



UNIVERSIDAD NACIONAL

INGENIERIA

14: 98  
FACULTAD DE INGENIERIA  
EXAMENES PROFESIONALES  
60-1-84 T.E.

Al Pasante señor MIGUEL ANGEL MAGALLON PINA,  
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. José Luis Camba Castañeda, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"DISEÑO DE VIGAS ESTATICAMENTE DETERMINADAS"

1. Fórmulas fundamentales.
2. Cálculo para las dimensiones.
3. Representación gráfica de las fórmulas.
4. Excentricidad límite.
5. Efectos de la carga muerta cuando se aplica el presfuerzo.
6. Ejemplos.

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria, 22 de abril de 1981  
EL DIRECTOR

  
ING. JAVIER JIMENEZ ESPRIU

165  
JJE/OBLH/ser



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.

## DISEÑO DE BARRAS ESTATICAMENTE DETERMINADAS

Los cálculos para miembros de concreto presforzado son generalmente hechos con ensayo (prueba) y error, desde entonces estos miembros tienden a satisfacer muchas condiciones y dificultades de problemas que surgen acerca de la distribución de esfuerzos en la sección de la barra. El método general de calcular es basado sobre la determinación aproximada de las dimensiones de el concreto siguiendo con una fácil representación gráfica de las relaciones básicas. La magnitud y excentricidad de el tensado necesario para presforzar puede entonces ser deducido con dificultad. Este método puede ser aplicado al diseño de elementos de cualquier forma. Un método está dado por el calculo de la suma del tensado requerido en la zona donde los cables o barras estan seguras. Esto no es sugerir, este método no puede ser improvisado, pero un estudio de un caso donde los fines de una barra han sido rotos durante el presfuerzo ha dado una oportunidad para comparar la teoría descrita con condiciones en práctica. Unicamente - barras simplemente apoyadas son consideradas en esta explicación. Las palabras: alambres y cables serán usadas para describir la tensión del acero, para el método de diseño aplicado a barras, alambres, o alguna otra forma de acero tensado.

### I - BARRAS SUJETAS A MOMENTO DE EL MISMO SIGNO -

#### Fórmula Fundamental

Un miembro de concreto presforzado sujeto a flexión únicamente es más resistente en general que uno sujeto a Momento flexionante producido por las cargas  $w_d$  presentadas cuando los presfuerzos empieza a establecerse y el otro momento flexionante producido por las cargas  $w_a$  las cuales han sido aplicadas después del pretensado. Este momento flexionante que esta comprimiendo las fibras induciendo el esfuerzo en la fibra tope del concreto. El esfuerzo adicional en la fibra superior en los alambres debido a las fuerzas de  $w_a$  podrán ser olvidadas porque estas no están excediendo del 3 o 4 % del esfuerzo total en los alambres solo porque el esfuerzo indicado en los alambres durante el tensado decrece con el tiempo por un incremento alrededor de un 10 o 15 % hacia el esfuerzo en la fibra superior en el acero y el concreto, comprimiendose el concreto. En menor a 4 % de la reducción en el estirón al aplicar la fuerza ocurriendo durante los primeros tensados el estiramiento es completado y es principalmente hacia el acero. Si los esfuerzos en el acero no son excesivos en el momento de estirarse, nunca sera bajo el trabajo de las fuerzas.

La sección de la barra en la mitad del espacio debe satisfacer las siguientes condiciones:

Fibra superior. (a) Inmediatamente el presfuerzo establece el esfuerzo de tensión en la sección bajo las cargas  $w_d$  (maximos esfuerzos permisibles a tensión)  $c_t$  en el concreto. Esta condición no es aplicable cuando el cable esta dentro del núcleo de la sección, entonces la fibra tope esta siempre en compresión.

(b) Después de un tiempo (digamos un año) abajo de las cargas  $w_d$  y  $w_a$  combinadas, el esfuerzo de compresión en el concreto no debe exceder los esfuerzos permisibles a compresión  $c$  en el concreto sial cable esta abajo del núcleo. Si el cable está dentro del nucleo de la sección, estas condiciones deben ser cumplidas con el tiempo, el presfuerzo es estable (en adelante el termino núcleo central se definira como la zona que esta en el tercio medio de la sección rectangular).

Fibra en el fondo. (a) Inmediatamente después de colocar el presfuerzo los esfuerzos de compresión en el concreto bajo la carga  $w_d$  no deben exceder  $c_c$ , *esfuerzo permisible del concreto a compresión.*

(b) Después de un tiempo bajo la aplicación de la combinación de cargas, los esfuerzos de tensión en el concreto no d deben exceder  $c_t$ , *esfuerzo permisible del concreto a tensión.*

Estas condiciones se pueden expresar matemáticamente como lo siguiente, en el cual los simbolos tienen el significado -  
mostrado

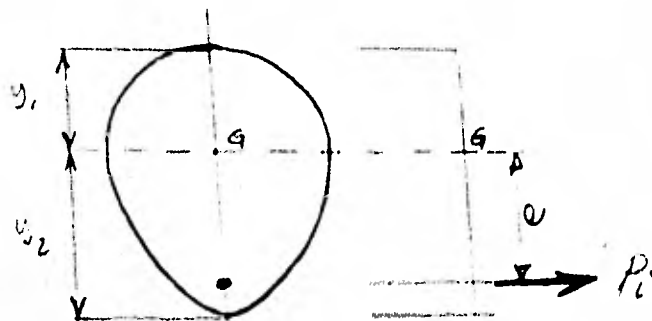


fig - 1 -

Caso (1).- e mayor que  $\frac{r^2}{y_1}$

$$\frac{P_i}{A} \left( \frac{e y_1}{r^2} - 1 \right) - C_{dt} \leq C_t \quad (1)$$

$$- \frac{\eta P_i}{A} \left( \frac{e y_1}{r^2} - 1 \right) + C_{dt} + C_{at} \leq C \quad (2)$$

$$\frac{P_i}{A} \left( 1 + \frac{e y_2}{r^2} \right) - C_{db} \leq C \quad (3)$$

$$- \frac{\eta P_i}{A} \left( 1 + \frac{e y_2}{r^2} \right) + C_{db} + C_{ab} \leq C_t \quad (4)$$

Caso (2).- e menor que  $\frac{r^2}{y_1}$  La Condición (a) no puede aplicarse a la fibra superior

$$\frac{P_i}{A} \left( 1 - \frac{e y_1}{r^2} \right) + C_{dt} + C_{at} \leq C \quad (2A)$$

Fórmula (3) y (4) permanecen en el caso (1).

Con excepción de e, todos los símbolos utilizados son valores numéricos; e se considera positivo cuando se mide hacia abajo del eje S Fig-1- que esta en la misma dirección de  $y_2$ . Es lo contrario para vigas continuas.

Una importante condición es la siguiente. Sumando (3) y

$$(4), \quad (1 - \eta) \frac{P_i}{A} \left( 1 + \frac{e y_2}{r^2} \right) + C_{ab} \leq C + C_t$$

entonces  $C_{ab} = \frac{M_a y_2}{I}$ ,

$$\frac{I}{y_2} \geq \frac{M_a}{C + C_t - (1 - \eta) \frac{P_i}{A} \left( 1 + \frac{e y_2}{r^2} \right)} \quad (5)$$



En la misma forma, sumando (1) y (2), si  $e$  es más grande que  $\frac{I^2}{y_1^2}$  lo cual es usual en una sección en la cual el momento flexionante es mayor

$$(1 - \eta) \frac{P_i}{A} \left( \frac{e y_1}{r^2} - 1 \right) + C_{ot} \leq c + c_t$$

entonces 
$$\frac{I}{y_1} \geq \frac{M_a}{c + c_t - (1 - \eta) \frac{P_i}{A} \left( \frac{e y_1}{r^2} - 1 \right)} \quad (6)$$

Si nosotros asumimos que no hay pérdidas de presfuerzo ( $\eta = 1$ ) entonces de (5) y (6)

$$\frac{I}{y_2} \text{ o } \frac{I}{y_1} \geq \frac{M_a}{c + c_t} \quad (7)$$

Esto indica que la sección debe ser suficiente para resistir el momento debido a la superposición de la carga  $w_a$ , el esfuerzo permisible no siendo el esfuerzo de compresión  $c$  ó  $c_t$ . La carga  $w_d$  (por ejemplo la carga muerta) existiendo cuando los esfuerzos están siendo aplicados (o establecidos), esto no incluye en la determinación de las dimensiones del concreto. Una viga de concreto presfuerzo es más pequeña que una viga de concreto reforzado.

La fórmula (7) satisface únicamente dos de las cuatro condiciones, las otras dos se usan para calcular  $P_i$  y  $e$ , la excentricidad  $e$  puede ser calculada a lo largo de la viga <sup>también</sup> con la ec (7). En los casos en donde  $e$  es satisfactoria, como es generalmente, la barra debe de ser diseñada únicamente por  $w_a$ , la carga  $w_d$  que es generalmente la carga muerta se desprecia.

Entonces una explicación se da de que el peso de una viga presforzada se carga por sí mismo. Aún si hay pérdidas de presfuerzo que es cuando  $\eta$  es menor que 1 esto se discute más adelante a lo largo de esta exposición, es correcto aunque haya pérdidas despreciar el valor de  $w_d$ . En concreto reforzado en una viga de claro simplemente apoyada se puede reducir el momento flexionante, sumándole cantiliver de cada lado, disminuyendo el momento flexionante a la mitad entonces el momento debido a la carga muerta disminuye- esto no sucede en el presfuerzo entonces el tamaño de la viga en el centro del claro esta determinada unicamente debido a las cargas de servicio y esos momentos flexionantes no son afectados por los cantilivers, los cuales no pueden ser cargados.

PRIMER CALCULO PARA LAS DIMENSIONES/. En la mayoría de los casos el límite superior de los términos  $(1-\eta) \frac{P_i}{A} \left(1 + \frac{e y_2}{r^2}\right)$  y  $(1-\eta) \frac{P_i}{A} \left(\frac{e y_1}{r^2} - 1\right)$  en la fórmula (5) y (6) se determinan generalmente cercanos, entonces  $\eta$  es generalmente  $0.85 P_i/A$  y al rededor de  $0.5 c$  en el diseño de la barra. y  $\frac{e y_1}{r^2}$  y  $\frac{e y_2}{r^2}$  son cada uno generalmente igual a dos, se recuerda que la evolución de los términos secundarios puede hacerse con un poco de error sin que sea apreciable el efecto en el resultado final, entonces los dos términos referidos son aproximadamente igual a  $0.255 c$  y  $0.075 c$  respectivamente y la fórmula (5) y (6) ahora son respectivamente

$$\frac{I}{y_2} \geq \frac{M a}{0.775 c + c_t} \quad (8)$$



$$y \quad \frac{I}{y_1} \geq \frac{M_a}{0.925c + c_t} \quad (9)$$

Con estas fórmulas es fácil determinar las dimensiones aceptables temporalmente para una sección simétrica ( $y_1 = y_2$ ) es obvio que (8) se debiera usar, entonces (9) , automáticamente si se cumple (8).

- Vigas rectangulares - la fórmula (8) se transforma en

$$\frac{b D^2}{6} \geq \frac{M_a}{0.775c + c_t} \quad (10)$$

$$\text{ó} \quad Q_1 b D^2 \geq M_a \quad (11)$$

$$\text{donde} \quad Q_1 = \frac{0.775c + c_t}{6} \quad (12)$$

Para vigas rectangulares en concreto reforzado con refuerzo de tensión únicamente

$$Q b d^2 = M \quad (13)$$

$$\text{donde} \quad Q = \frac{3t + 2cm}{6m \left(1 + \frac{t}{cm}\right)^2} \quad (14)$$

Si nosotros asumimos que  $c=1500 \text{ lb/in}^2$   $t=18,000 \text{ lb/in}^2$  y  $m=8$ , entonces (14) da  $Q=260$ . Si en (12) sustituimos  $c=1500 \text{ lb/in}^2$  y  $c_t=0$  nos da (12) igual a  $Q_1=194$ . Entonces con el esfuerzo encontrado, en concreto reforzado

$$d = \sqrt{\frac{I}{Q}} \sqrt{\frac{M_d + M_a}{b}} = 0.062 \sqrt{\frac{M_d + M_a}{b}}$$

$$y, \text{ asumiendo } D = 1.10d, D = 0.068 \sqrt{\frac{M_d + M_a}{b}} \quad \text{En concretos presforzados}$$

$D = 0.072 \sqrt{\frac{M_a}{b}}$ . Suponiendo que  $M_a = M_a$ , en el concreto reforzado  $D = 0.097 \sqrt{M_a/b}$ , y en concreto prestozado  $D = 0.072 \sqrt{M_a/b}$ . Esto es una reducción, alrededor de 26% del total de la profundidad aunque en ambos casos el refuerzo máximo es el mismo de 15000 lb/in<sup>2</sup> que toma el concreto.

Los esfuerzos permisibles en el concreto pueden ser tan grandes como 2100 lb/in<sup>2</sup> en concreto prestozado no hay refuerzo por plasticación del concreto y noson necesario estribos El posible decremento en la medida y en el peso indican claramente las posibilidades del concreto prestozado. Por ejemplo si nosotros asumimos que  $c = 2100 \text{ lb/in}^2$  y  $c_t = 150 \text{ lb/in}^2$  entonces la fórmula (12) nos da  $Q_T = 296$ , en lugar de 194 como antes y  $D = 0.058 \sqrt{M_a/b}$ .

Esta corresponde a una reducción de un 40 % en profundidad de la viga comparada con el concreto reforzado. En otras palabras, una viga o losa que requiere 6 it de concreto reforzado con un esfuerzo permisible de 1500 lb/in<sup>2</sup> podría ser únicamente de 3 it 8 in en concreto prestozado con un esfuerzo permisible en el concreto de 2100 lb/in<sup>2</sup>. En el curso algunas de estas reducciones son causadas por más altura permitida en el esfuerzo. Comunmente el concreto reforzado necesitaría la cantidad de refuerzo de 1.67 % y en prestuerzo (ver después) la cantidad de acero podría ser cerca de 0.72%; el peso del acero puede estar en la proporción de 1.67 X 6 a 0.72 X 3.67 que es 10 a 2.62. Asta aquí la barra o losa de concreto reitorzado

puede necesitar tempranamente (o pronto) cuatro tiempos así como otra cantidad de acero <sup>como</sup> en concreto reforzado.

REPRESENTACION GRAFICAS DE LAS FORMULAS de (1) a (4). - La primera condición para considerar la fórmula (1). Si  $e$  es igual o menor que  $r^2/y_1$  (caso 2) la condición expresada por (1) es siempre satisfecha para cualquier valor de  $P_i$  ó  $e$ . Si  $e$  es más grande que  $r^2/y_1$  (caso I) (1) puede ser escrito

$$\frac{1}{P_i} \geq \frac{\frac{e y_1}{r^2} - 1}{(c_d t + c_t) A} \quad (15)$$

Esto es claro que para obtener una sección del valor aceptable para  $P_i$  y  $e$  están dentro del área de la fig. 20 (a)

Considerando la fórmula (2).

Caso (i):  $c \geq c_{dt} + c_{at}$

Si  $e$  es menor que  $r^2/y_1$  (caso 2) fórmula (2A) puede estar escrita

$$\frac{1}{P_i} \geq \frac{1 - \frac{e y_1}{r^2}}{(c - c_{dt} - c_{at}) A} \quad (16)$$

Si  $e$  es igual o mayor que  $r^2/y_1$  (caso I) la condición en (2) es siempre satisfecha por cualquier valor de  $P_i$  y  $e$ . Esto es claro que, para una sección dada, el valor aceptable de  $P_i$  y  $e$  (fórmula 16) están dentro del área A construida en la fig. 20 (b)

Caso (ii):  $c \leq c_{dt} + c_{at}$

Si  $e$  es igual o menor que  $r^2/y_1$  (caso 2), la condición en (2) estará nunca satisfecha.

Si  $e$  es mayor que  $r^2/y_1$  (caso I) la fórmula (2) puede ser escrita

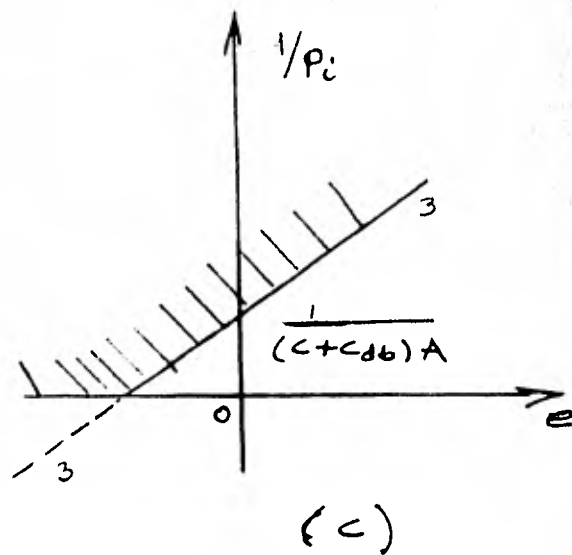
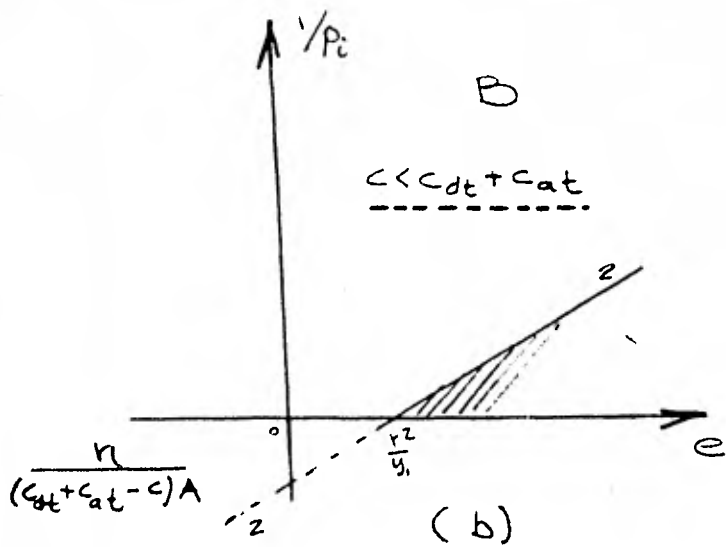
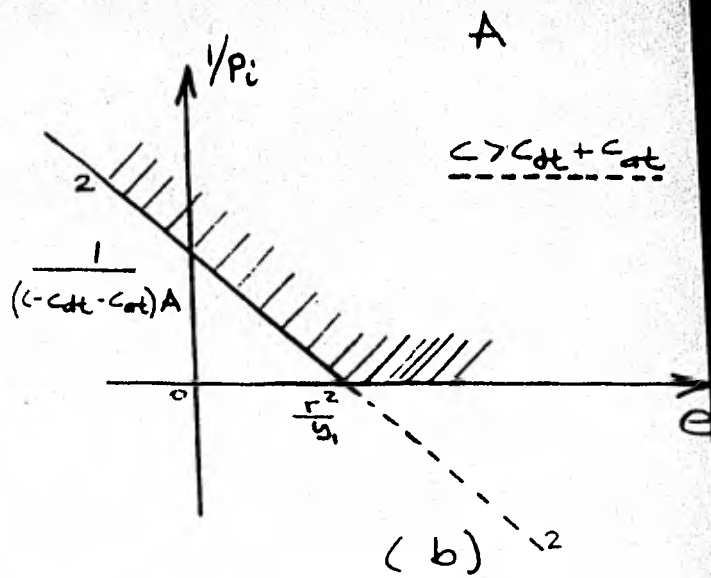
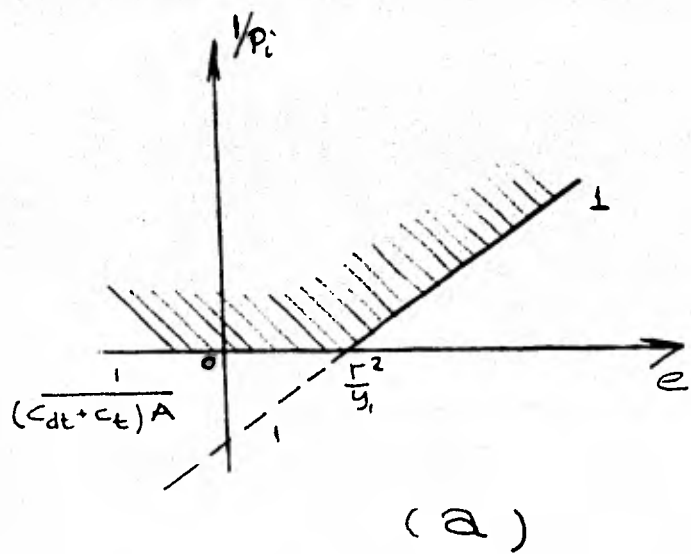
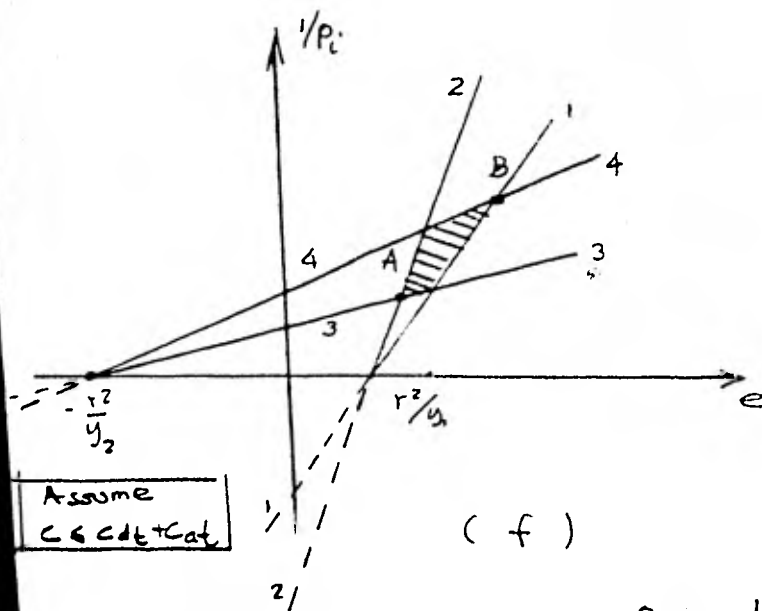
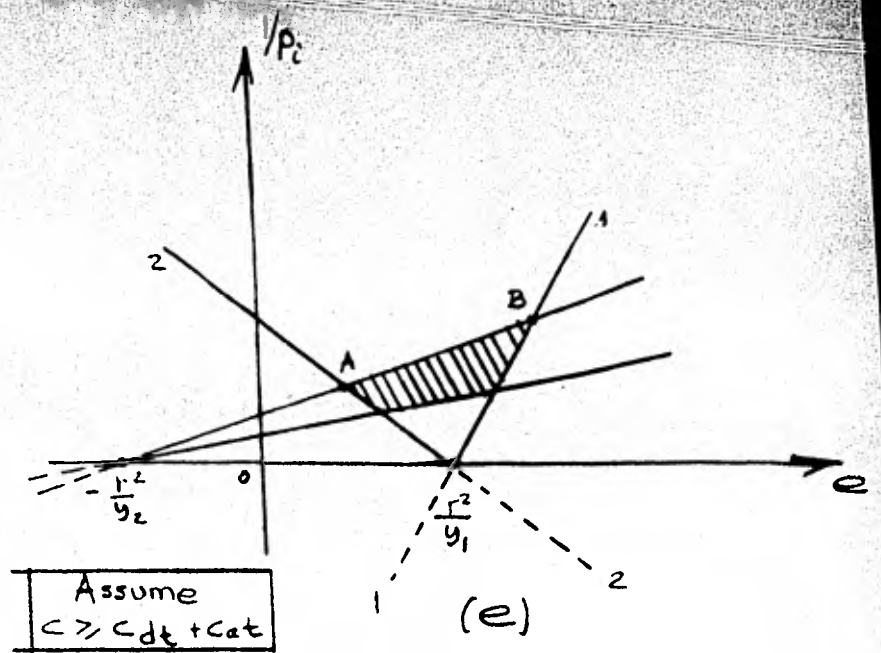
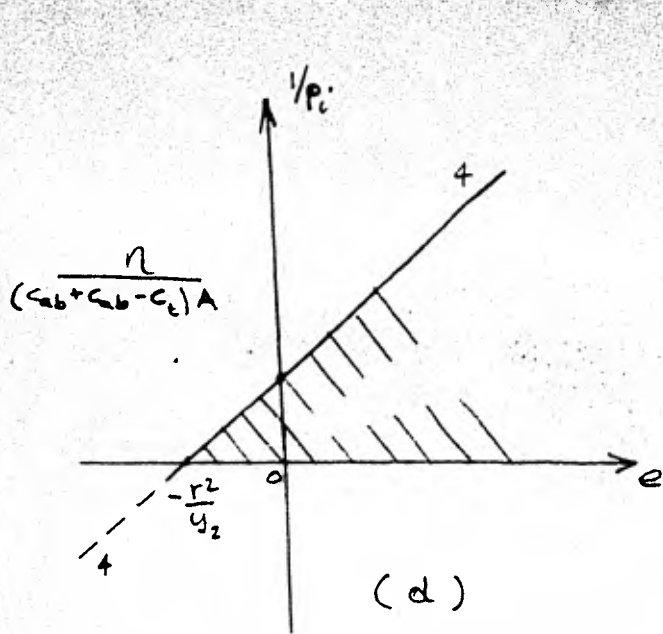


FIG. 2



ordenadas para  $e=0$

- para la línea 1:  $-\frac{1}{(c_{dt} + c_t) A}$
- para la línea 2:  $+\frac{1}{(c - c_{ct} - c_{ct}) A}$
- para la línea 3:  $+\frac{1}{(c + c_{db}) A}$
- para la línea 4:  $+\frac{n}{(c_{db} + c_{ab} - c_t) A}$

ordenadas para  $e=0$

- para la línea 1:  $-\frac{1}{(c_t + c_t) A}$
- para la línea 2:  $-\frac{n}{(c_{dt} + c_{ct} - c) A}$
- para la línea 3:  $+\frac{1}{(c + c_{db}) A}$
- para la línea 4:  $+\frac{n}{(c_{db} + c_{ab} - c_t) A}$

continuación de la fig 2

$$\frac{1}{P_i} \leq \frac{\eta \left( \frac{e y_1}{r^2} - 1 \right)}{(C_{dt} + C_{at} - c) A} \quad (17)$$

Por lo que para dar la sección del valor aceptable de  $P_i$  y  $e$  están dentro del área B construida de la fig. 20 (b).

Considerando la fórmula (3) Si  $e$  es igual o menor que  $-r^2/y_2$  la condición en (3) es siempre satisfecha. Si  $e$  es mayor que  $-r^2/y_2$ , (3) puede ser escrita

$$\frac{1}{P_i} \geq \frac{1 + \frac{e y_2}{r^2}}{(C + C_{db}) A} \quad (18)$$

Para una sección dada los valores aceptables de  $P_i$  y  $e$  están dentro del área construida de la fig 20 (c).

Finalmente, considerando la fórmula (4), si  $e$  es igual o menor que  $-r^2/y_2$ , la condición (4) siempre es satisfecha, cuando  $e$  es mayor que  $-r^2/y_2$ , (4) podrá escribirse

$$\frac{1}{P_i} \geq \frac{\eta \left( 1 + \frac{e y_2}{r^2} \right)}{(C_{db} + C_{ab} - C_t) A} \quad (19)$$

Por lo tanto para una sección dada los valores aceptables de  $P_i$  y  $e$  están dentro del área construida de la fig 20 (d)

Los cuatro diagramas en las figs. 20 (a) a (d) están combinadas en la fig 20 (e) las cuales se aplican si  $c$  es igual o mayor que  $c_{dt} + c_{at}$ . Los valores aceptables de  $P_i$  y  $e$  que satisfagan al mismo tiempo las condiciones en las cuatro fórmulas están dentro del área construida de la fig 20 (e). Que



si  $e$  es mayor que 0, la línea 3 debe estar siguiendo la línea 4, de otro modo no hay solución, en la cual  $p_i$  y  $e$  satisfacen al mismo tiempo las condiciones en las cuatro fórmulas.

Si  $c$  es menor que  $c_{dt} + c_{at}$  entonces en la figura (f) <sup>están los</sup> resultados. Los valores aceptables de  $p_i$  y  $e$  <sup>que</sup> satisfaciendo al mismo tiempo las condiciones de las 4 fórmulas ~~que~~ están dentro del área construida. Esto es si  $e$  es mayor que  $r^2/y_1$ , la línea 3 debe estar siguiendo la línea 4 y la línea 1 seguir la línea 2, de otro modo no hay solución en la cual  $p_i$  y  $e$  satisfagan al mismo tiempo las condiciones de las 4 fórmulas.

EXCENTRICIDAD LIMITE. - calculando la abcisa  $e_A$  de este punto A figura 20 (e), la intersección de la línea 2 y 4. Si  $e$  es menor que  $r^2/y_1$ , las ecuaciones para estas líneas son.

$$\frac{P_i}{A} \left( 1 - \frac{ey_1}{r^2} \right) = c - c_{dt} - c_{at} \quad \text{y} \quad \eta \frac{P_i}{A} \left( 1 + \frac{ey_2}{r^2} \right) = c_{db} + c_{ab} - c_t$$

Dividiendo la primera por la segunda de estas fórmulas y sustituyendo

$$C = \eta \frac{c - c_{dt} - c_{at}}{c_{db} + c_{ab} - c} \quad (20)$$

la fórmula para  $e_A$  es

$$e_A = \frac{(1-c)r^2}{y_1 + cy_2} \quad (21)$$

En la misma manera calculando la abcisa  $e_A$  de el punto A fig. (2 f) de intersección de la línea 2 y 3 las ecuaciones para estas líneas son.

$$\eta \frac{P_i}{A} \left( \frac{ey_1}{r^2} - 1 \right) = c_{dt} + c_{at} - c \quad \text{y} \quad \frac{P_i}{A} \left( 1 + \frac{ey_2}{r^2} \right) = c_{db} + c$$

por división y sustitución .

$$c_1 = \frac{c_{dt} + c_{at} - c}{\eta(c_{db} + c)} \quad (22)$$

$$e_A = \frac{(c_1 + 1)r^2}{y_1 - c_1 y_2} \quad (23)$$

Si la excentricidad obtenida ~~en (21) o (23)~~ con los alambres dentro de la sección que se escogio es menor que  $e_A$  obtenidas de (21) o (23) entonces esta combinación de  $P_i$  y  $e$  satisfacen al mismo tiempo las condiciones de las cuatro fórmulas.

CALCULOS EN LA PRACTICA. - Una sección satisfaciendo la fórmula (8) y (9), es escogida. Los esfuerzos  $c_{dt}$ ,  $c_{at}$ ,  $c_{db}$  y  $c_{ab}$  están entonces calculados. El siguiente  $e_A$  está calculado de la ec. (21) si  $c$  es mayor que  $c_{dt} + c_{at}$  o desde (23) si  $c$  es menor que  $c_{dt} + c_{at}$ . Si la excentricidad obtenible ~~en (21) o (23)~~ con el alambre dentro de la sección escogida es menor que  $e_A$

entonces la profundidad de la sección debe ser incrementada. Si la excentricidad obtenida es mayor que  $e_A$ , ver diagrama semejante a la fig 2 (e) y (f) que estan dibujados.

Si la excentricidad obtenida ~~excede~~ excede  $e_B$  la excentricidad correspondiente en el punto B en una u otra figs. 2 (e) o (f),  $e_B$  es adoptada con el correspondiente prestuerzo inicial indicado en el diagrama; esto es,  $P_i$  es determinado desde la ordenada de B. Si la excentricidad obtenible ~~es menor~~ es menor que  $e_B$  en una u otra figs. 2 (e) o (f) la excentricidad mayor es adoptada y el valor de  $P_i$  es determinado desde la ordenada ~~del punto~~ del punto, sobre el más alto límite del área construida, la abscisa de el punto será evaluada con la excentricidad mayor obtenida (Nota. que el valor mayor de  $1/P_i$  corresponde a el menor valor de  $P_i$ ) Los ejemplos darán una clara idea del método.

#### EFEECTO DE LA CARGA MUERTA CUANDO SE APLICA EL PRESFUERZO.-

Para <sup>explicar la</sup> simplificación ~~que se hizo~~ que se hizo anteriormente de que la carga muerta se carga así mismo, las pérdidas de prestuerzo se desprecieren ( para  $\eta=1$  ) y se supondra una sección simétrica  $y_1=y_2=y$  . La fórmula (7) la cual resulta de la combinación de las fórmulas (1) + (2) y (3) + (4) satisfaciendo (1) y (3) y permaneciendo de tal forma que se cumplan las cuatro ecuaciones fundamentales. Combinando (1) y (3) para una sección simétrica y con  $c_{dt}=c_{db}$

$$\frac{\frac{e y}{r^2} - 1}{1 + \frac{e y}{r^2}} = \frac{c_t + c_{dt}}{c + c_{dt}}$$

entonces 
$$e = \frac{c + c_t + 2 c_{dt}}{c - c_t} \cdot \frac{r^2}{y}$$

Si el esfuerzo de tensión no es permisible ( $c_t=0$ ),  $e = (1 + \frac{2c_{dt}}{c}) r^2 / y$   
 Con el valor de  $c_{dt}$  obtenido de  $M_d y / I$  (aceptando que  $C_{dt} = c_{db}$ )  
 y combinando la fórmula (8) escribiéndola como una ec. con  $\beta = y_1$

$$e = \left( 1 + 1.55 \frac{M_d}{M_a} \right) \frac{r^2}{y} \quad (23.A)$$

Con este valor de e, ec. (I) se tiene

$$P_i = \frac{M_a}{1.55 \frac{r^2}{y}}$$

En breve (I) a (4) han sido remplazadas por (7), (23A), y -  
 (23B). En el caso <sup>de</sup> considerarse la superposición de cargas, influ-  
 ye sobre las dimensiones del concreto y el valor de  $P_i$ , mien-  
 tras la excentricidad depende de las cargas actuando cuando el  
 presfuerzo termina de aplicarse. No se debe concluir que para  
 una viga la cual tiene unicamente la carga presente cuando el  
 presfuerzo es terminado de aplicar y puede ser no unicamente  
 la carga muerta,  $1/y=0$  y  $P_i=0$  acorde a (7) y (23B) tan grandes  
 como e tiene un valor suficientemente grande; como un hecho na-  
 tural e sería infinito de acuerdo a la ec (23A). Aunque teori-  
 camente es correcto, es imposible en la práctica si  $w_e$  es peque-  
 ño en relación con  $w_a$ , e es tan grande como sea permisible con  
 respecto a la sección.

Para una sección rectangular, una losa por ejemplo,  $r^2/y = D/6$ ; pero e nunca puede exceder de  $0.9 D/2$ . De acuerdo a (23A) estas indicaciones corresponden a  $M_d/M_a = 1.10$ . Por lo - que es obvio que  $M_a$  es menor que  $0.91 M_d$  las dimensiones dadas por (7) conducen a travez de (23A) a una excentricidad la cual no puede realizarse en la práctica ya que los cables quedarían fuera del concreto, en el caso de (7) podría darse una solución para los valores de  $M_a$  más pequeños que  $0.91 M_d$ ; pero otravez hay un límite para la distancia de la losa en la que los cables pueden ser colocados.

Enfatisando, que (23A) y (23B) no deben de utilizarse por sí mismas ellas deben de ir acompañadas de (7). En otras palabras si (7) es dependiente de (23A) y (23B) no tiene valor. Las fórmulas (23A) y (23B) no se usan para los cálculos prácticos, únicamente para explicar claramente el significado de que la carga muerta se carga a si misma ( que es la carga existente al aplicar el pretensado ).

#### EJEMPLOS

(a) Una losa para puente de claro de 70 pies.- una losa para puente de claro de 70 pies con una carga de  $410 \text{ lb/pie}^2$  después de haber aplicado el pretensado pero únicamente el peso propio se carga. Asumiendo que  $c$  es  $1500 \text{ lb/in}^2$ ,  $c_t$  es 0,  $t$  es  $120,000 \text{ lb/in}^2$  y  $\eta$  es 0.85. La sección que esta a mitad del claro es la que consideraremos. El método es primero calcular

el momento flexionante debido a la superficie de carga

$$M_a = \frac{410 \times 70^2 \times 12}{8} = 3,013,500 \text{ in.-lb. de ancho de losa}$$

De (II) y (12)  $Q_1 = \frac{0.775 \times 1500}{6} = 194$  y

$$D = \sqrt{\frac{M_a}{194 \times 12}} = 0.072 \sqrt{\frac{3,013,500}{12}} = 36 \text{ in}$$

Asumiendo que el peso volumetrico del concreto es de 150 lb. pie cubico, el peso correspondiente a carga muerta es  $w_d = 150 \times 36/12 = 450 \text{ lb/pia}^2$  de ancho de losa

$$M_d = \frac{450 \times 70^2 \times 12}{8} = 3,307,500 \text{ in.-lb por ancho de losa}$$

El esfuerzo en el concreto debido a  $M_d$  y  $M_a$  son respectivamente

$$c_{dt} = c_{db} = \frac{3,307,500 \times 6}{12 \times 36^2} = 1276 \text{ lb/in}^2$$

$$c_{at} = c_{ab} = \frac{3,013,500 \times 6}{12 \times 36^2} = 1162 \text{ lb/in}^2$$

Entonces en este caso,  $C_s$  es menor que  $c_{dt} + c_{at}$  porque 1500 lb es menor que  $1276 + 1162 = 2438 \text{ lb/in}^2$

ahora de (22) calculamos  $C_1 = \frac{2438 - 1500}{0.85(1276+1500)} = 0.397$ . Entonces

de (23)  $e_A = \frac{1.397 \times 36^2}{12 \times 18(1-0.397)} = 13.90 \text{ in. Sin embargo, la}$

excentricidad mayor que se puede obtener es  $18 - (2 + 2 \frac{3}{4}) = 13.25 \text{ in}$  porque 2 in son necesarias para recubrimiento y  $2 \frac{3}{4}$  in se necesitan para la profundidad del cable. por lo que una profundidad



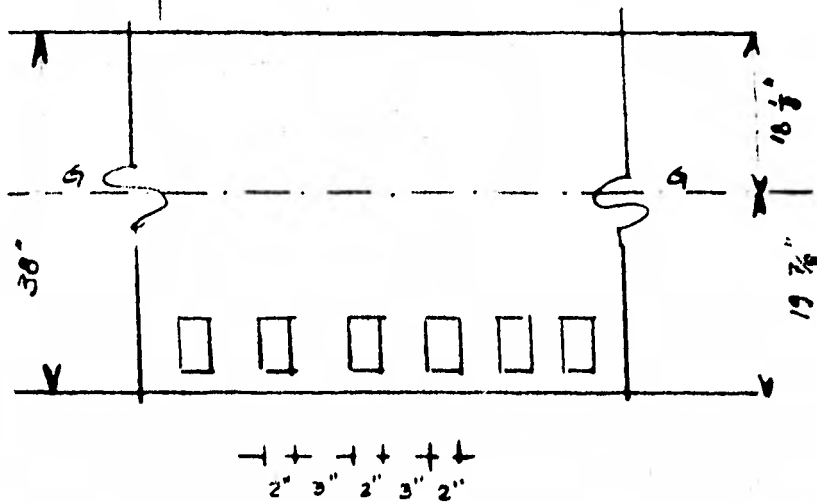
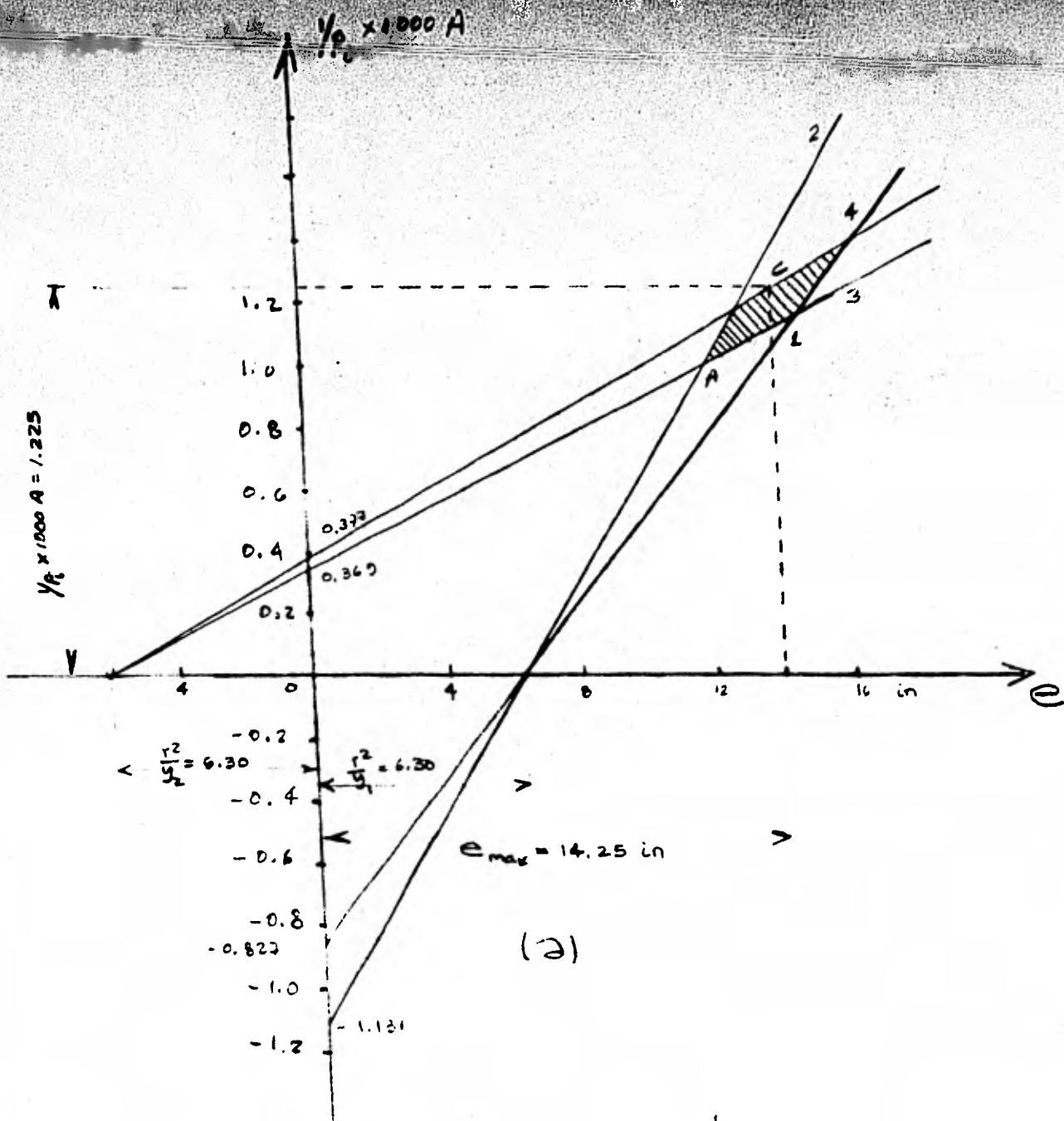


Fig 21

de 36 in es insuficiente. para un primer cálculo tomaremos  $D=38$  in, la carga muerta es  $w_d = 150 \times \frac{38}{12} = 475$  lb/pie<sup>2</sup>, entonces

$$M_d = \frac{475 \times 70^2 \times 12}{8} = 3,491,000 \text{ in-lb por ancho de losa, y}$$

$$c_{dt} = c_{db} = \frac{3,491,000 \times 6}{12 \times 38^2} = 1208 \text{ lb/in}^2$$

asi,  $c_{dt} = c_{db} = \frac{3,013,500 \times 6}{12 \times 38^2} = 1043$  lb/in<sup>2</sup> el esfuerzo  $c$  es aun menor que  $c_{dt} + c_{db}$  entonces  $1500$  lb/in<sup>2</sup> es menor que  $1208 + 1043 = 2251$  lb/in<sup>2</sup> entonces

$$c_1 = \frac{2251 - 1500}{0.85(1208 + 1500)} = 0.326$$

$$e_A = \frac{1.326 \times 38^2}{12 \times 19(1 - 0.326)} = 12.45$$

La excentricidad mayor ahora obtenible es  $19 - (2 + 2\frac{3}{4} = 14\frac{1}{4})$  in la cual excede de la requerida. Esta solución indica que mientras una profundidad de 36 in era insuficiente una de 38 es tambien grande, pero es aceptable.

El siguiente paso es dibujar un diagrama similar al que similar al que está en la fig. 25 (f) son las coordenadas para  $e=0$  se calcula como sigue .

para la línea (1) :

$$-\frac{t}{(c_{dt} + c_t)A} = -\frac{t}{(1208 + 0)A} = -\frac{0.023}{1000A}$$

$$\text{para la línea (2): } \frac{\eta}{(C_{dl} + C_{de} - C)A} = \frac{0.85}{(1208 + 1043 - 1500)A} = \frac{1.131}{1000A}$$

$$\text{para la línea (3): } \frac{I}{(C + C_{db})A} = \frac{I}{(1500 + 1208)A} = \frac{0.369}{1000A}$$

$$\text{para la línea (4): } \frac{\eta}{(C_{db} + C_{ab} - C_e)A} = \frac{0.85}{(1208 + 1043 - 0)A} = \frac{0.377}{1000A}$$

Estos valores están trazados en la figura 21 (a) como la abscisa  $e_{\max} = 14\frac{1}{4}$  in y leer la coordenada correspondiente al punto c, la cual es 1.225.

$$\text{entonces } \frac{1}{p_1} \times 1000A = 1.225 \text{ y } p_i = \frac{1000 \times 12 \times 36}{1.225} = 372,000 \text{ lb}$$

puede notarse que  $p_i$  puede ser calculado con el auxilio de (4) entonces c esta sobre la línea (4) sumando la lectura de la ordenada en el diagrama,  $p_i$  puede determinarse algebraicamente del recíproco de la fórmula (19).

$$p_i = \frac{(1208 + 1043 - 0)12 \times 36}{0.05 \left( I + \frac{6 \times 14.25}{36} \right)} = 372,000 \text{ lb./pie de losa}$$

del cual es la misma fuerza obtenida gráficamente.

$$\text{El area de acero siguiente es } \frac{p_i}{t} = \frac{372,000}{120,000} = 3.10 \text{ sq.in por}$$

ancho de losa.

que es  $\frac{3.10}{0.0314} = 99$  alambres de 0.2 in de diametro. Expresado en

48 alambres de cada  $\frac{99}{48} = 2.04$  cables por pie que es un cable de

48 alambres de  $5\frac{3}{4}$  in o cada de 5 in como en la figura (21) o cada 6 in lo que sería satisfactorio.

La influencia de la disminución de área en la sección tra

transversal del concreto debido a los agujeros formados por los ductos de los cables se deben ahora considerar.

La sección transversal de la losa es como se muestra en la fig. (21) b donde las propiedades geométricas y prismáticas son:  $GG$  y  $y_1 = 18.14$  in.,  $y_2 = 19.86$  in.  $A = 430$  in.<sup>2</sup>  $I = 48,860$  in.<sup>4</sup>,  $r^2 = 113.6$  in.<sup>2</sup>  $\frac{r^2}{y_1} = 6.26$  in.,  $\frac{r^2}{y_2} = 5.72$  in.

El esfuerzo debido a las cargas son:

$$C_{dt} = \frac{3,491,000 \times 18.14}{48,860} = 1296 \quad \text{lb/in}^2$$

$$C_{db} = \frac{3,491,000 \times 19.86}{48,860} = 1419 \quad \text{lb/in}^2$$

$$C_{at} = \frac{3,013,500 \times 18.14}{48,860} = 1118 \quad \text{lb/in}^2$$

$$C_{ab} = \frac{3,013,500 \times 19.86}{48,860} = 1225 \quad \text{lb/in}^2$$

Como  $p_1 = 372,000$  lb. y  $e = 19.86 - (2 + 2.72) = 15.11$  in. los esfuerzos en las fibras calculados de la fórmula (1) a (4) son: como sigue.

$$\text{para la fórmula (1): } \frac{372,000}{430} \left( \frac{15.11}{6.26} - 1 \right) - 1296 = -85 \quad \text{lb/in}^2$$

$$\text{para la fórmula (2): } - \frac{0.85 \times 372,000}{430} \left( \frac{15.11}{6.26} - 1 \right) + 1296 + 1118 = 1385 \quad \text{lb/in}^2$$

$$\text{para la fórmula (3): } \frac{372,000}{430} \left( 1 + \frac{15.11}{5.72} \right) - 1419 = 1920 \quad \text{lb/in}^2$$

$$\text{para la fórmula (4): } - \frac{0.85 \times 372,000}{430} \left( 1 + \frac{15.11}{5.72} \right) - 1419 + 1225 = +66 \quad \text{lb/in}^2$$

Estos esfuerzos muestran que las condiciones en la fórmula (1) y (2) se satisfacen pero (3) y (4) no, mientras el esfuerzo se está aplicando, el esfuerzo a compresión en la fibra exterior debido a la carga  $w_d$  se presenta y es  $1730 \text{ lb/in}^2$ ; este puede ser permisible actuando por un corto tiempo en la fibra más abajo donde hay algo de tensión.

El cálculo anterior muestra que la precisión máxima es conveniente tomarla estimando la reducción del área de la sección transversal del concreto debido a los agujeros para los cables.

Cuando la superposición de los cables actúa y la lechada mortero ha endurecido y consecuentemente la liga se establece entre el concreto y los cables, hay entonces una similitud con el concreto reforzado y esto permite  $n$ -veces ( $n=5$  o  $6$ ) el área de la sección transversal del acero considerarse en el cálculo de el momento de inercia. Si esto se hizo en el diseño anterior el resultado es una compresión ligeramente mas pequeña en la ec (2) y una compresión pequeña ( en lugar de  $466 \text{ lb/in}^2$  de tensión ) en la ecuación (4) . puede ser el valor mientras se toma el valor del diseño definitivo.

Cuando la superposición de cables actúa y la lechada de mortero ha endurecido y consecuentemente la liga se establece entre el concreto y los cables. Hay entonces una similitud con el concreto reforzado y esto permite  $n$ - veces ( $n=5$  o  $6$  ) el área de la sección transversal del acero, considerarse en el

momento de inercia. Si esto se hizo en el diseño anterior el resultado es una compresión ligeramente más pequeña  $c_c$  (2) y una compresión pequeña ( en lugar de + 66 lb/in<sup>2</sup> de tensión ) de la  $c_c$  (4). Puede ser el valor mientras se toma el valor de diseño definitivo.

Resumiendo, haciendo un diagrama similar al de la figura 20 ( e ) y ( f ) . Los puntos donde las líneas 1,2,3,y 4 cortan el eje x, se encuentran calculando  $\frac{r^2}{y_1}$  y  $\frac{r^2}{y_2}$  aceptando - que el área de la sección transversal de concreto se reduce por los agujeros de los cables, el acero no es tomado en cuenta en esta etapa, por el contrario, en el cálculo de los esfuerzos  $c_{at}$  y  $c_{ab}$  para el momento de inercia se tomara el area de acero, como se dijo antes  $n =$  veces ( $n = 5$  o  $6$  ) de los alambres de la sección transversal.

b) BARRAS DE 70 PIES DE CLARO HECHAS DE B LOCKS HUECO DE CONCRETO PREFORZADO.- Una losa de 70 pies de claro se construirá con vigas de nueve pies hechas de blocks hueco como se muestra en la figura 22 (b). Las vigas son llevadas a un hueco para losa con una sobrecarga de 30 lb/ pie<sup>2</sup> y una capa de mortero cemento de 5 lb/ pie<sup>2</sup>. La superposición de cargas es de 25 lb/ pie<sup>2</sup>.

Las cargas totales  $w_g$  omitiendo el peso de la viga es -  
 $9 (30 + 5 + 20) = 495$  lb/pie. Asumiendo que  $c =$  a 1800 lb/in<sup>2</sup>  
 $c_t = 0$ ,  $t = 120,000$  lb/in<sup>2</sup> y  $\gamma = 0.85$  . Los blocks huecos



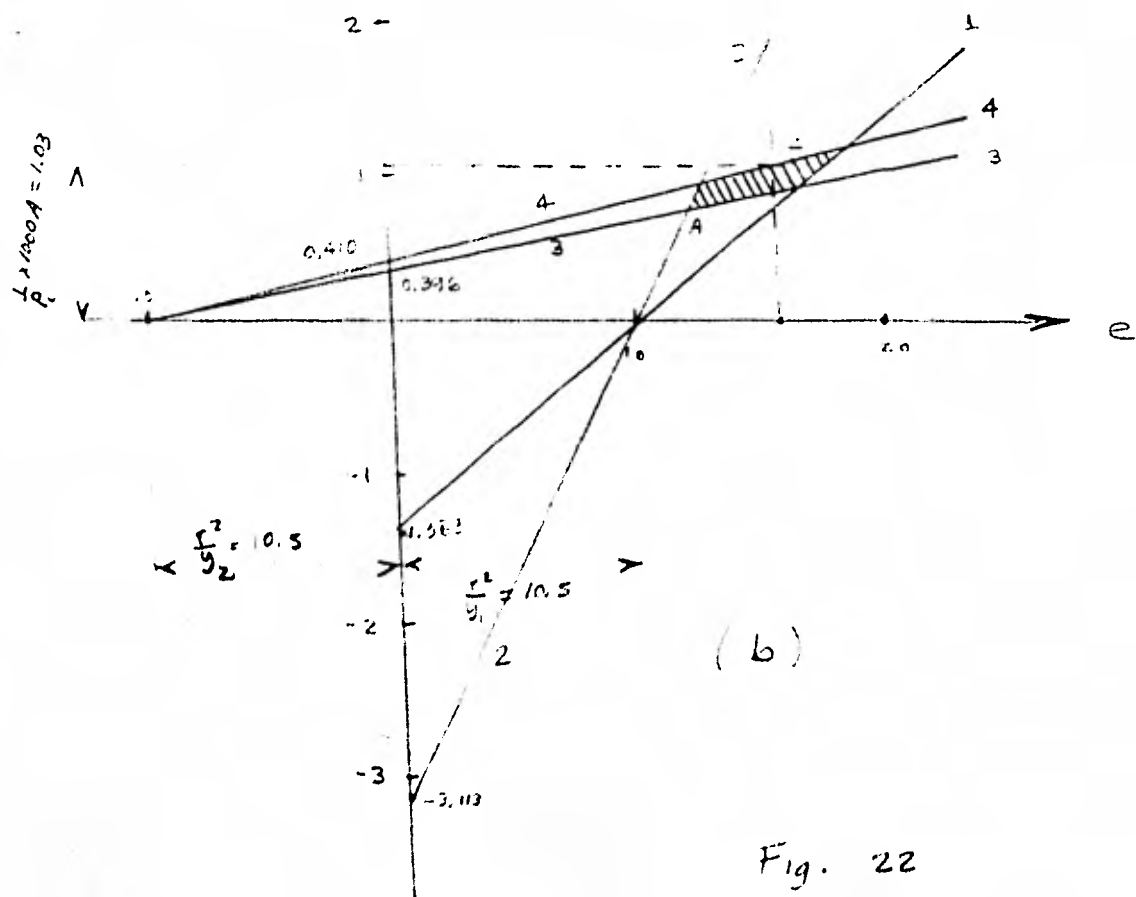
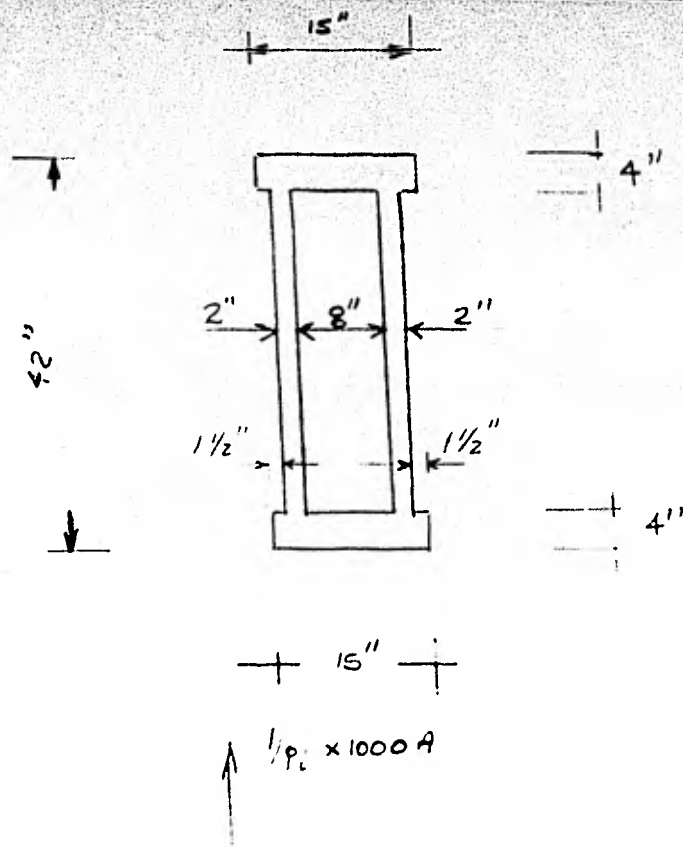


Fig. 22

están unidos con mortero en la parte superior. De otra manera un método mejor sería placas de espesor delgado para colocarse entre los blocks. Las vigas son ensambladas colocadas y presforzadas en el suelo y elevadas en el lugar. Las vigas son diseñadas con el primer cálculo  $M_a = \frac{495 \times 70^2 \times 12}{8} = 3,638,000$  in-lb. Entonces de las fórmulas (8) y (9) el valor de  $\frac{I}{y_1}$  ( $= \frac{I}{y_2}$ ) requerido es  $\frac{3638000}{(0.725 \times 1800)^4 + 0} = 2607 \text{ in}^3$  de la fig 22 (b),  $A = 256 \text{ in}^2$ ,  $I = 56,580 \text{ in}^4$ , y  $r^2 = 221 \text{ in}^2$

asi

$$\frac{I}{y_1} = \frac{I}{y_2} = \frac{56,580}{21} = 2694 \text{ in}^3 \text{ lo cual es satisfactorio. Tam}$$

$$\text{bién } \frac{r^2}{y_1} = \frac{r^2}{y_2} = \frac{221}{21} = 10.5 \text{ in.}$$

a sumiendo que que el peso de concreto es de  $150 \text{ lb/pie}^3$ , - el peso  $w_d$  de la viga es  $\frac{150 \times 256}{12 \times 12} = 265 \text{ lb/pie}$  Entonces

$$M_d = \frac{265 \times 70^2 \times 12}{8} = 1,948,000 \text{ in-lb}$$

Los esfuerzos son  $c_{dt} = c_{db} = \frac{1,948,000 \times 21}{56,580} = 723 \text{ lb/pie}^2$  y  $c_{at} = c_{ab}$

$$c_{at} = c_{ab} = \frac{3,638,000 \times 21}{56,580} = 1350 \text{ lb/pie}^2$$

Si  $c$  es menor que  $c_{dt} + c_{at}$  por que  $1800 \text{ lb}$  es menor que  $723 + 1350 = 2073 \text{ lb/in}^2$  de (22) y (23)

$$c_1 = \frac{723 + 1350 - 1800}{0.85(723 + 1800)} = 0.126 \quad y$$

$$e_a = \frac{1126 \times 221}{21(1 - 0.126)} = 13.55 \text{ in}$$

Si el ducto de los cables este colocado con la dirección

más larga en forma vertical. La excentricidad que se puede obtener es  $21 - (4+4) = 13$  in si el ducto es colocado horizontalmente, la excentricidad obtenible es  $21 - (4+1) = 16$ . El cable se colocara con la dimensión más larga horizontalmente.

Un diagrama similar al de la fig 20(f) se dibuja:  
Las cordenas de  $e=0$  son :

$$\text{para línea (1): } - \frac{1}{(723+0)A} = - \frac{1.383}{1000A}$$

$$\text{para línea (2): } - \frac{0.85}{(723+1350-1800)A} = \frac{3.113}{1000A}$$

$$\text{para línea (3): } + \frac{1}{(1800+730)A} = + \frac{0.396}{1000A}$$

$$\text{para línea (4): } + \frac{0.85}{(723+1350-0)A} = + \frac{0.410}{1000A}$$

Estas ordenadas se grafican en el diagrama de la figure 22(a). Con  $e_{\max} = 16$  in de abcisa se establece el pto C y se lee la ordenada de este punto el cual es 1.03. Asi

$$\frac{1000A}{P_i} = 1.03 \quad \text{y} \quad P_i = \frac{1000 \times 256}{1.03} = 247,500 \text{ lb.}$$

otra vez  $P_i$  puede obtenerse de la fórmula (4) transformada, por lo que  $C_{es}$  sobre la línea (4), tenemos :

$$P_i = \frac{(C_{d5} + C_{d6} - C_e) A}{\eta \left(1 + \frac{e y_2}{r^2}\right)} = \frac{(723 + 1350 - 0) 256}{0.85 - \left(1 + \frac{16}{10.5}\right)} = 247,500 \text{ lb}$$

El presfuerzo inicial requerido es una área de acero de

$$A = \frac{247\,500}{120\,000} = 2.06 \text{ s.g. in} \quad \text{que es} \quad \frac{2.06}{0.0314} = 66$$

alambres de punto 2 in de diametro en la práctica . 72 alambres se usarían con paquetes de grupos de 8.

c) PISO DE 33 PIES DE CLARO.- Un piso de 33 pies de losa estara disenado para una superposición de cargas de  $40 \text{ lb/pie}^2$  Vigas presforzadas a dos pies de centro a centro de sección I blocks preabricados y comprimidos y se colocara a  $1 \frac{1}{2}$  in de <sup>concreto</sup> (el peso volumétrico del concreto es de  $144 \text{ lb/pie}^3$ ) reforzadas con maya el peso del piso terminado es de  $10 \text{ lb/pie}^2$  y el peso suspendido del techo que es de  $9 \text{ lb/pie}^2$ . La carga total  $w_a$ , el peso de la viga se omite, es entonces -  
 $2(40+10+9+(1.5 \times 12)) = 154 \text{ lb/pie}$  .

El patín superior de la viga es de 10 in y el patin inferior de 12 in, el espesor del alma y petines es de 2 in. Los esfuerzos permisibles son  $c=1700 \text{ lb/in}^2$ , ( $c_t=0$ ) y  $t=120,000 \text{ lb/in}^2$ ,  $\eta=0.85$  .

En el primer cálculo se obtuvo  $M_a = \frac{154 \times 33^2 \times 12}{8} = 253,200 \text{ in-lb}$

Entonces de (8) y (9),

$$\frac{I}{y_2} \geq \frac{253\,200}{(0.775 \times 1700) + 0} \geq 172 \text{ in}^3, \quad \text{y} \quad \frac{I}{y_1} \geq \frac{253\,200}{(0.725 \times 1700) + 0} \geq 161 \text{ in}^3$$

un perfilte de 13 in.(fig 23(a)) da una área de  $62 \text{ in}^2$

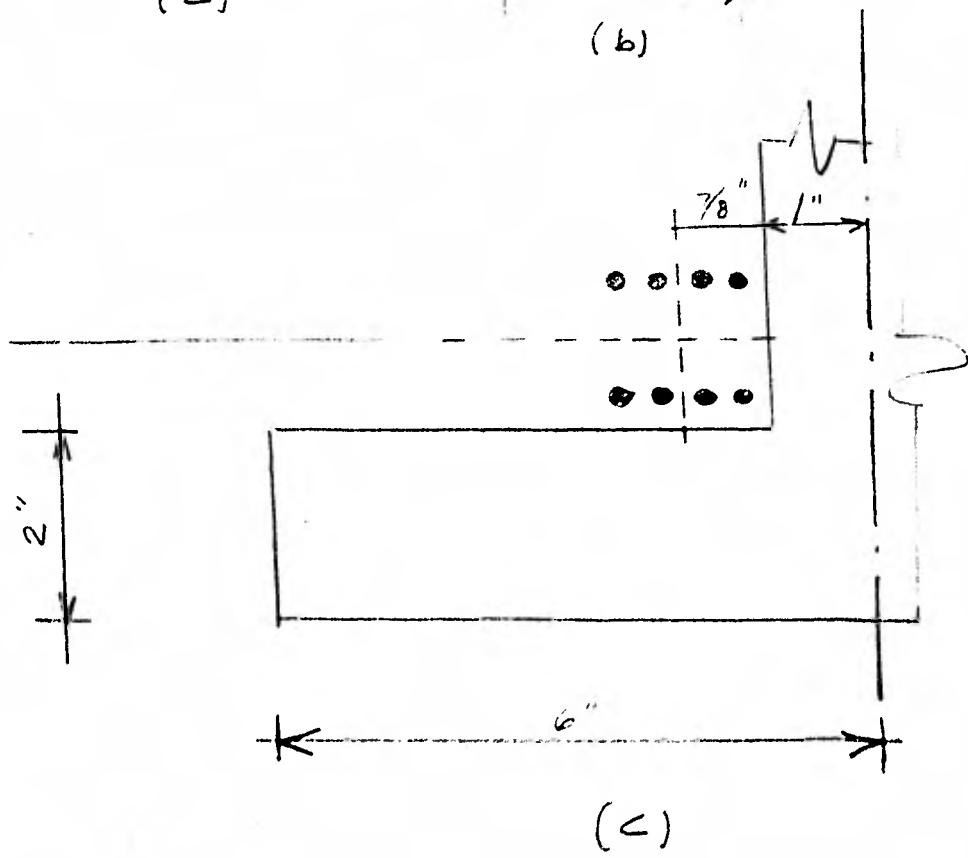
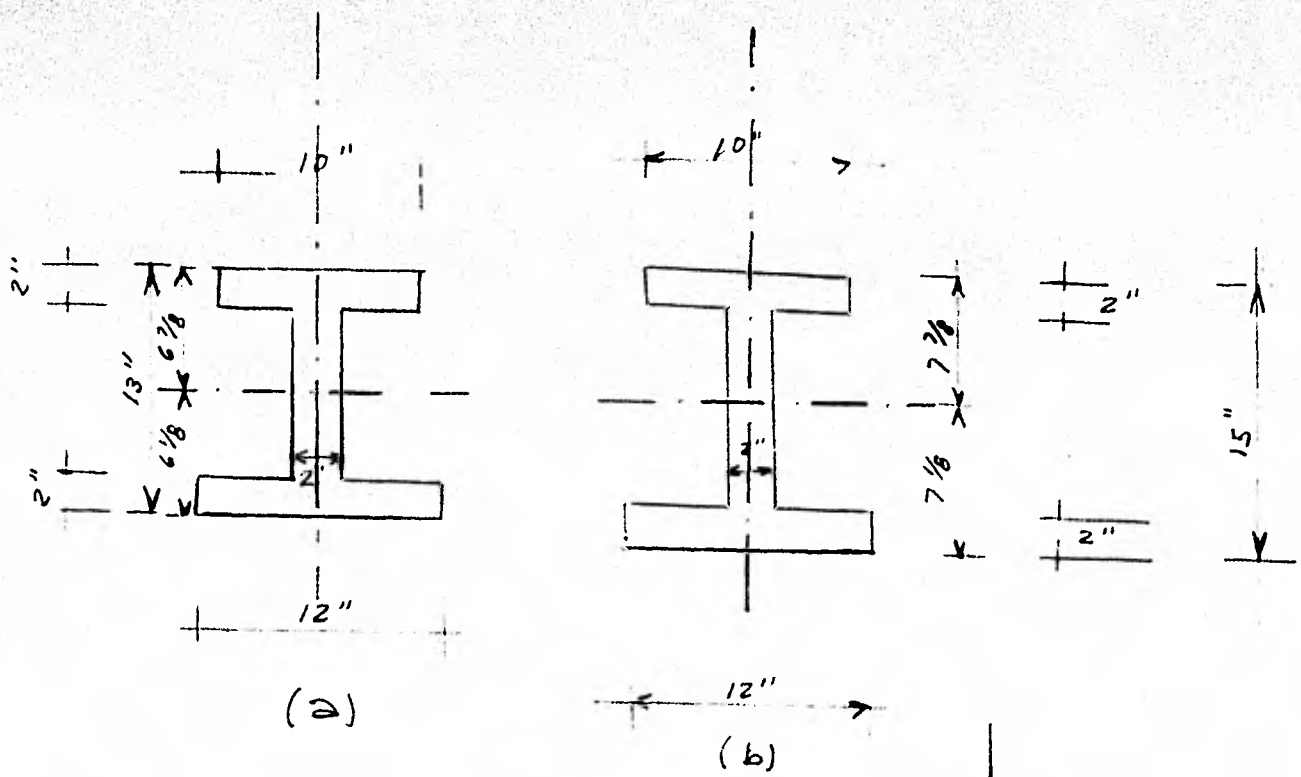


FIG 23

$$I = 1452 \text{ in}^4 ; r^2 = 23.4 \text{ in}^2 ; y_1 = 6.85 \text{ in} \text{ y } y_2 = 6.15 \text{ in}$$

Por lo que:

$$\frac{I}{y_2} = 236 \text{ in}^3, \frac{I}{y_1} = 211 \text{ in}^3, \frac{r^2}{y_1} = 3.41 \text{ in} \text{ y } \frac{r^2}{y_2} = 3.80 \text{ in}$$

Aceptando que el concreto pesa  $150 \text{ lb/pie}^3$ , con una carga de

$$w_d = \frac{62 \times 150}{12^2} = 64 \text{ lb/pie} \quad \text{Por lo que } M_d = \frac{64 \times 23^2 \times 12}{8} = 104500 \text{ in-lb}$$

y los esfuerzos son

$$C_{dt} = \frac{104500 \times 6.85}{1452} = 493 \text{ lb/pie}^2$$

$$C_{dc} = \frac{104500 \times 6.15}{1452} = 443 \text{ lb/pie}^2$$

$$C_{at} = \frac{253200 \times 6.85}{1452} = 1193 \text{ lb/pie}^2$$

$$C_{ac} = \frac{253200 \times 6.15}{1452} = 1070 \text{ lb/pie}^2$$

En este caso  $c$  es mayor que  $c_{at} + c_{at}$  por que  $1700 \text{ lbs}$  mayor que  $493 + 1193 = 1686 \text{ lb/pie}^2$  entonces calculando  $e_A$  de (20) y (21)

$$C = \frac{1700 - 493 - 1193}{(443 + 1070) - 0} \times 0.85 = 0.00786$$

$$y \quad e_A = \frac{(1 - 0.00786) 23.4}{6.85 - (0.00786 \times 6.15)} = 3.37 \text{ in}$$



Es forzado el uso de 2 cables, uno a cada lado del alma y cada cable tendra 2 capas de alambres. La excentricidad mayor que se puede obtener es  $6.12 - (2 \cdot 1) = 3.12 \text{ in}$  y  $e_A$  (3.37 in) no puede ser obtenida asi la propiedad debe ser aumentada. entonces trataremos con una profundidad de 15 in en la fig (23 b). Las propiedades geometricas de esta seccion son :

$$I = 2074 \text{ in}^4 \quad r^2 = 31.4 \text{ in}^2 \quad y_1 = 7.89 \text{ in} \quad y$$

$$y_2 = 7.11 \text{ in} \quad \text{Entonces} \quad \frac{I}{y_1} = 263 \text{ in}^3, \quad \frac{I}{y_2} = 292 \text{ in}^3$$

$$\frac{r^2}{y_1} = 3.97 \text{ in} \quad \frac{r^2}{y_2} = 4.43 \text{ in} \quad y \quad wd = \frac{66 \times 120}{12 \times 12} = 69 \text{ lb/pie}, \text{ Entonces}$$

$$M_c = \frac{29 \times 33^2 \times 12}{8} = 12500 \text{ in-lb}$$

Los esfuerzos son  $c_{at} = 427 \text{ lb/pie}^2$ ;  $c_{et} = 962 \text{ lb/pie}^2$ ,  $c_{ab} = 385 \text{ lb/pie}^2$  y  $c_{ab} = 865 \text{ lb/pie}^2$ . Entonces  $c$  excede a  $c_{at} + c_{et}$  porque 1700 excede  $427 + 962 = 389 \text{ lb/pie}^2$ . de (20) y (21)  $c = 0.211$  y

$e_A = 2.64 \text{ in}$ . con dos cables cada uno con dos capas de alambre y una excentricidad de  $7.11 - (2 \cdot 1) = 4.11 \text{ in}$  se puede obtener, y esta es una solución posible. un diagrama similar al de la figura 20 (e) se dibuje ahora las ordenadas para  $e=0$  son

$$\text{para línea (1)}: - \frac{1}{(427 + 0) A} = - \frac{2.34}{1000 A}$$

$$\text{Para línea (2)}: + \frac{1}{(1700 - 427 - 962) A} = \frac{3.22}{1000 A}$$

$$\text{Para línea (2): } + \frac{I}{(1700 - 427 - 962) A} = \frac{3.22}{1000 A}$$

$$\text{Para línea (3): } + \frac{I}{(1700 + 385) A} = \frac{0.48}{1000 A}$$

$$\text{Para línea (4): } + \frac{0.85}{(385 - 865 - 0) A} = \frac{0.68}{1000 A}$$

Estas ordenadas son gráficas en el diagrama de la fig. (24)

La ordenada del punto c, la abscisa es 4.11 in y es  $1000 A/P_1 =$

1.31 la ordenada. Entonces

$$P_1 = \frac{1000 \times 66}{1.31} = 50,300 \text{ lb.}$$

y  $A_t = \frac{50,300}{120,000} = 0.419 \text{ in}^2$  y el cual se da por  $\frac{0.419}{0.0314}$  decimos

que 16 alambres de 0.2 in de diametro colocados en dos grupos a cada lado del alma como se muestran en la figura 23 (c) .

consideraremos el problema siguiente, si nosotros ahora calculamos de la fórmula (1) a (4) los esfuerzos en la viga aceptando que  $p_i = 50,300 \text{ lb.}$

La fibra superior bajo la carga muerta ,

$$\frac{50,300}{66} \left( \frac{4.11}{3.97} - 1 \right) - 427 = -404 \text{ lb/in}^2 \text{ (compresión)}$$

El esfuerzo con el tiempo bajo la carga total .

$$-\frac{0.85 \times 50,300}{66} \left( \frac{4.11}{3.97} - 1 \right) + 427 + 962 = 1369 \text{ lb/in}^2 \text{ (compresión)}$$

La fibra interior: inicialmente bajo la carga muerta,

$$\frac{50,300}{66} \left( 1 + \frac{4.11}{4.42} \right) - 305 = 1085 \text{ lb/in}^2 \text{ (compresión)}$$

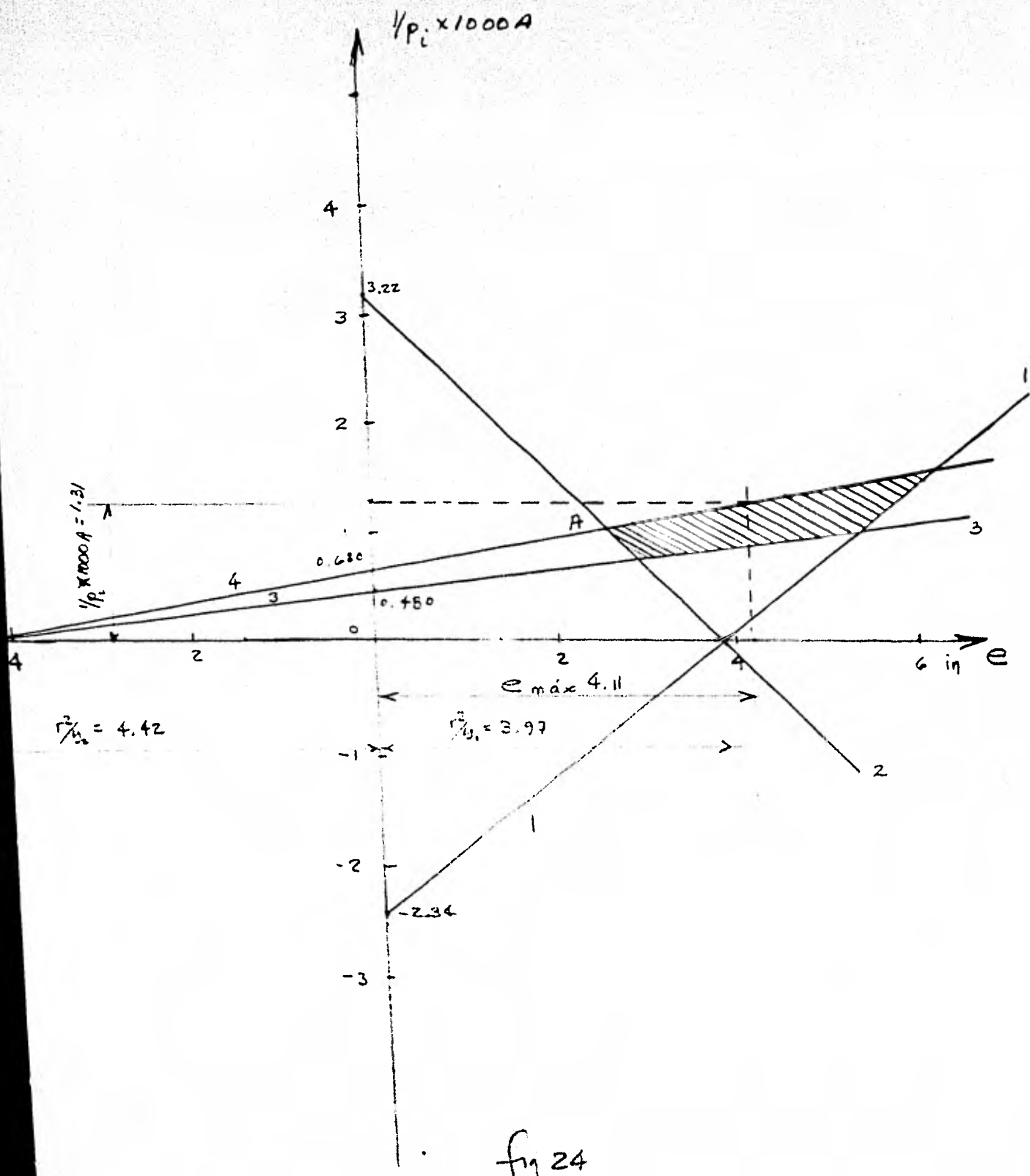


fig 24

en el curso del tiempo bajo la carga total

$$-\frac{0.85 \times 50,300}{66} \left( 1 + \frac{4.11}{4.42} \right) + 385 + 865 = 0$$

El esfuerzo de la viga cuando es fuera del centroide con el patín más grande a la fibra más alejada, son investigados más adelante. Los 12 in en el patín superior y los 10 in en el patín inferior, pero los cables están en tal posición que su centro de gravedad es aun de 3 in arriba de la fibra inferior. Entonces  $e$  es igual  $7.89 - 3 = 4.89$ . Los valores de  $A$ ,  $I$ , y  $r^2$  son invariables pero  $y_1$  y  $y_2$  son recalculados entonces  $y_1 = 7.11$  in y  $y_2 = 7.09$ ,  $r^2/y_1 = 4.42$  in y  $r^2/y_2 = 3.97$  in. Los esfuerzos son  $c_{dt} = 385$  libras/in<sup>2</sup>,  $c_{at} = 865$  lb/in<sup>2</sup>,  $c_{db} = 427$  lb/in<sup>2</sup> y  $c_{ab} = 962$  lb/in<sup>2</sup> entonces los esfuerzos netos son :

en la fibra superior: inicialmente bajo la carga muerta,

$$\frac{50,300}{66} \left( \frac{4.89}{4.42} - 1 \right) - 385 = -305 \text{ lb/in}^2 \quad (\text{compresión})$$

en el transcurso del tiempo, bajo la carga total

$$-\frac{0.85 \times 50,300}{66} \left( \frac{4.89}{4.42} - 1 \right) + 385 + 865 = 1182 \text{ lb/in}^2 \quad (\text{compresión})$$

en la fibra inferior: inicialmente bajo la carga muerta,

$$\frac{50,300}{66} \left( 1 + \frac{4.89}{3.97} \right) - 427 = 1273 \text{ lb/in}^2 \quad (\text{compresión})$$

en el transcurso del tiempo bajo la carga total

$$-\frac{0.85 \times 50,300}{66} \left( 1 + \frac{4.89}{3.97} \right) + 427 + 962 = -56 \text{ lb/in}^2 \quad (\text{compresión})$$

esto muestra que sería ventajoso colocar la viga con el patín más largo en primer lugar por que el esfuerzo de compresión

si3n es 1273 lb/in<sup>2</sup> en vez de 1369 lb/in<sup>2</sup> y el esfuerzo a compresi3n m1s peque1o en el pat3n interior es 5610 lb/in<sup>2</sup> en vez de que sea nulo. la diferencia es peque1a sin embargo y por propositos pr1cticos se cambiara la secci3n a una simetrica; este c1lculo se da unicamente como el caso de una viga antisim3trica. en un riel ser3a m1s economico hacer el pat3n superior m1s grande que el interior como generalmente se hace.