutro está fuera de la sección, y la sección está enteramente comprimida.

b) Diagrama tensión deformación del hormigón

La resistencia a la tracción del hormigón es despreciable.

El diagrama utilizado es el "Diagrama parábola rectángulo", adoptado por el CEB - FIP y propuesto por el profesor Rüschi (Fig. 4.2).

Este diagrama está formado por una parábola de segundo grado pasando por el origen y un segmento rectilíneo. El vértice de la parábola se encuentra en la ordenada  $2\text{‰}$ , continuando con segmento rectilíneo hasta la ordenada  $3,5\text{‰}$ .

La abscisa máxima es  $0,85f_{cd} = 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ , donde  $f_{ck}$  es el valor característico de la resistencia a la compresión del hormigón.

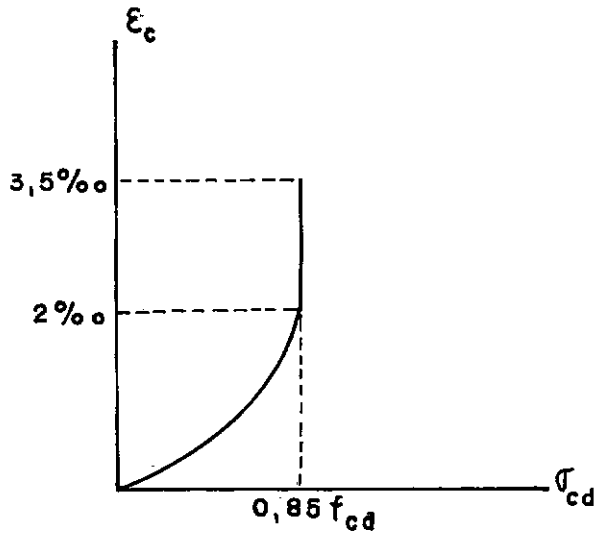


Fig. 4.2 - Diagrama de cálculo parábola rectángulo

c) Diagrama tensión deformación del acero

Para los aceros de dureza natural se admite un diagrama bi rectilíneo, formado por la recta de Hooke y un segmento horizontal cuya ordenada corresponde a su resistencia de cálculo,  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ , donde  $f_{yk}$  es el valor característico del límite aparente de elasticidad.

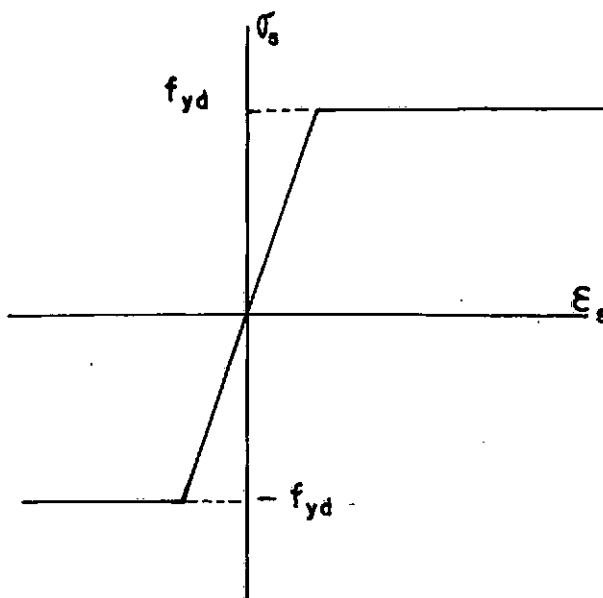


Fig. 4.3 - Diagrama de cálculo de los aceros naturales

## 4.1.2 - Formulas Utilizadas

Para que exista flexión simple el eje neutro debe caer en la sección útil, es decir  $0 < \chi < d$ . Por lo tanto según lo dicho anteriormente, las rectas de deformación tienen que situarse en los dominios 2, 3 y 4.

Dominio 2: Por lo dicho anteriormente tenemos que en este estado la rotura se alcanza por exceso de deformación plástica del acero.

Podremos determinar entonces la máxima profundidad del eje neutro para este dominio. Así tenemos:

$$\frac{0,0035}{\chi} = \frac{0,010}{d-\chi} \quad \therefore \chi_{lim} = 0,259d$$

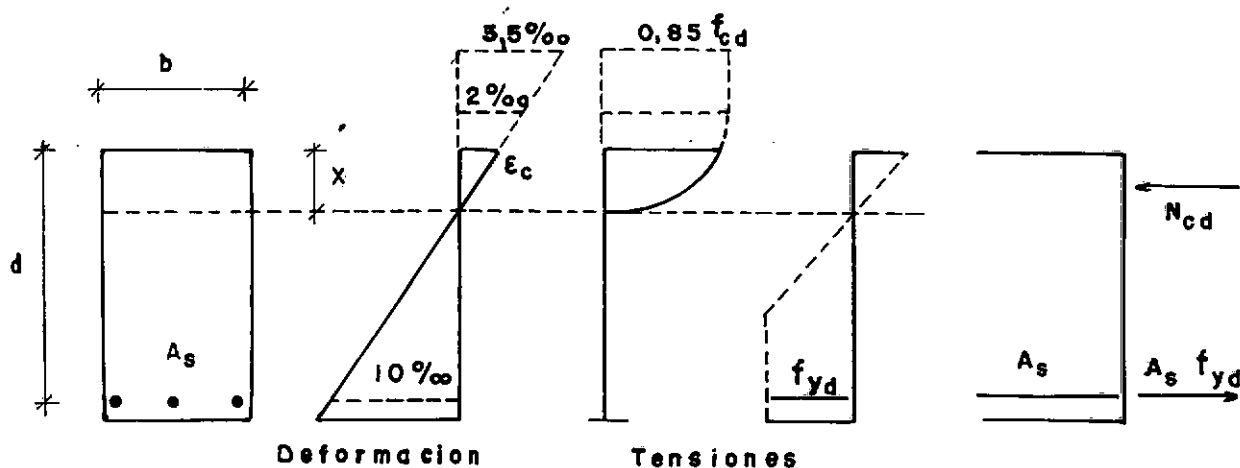


Fig. 4.4 - Diagrama en el dominio 2

Tendremos entonces que la profundidad del eje neutro es tā comprendido entre  $0 < \chi < 0,259d$  y las ecuaciones de equili-  
brio serán:

$$N_u = 0,85 \cdot b \cdot \chi \cdot f_{cd} \cdot \alpha - A_s f_{yd} = 0 \quad (1)$$

$$M_u = 0,85 \cdot b \cdot \chi \cdot f_{cd} \cdot \alpha \cdot (d - \xi' \cdot \chi) \quad (2)$$

Los valores de  $\alpha$  y  $\xi'$  varían en función de la profundi-  
dad de la línea neutra y se encuentra tabulado en las recomendacio-  
nes del CEB - FIP (Nº 82) en función de  $\xi = \frac{\chi}{d}$ .

De la ecuación (1) tenemos:

$$\frac{\chi}{d} = \frac{w}{0,85\alpha} \quad (3)$$

donde

$$w = \frac{A_s \frac{f_{yk}}{\gamma_s}}{bd \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \quad (4)$$

de las ecuaciones (2) y (3) tenemos

$$m_u = w \left( 1 - \xi' \frac{\chi}{d} \right) \quad (5)$$

donde

$$n_u = \frac{M_u}{bd^2 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \quad (6)$$

Dominio 3: En este dominio la rotura se alcanza al mismo tiempo  
por haber alcanzado el acero el límite elástico,

$(0,010 \gg \epsilon_s \gg \epsilon_y)$  como por aplastamiento del hormigón ( $\epsilon_c = 0,0035$ ).



La profundidad máxima de la línea neutra se encuentra a  $0,259d < x < x_{lim}$  donde

$$x_{lim} = \frac{d}{1 + 13,6 \times 10^{-4} f_{yd}} \quad (f_{yd} \text{ en N/mm}^2)$$

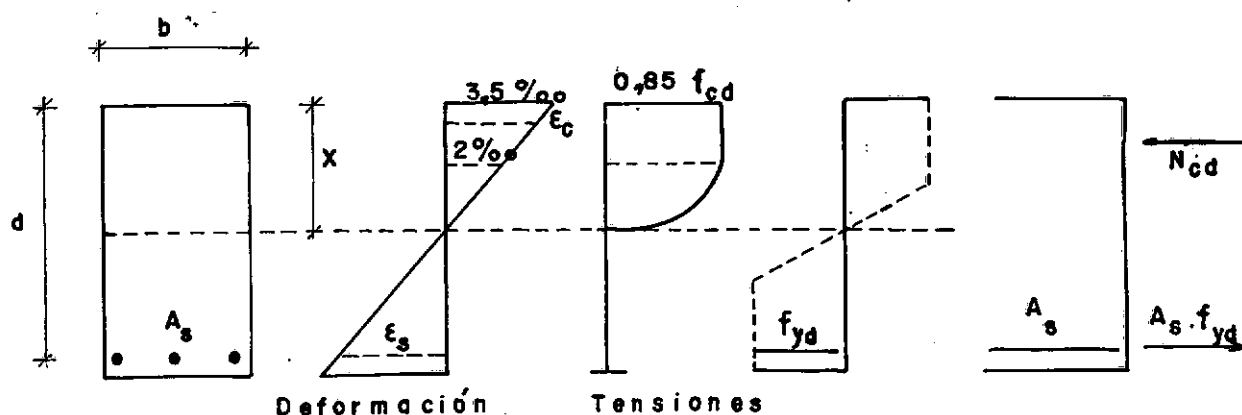


Fig. 4.5 - Diagramas en el dominio 3

Las ecuaciones de equilibrio son:

$$N_u = 0,6881 \, b \cdot x \cdot f_{cd} - A_s f_{yd} = 0 \quad (7)$$

$$M_u = 0,6881 \, b \cdot x \cdot f_{cd} (d - 0,416 \cdot x) \quad (8)$$

Los valores 0,6881 y 0,416 son tirados del área del rectángulo y de la parábola del diagrama tensión deformación del hormigón.

De la ecuación (7) tenemos:

$$\frac{x}{d} = \frac{w}{0,85 \times 0,810} \quad (9)$$

De las ecuaciones (8) y (9) tenemos:

$$M_u = w \left[ 1 - \frac{0,416w}{0,85 \times 0,810} \right] \quad (10)$$

donde  $w$  y  $M_u$  están dados por las ecuaciones (4) y (6)

Dominio 4: En este estado la rotura, llamada rotura frágil, se alcanza por aplastamiento del hormigón ( $\epsilon_c = 0,0035$ ). La profundidad del eje neutro varia entre  $x_{lim} < x < d$ . La deformación del acero está comprendida entre  $\epsilon_y \geq \epsilon_s \geq 0$ . Su tensión será quitada del diagrama tensión deformación.

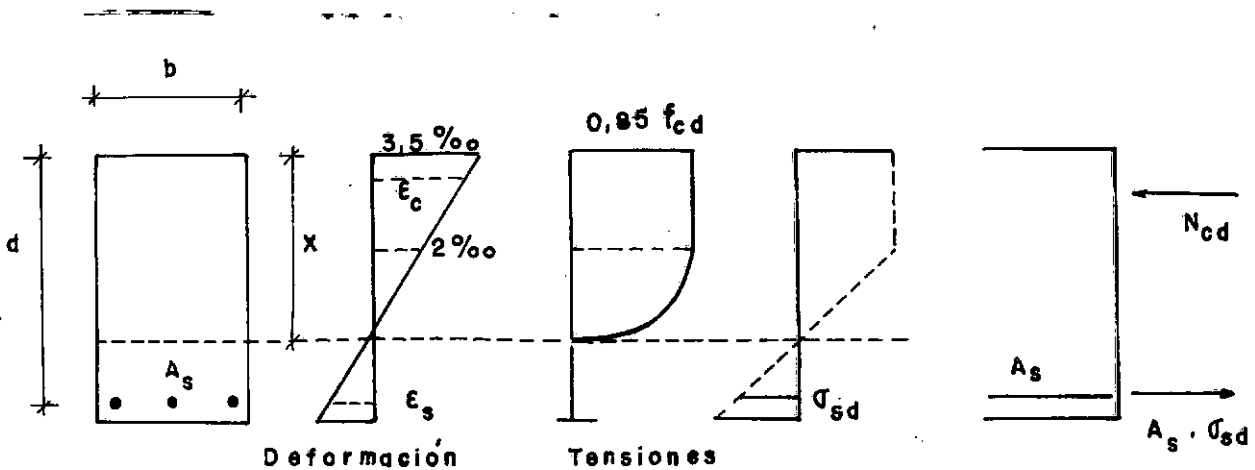


Fig. 4.6 - Diagramas en el dominio 4

Las ecuaciones de equilibrio serán:

$$N_u = 0,6881 \, b \cdot x \cdot f_{cd} - A_s \cdot \sigma_{sd} = 0 \quad (11)$$

$$M_u = 0,6881 \, b \cdot x \cdot f_{cd} (d - 0,416x) \quad (12)$$

El valor de  $\sigma_{sd}$  será calculado a travéz de:

$$\sigma_{sd} = 0,0035 E_s \frac{d - \chi}{\chi} \quad (13)$$

De la ecuación (11) con la ecuación (13) tenemos:

$$\begin{aligned} 0,85 \times 0,810 \left(\frac{\chi}{d}\right)^2 + 0,035 \frac{\frac{w E_s}{f_{yd}} \left(\frac{\chi}{d}\right)}{\sigma_s} - \\ - 0,035 \frac{\frac{w E_s}{f_{yk}}}{\sigma_s} = 0 \end{aligned} \quad (14)$$

De la ecuación (12) tenemos:

$$M_u = 0,85 \times 0,810 \left(\frac{\chi}{d}\right) \left(1 - 0,416 \frac{\chi}{d}\right) \quad (15)$$

Donde  $M_u$  y  $w$  estan dados por las ecuaciones (4) y (6).

#### 4.1.3 - Determinación del Momento Flector Último

Teniamos predefinida la sección  $b \times h$  del hormigón, y tambien la cantidad de acero de cada viga. Precisabamos determinar el Momento Flector último de cada viga.

Para esto fueron calculadas las curvas adimensionales que se presentan en la Fig. 4.7, en la cual se establece la relación entre

$$M_u = \frac{M_u}{bd^2 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}}$$

y el porcentaje mecánico

$$w = \frac{A_s \frac{f_{yk}}{\gamma_s}}{bd \frac{f_{ck}}{\gamma_c}}$$

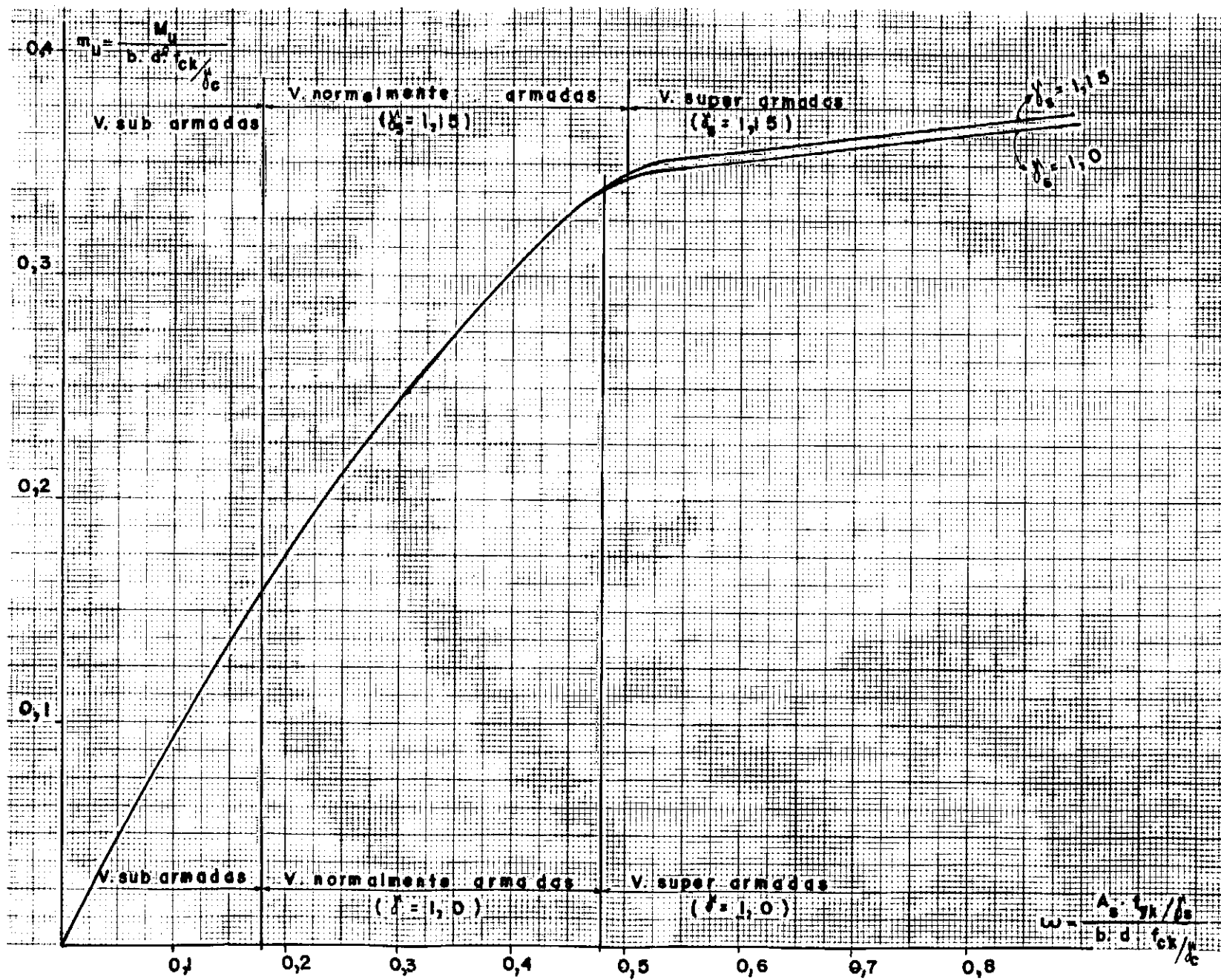
Para las vigas sub y normalmente armadas, esta curva tiene la ventaja de ser independiente de la resistencia del hormigón y del acero, las cuales variaban de valor para cada viga.

Para las vigas superarmadas esta curva depende de  $\frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ .  
 Fué adoptado  $f_{yk} = f_{ym}$  de las vigas superarmadas (tab 3.1) y  
 fueron calculadas dos curvas: una con  $\gamma_s = 1,0$  y otra con  $\gamma_s = 1,15$ .

Para las vigas superarmadas fueron utilizadas las ecuaciones (3) y (5). El valor  $(\frac{x}{d})$  fué determinado por la ecuación (3) por tentativa.

Para la viga normalmente armada fué utilizada la ecuación (10).

Para las vigas superarmadas fueron utilizadas las ecuaciones (14) y (15).



El valor  $\left(\frac{\chi}{d}\right)$  fué determinado por la ecuación (14) de segundo grado.

En el cuadro 5.1 que se presenta en el próximo capítulo están indicados los momentos últimos, determinados a través de las curvas referidas anteriormente.

#### 4.2 - FLECHAS

Fué utilizada la fórmula dada por el CEB para su posterior comparación con los resultados obtenidos de los ensayos:

$$f = B.z^2 \left[ \frac{M_I}{E_c I_I} + \frac{4}{3} \frac{M_{II}}{E_s . A . z (d - \chi)} \right]$$

donde:  $B$  = coeficiente que depende de la forma geométrica del comportamiento estático y del modo de cargamento de la estructura. Para nuestro caso particular  $B = 0,0983$ .

$z$  = vano de la viga.

$M_I$  = momento de fisuración en flexión simple

$$M_I = W_I \cdot \frac{f_{ct}}{0.6} \quad \text{donde } W_I = \text{módulo resistente} = \frac{bh^2}{6}$$

$E_c$  = módulo de elasticidad del hormigón

$E_s$  = módulo de elasticidad del acero

$I_I$  = momento de inercia en el estado I =  $\frac{bh^3}{12}$

$A$  = area total de acero trabajando a la tracción

$z$  = distancia entre la resultante de la fuerza de com

presión y las fuerzas de tracción en el estado II

$$z = d - \frac{\chi}{3}$$

$\chi$  = distancia de la fibra mas comprimida a la línea neutra, en el estado II

$$\chi = d \cdot n \cdot w_0 \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2}{n \cdot w_0}} \right)$$

donde  $d$  = es la altura útil de la viga

$n$  = relación entre los módulos del acero y  
el hormigón =  $\frac{E_s}{E_c}$

$w_0$  = porcentaje geométrico de armadura

$M$  = momento total  $\therefore$

$$M_{II} = M - M_I$$

## CAPITULO V

### PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

#### 5.1 - MOMENTOS FLECTORES ÚLTIMOS

Los valores de los momentos flectores últimos observados están representados en la Fig. 5.1 juntamente con la curva teórica determinada en el capítulo anterior, para  $\gamma_s = 1,0$ . Como en nuestro caso, el tiempo de ensayo era de 120 minutos, hemos considerado el valor 0,85, efecto Rüschi. Esto teniendo en cuenta que en el Diagrama tensión-deformación del hormigón, presentado en la Fig. 22 de los complementos del CEB - FIP (Nº 74), para un tiempo de aplicación de carga de 100 minutos el efecto Rüschi es considerable.

Vemos que los valores observados indican un comportamiento semejante al indicado por la teoría del CEB - FIP.

La mayor discrepancia se presenta en la viga  $V_3-1$ , hecho analizado en el ítem 5.2.

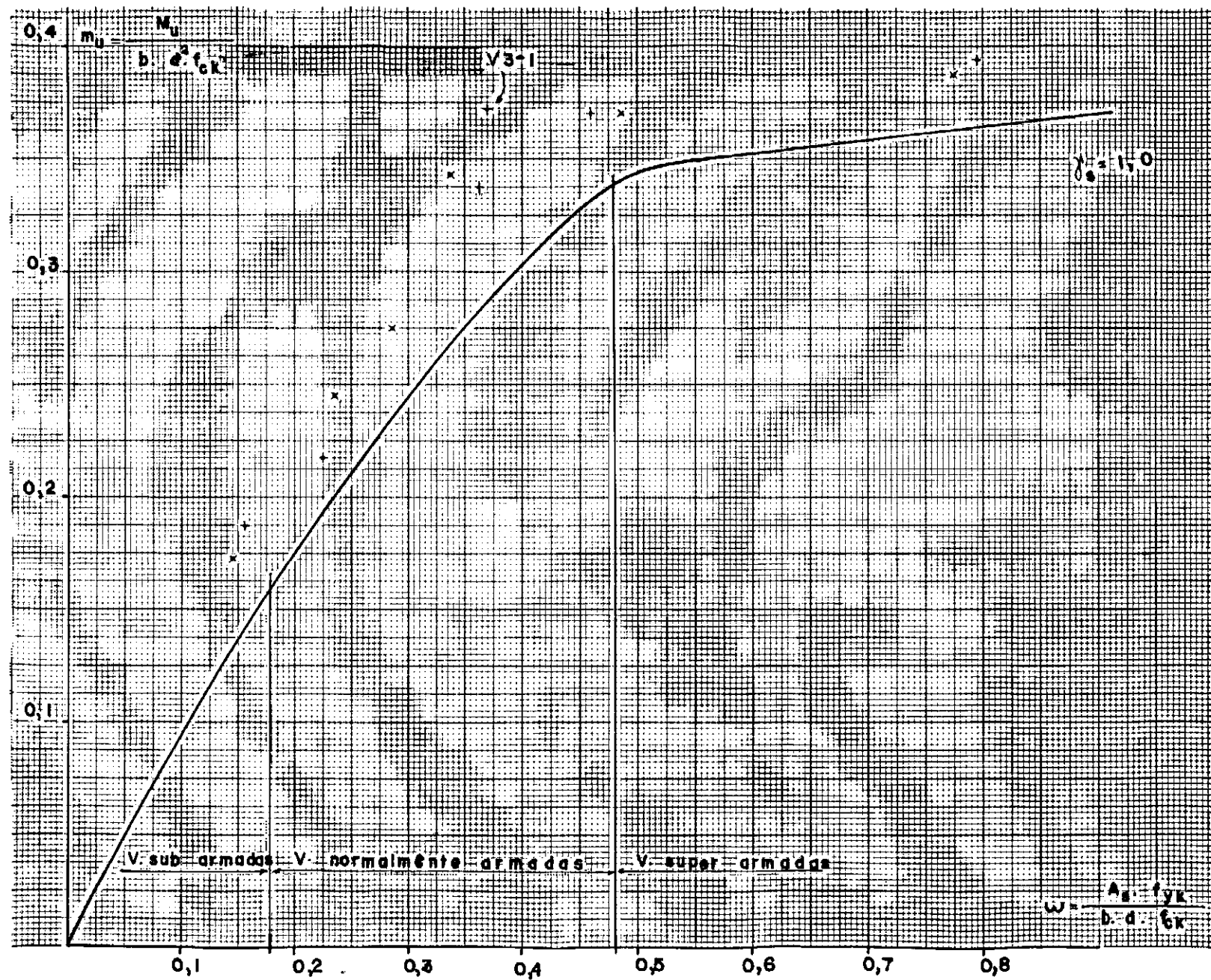
En el cuadro 5.1 se hace una comparación entre los momentos últimos observados y los momentos calculados con auxilio de las curvas teóricas determinadas en el capítulo anterior.



La columna correspondiente a  $\gamma_c = 1,0$  ,  $\gamma_s = 1,0$  co  
rresponde a los momentos flectores últimos calculados sin minora  
ción de las resistencias de los materiales.

Las columnas correspondientes a  $\gamma_c=1,5$  ,  $\gamma_s=1,15$  co  
rresponden a los momentos flectores últimos calculados conside  
rando las minoraciones de resistencia recomendadas por el CEB-  
FIP (valor de cálculo del momento flector último).

Fig. 5.1 - Momentos flectores últimos calculados y observados



CUADRO 5.1 - Momentos Flectores Últimos Calculados y Observados

T I P O	VIGA	MOMENTOS OBSERVADOS KNm	VALORES CALCULADOS					
			$\gamma_C=1,0$		$\gamma_S=1,0$	$\gamma_C=1,5$		$\gamma_S=1,15$
			w	$M_u$ (KNm)	Mobs/ $M_u$	w	$M_u$ (KNm)	Mobs/ $M_u$
SUBARMADA	$V_1 - 1$	44,0(41,0)	0,155	32,7	1,35(1,25)	0,202	27,24	1,61(1,51)
"	$V_1 - 2$	44,0(41,0)	0,143	32,9	1,34(1,25)	0,186	27,54	1,60(1,49)
NORMALMENTE	$V_2 - 1$	55,0	0,225	49,2	1,12	0,293	40,55	1,36
ARMADA	$V_2 - 2$	62,0	0,235	50,7	1,22	0,306	41,73	1,48
"	$V_3 - 1$	95,0	0,370	72,9	1,30	0,482	57,79	1,64
"	$V_3 - 2$	70,0	0,287	59,6	1,17	0,374	48,49	1,44
"	$V_4 - 1$	90,0	0,364	74,8	1,20	0,475	61,83	1,45
"	$V_4 - 2$	95,0	0,339	76,6	1,24	0,442	59,90	1,59
"	$V_5 - 1$	95,0	0,460	83,4	1,14	0,600	59,83	1,59
"	$V_5 - 2$	95,0	0,485	86,4	1,10	0,632	61,05	1,56
SUPERARMADA	$V_6 - 1$	100,0	0,795	91,7	1,09	1,073	64,20	1,56
	$V_6 - 2$	100,0	0,773	93,4	1,07	1,088	65,37	1,53

## 5.2 - DEFORMACIONES EN EL ACERO Y EL HORMIGÓN

En los gráficos 5.2.1 ... 5.2.12 tenemos la deformación del acero y en los gráficos 5.2.13 ... 5.2.24 la deformación del hormigón en la cara superior de la viga.

Los valores del alargamiento en el acero y el acortamiento del hormigón en el momento de la rotura no pudieron ser medidos. Esto es debido al hecho de no disponer de aparatos de registro continuo.

En las comparaciones que se presentan en el cuadro 4.1 entre los momentos flectores últimos observados y los calculados, vemos que las mayores discrepancias se observan para las vigas subarmadas  $V_1.1$  y  $V_1.2$  y para la viga  $V_3.1$ .

En el caso de las vigas subarmadas vemos, en la Fig. 5.2.1 y 5.2.2, que el momento flector último observado se produce cuando la deformación del acero ya pasó del  $10^0/_{00}$ , valor en el cual se produce la rotura según las recomendaciones del CEB-FIP. Para  $10^0/_{00}$  este momento sería de 41 KN.m, menor que el observado en la rotura con lo cual nos acercariamos más a los valores teóricos. Para el valor del momento de 41 KN.m, la abertura de fisuras era de aproximadamente 1 mm.

En el cuadro 4.1, los valores correspondientes a una deformación del  $10^0/_{00}$  están entre paréntesis.

Para la viga  $V_3.1$ , en la cual el límite elástico era anormalmente mayor, el diagrama tensión-deformación del acero tendría un patamar sensiblemente inclinado. En el momento de la rotura, del acero está con una deformación plástica en torno de 7% (Fig. 5.25) y la tensión real era portanto bien mayor que el límite elástico. Por esto la teoría no podría ser aplicada, ya que esta considera un patamar horizontal.

En los diagramas momento-deformación del hormigón, vemos que en las vigas subarmadas la deformación aumenta casi linealmente hasta un momento próximo al de rotura, para luego, con un aumento muy pequeño del momento, la deformación aumenta básicamente hasta la rotura. Para una deformación del acero del 10‰, la deformación del hormigón era en torno de 2‰.

Las vigas normalmente armadas y super armadas presentan una curva mas suave aumentando la deformación gradativamente hasta llegar a la rotura. Extrapolando los valores en estos diagramas vemos que la deformación en la rotura varió entre 3‰ y 3,5‰.

### 5.3 - FLECHA

Fueron medidos los desplazamientos en los puntos 1,2, 3,4 y 5 (Fig. 2.2) como ya fué indicado anteriormente los puntos 1 y 5 corresponden a los desplazamientos verticales que se produjeron en los apoyos. Los desplazamientos en los puntos 2,3 y 4

fueron corregidos de los desplazamientos obtenidos en los puntos 1 y 5 para obtener la flecha real en los referidos puntos. Los valores observados están indicados en las Figs. 5.3.1 ... 5.3.12 en los cuales en línea llena se encuentran señalados las flechas teóricas obtenidas con el empleo de las fórmulas del CEB - FIP (item 4.2), considerando los valores medios de la resistencia a tracción del hormigón (Cuadro 3.3).

Observando estos gráficos se verifica que las fórmulas del CEB se aplican con buena aproximación a las vigas estudiadas, hasta las cargas de servicio.

El valor  $M_{serv}$  fué calculado con:

$$\gamma_c = 1,5; \gamma_s = 1,15 \text{ y } \gamma_f = 1,5 \text{ esto es } M_{serv} = \frac{M_u}{\gamma_f}$$

donde  $M_u$  fué determinado en la curva de la Fig. 4.1 ( $\gamma_s = 1,15$ ).

Estos gráficos corresponden a las flechas en los puntos medios de la viga.

#### 5.4 - ROTACIONES

En los gráficos 5.4.1 ... 5.4.12 se presentan los diagramas de Momento-Rotación en los apoyos, siendo esta rotación la media de las rotaciones que tuvimos en los apoyos.

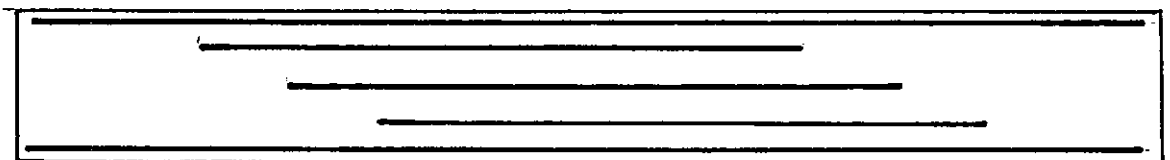
Las rotaciones medidas no fueron comparadas con valores teóricos, limitándose a su presentación.

### 5.5 - FISURACIÓN

En los gráficos de flecha (Figs. 5.3.1 ... 5.3.12) están indicados los momentos en el cual apareció la primera fisura. Se observa que este momento tiene una buena aproximación con el momento  $M_I$  calculado según el CEB-FIP (transición entre el estado I y estado II).

Es de destacar que las fisuras debido al cortante que aparecen a partir de la  $V_{4.1}$  son mayores de un lado de la carga y en posición antisimétrica en cada cara.

Esto se debe a la distribución de las barras dobladas ya que para cubrir el diagrama de momentos, y teniendo todas ellas la misma longitud, eran dislocadas una con respecto a la otra. Esta distribución suele verse en el capítulo II en los detalles de las vigas. Considerando una vista de la cara inferior de la viga las armaduras se verían así:



En el Cuadro 5.2 indicamos la abertura máxima de las fisuras correspondientes al momento de servicio. Vemos que estas aberturas están por bajo el valor máximo establecido por el CEB-FIP.

CUADRO 5.2 - Aberturas de Fisuras

VIGAS	Mom.de Servicio (KN.m)	Abertura de fi- suras (mm)
V <sub>1</sub> -1	18,16	0,08
V <sub>1</sub> -2	18,36	0,10
V <sub>2</sub> -1	27,03	0,08
V <sub>2</sub> -2	27,82	0,10
V <sub>3</sub> -1	28,53	0,08
V <sub>3</sub> -2	32,33	0,10
V <sub>4</sub> -1	41,22	0,10
V <sub>4</sub> -2	39,93	0,10
V <sub>5</sub> -1	39,89	0,08
V <sub>5</sub> -2	40,70	0,05
V <sub>6</sub> -1	42,80	0,08
V <sub>6</sub> -2	43,58	0,08



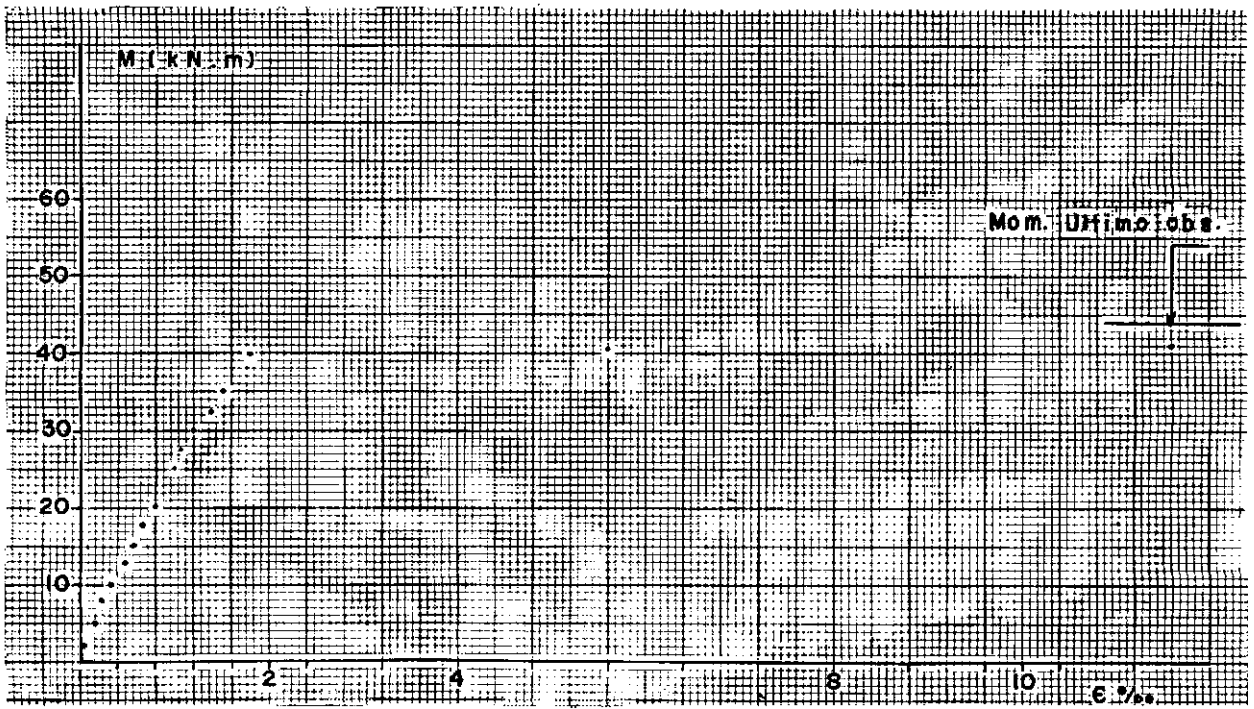


Fig. 5.2.1 - Deformación en el acero V1.1

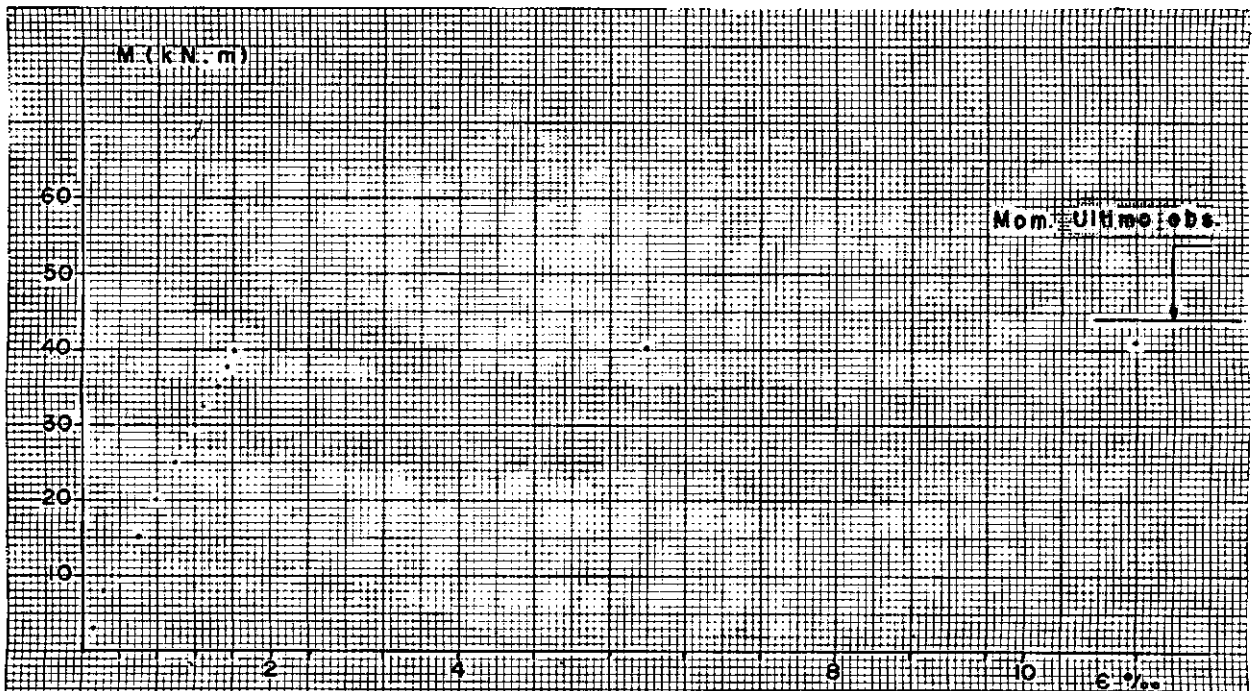


Fig. 5.2.2 - Deformación en el acero V1.2

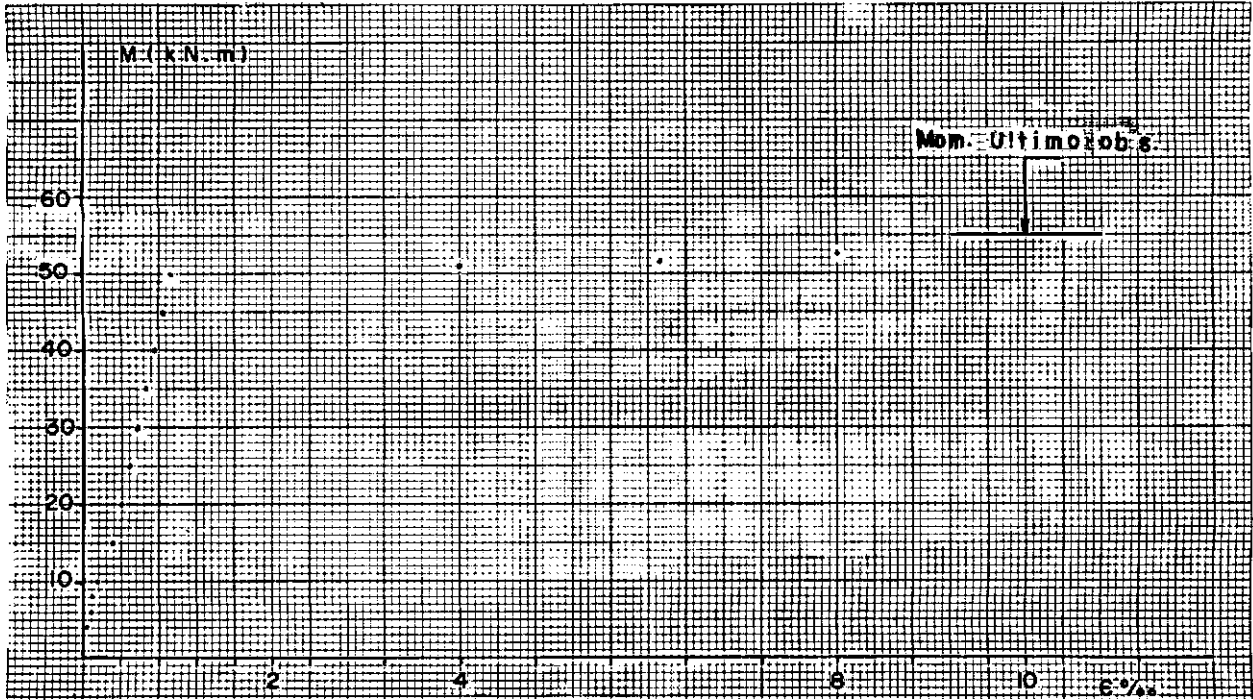


Fig. 5.2.3 - Deformación en el acero V2.1

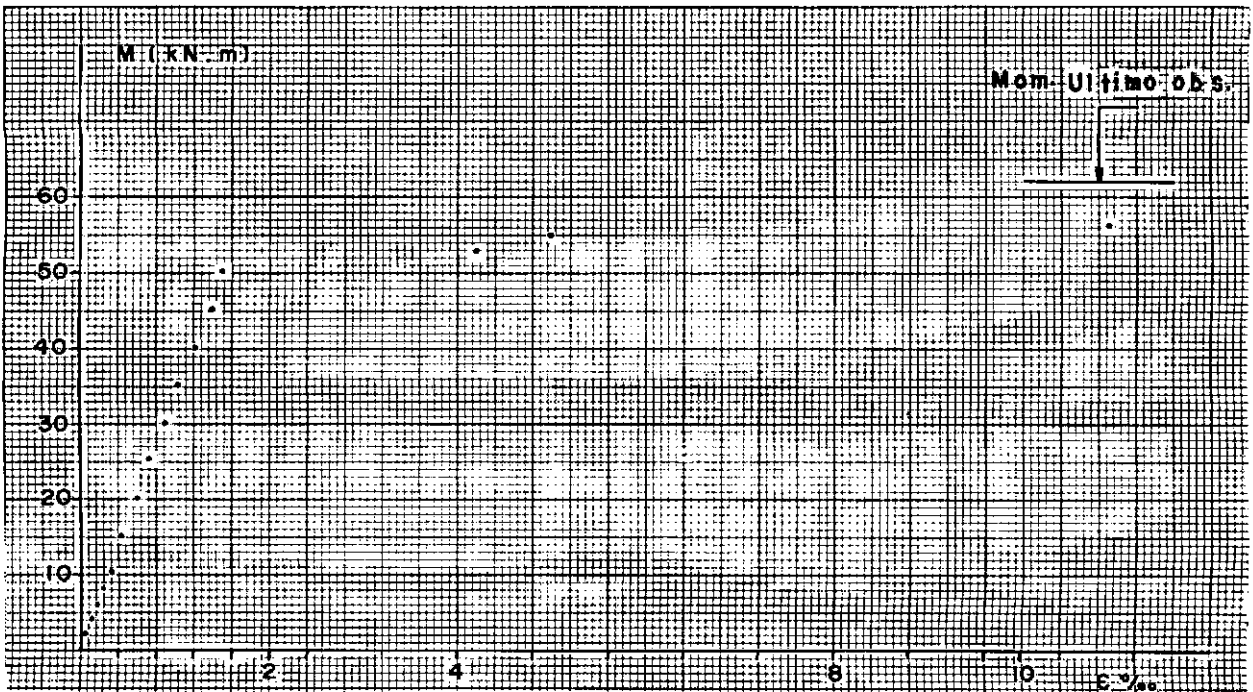


Fig. 5.2.4 - Deformación en el acero V2.2

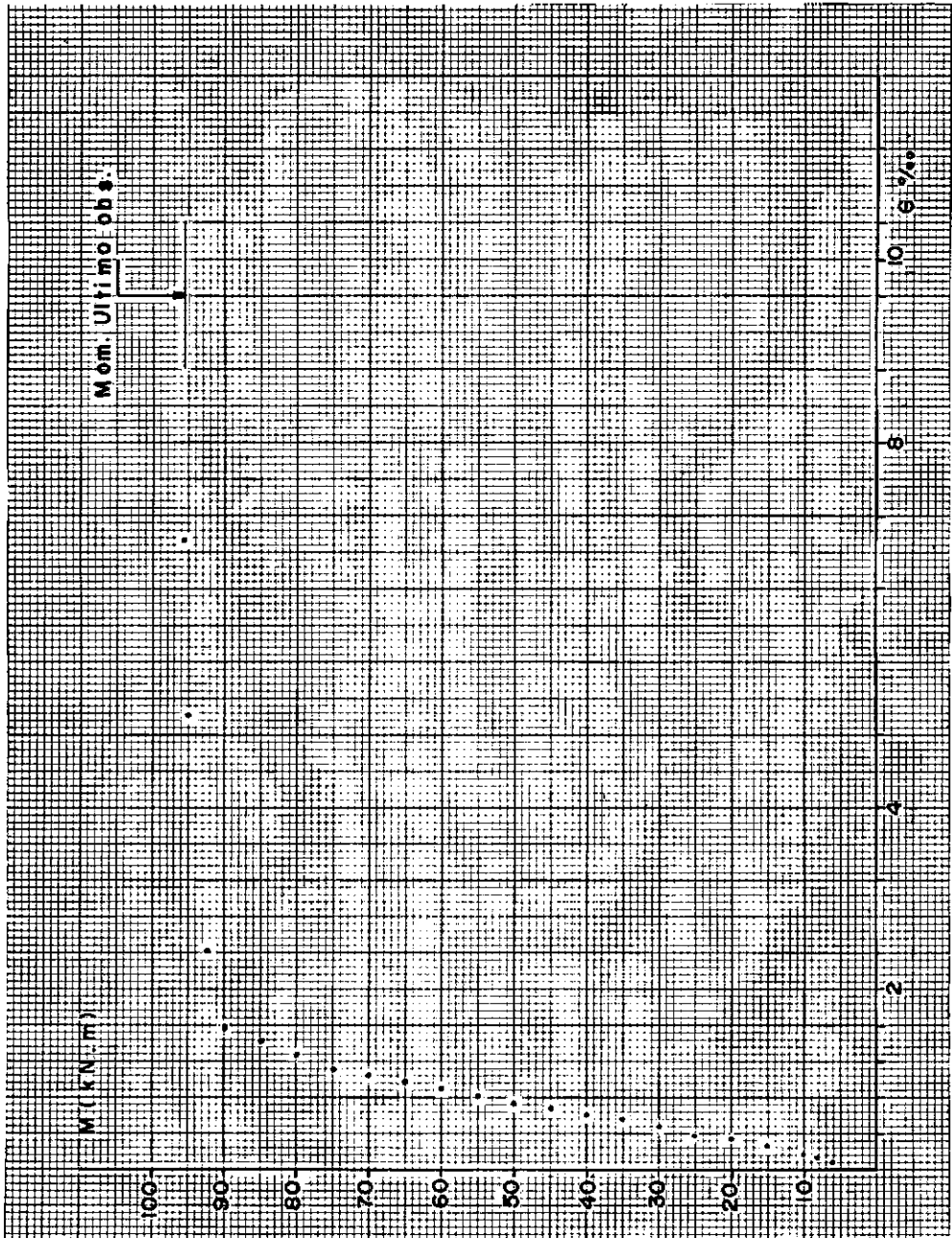


Fig. 5.2.5 - Deformación en el acero  $V_3.1$

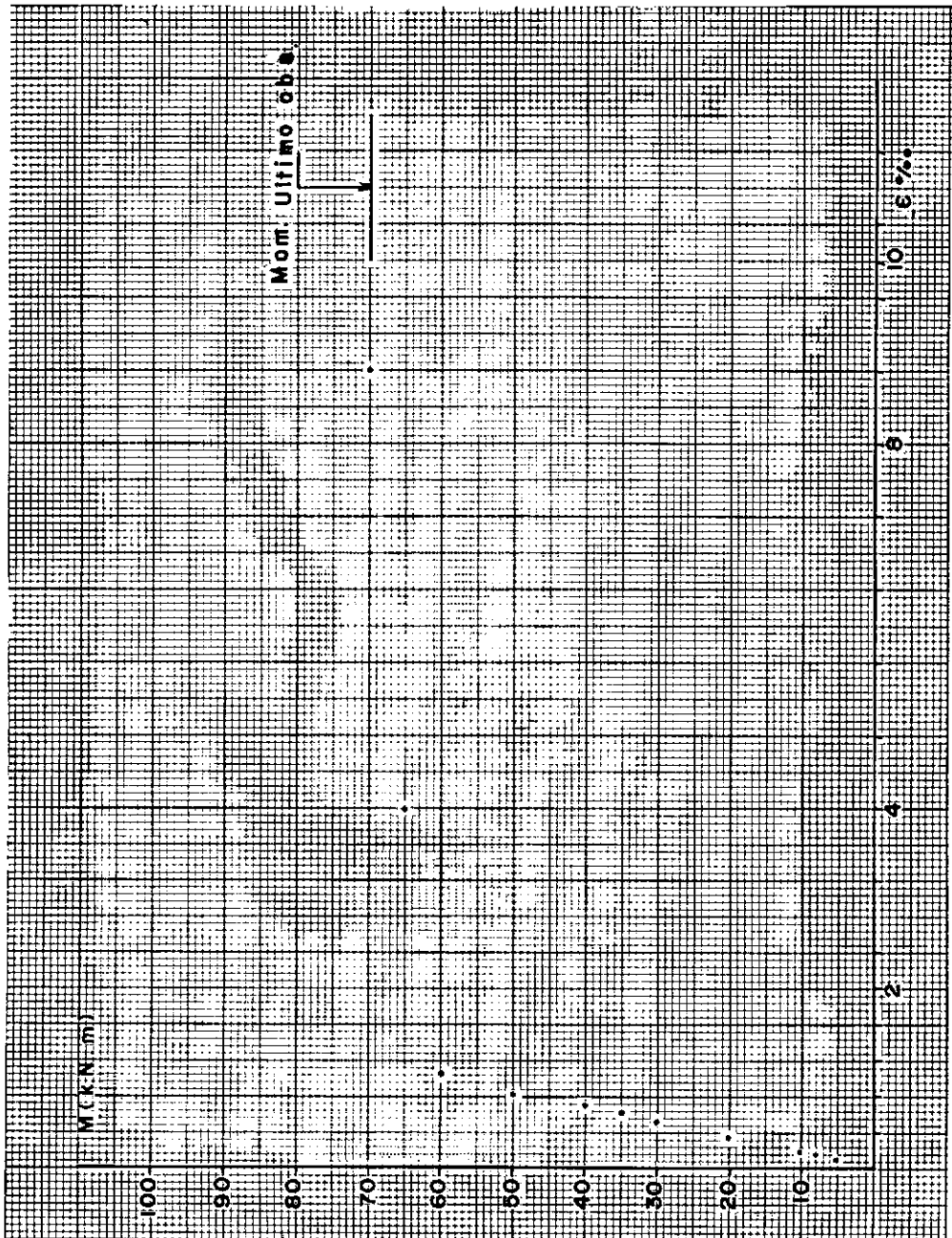


Fig. 5.2.6 - Deformación en el acero  $V_{3.2}$

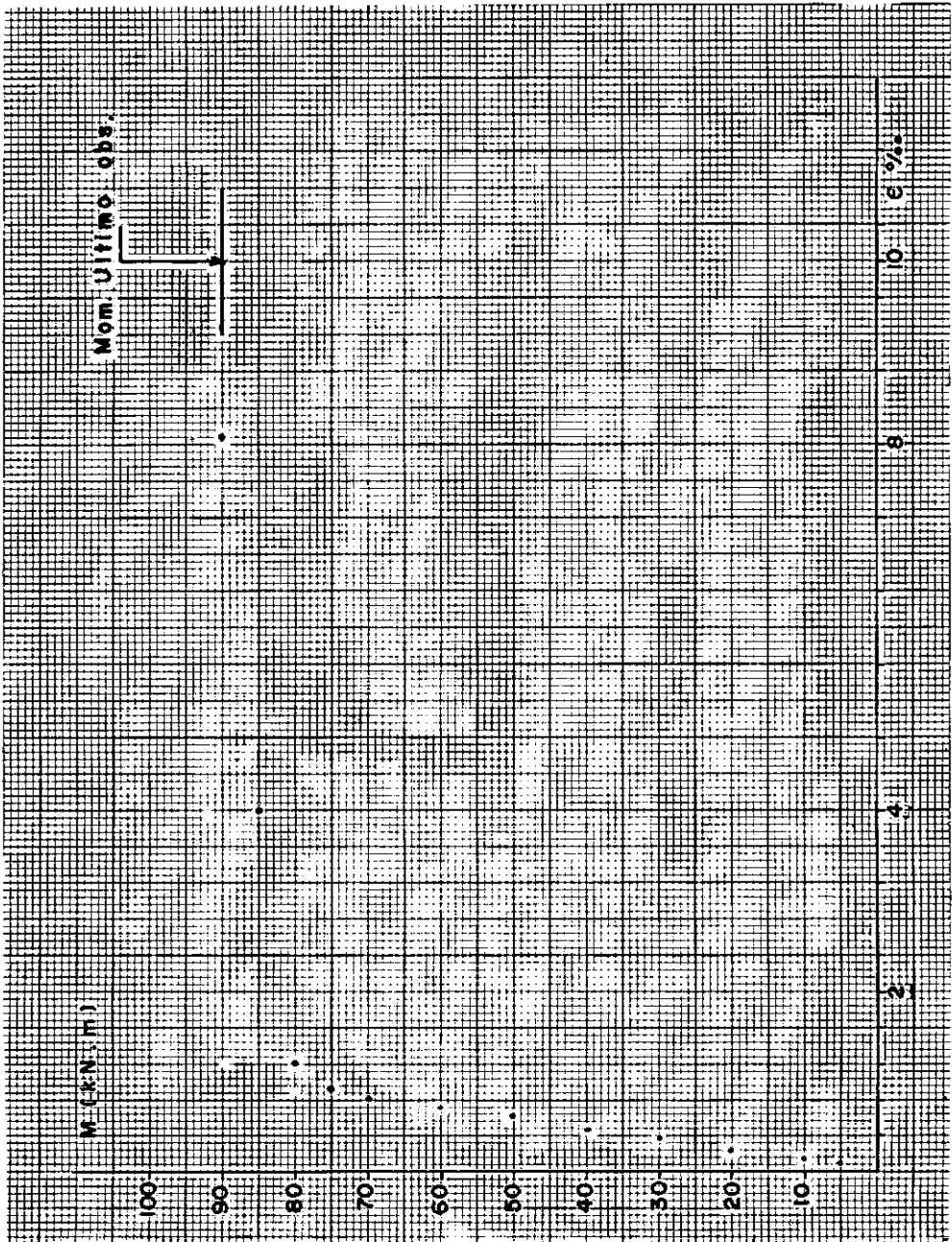


Fig. 5.2.7 - Deformación en el acero V4.1

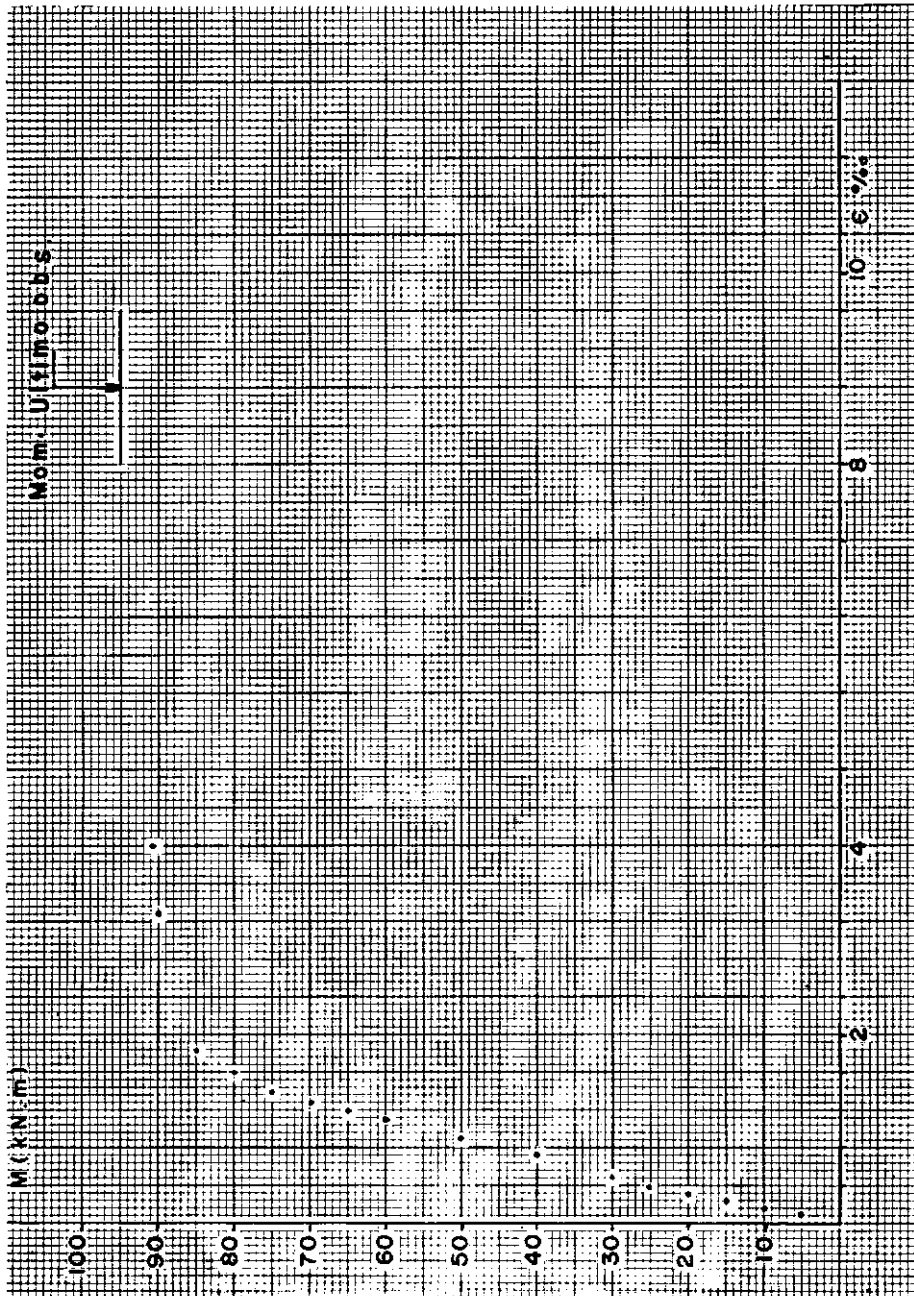


Fig. 5.2.8 - Deformación en el acero V<sub>4.2</sub>



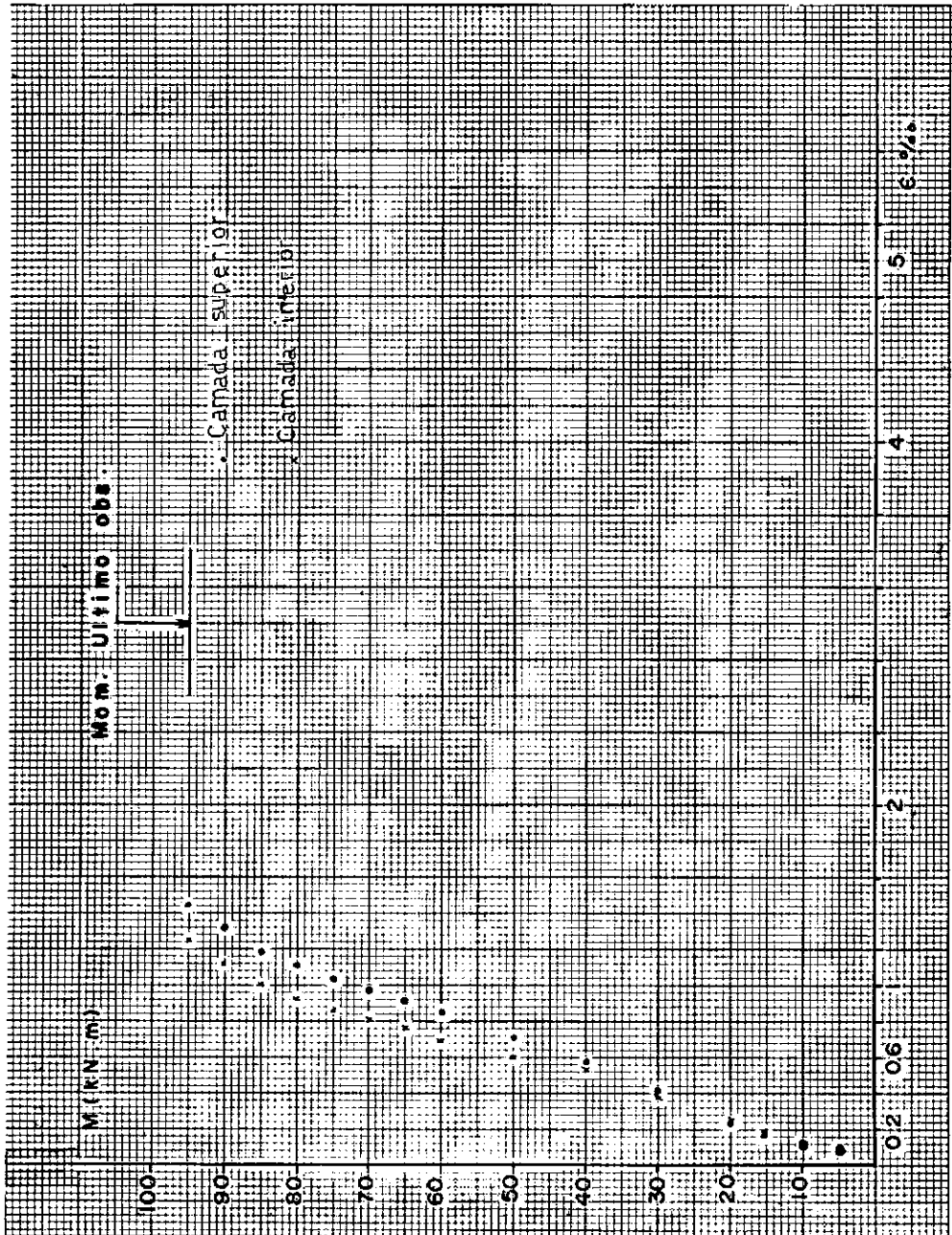


Fig. 5.2.9 - Deformación en el acero V<sub>5.1</sub>

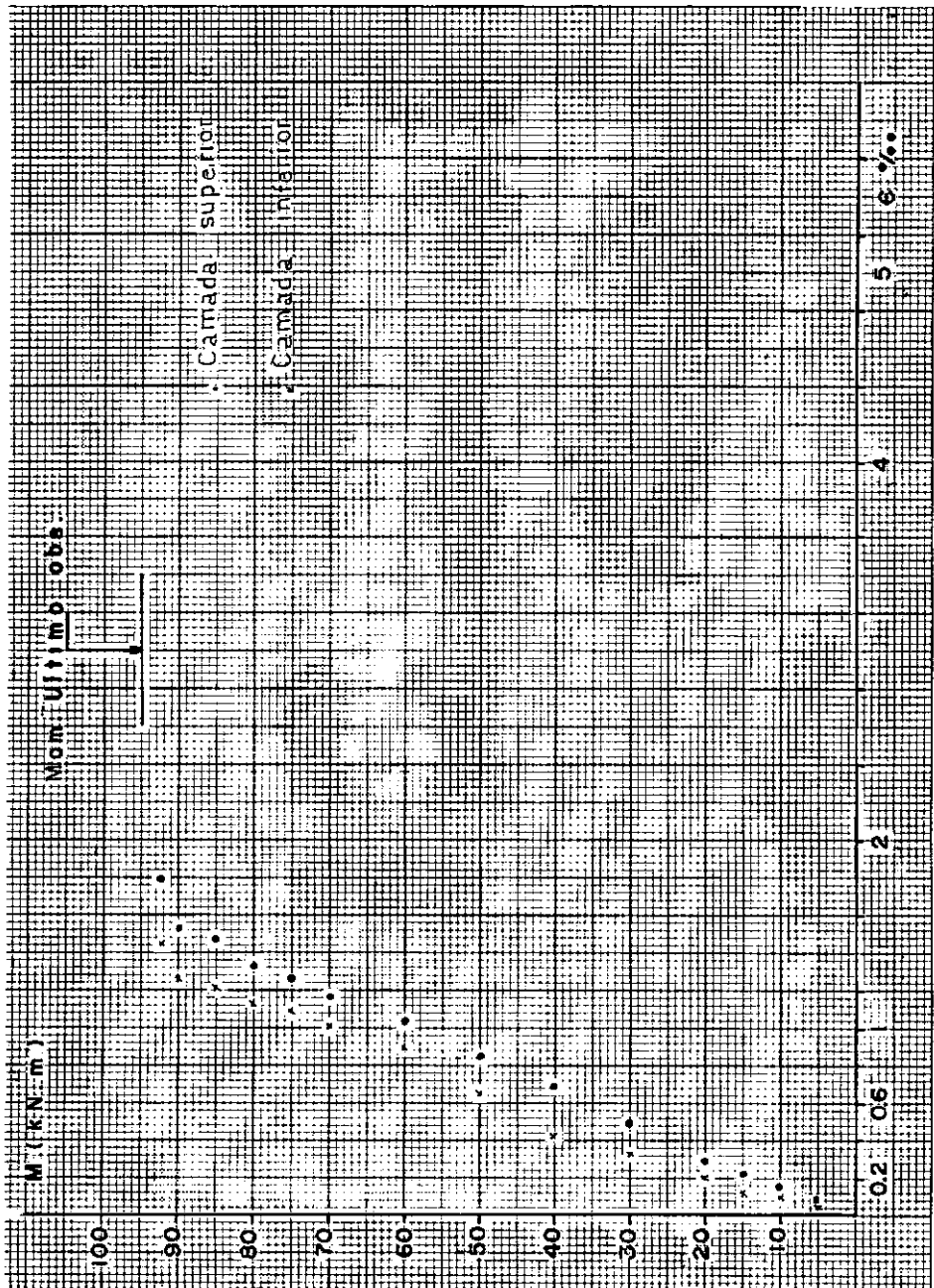


Fig. 5.2.10 - Deformación en el acero V<sub>5.2</sub>



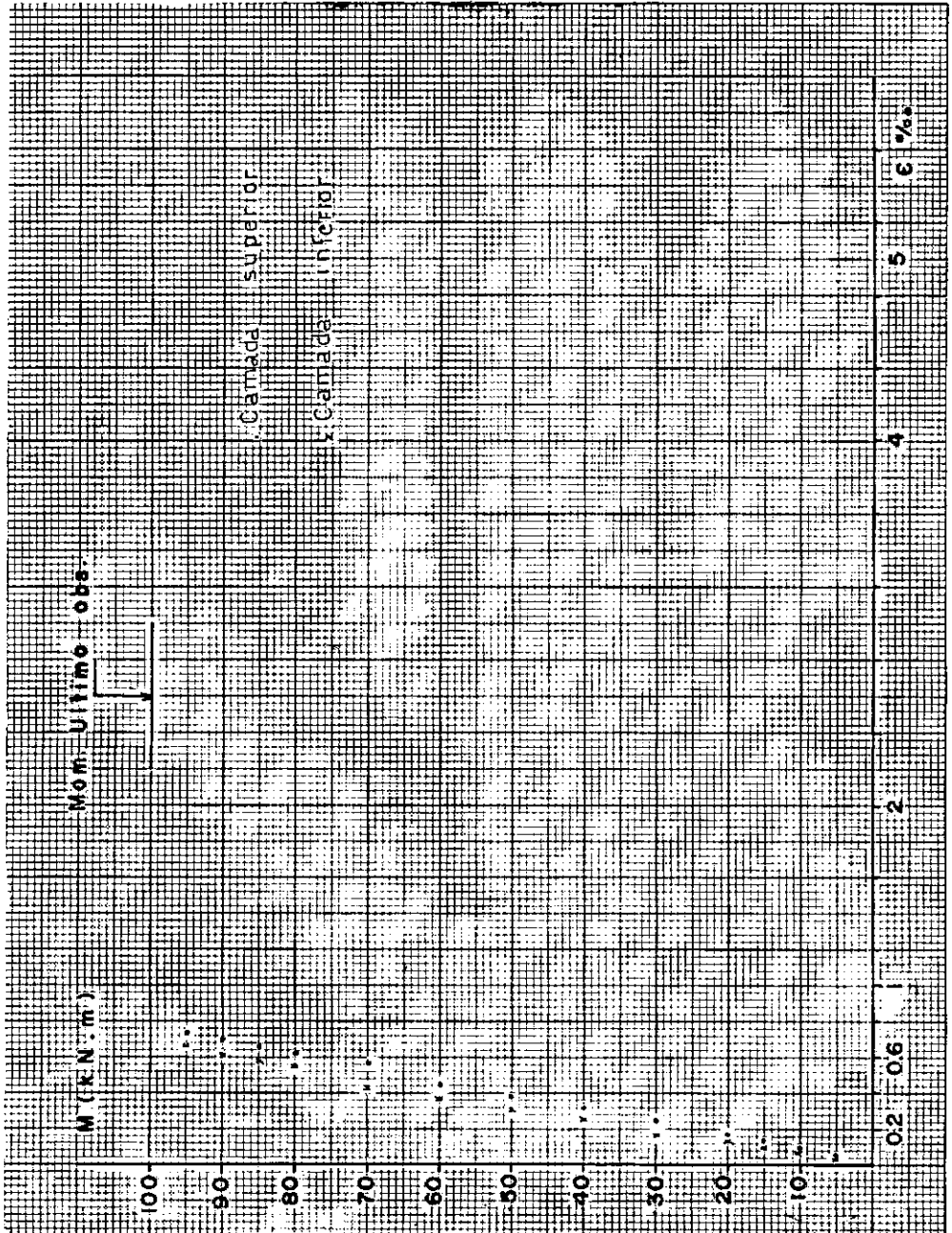


Fig. 5.2.11 - Deformación en el acero  $V_{6.1}$

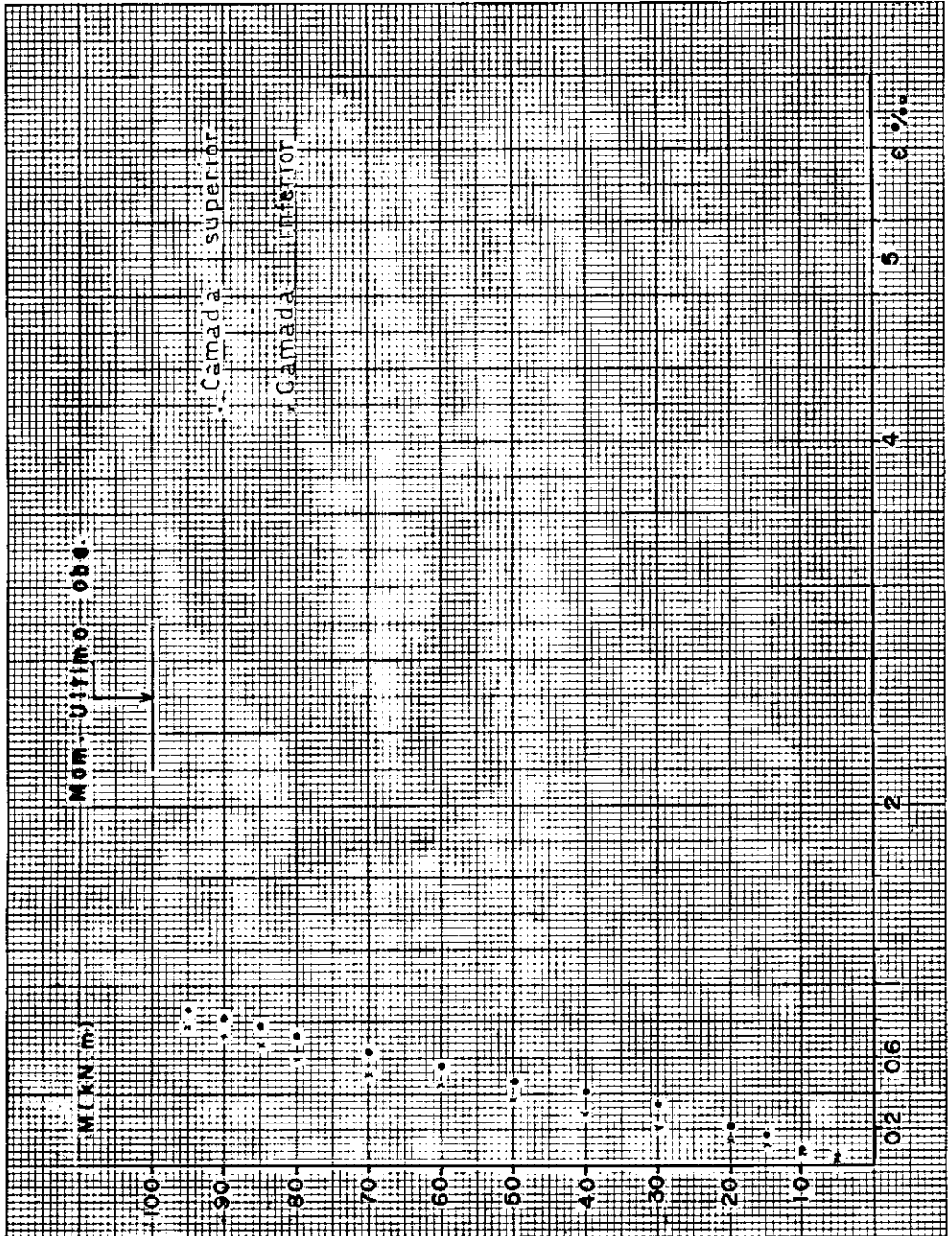


Fig. 5.2.12 - Deformación en el acero V<sub>6.2</sub>

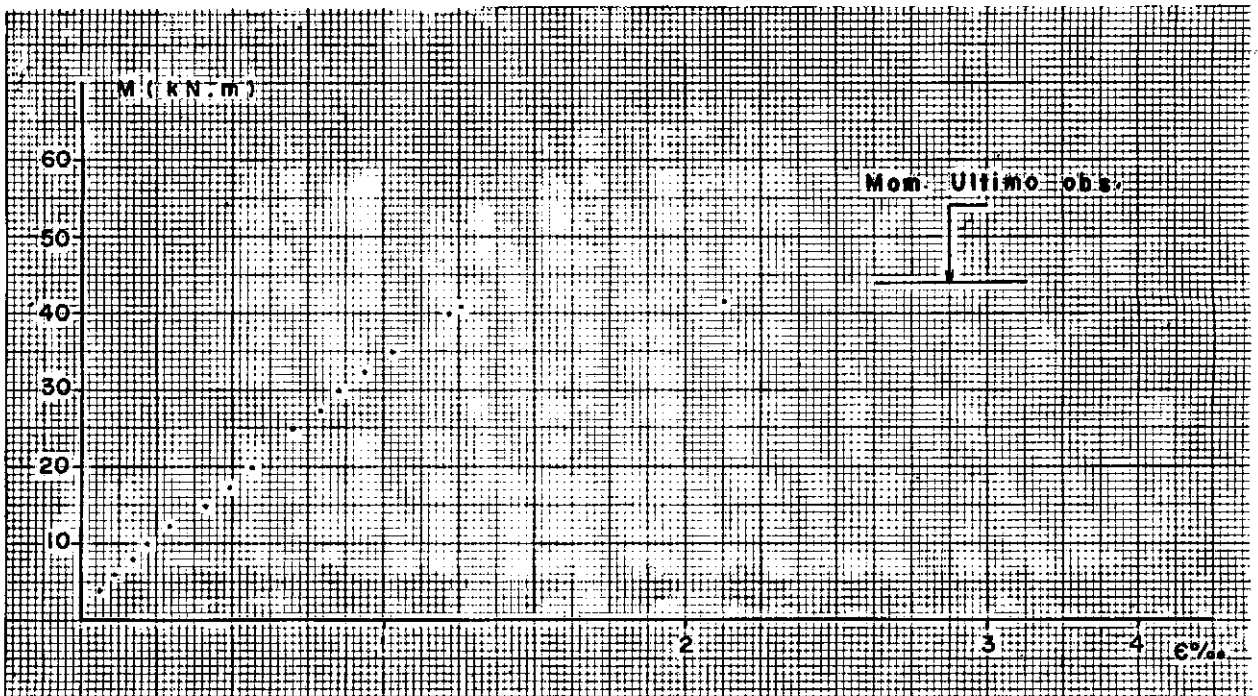


Fig. 5.2.13 - Deformación en el hormigón V1.1

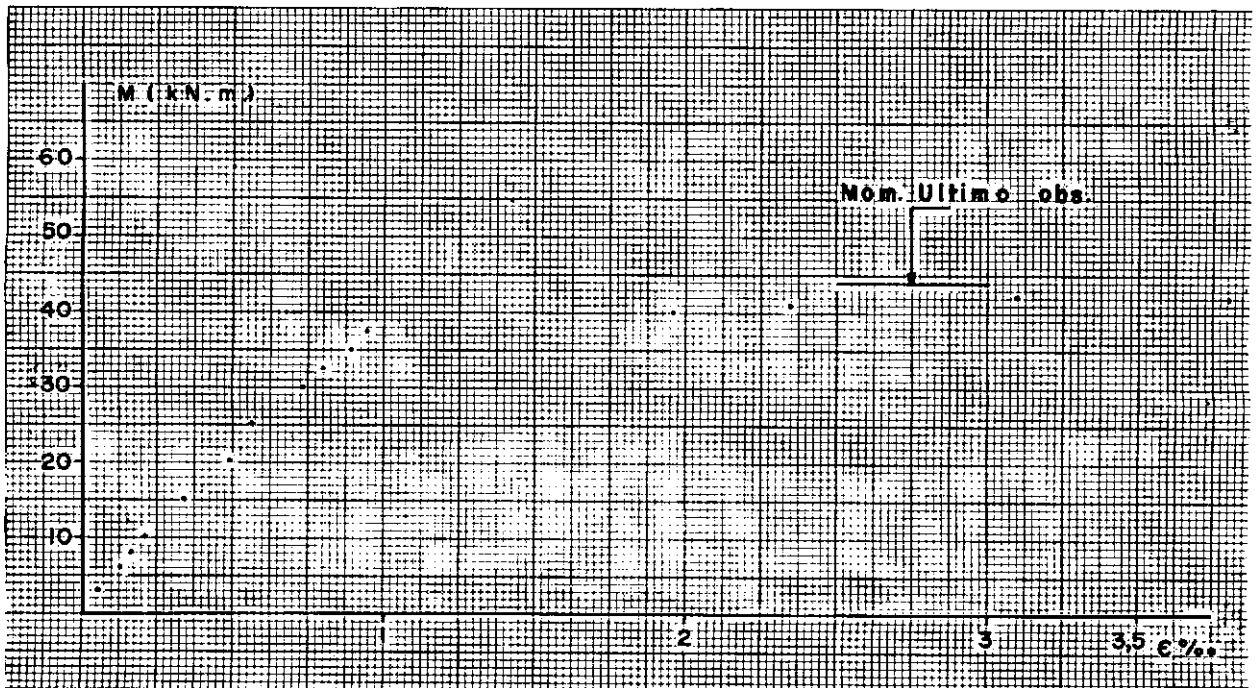


Fig. 5.2.14 - Deformación en el hormigón V1.2

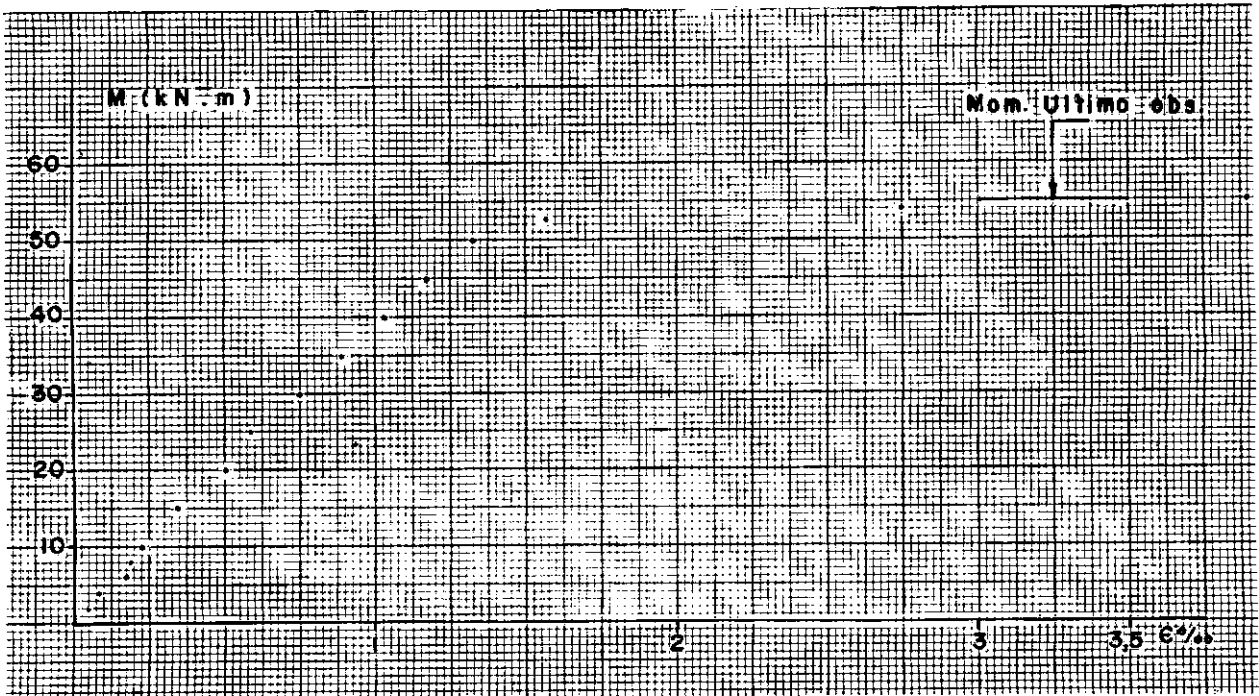


Fig. 5.2.15 - Deformación en el hormigón V2.1

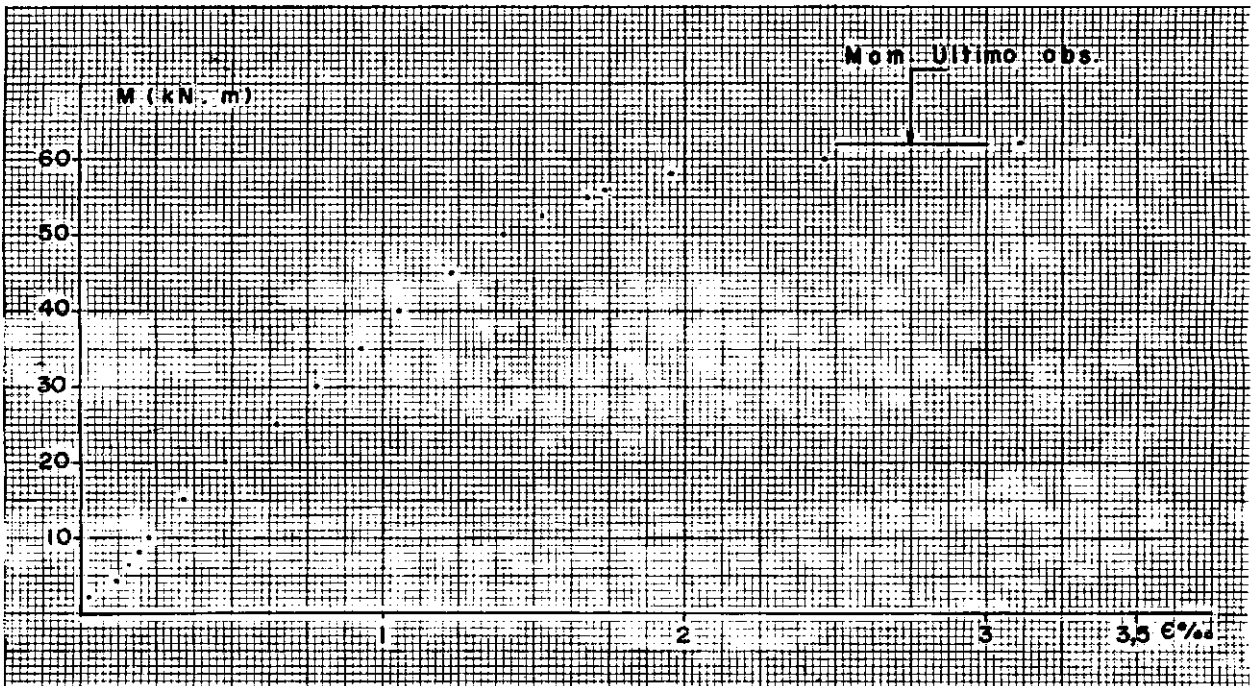


Fig. 5.2.16 - Deformación en el hormigón V2.2

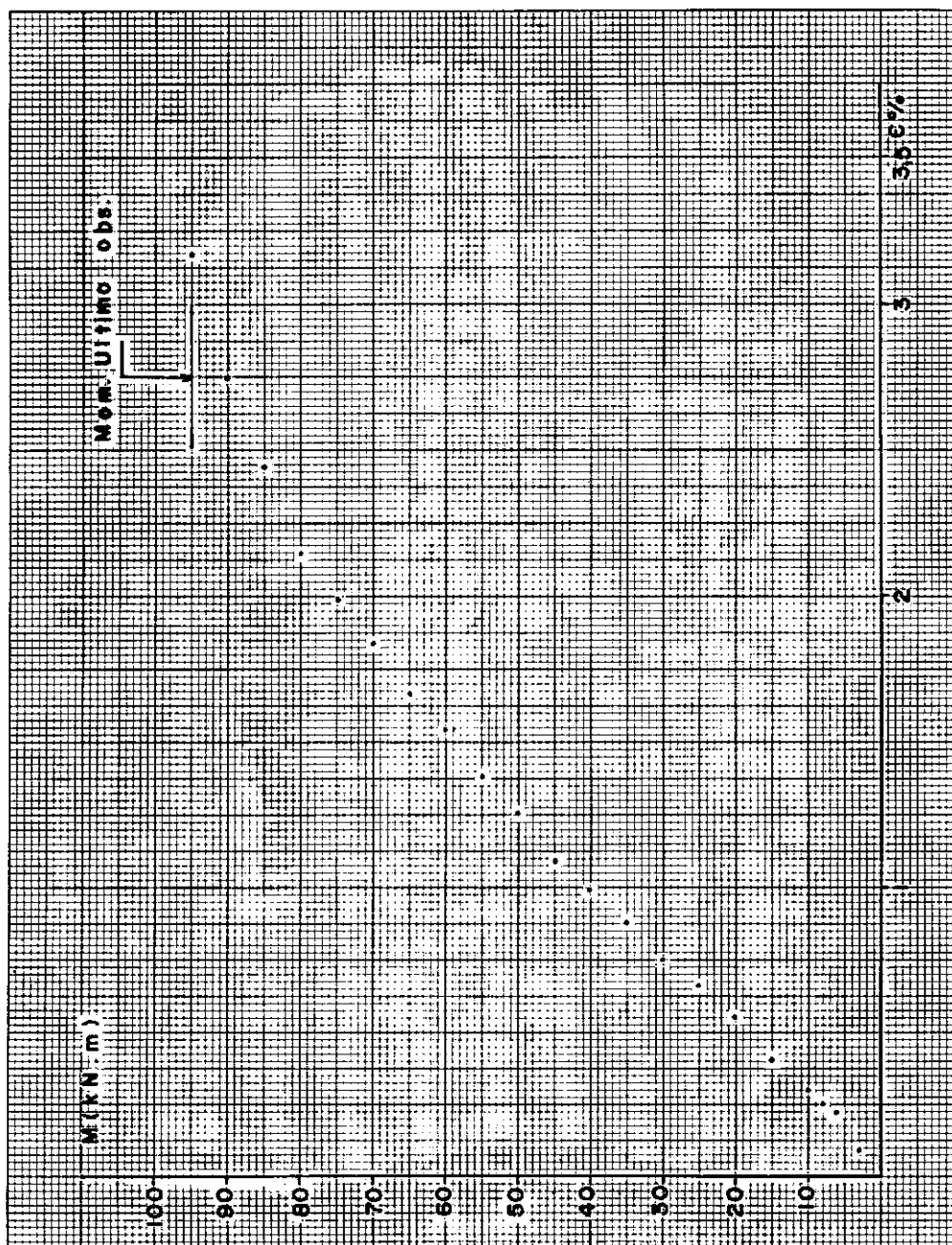


Fig. 5.2.17 - Deformación en el hormigón V<sub>3.1</sub>

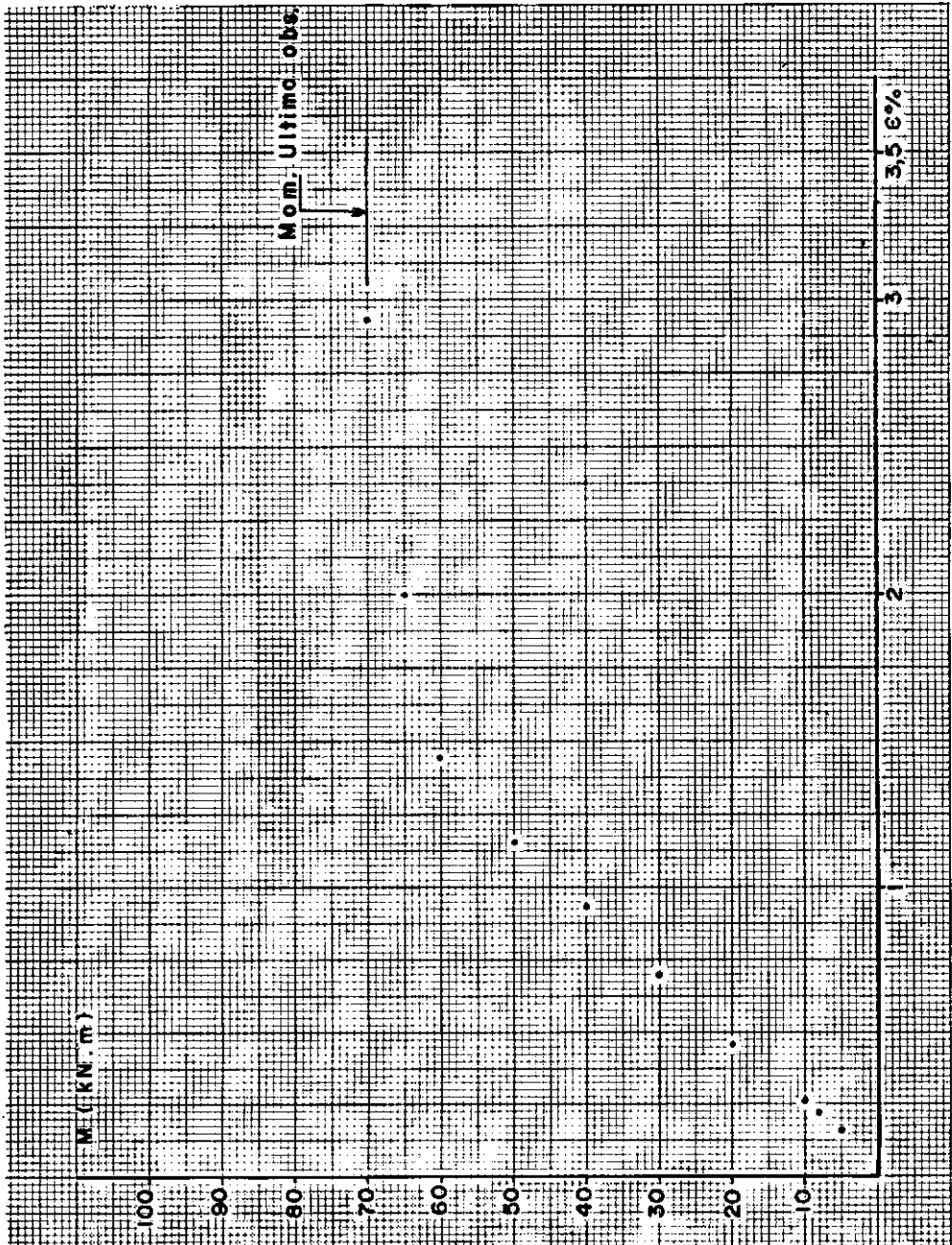


Fig. 5.2.18 - Deformación en el hormigón  $V_3.2$



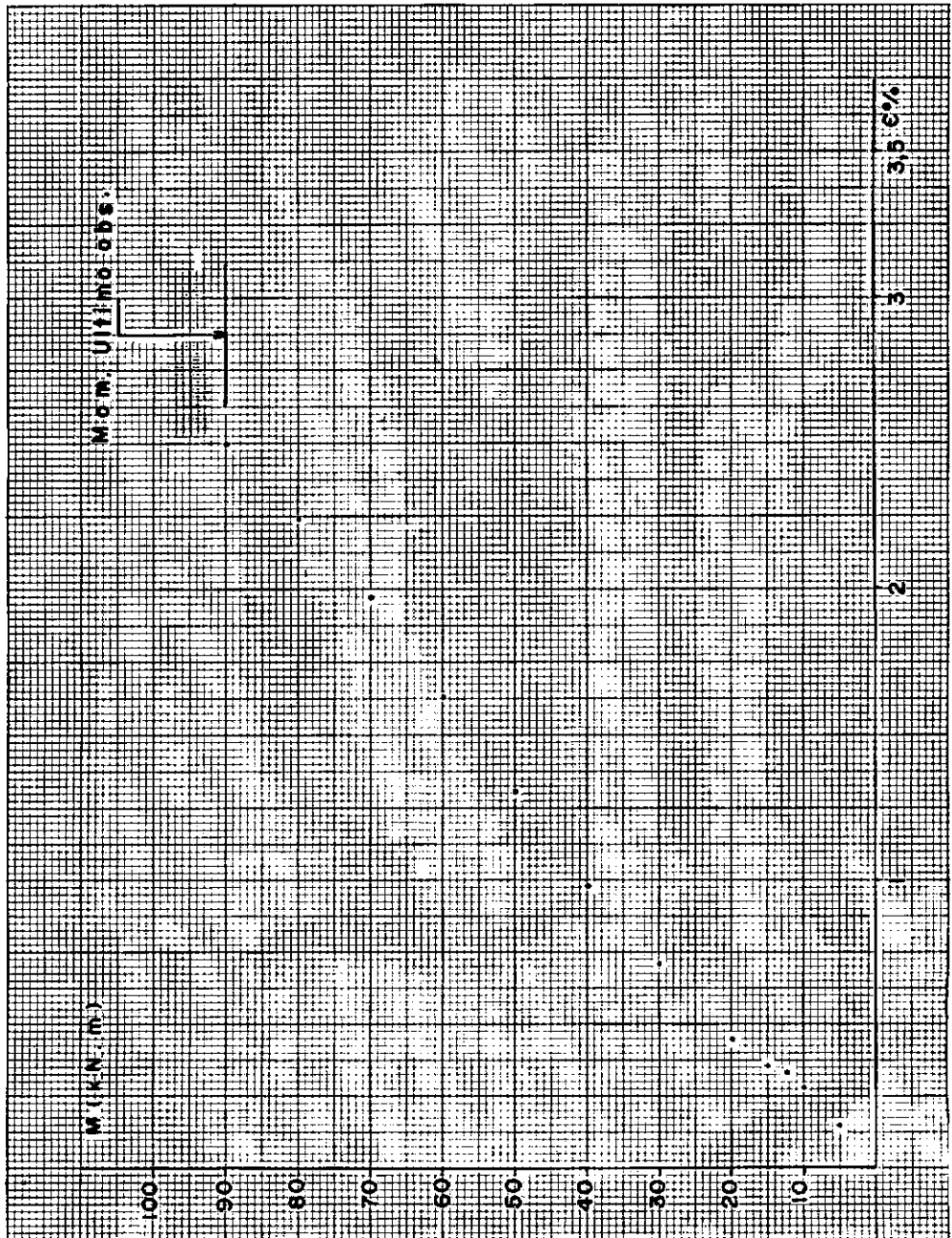


Fig. 5.2.19 - Deformación en el hormigón  $V_4.1$

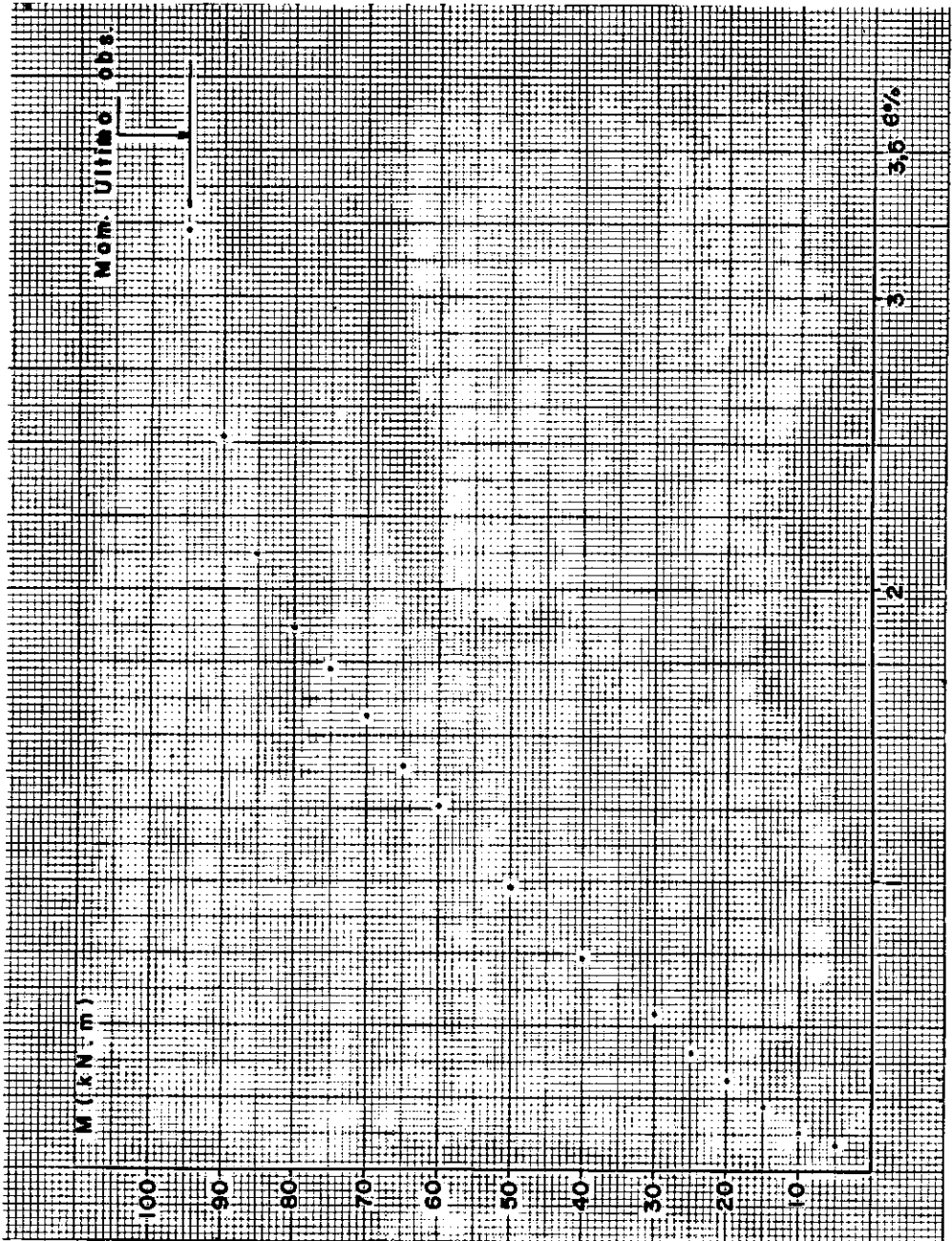


Fig. 5.2.20 - Deformación en el hormigón  $V_{4.2}$



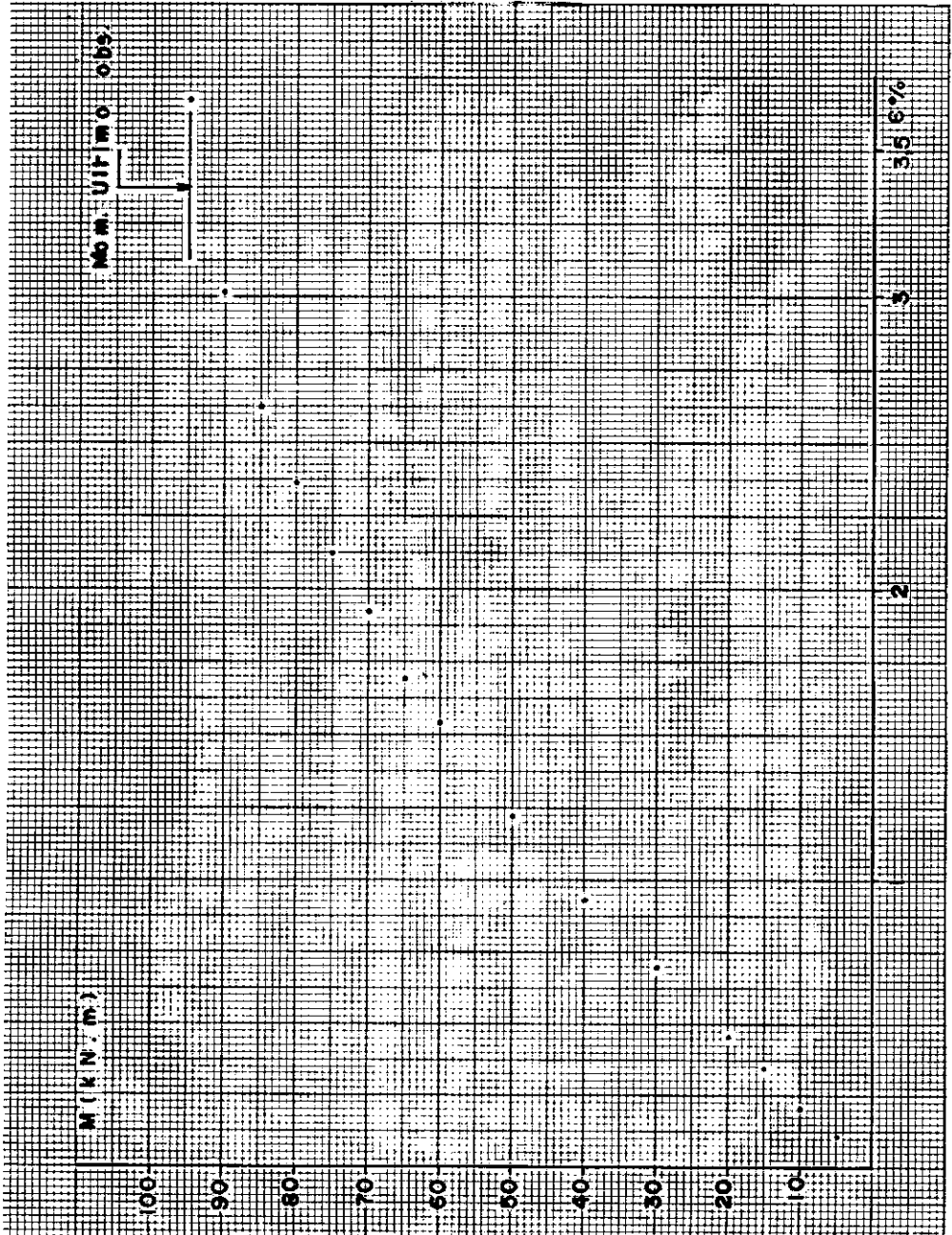


Fig. 5.2.21 - Deformación en el hormigón V<sub>5.1</sub>

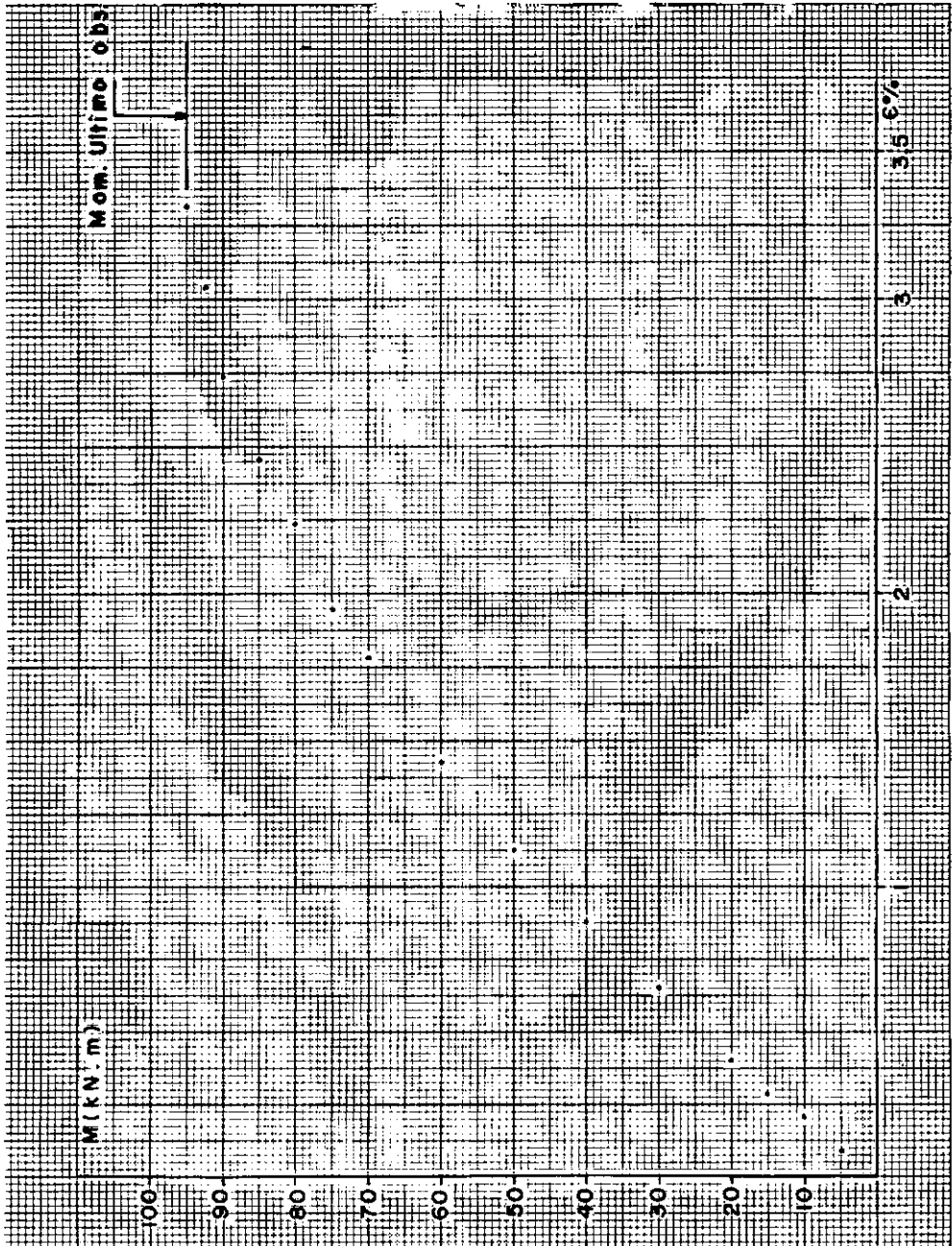


Fig. 5.2.22 - Deformación en el hormigón  $V_{5.2}$

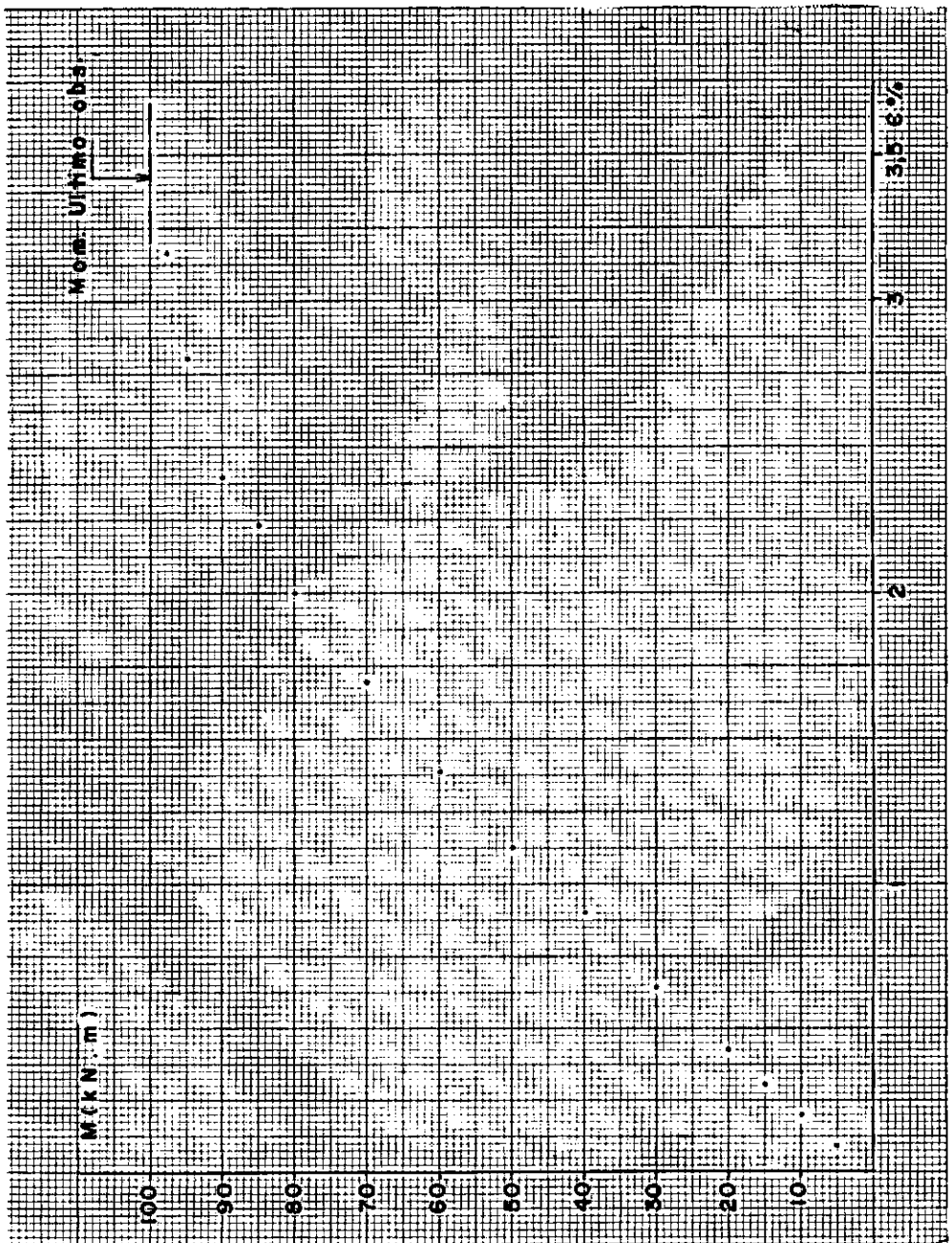


Fig. 5.2.23 - Deformación en el hormigón  $V_{6.1}$

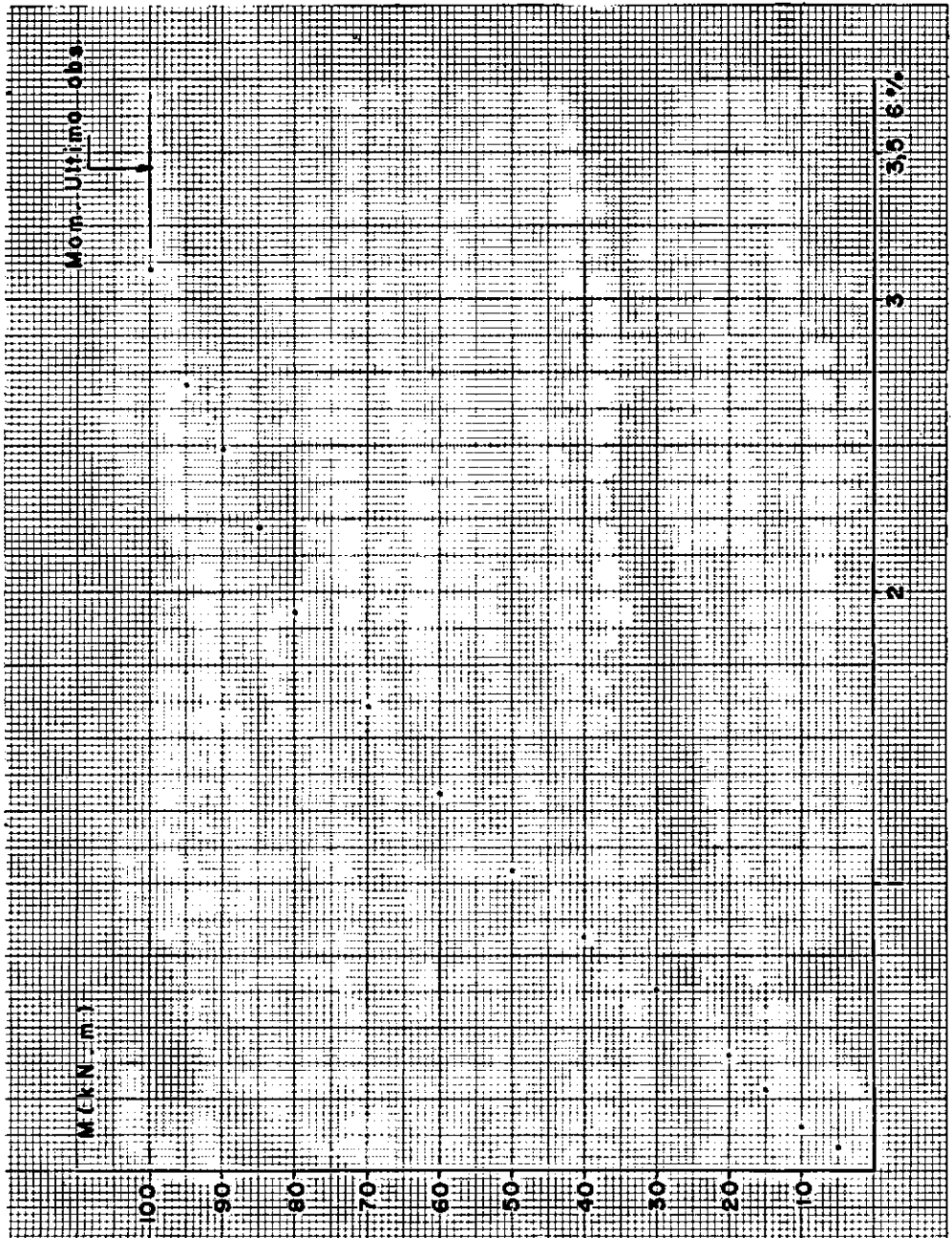


Fig. 5.2.24 - Deformación en el hormigón V<sub>6.2</sub>

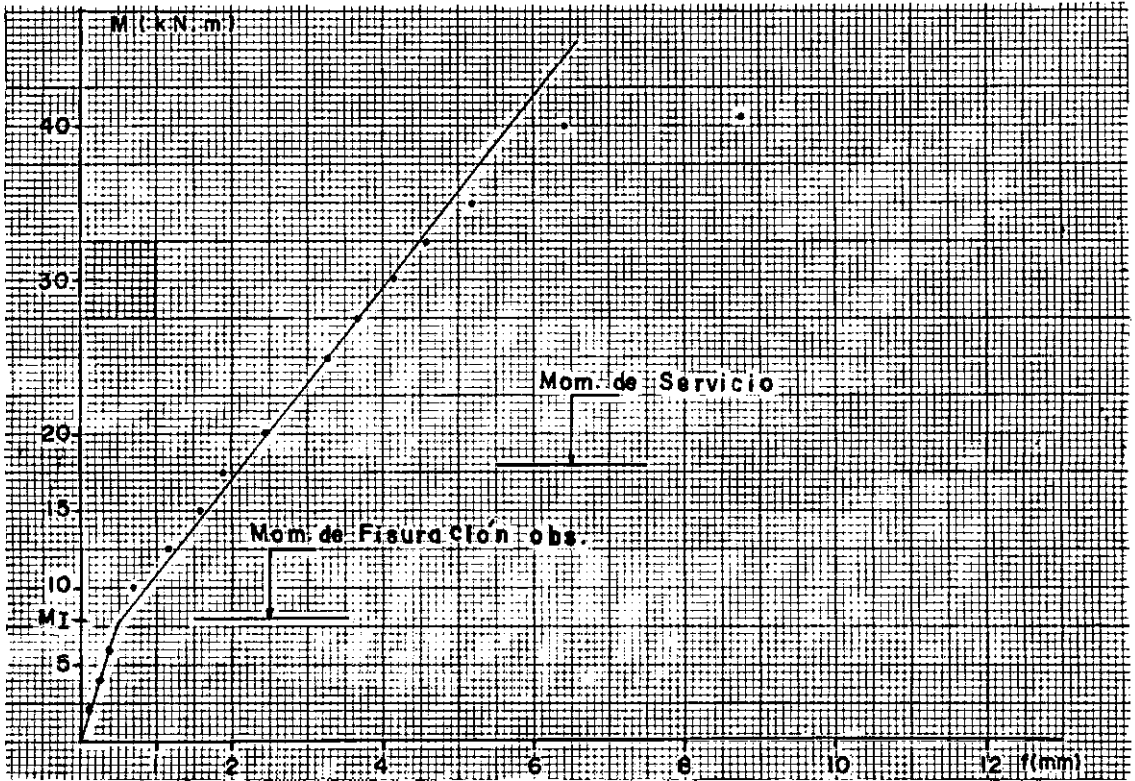


Fig. 5.3.1 - Diagrama Momento - Flecha V1.1

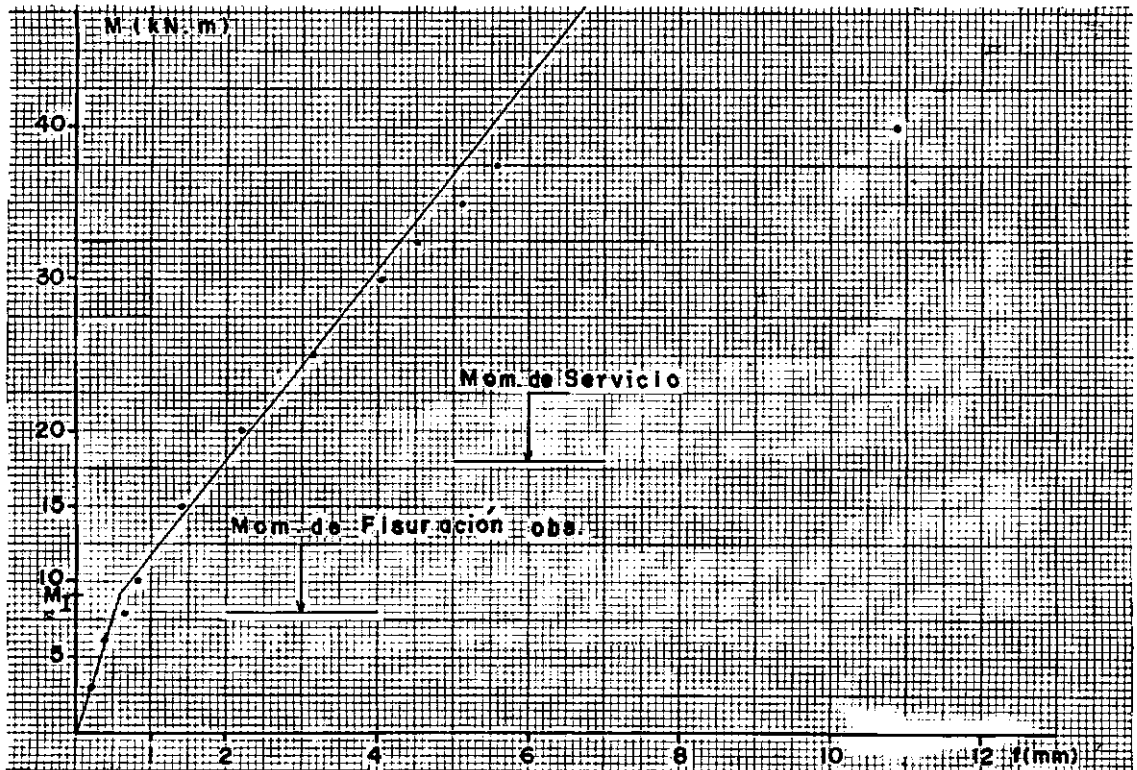


Fig. 5.3.2 - Diagrama Momento - Flecha - V1.2

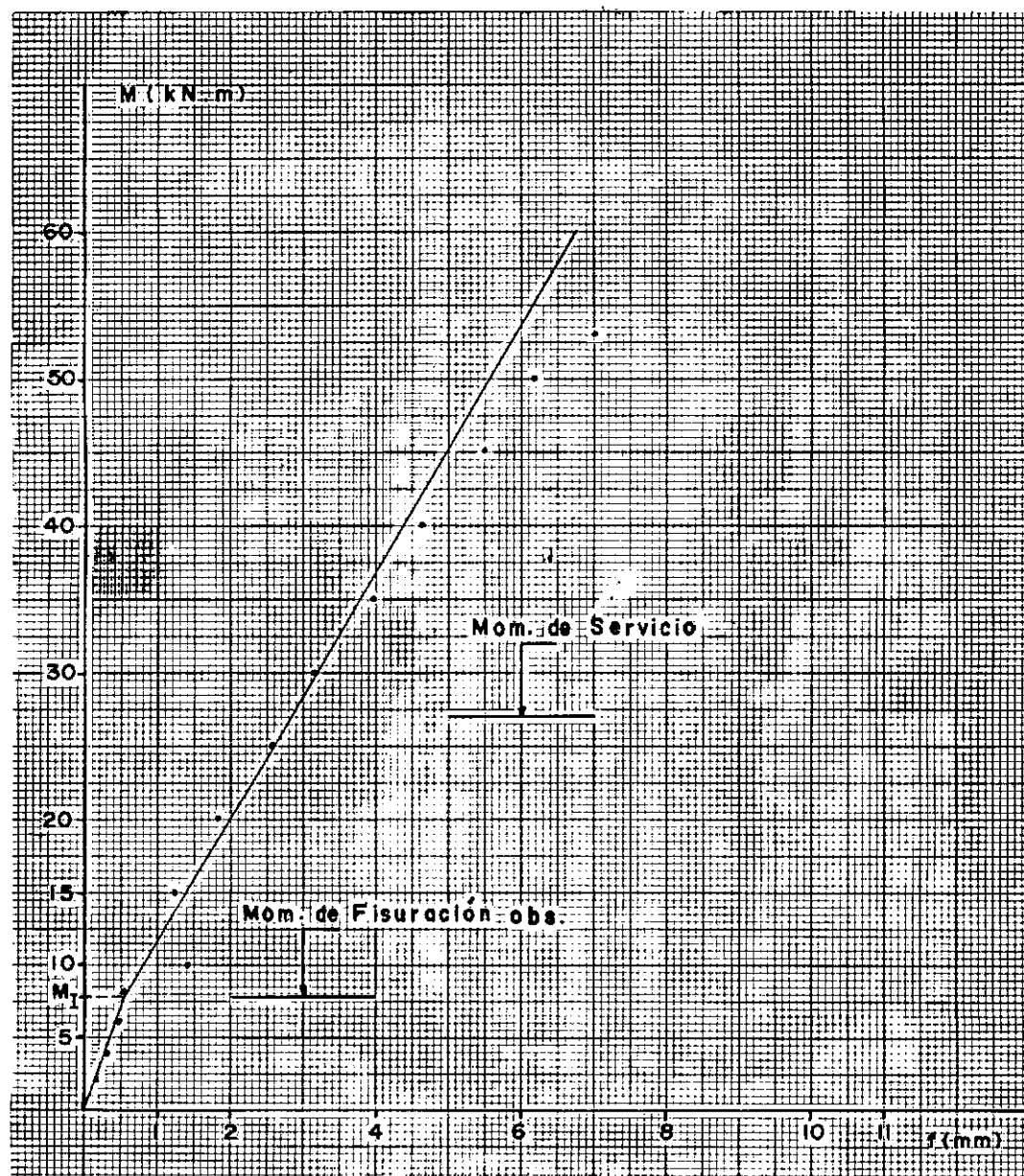


Fig. 5.3.3 - Diagrama Momento - Flecha V2.1



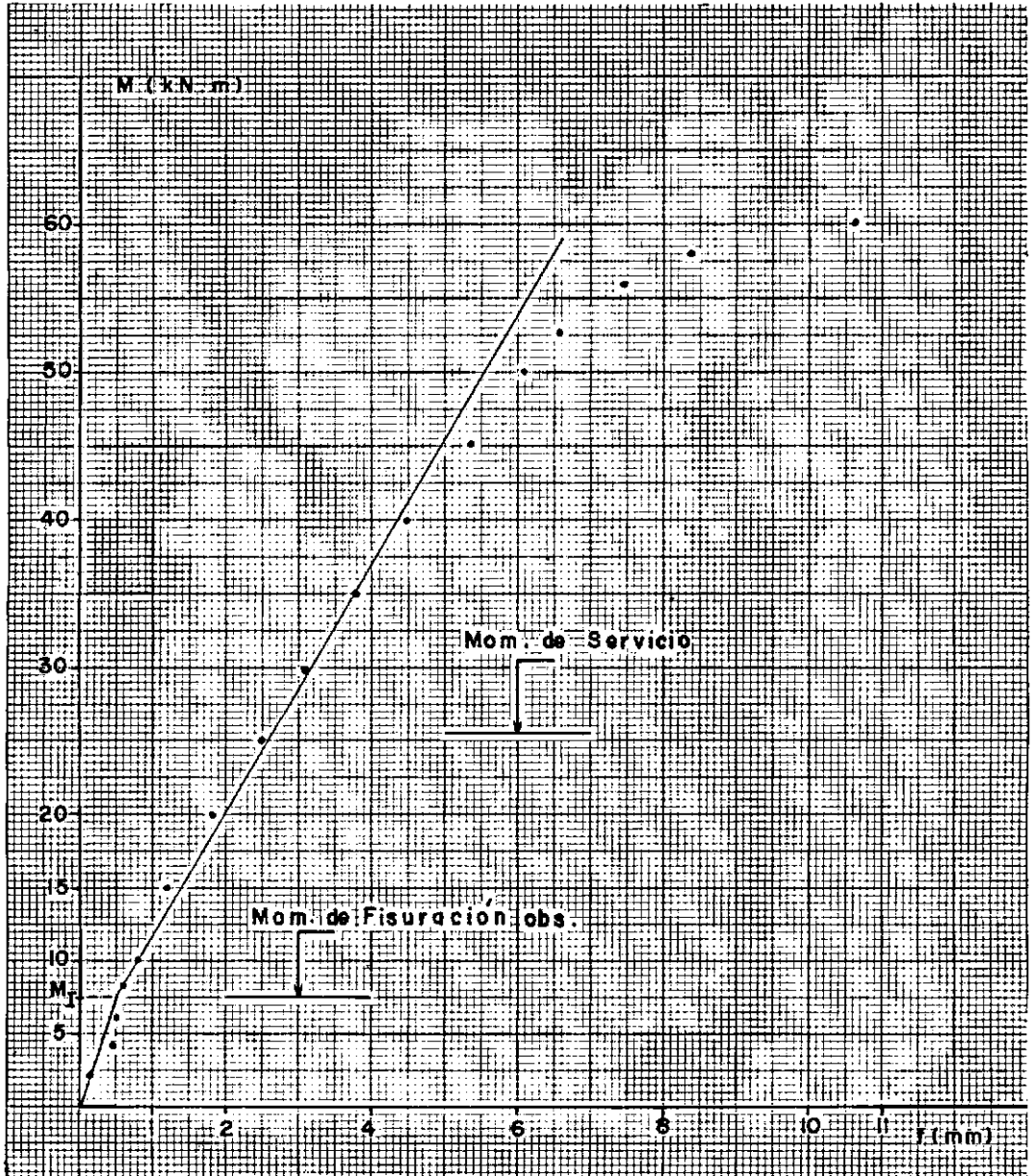


Fig. 5.3.4 - Diagrama Momento - Flecha V2.2

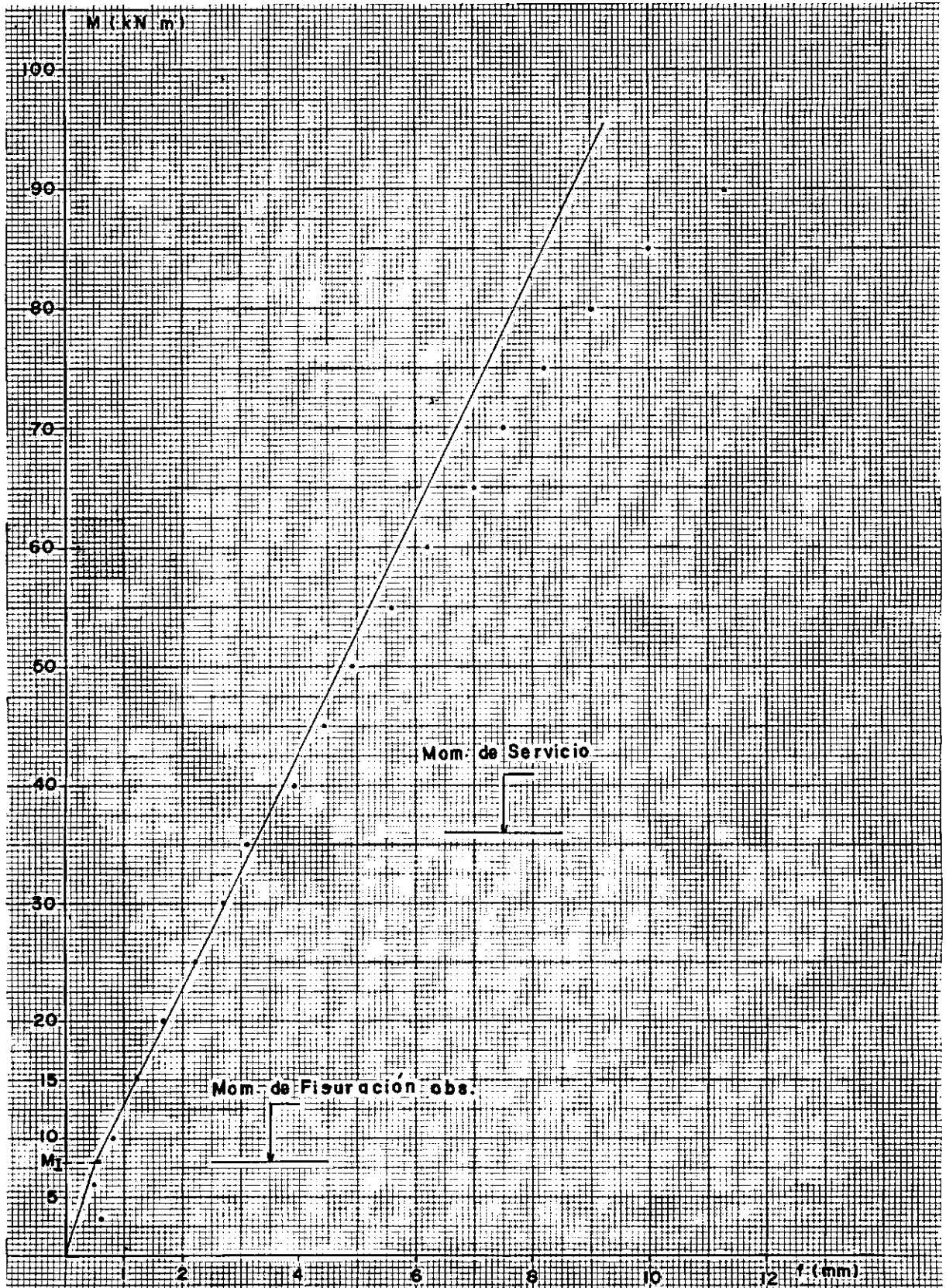


Fig. 5.3.5 - Diagrama Momento - Flecha V3.1



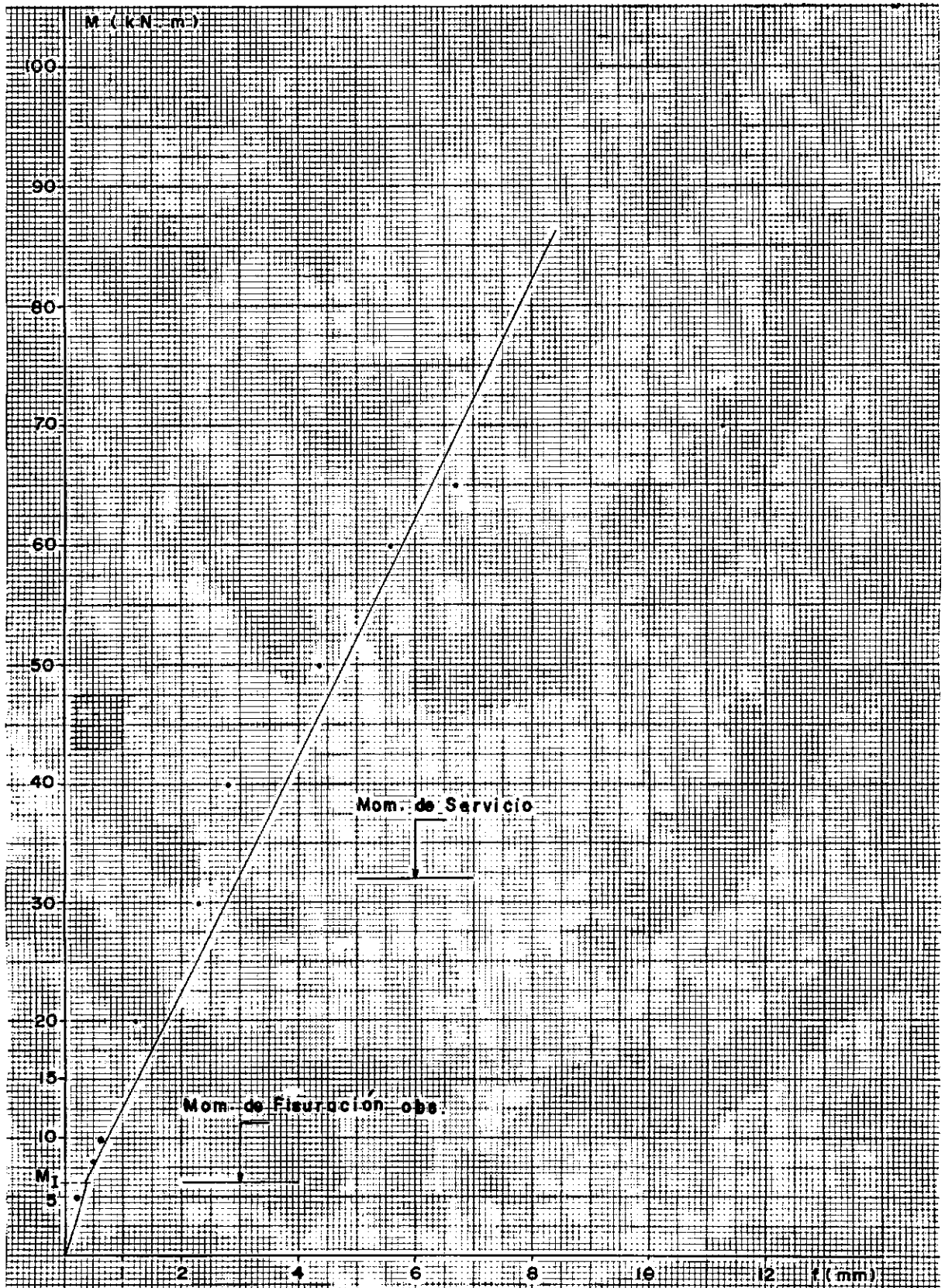


Fig. 5.3.6 - Diagrama Momento - Flecha V3.2

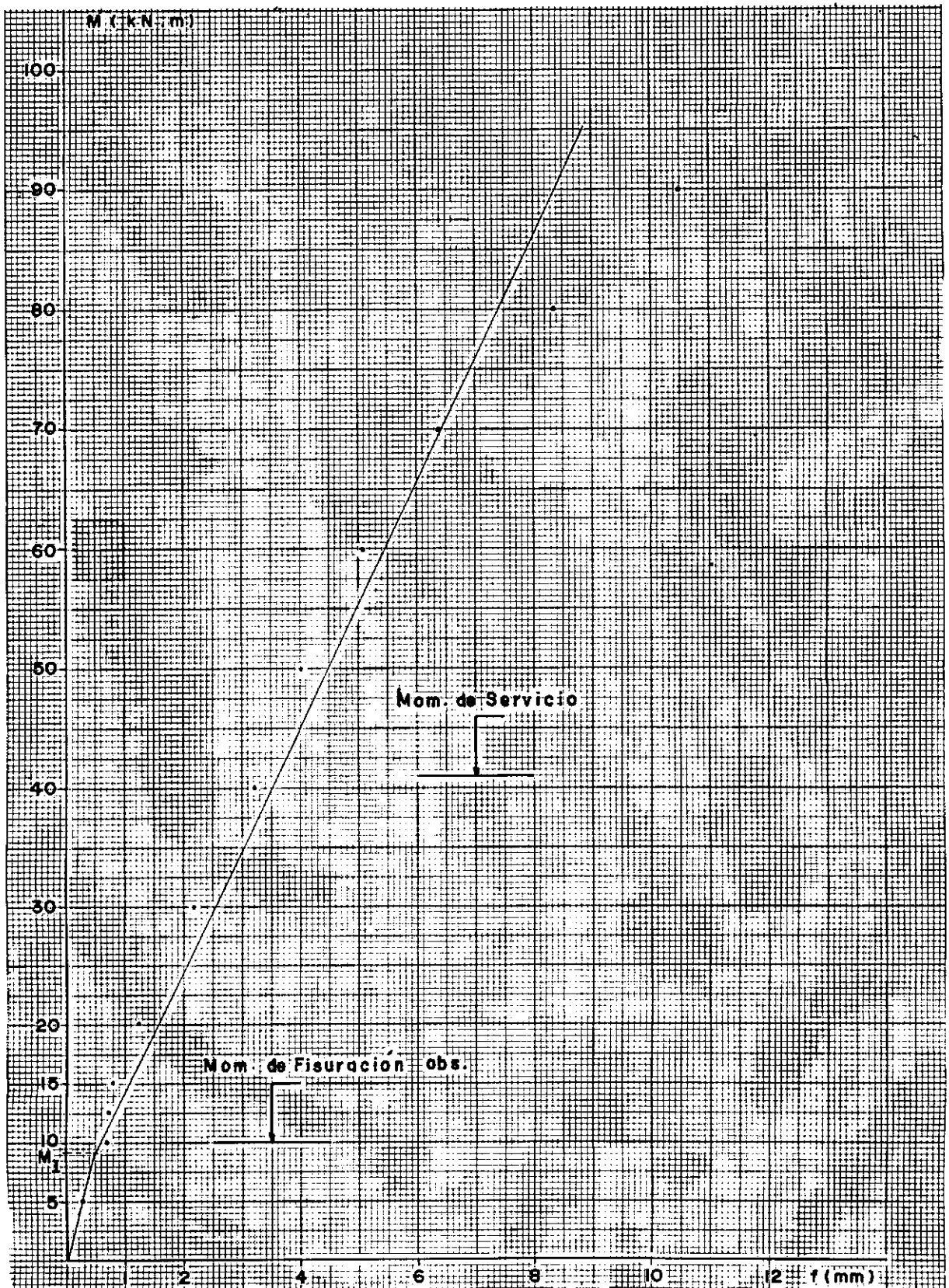


Fig. 5.3.7 - Diagrama Momento - Flecha V4.1

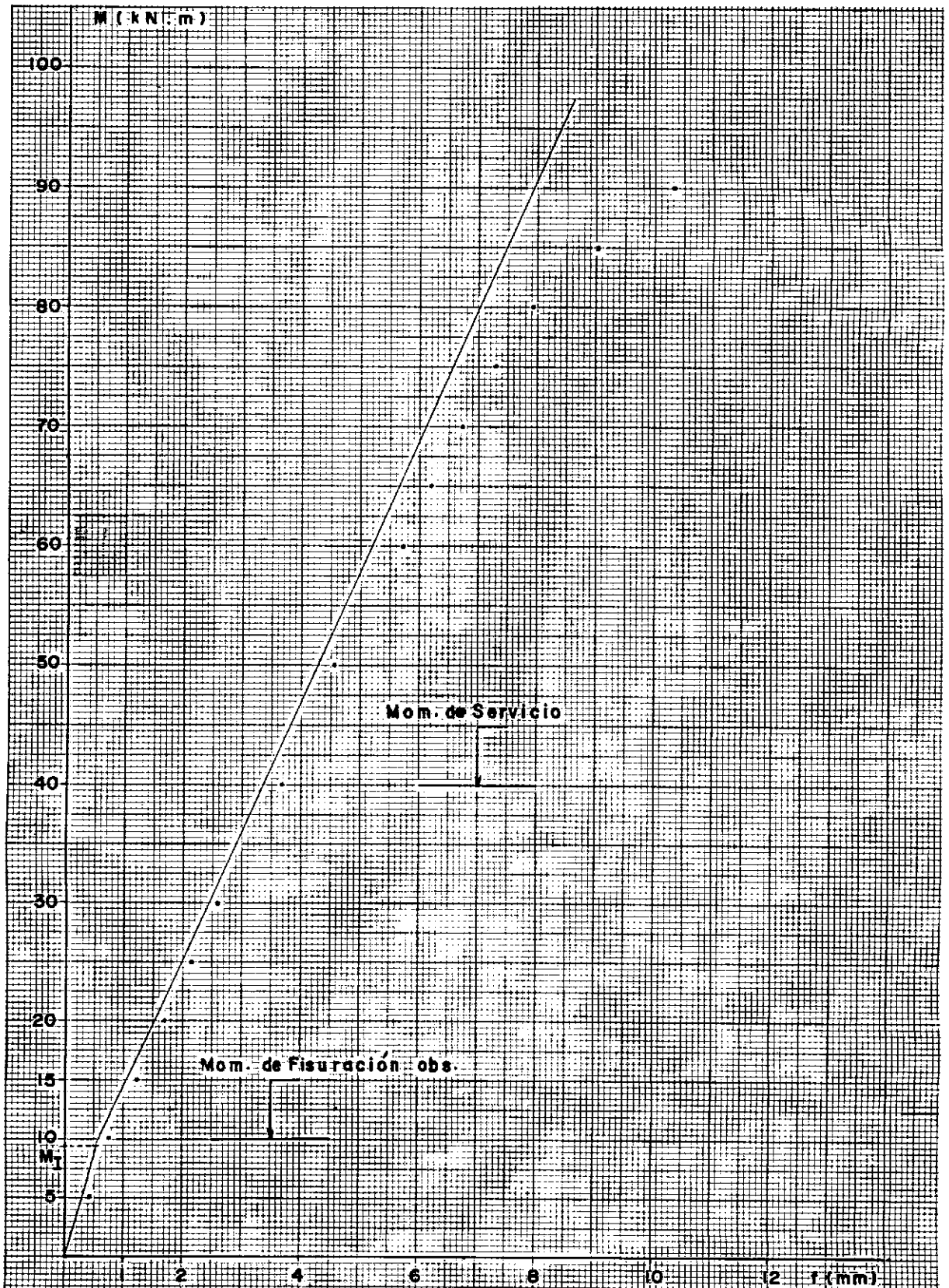


Fig. 5.3.8 - Diagrama Momento - Flecha V4.2

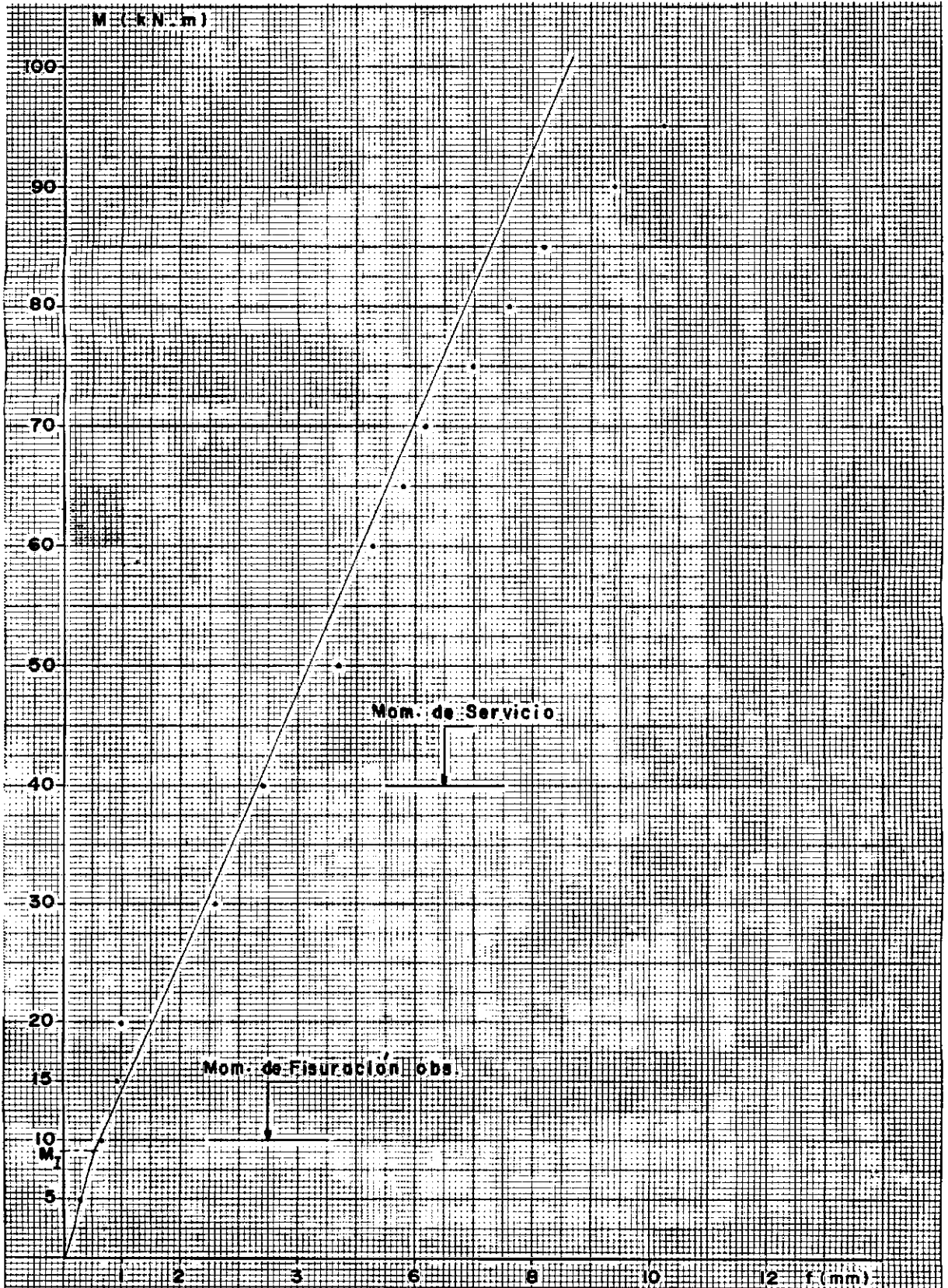


Fig. 5.3.9 - Diagrama Momento - Flecha V5.1



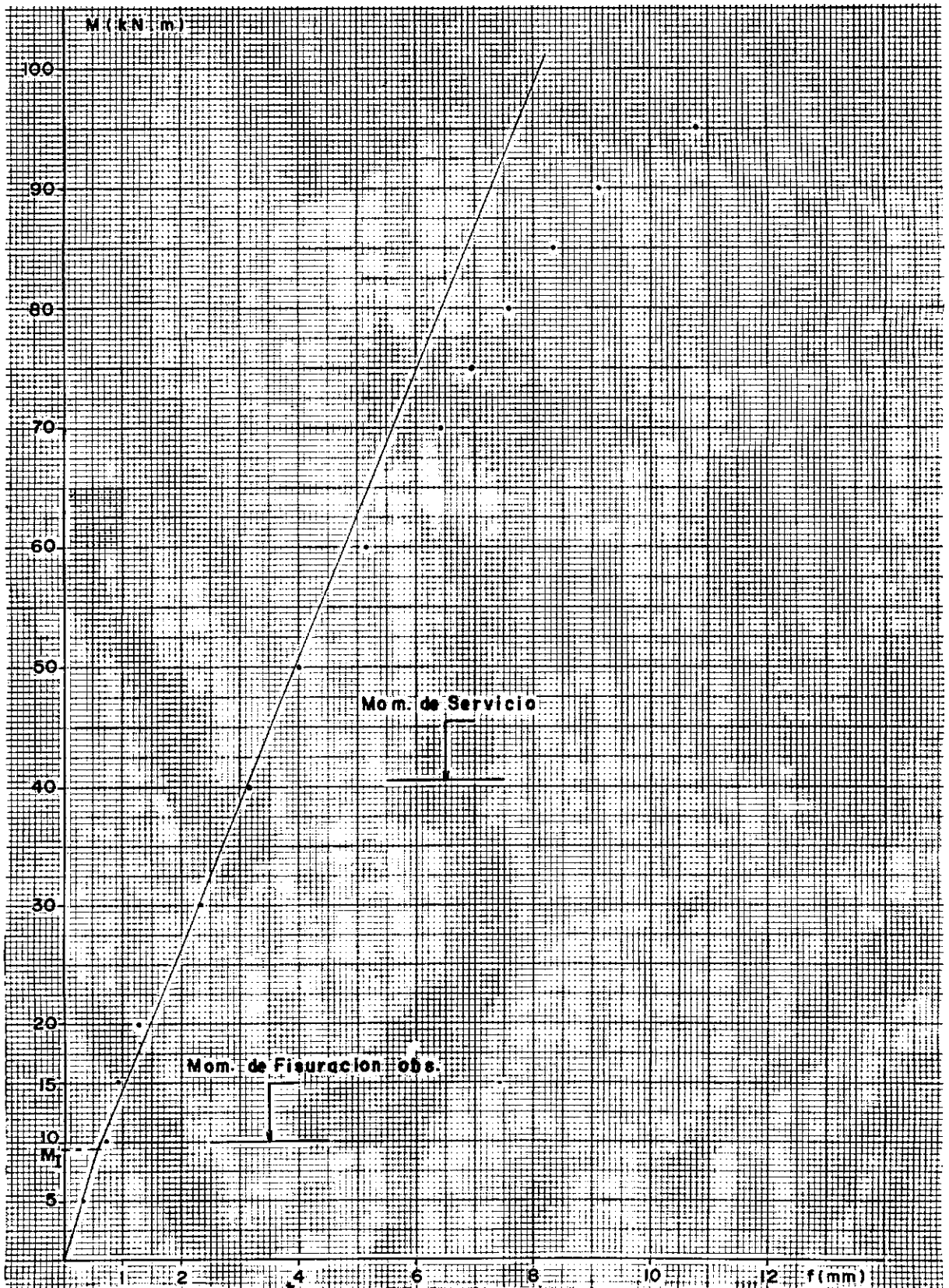


Fig. 5.3.10 - Diagrama Momento - Flecha V5.2

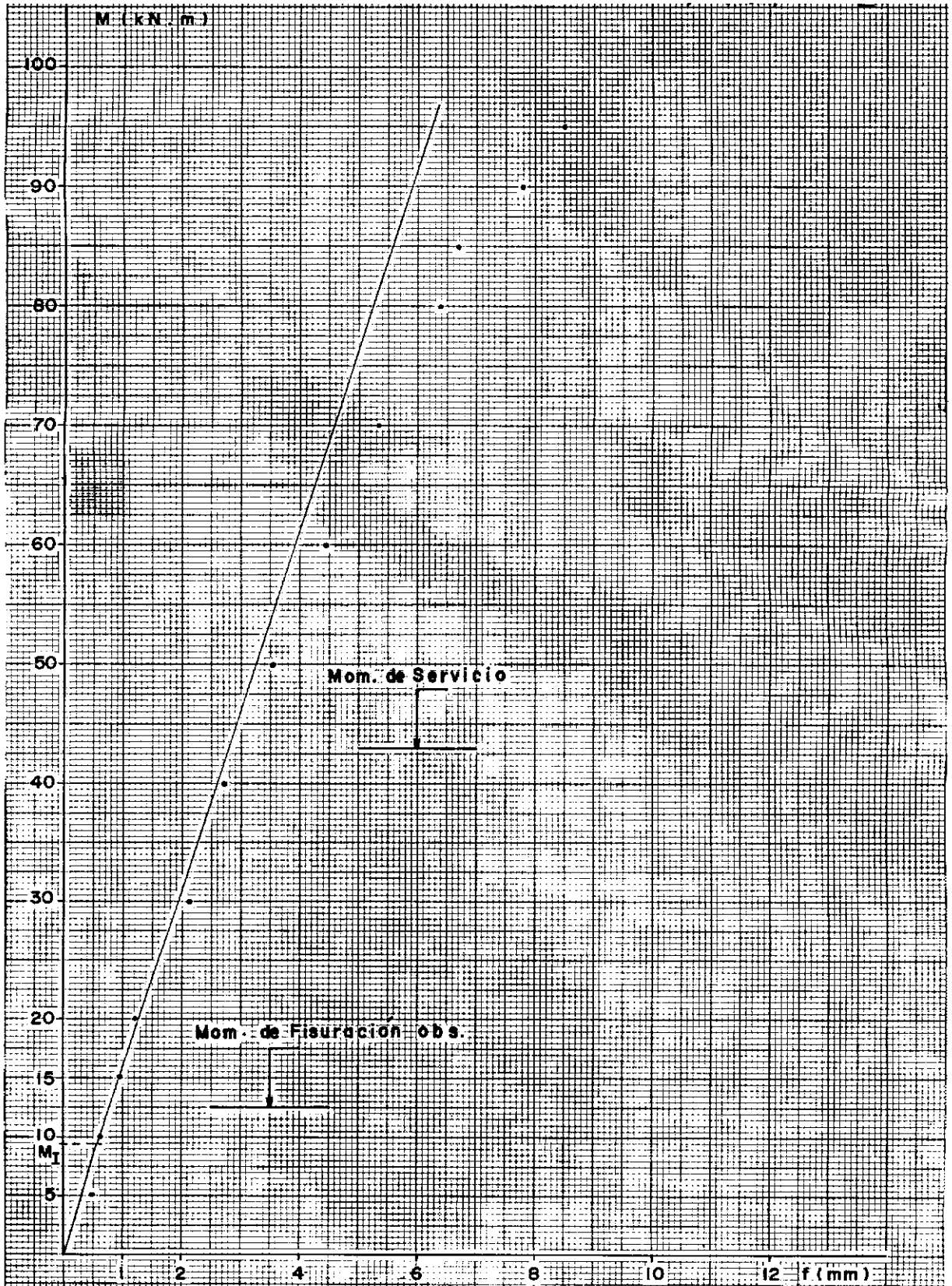


Fig. 5.3.11 - Diagrama Momento - Flecha V6.1

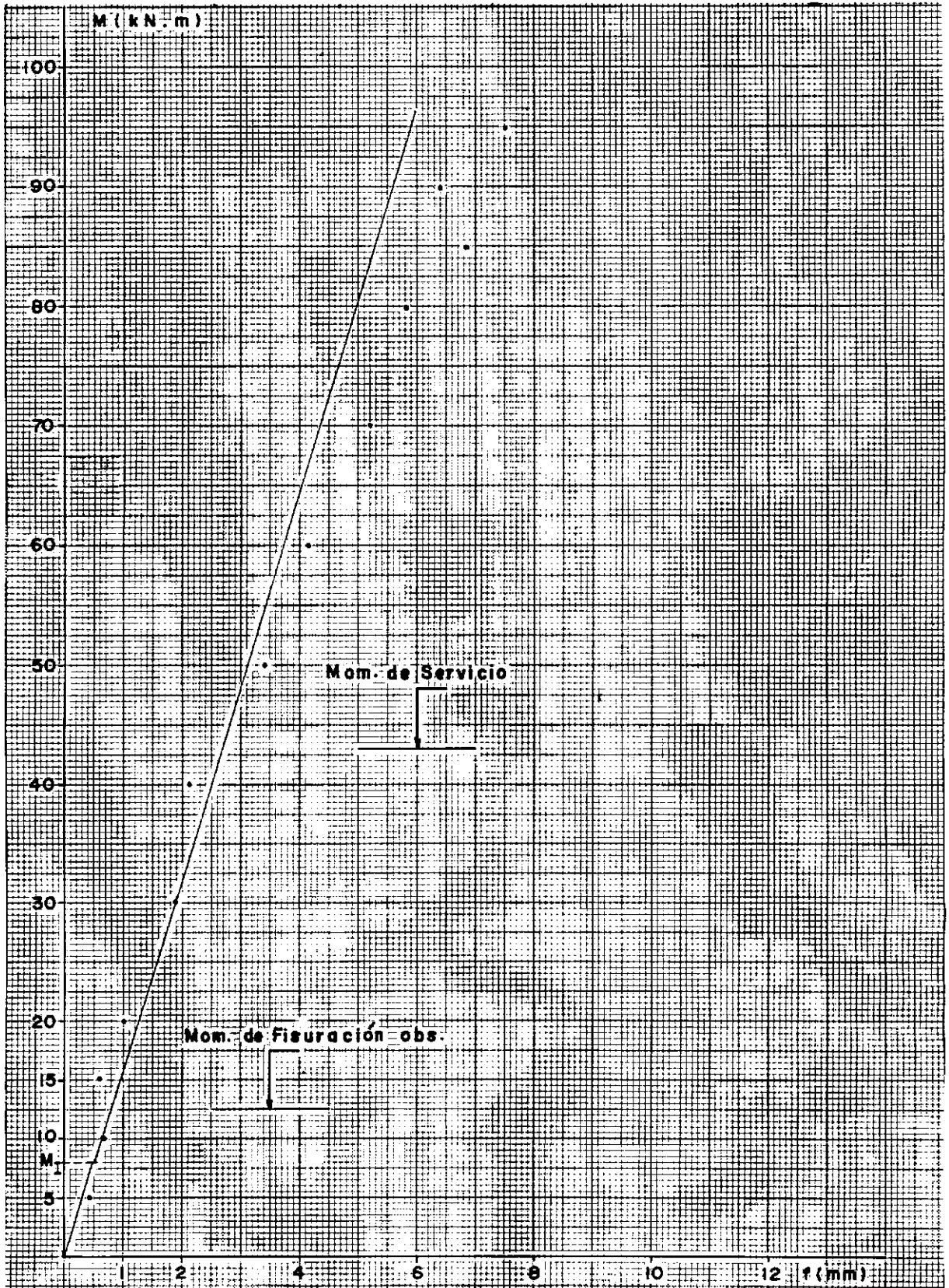


Fig. 5.3.12 - Diagrama Momento - Flecha V6.2

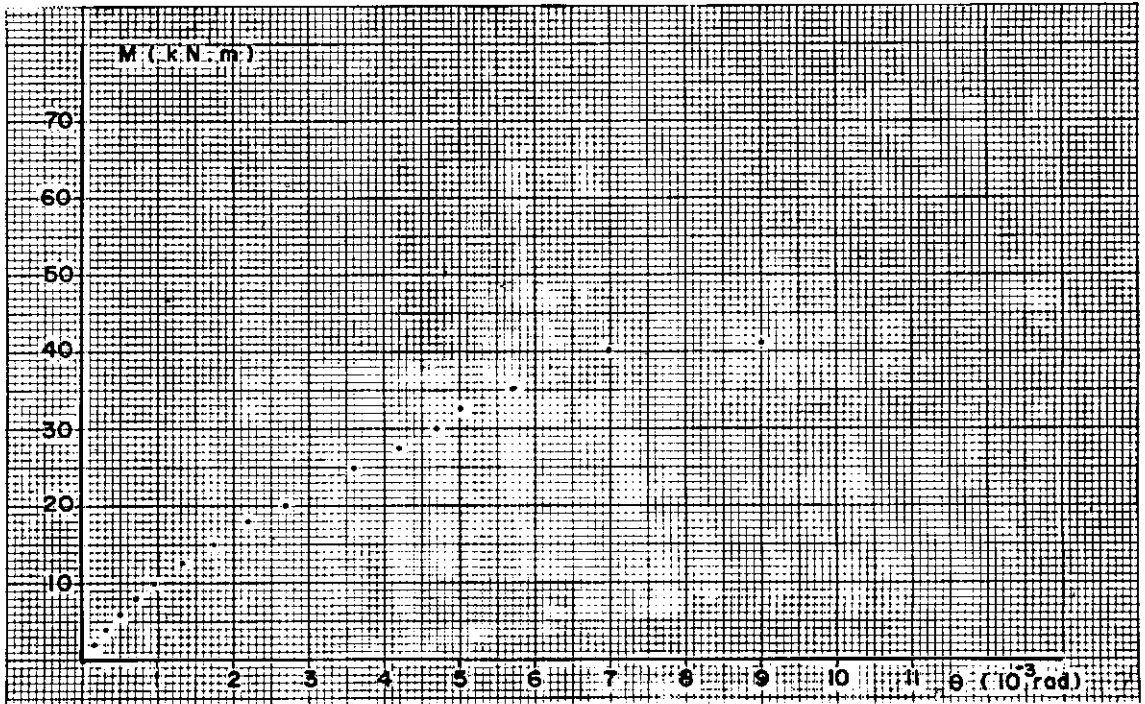


Fig. 5.4.1 - Diagrama Momento - Rotación V1.1

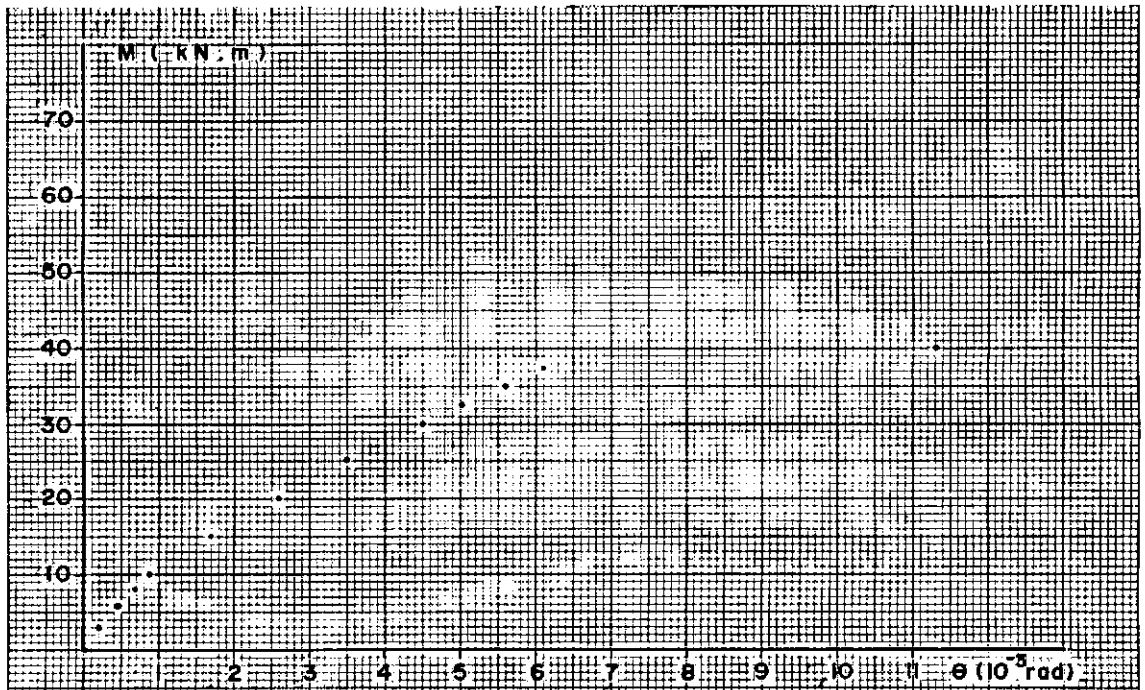


Fig. 5.4.2 - Diagrama Momento - Rotación V1.2



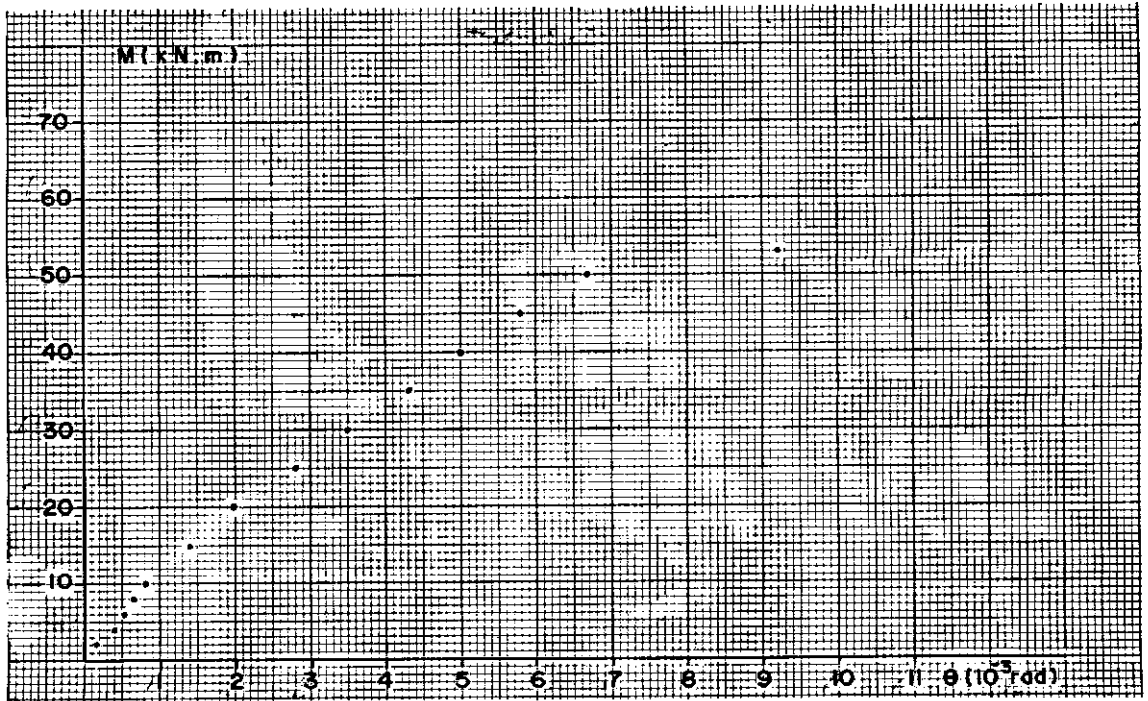


Fig. 5.4.3 - Diagrama Momento - Rotación V2.1

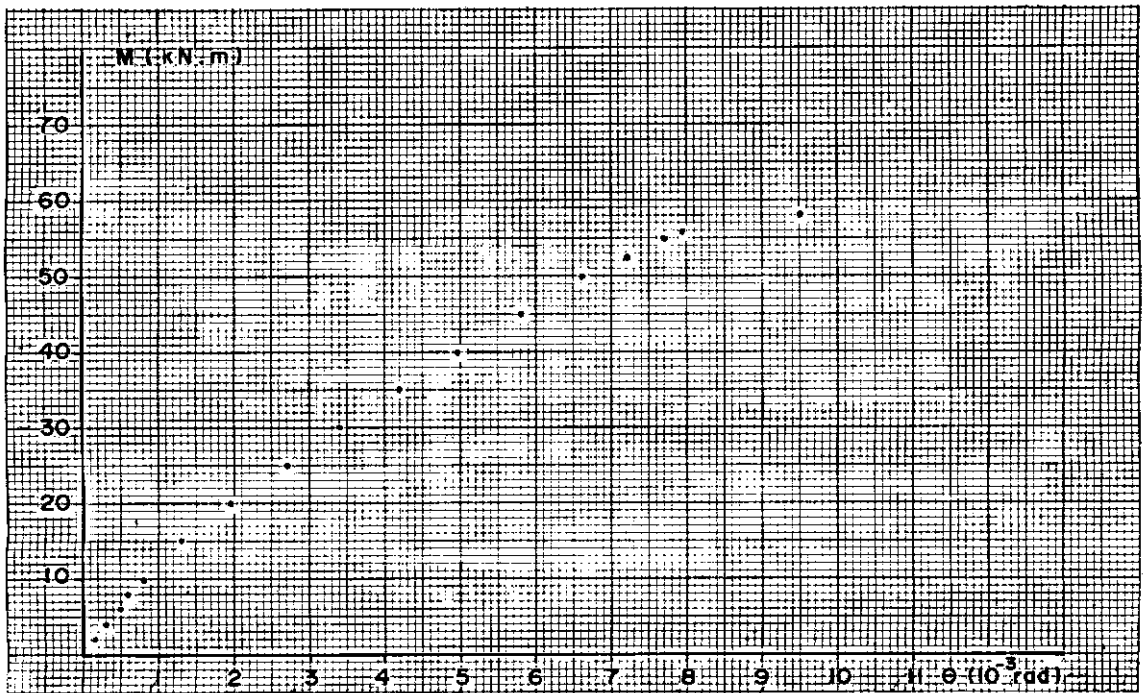


Fig. 5.4.4 - Diagrama Momento - Rotación V2.2

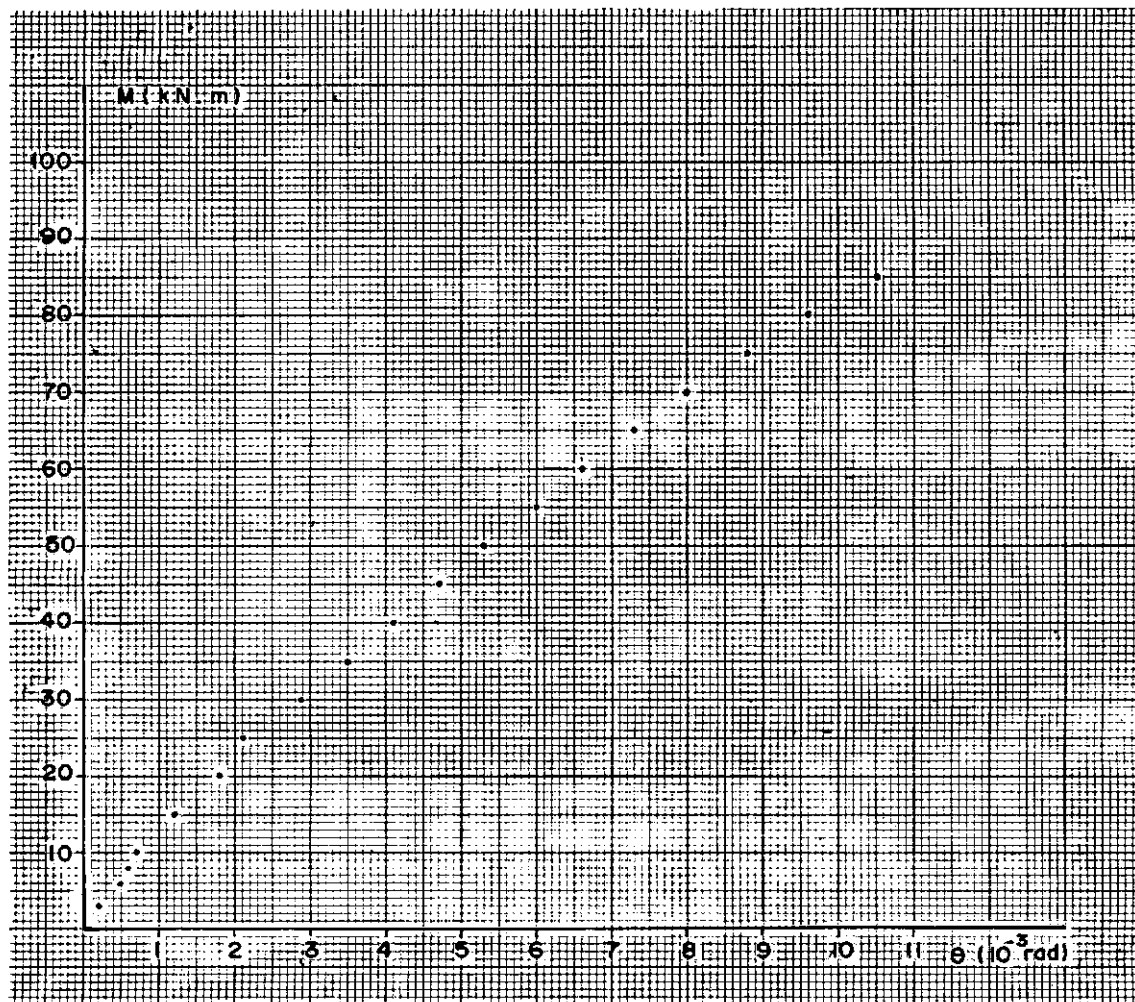


Fig. 5.4.5 - Diagrama Momento - Rotación V3.1

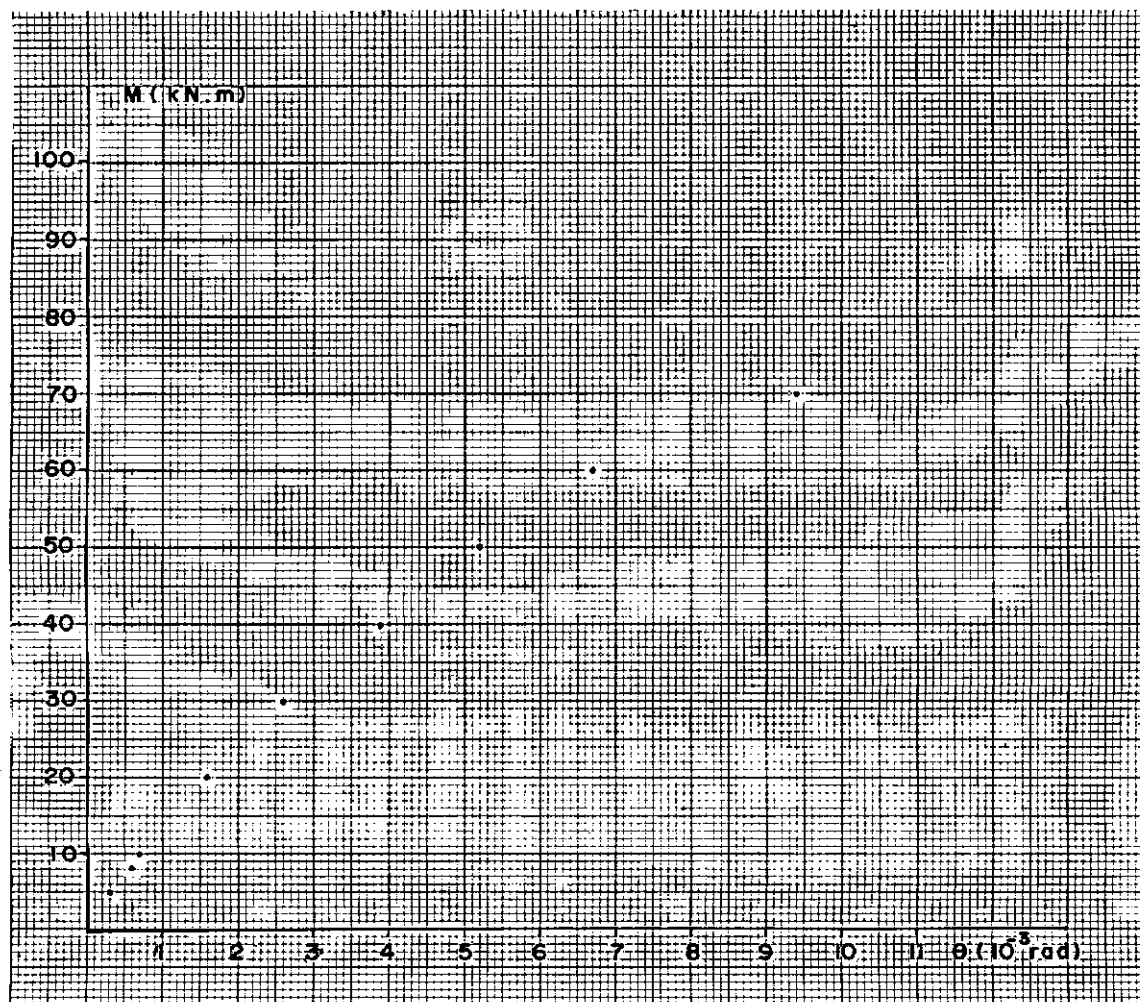


Fig. 5.4.6 - Diagrama Momento - Rotación V3.2

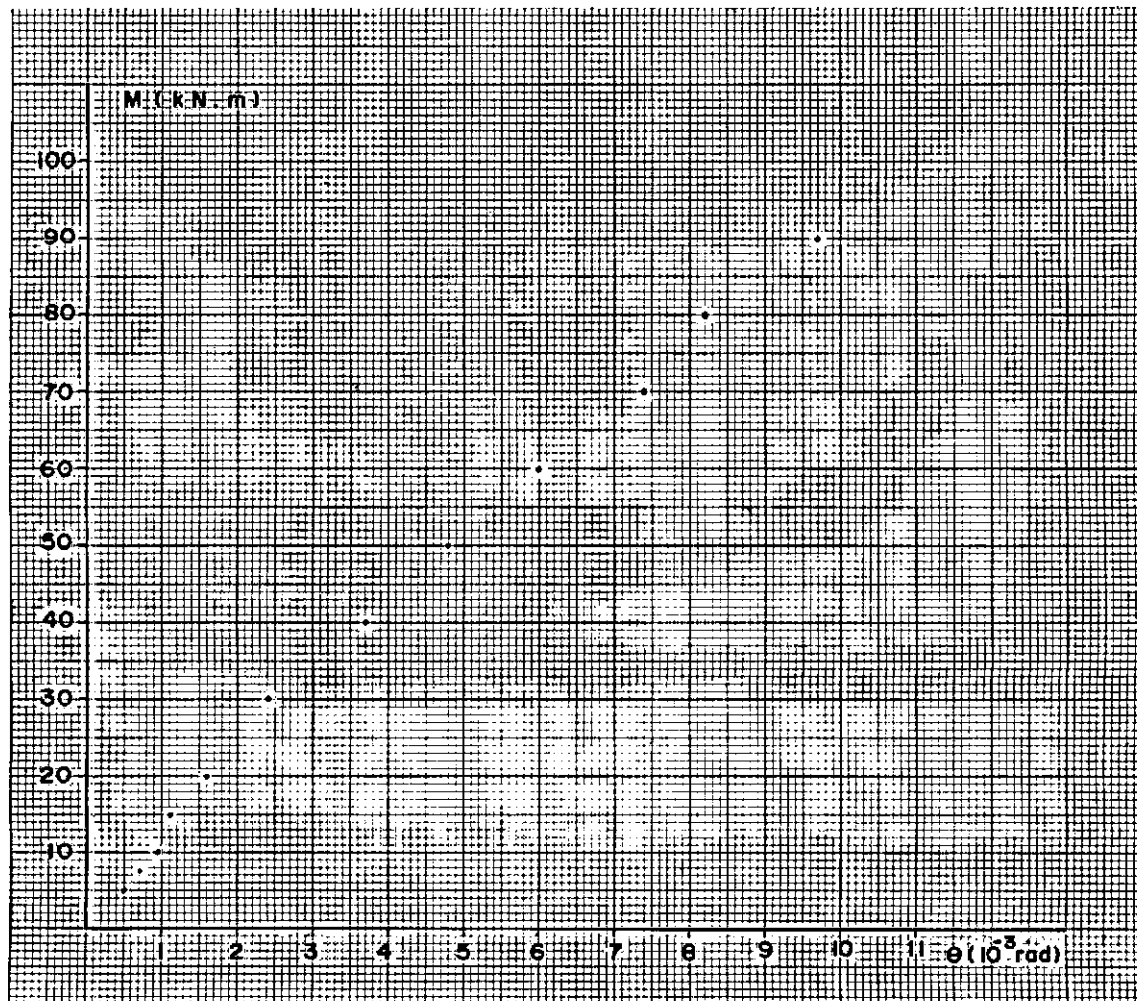


Fig. 5.4.7 - Diagrama Momento - Rotación V4.1

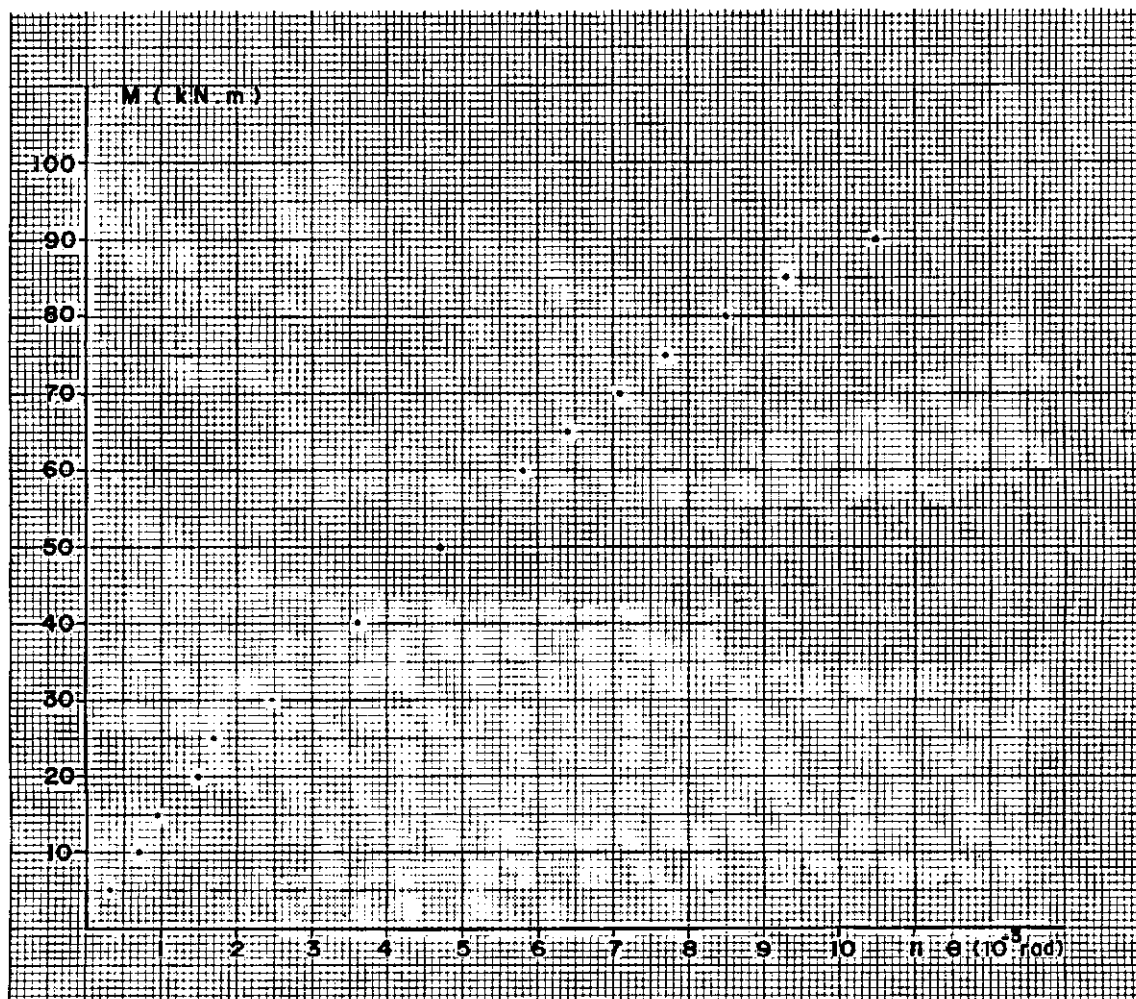


Fig. 5.4.8 - Diagrama Momento - Rotación V4.2

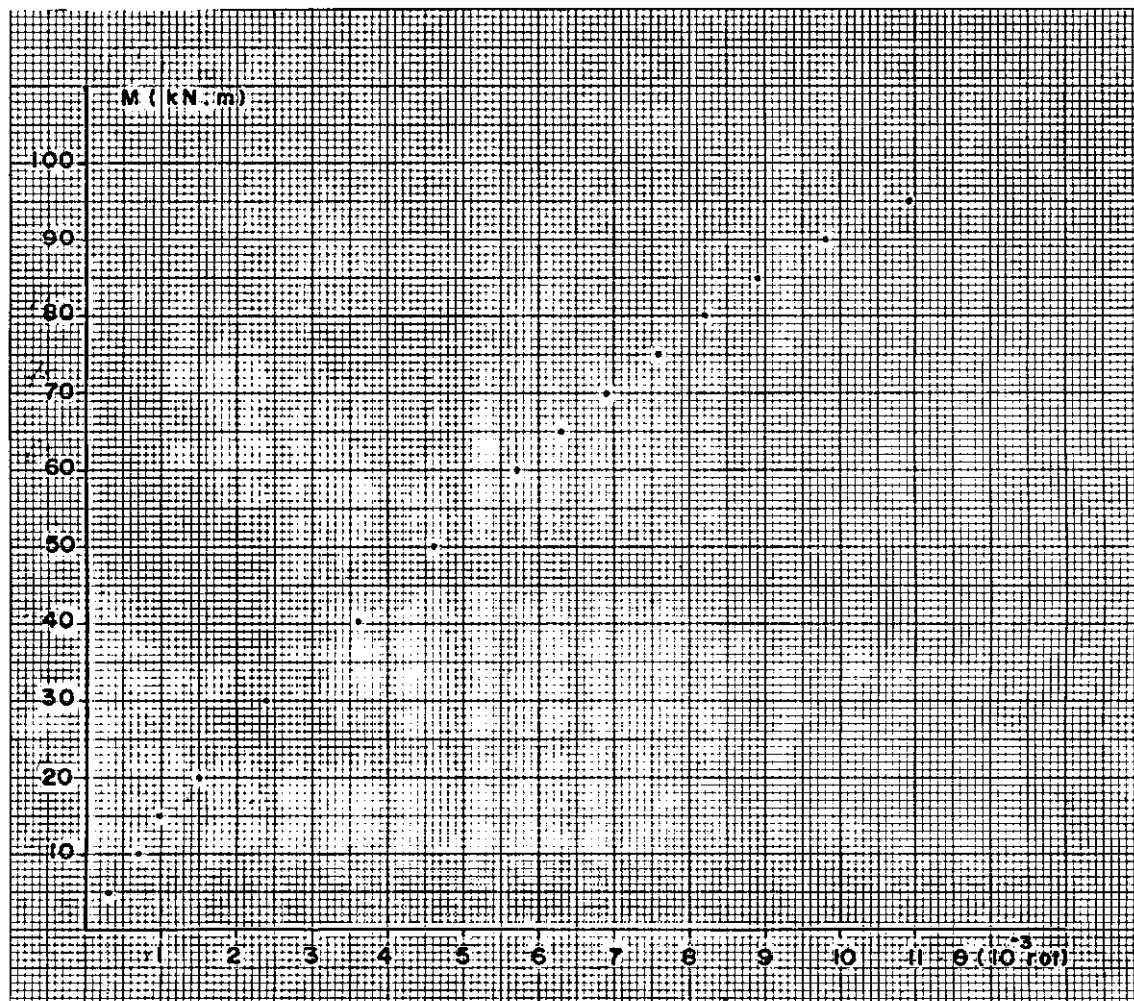


Fig. 5.4.9 - Diagrama Momento - Rotación V5.1

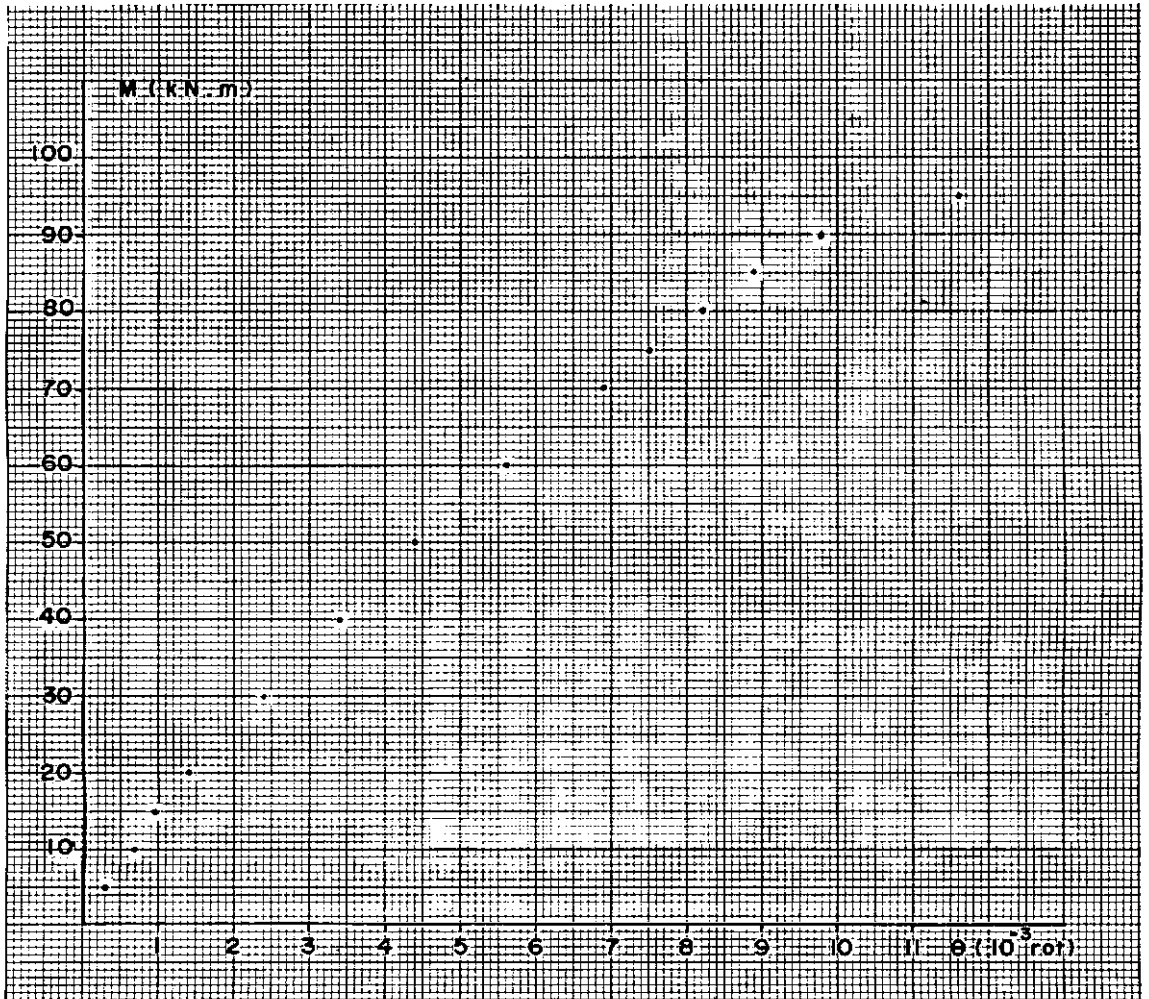


Fig. 5.4.10 - Diagrama Momento - Rotación V5.2



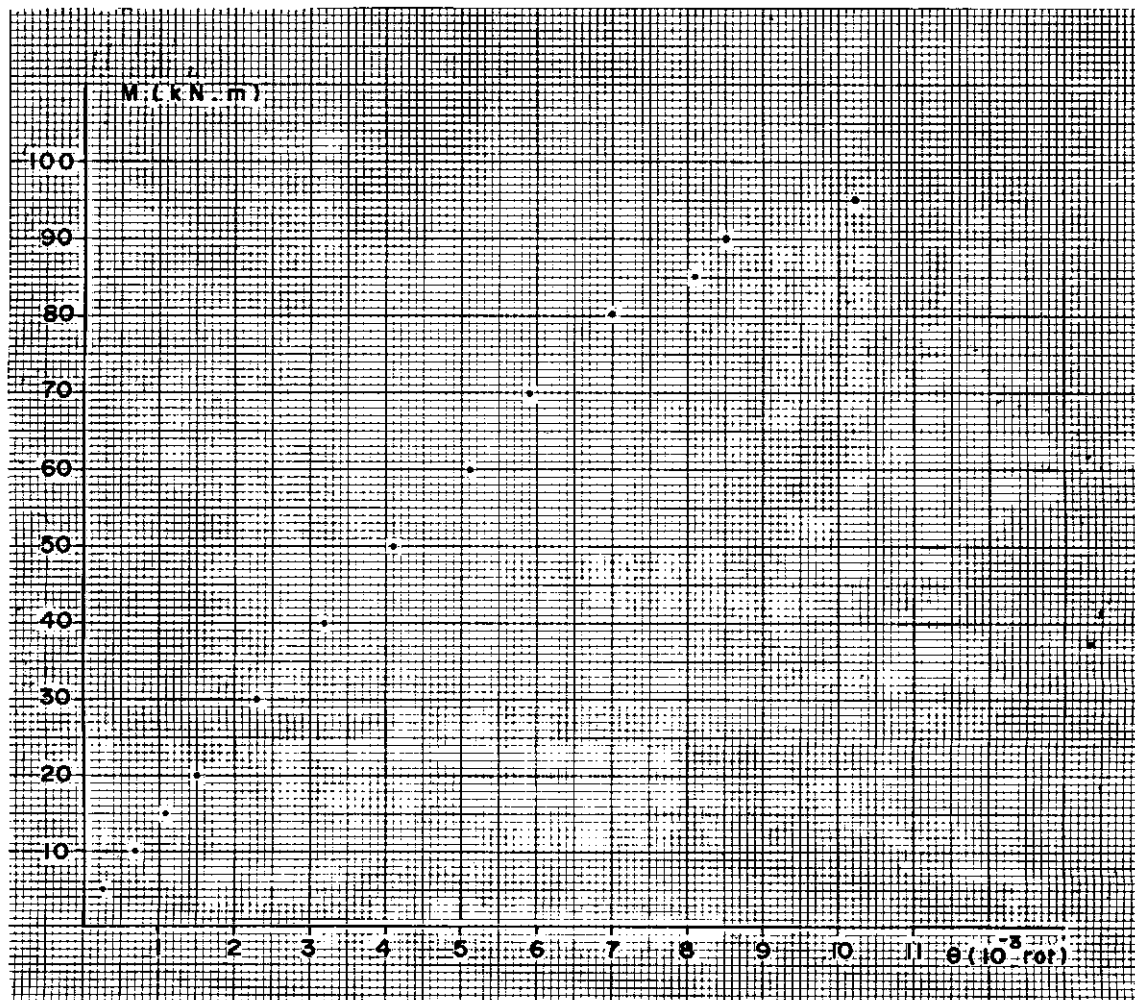


Fig. 5.4.11 - Diagrama Momento - Rotación V6.1



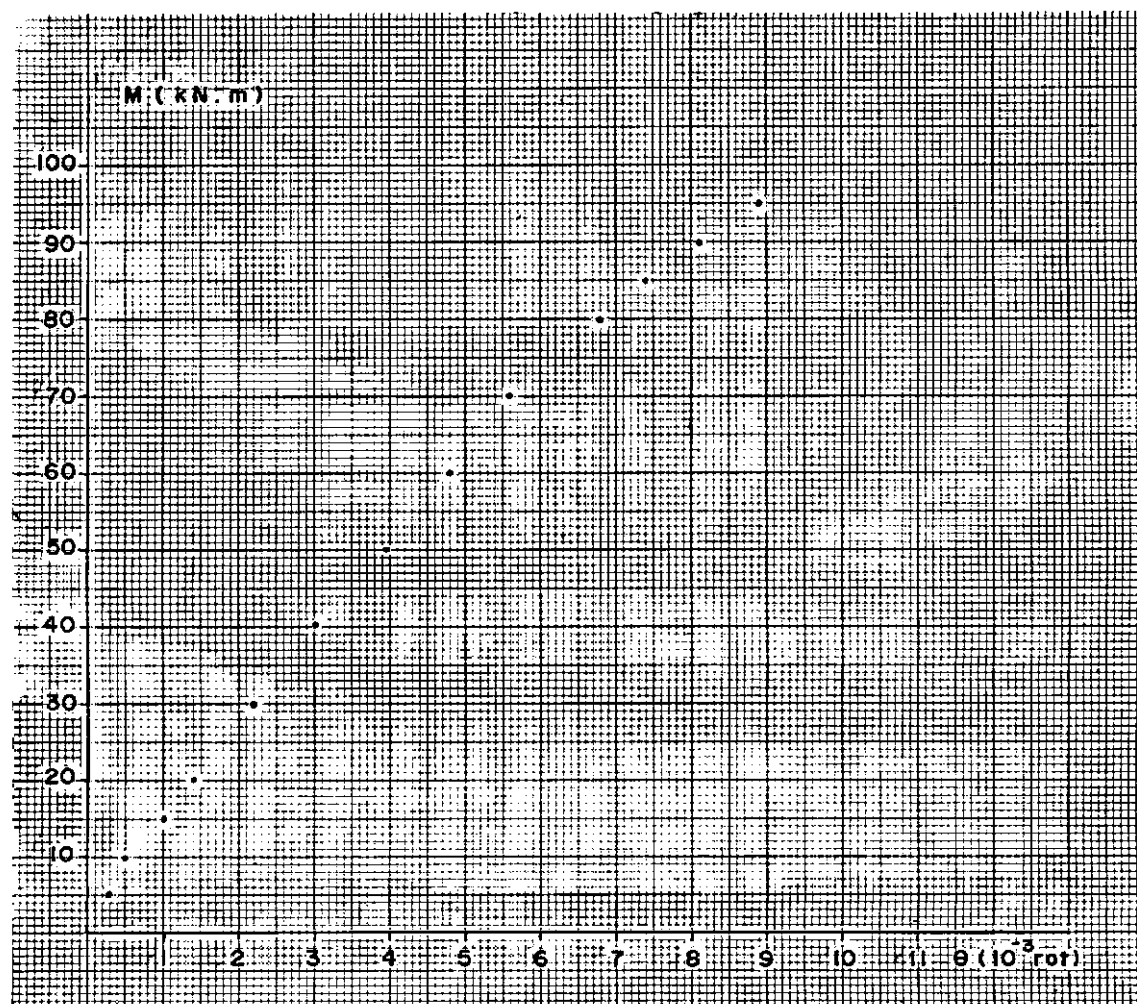


Fig. 5.4.12 - Diagrama Momento - Rotación V6.2

## CAPITULO VI

### CONCLUSIONES

El análisis de los resultados de los ensayos conducen a las siguientes conclusiones:

1 - Para todas las vigas ensayadas los momentos flectores últimos observados son mayores que los momentos calculados por las recomendaciones del CEB - FIP. La curva indicada por los valores observados tienen una forma semejante a la curva teórica.

El valor medio de la relación entre el momento flector último observado y el momento flector último calculado con  $\gamma_s = 1,0$ ;  $\gamma_c = 1,0$  fue de 1,20, mientras que para  $\gamma_c = 1,15$ ;  $\gamma_c = 1,5$  el valor medio fue de 1,53.

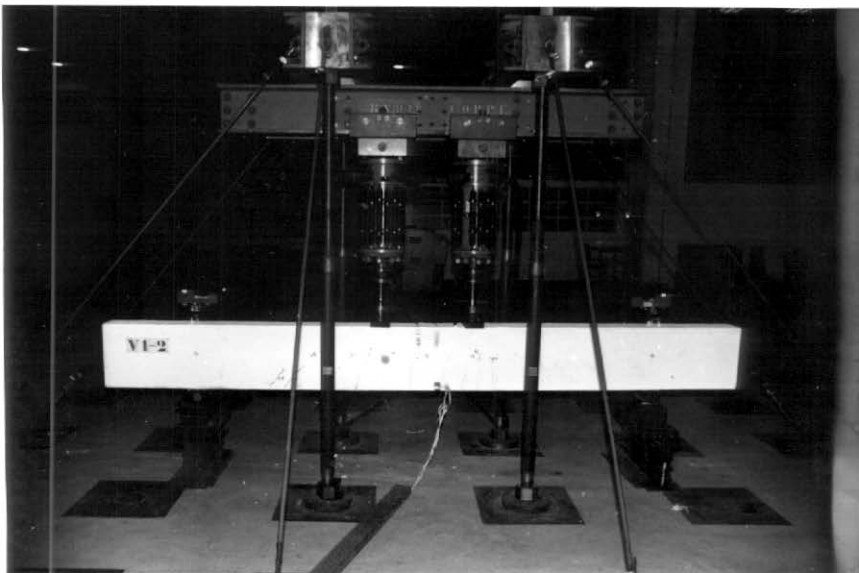
2 - Los valores de flecha obtenidos en los ensayos son bien aproximados a los encontrados a travez de la fórmula del CEB-FIP, para cargas menores que la carga de utilización.

APÉNDICE

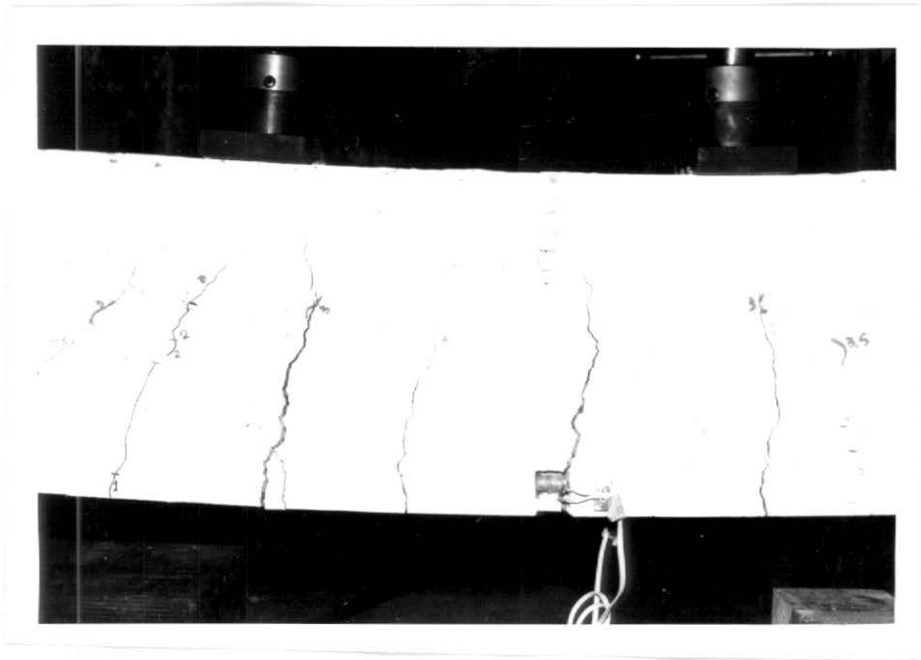
DOCUMENTACIÓN FOTOGRÁFICA



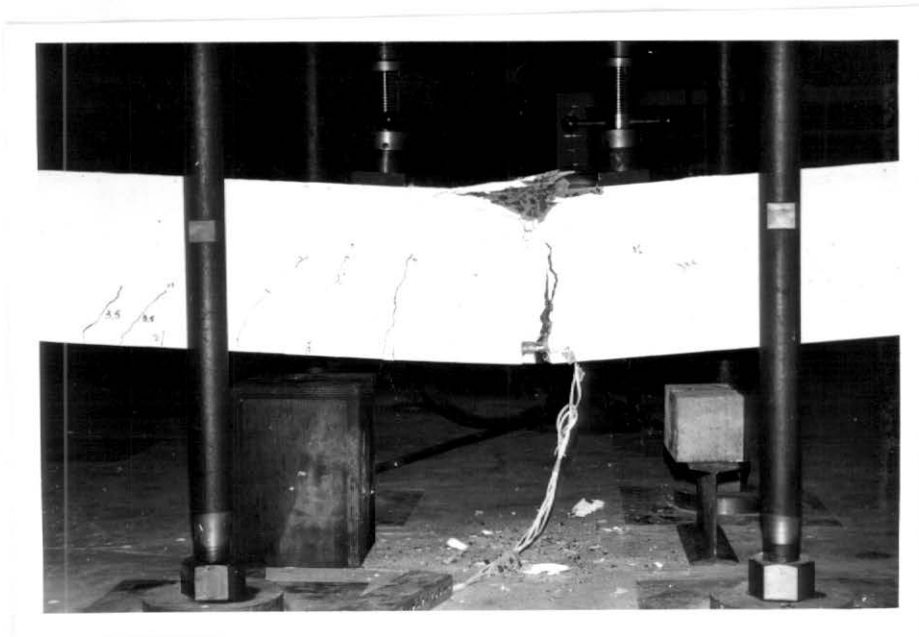
Fot. 1 - Detalle de colocación de los extensómetros



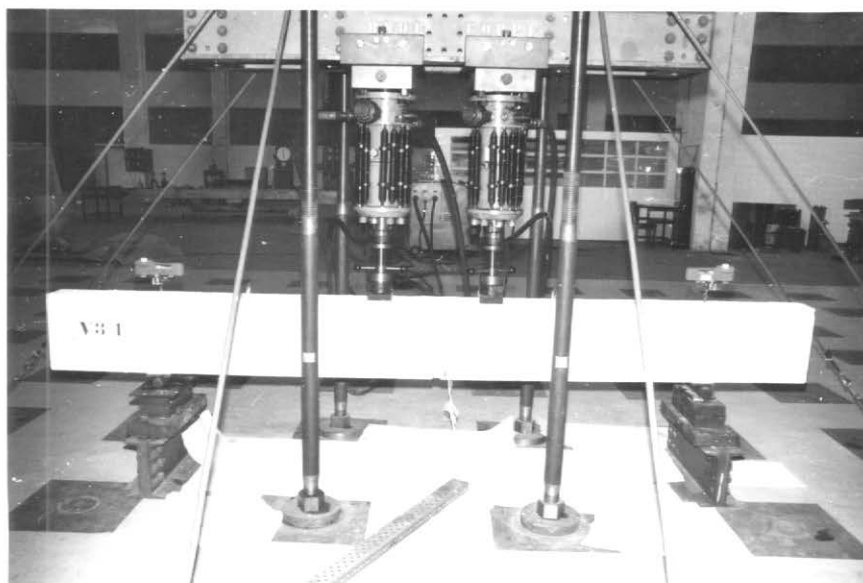
Fot. 2 - Ensayo de la viga V1.2



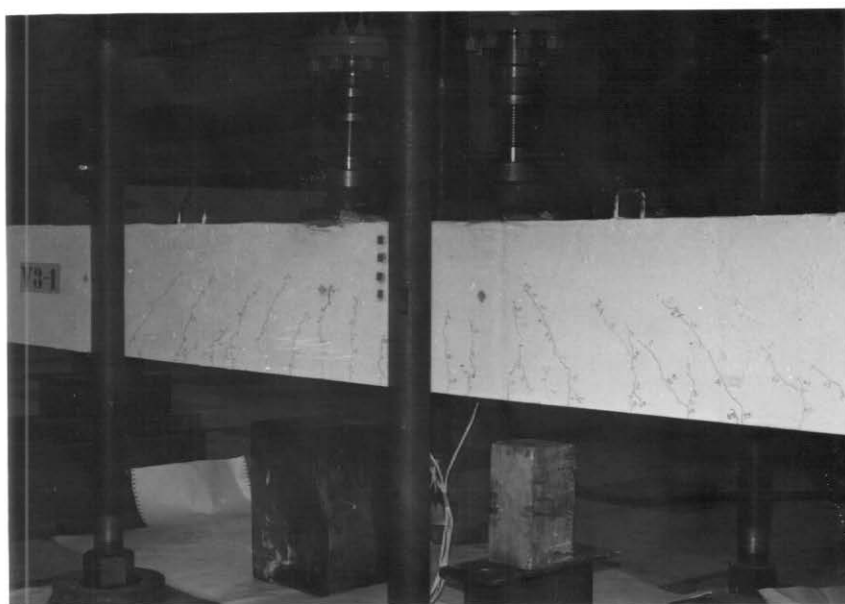
Fot. 3 - Inicio de rotura en la viga V1.2



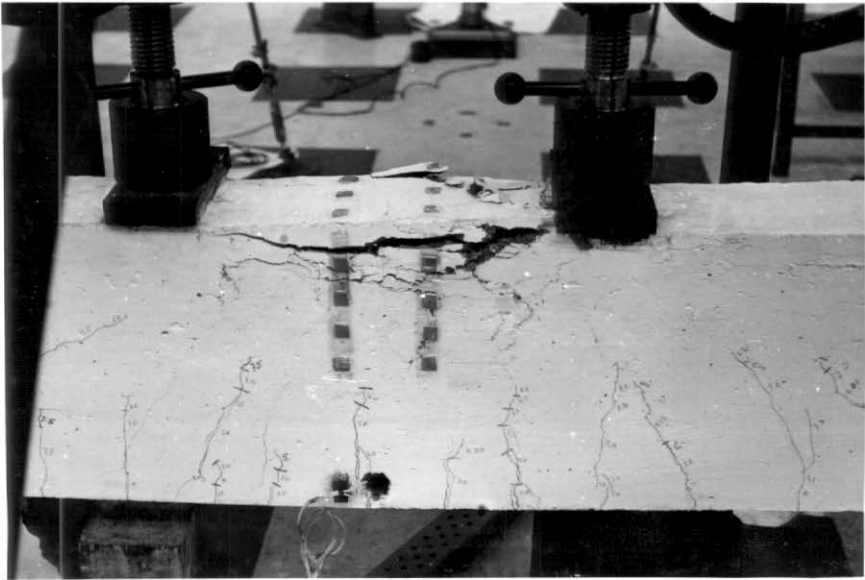
Fot. 4 - Rotura de la viga V1.2



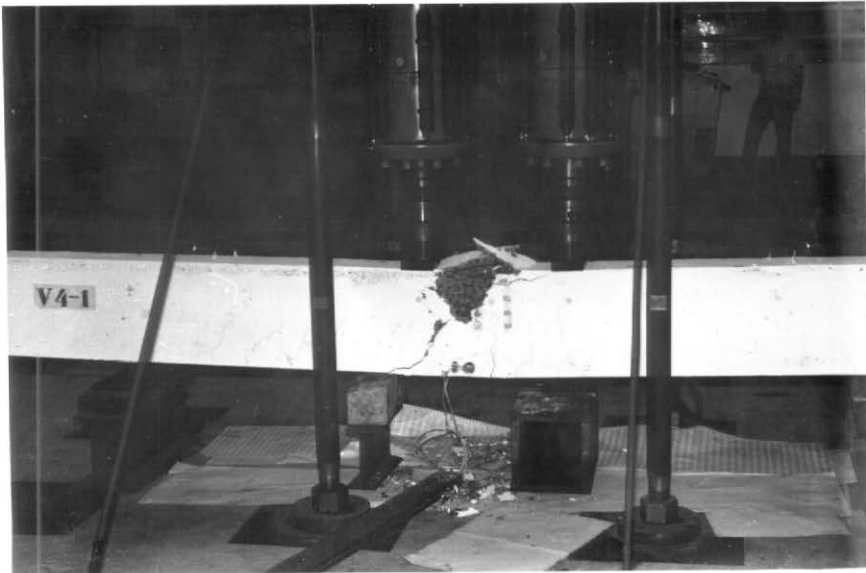
Fot. 5 - Vista general de la viga V3.1



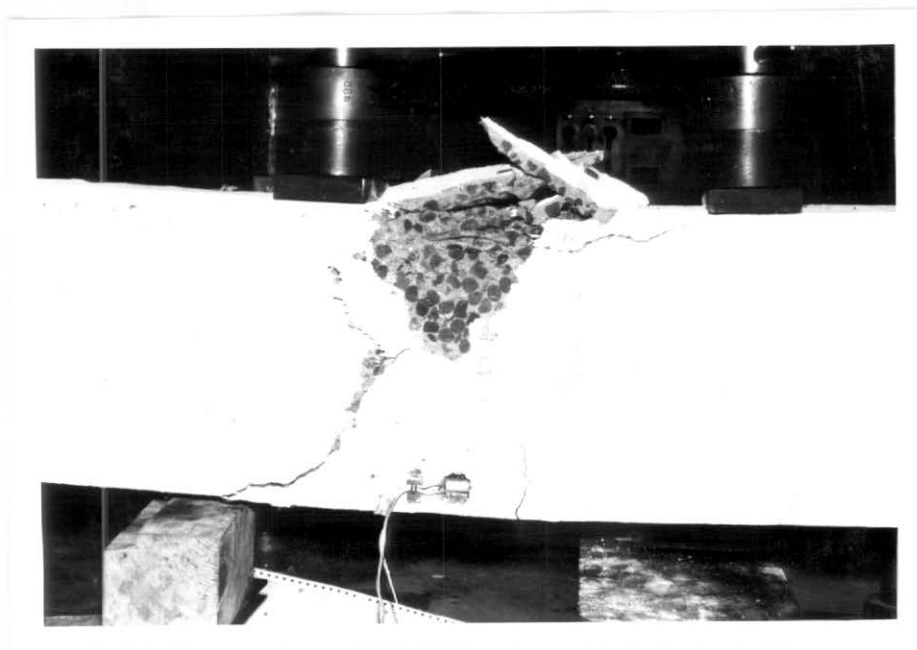
Fot. 6 - Fisuras en la viga V3.1



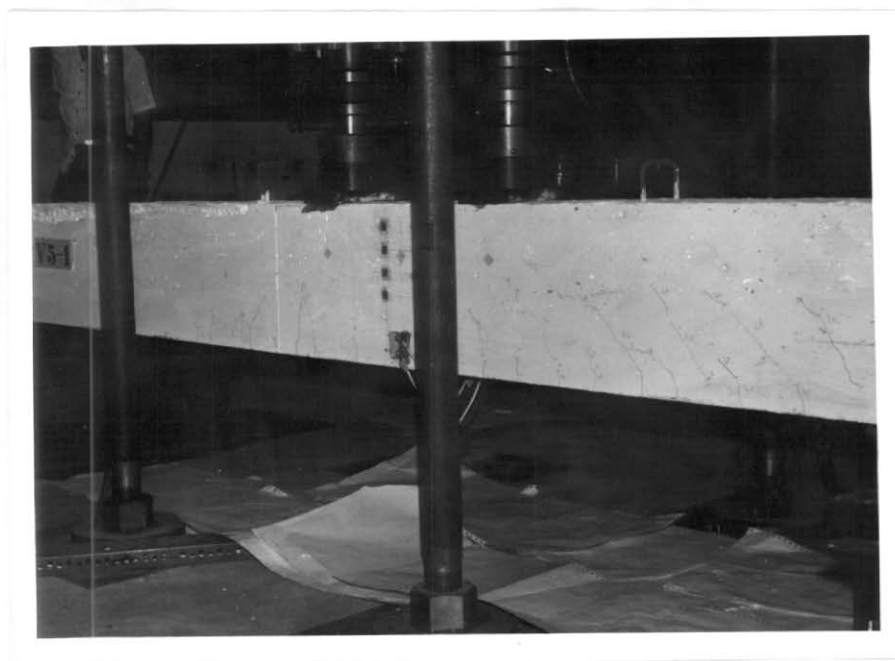
Fot. 7 - Rotura de la viga V3.1



Fot. 8 - Rotura de la viga V4.1

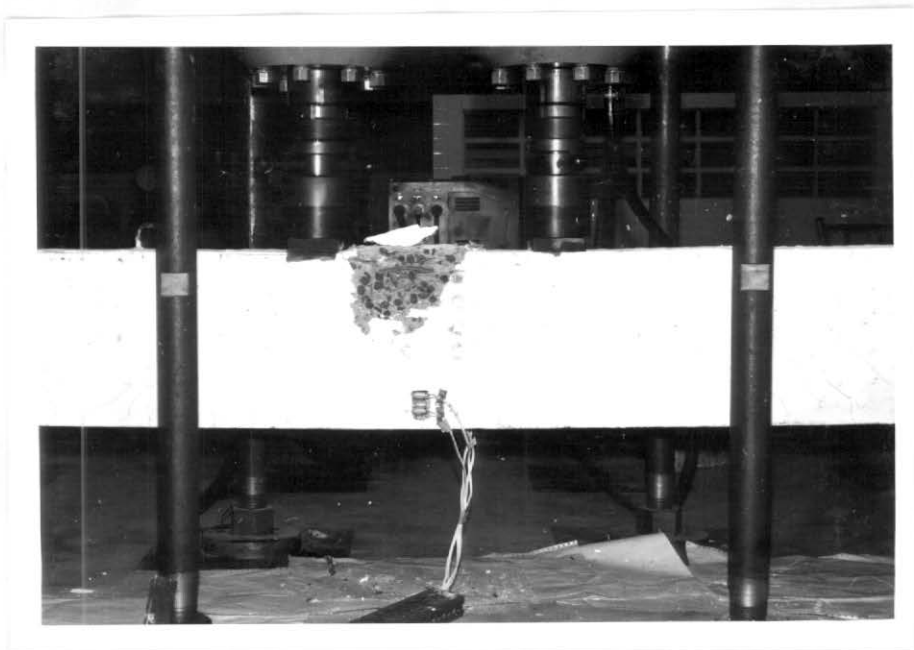


Fot. 9 - Rotura de la viga V4.1

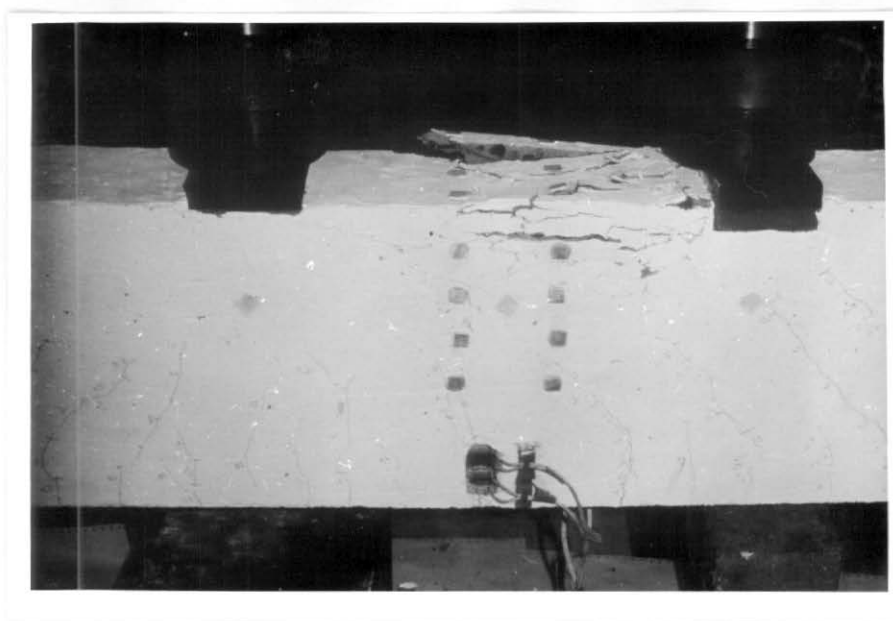


Fot. 10 - Fisuras en la viga V5.1

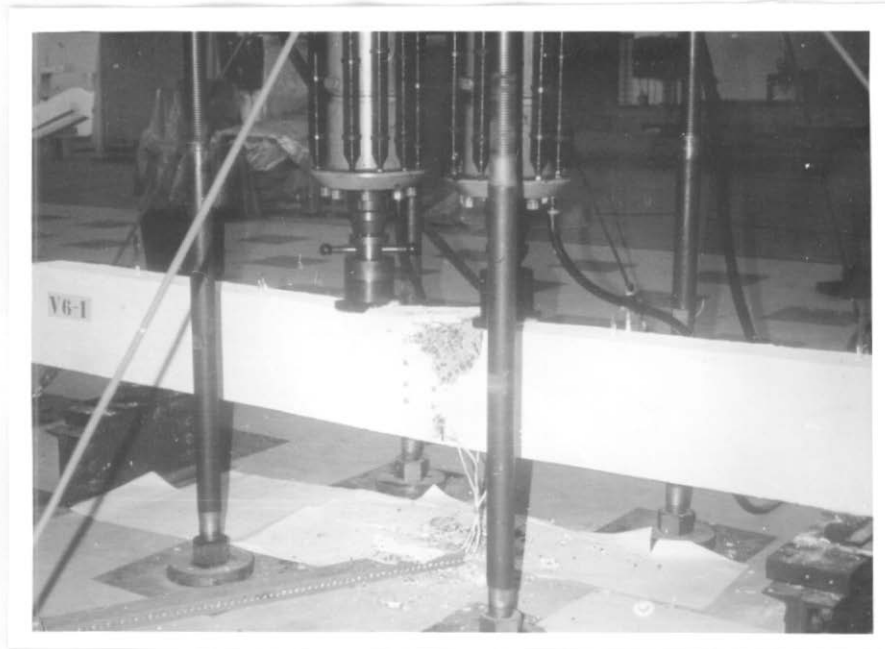




Fot. 11 - Rotura de la viga V5.1



Fot. 12 - Inicio de rotura en la viga V6.1



Fot. 13 - Rotura de la viga V6.1

BIBLIOGRAFIA

1. Carneiro, Fernando Luiz Lobo B. - "Dosagem de Concretos",  
Rio de Janeiro, Instituto Nacional de Tecnologia, 1953
2. Carneiro, Fernando Luiz Lobo B. - "Compte-Rendu des Essais de  
Flexion de Trois Séries de Poutres en Béton Armé",  
Instituto Nacional de Tecnologia, 1962
3. Montoya - Meseguer - Moran - "Hormigón Armado", 1a. Edición  
1973
4. Moretto, Oreste - "Curso de Hormigón Armado"
5. Comité Européen du Béton - Recommandations 2a. Edition, 1970
6. Comité Européen du Béton - Bulletin d'Information, nº 82
7. Comité Européen du Béton - Compléments, 1971
8. Mc. Mullen, Arthur E. - "Concrete Beams in Bending, Torsion  
and Shear, ASCE, May 1970 - pag. 885
9. Taylor R. and Mohameddhai, G.T.G., "Bending Moment in Beams",  
Concrete - November, 1969 Vol. 3 - nº 11
10. Clark, L.A. - "The Flexural Strength of Concrete Beams Rein-  
forced with very High - Strength Steel", The Structural  
Engineer - July 1970, Vol. 48, nº 7
11. Castro, Newton de - "Resistencia ao Esforço Cortante no Con-  
creto Leve" - Tese de Mestrado - COPPE - 1971