

41121
7



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO.

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES.

"CAMPUS ARAGÓN".

**"ANÁLISIS Y DISEÑO DE PLACAS BASE PARA
ESTRUCTURAS DE ACERO"**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

GERARDO CLÍMACO MARTINEZ

DIRECTOR DE TESIS: M. EN I. DANIEL VELÁSQUEZ VAZQUEZ

SAN JUAN DE ARAGON, ESTADO DE MÉXICO,

2003.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

A



Universidad Nacional
Autónoma de México



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.

**TESIS CON
FALLA DE
ORIGEN**



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN**

DIRECCIÓN

DUPLICADO

**GERARDO CLIMACO MARTINEZ
P R E S E N T E**

En contestación a su solicitud de fecha 7 de enero de 1997, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, M en I DANIEL VELAZQUEZ VAZQUEZ pueda dirigirle el trabajo de tesis denominado "ANÁLISIS Y DISEÑO DE PLACAS BASE PARA ESTRUCTURAS DE ACERO", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México 10 de marzo de 2003
LA DIRECTORA


ARQ. LILIA TURCOTT GONZÁLEZ



Nota: La aceptación del tema de tesis y asesor de la misma fue registrada en la Secretaría Académica de esta Escuela con fecha 10 de enero de 1997.

- C p Secretaría Académica.
- C p Jefatura de la Carrera de Ingeniería Civil.
- C p Asesor de Tesis.

LTG/AIR/cma*

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

3



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA 11
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGÓN
SECRETARÍA ACADÉMICA

Ing. MARTÍN ORTIZ LEÓN
Jefe de la Carrera de Ingeniería Civil,
Presente.

En atención a la solicitud de fecha 29 de mayo del año en curso, por la que se comunica que el alumno GERARDO CLIMACO MARTINEZ, de la carrera de Ingeniero Civil, ha concluido su trabajo de investigación intitulado "ANÁLISIS Y DISEÑO DE PLACAS BASE PARA ESTRUCTURAS DE ACERO", y como el mismo ha sido revisado y aprobado por usted, se autoriza su impresión; así como la iniciación de los trámites correspondientes para la celebración del Examen Profesional.

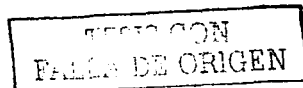
Sin otro particular, reitero a usted la seguridad de mi atenta consideración.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, 30 de mayo del 2003
EL SECRETARIO

Lic. ALBERTO IBARRA ROSAS

C p Asesor de Tesis.
C p Interesado.

AIR/vr



C

**ANÁLISIS Y DISEÑO DE PLACAS
BASE PARA ESTRUCTURAS
DE ACERO.**

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE AERONÁUTICA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

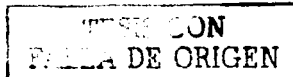
Dedico este trabajo . . .

A mis queridos padres, quienes forjaron en mi una actitud positiva ante la vida, por la determinación de su carácter al brindarme su apoyo incondicional, por creer en mí, les agradezco infinitamente.

A mis hermanos, a quienes pocas veces tengo la oportunidad de mostrarles mi afecto, por su amistad y su compañía en mis días de infancia.

A mi esposa, por su amor y sus valiosos consejos, a mis hijos: Brenda Isela y Jorge Aarón, por su llegada a mi vida, benditos sean.

A la Universidad Nacional Autónoma de México y los profesores quienes fueron para mí, ejemplo de superación profesional, les doy gracias.



**Un especial agradecimiento al
M. en I. Daniel Velázquez Vázquez
por su motivación y apoyo.**

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

INDICE.

INTRODUCCIÓN.

OBJETIVO.

I. TIPOS DE PLACAS BASE Y SU ANÁLISIS.

- I.1 PLACAS BASE CON CARGA AXIAL Y CORTANTE.
- I.2. PLACAS BASE CON CARGA AXIAL, CORTANTE Y FLEXIÓN EN UNA DIRECCIÓN.
- I.3 PLACAS BASE CON CARGA AXIAL, CORTANTE Y FLEXIÓN BIAIXIAL.

II. ATIESADORES EN PLACAS BASE.

- II.1 DIMENSIONAMIENTO DE ATIESADORES.

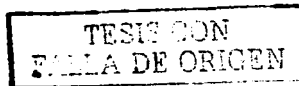
III. PERNOS DE ANCLAJE.

- III.1 ESFUERZOS CORTANTES.
- III.2 ESFUERZOS DE TENSIÓN.
- III.3 ESFUERZOS COMBINADOS DE CORTANTE Y TENSIÓN.
- III.4 USO DE TABLAS.

IV. DISEÑO DE APOYOS PARA ESTRUCTURAS DE ACERO.

CONCLUSIONES.

APÉNDICE.



INTRODUCCIÓN.

En el presente trabajo se mostrarán los distintos tipos de análisis utilizados en el diseño de placas base para apoyos de estructuras de acero, éstos van desde los conservadores, hasta los más usuales y prácticos.

La utilización de gráficas nos permitirán elaborar un diseño más rápido, ya que es muy común en el ámbito del diseño estructural disponer de poco tiempo para un análisis más elaborado.

También se anexa un apéndice con una serie de tablas que tienen la misma finalidad.

Gran parte de la información contenida en éste estudio ha sido recopilada de una amplia bibliografía, a la cual se le ha dado un matiz práctico, aplicable al diseño de estructuras de acero en proyectos reales. Ésta característica se aprecia de manera muy clara en la serie de ejemplos en los que se aplica la teoría previamente expuesta.

La nomenclatura de los perfiles manejados en los ejemplos prácticos está basada en el manual I.M.C.A. (Ref.1) para diseño de estructuras de acero.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

OBJETIVO.

Este trabajo tiene la finalidad de conjuntar y ampliar y aplicar la dispersa información que se tiene en lo relacionado al diseño de placas base de columnas para estructuras de acero.

Por lo tanto, además de ser un medio para obtener un título profesional, está elaborado de manera que sirva como obra de consulta para los ingenieros proyectistas del área estructural, ya que se presentan los métodos de análisis y diseño de aplicación práctica en proyectos reales.

Al presentar los diferentes procedimientos existentes de análisis se pretende dar una mayor visión al ingeniero sobre la materia y que éste pueda formarse un criterio propio para el diseño de éstos elementos que cumplen una función muy importante para las estructuras, que es en esencia, dar fijación a la cimentación, de la cual depende conjuntamente con las conexiones y todo el sistema estructural, la estabilidad de la misma.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

I. TIPOS DE PLACAS BASE Y SU ANÁLISIS.

DEFINICIÓN.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Se define como PLACA BASE al elemento estructural constituido por una placa de acero, soldado en el extremo inferior de las columnas de una estructura de acero, y tiene la finalidad de transferir en un área las cargas que actúan en la superestructura hacia la cimentación.

Es importante poner atención suficiente al diseño de éstos elementos, el cual consiste básicamente en definir sus dimensiones, su espesor y en su defecto el arreglo y espesor de los cartabones o atiesadores si son necesarios.

La definición de estos parámetros implica a determinar también el tipo y cantidad de elementos de anclaje, así como las dimensiones de la sección transversal de los dados de cimentación; estos aspectos del análisis se verán detalladamente en los capítulos siguientes.

El presente trabajo pone énfasis al diseño de placas base de columnas de acero a base de perfiles tipo IR¹, pero la teoría que se expondrá, es en general, aplicable a cualquier otro perfil estructural de acero. De ésta manera se establecen las variables que intervienen en el desarrollo de las fórmulas enfocadas a cumplir el objetivo de éste trabajo. En la Fig. 1 se muestran los términos que aparecerán de aquí en adelante, consistentes en las dimensiones del perfil IR, de la placa base en sí y del

¹ IR DENOTA UN PERFIL "I" RECTANGULAR, DE ACUERDO AL I.M.C.A. (ref. 1)

dado de cimentación, los parámetros que determinan las propiedades mecánicas de los materiales se irán definiendo conforme vayan siendo utilizados durante el desarrollo del tema.

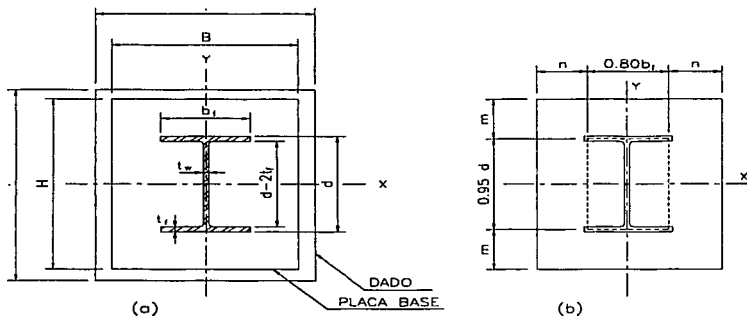
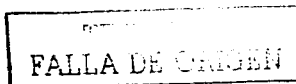


Fig. 1

Debido a que las placas base son el apoyo de las columnas de la estructura a la cimentación, requieren de una cantidad determinada de pernos de anclaje a los que de aquí en adelante nos referiremos a ellos también con el término simple de ANCLAS, las cuales necesitan un volúmen determinado de concreto proporcionado por los dados de cimentación para poder desarrollar su capacidad resistente a la extracción. En términos de área de apoyo para la placa base, se requiere una sección transversal del dado, suficiente para soportar adecuadamente las descargas de la estructura, sin que falle el concreto de éstos por aplastamiento.



De acuerdo a éstos requerimientos, las anclas deben tener una separación entre ellas, que por lo general, tienden a exceder las dimensiones del contorno del perfil estructural de la columna. Por lo que, la placa base sobresale de dicho contorno en las cuatro direcciones como se muestra en la Fig.1(a), de manera que trabaja en cada uno de estos lados como una viga en cantiliver, por lo tanto, debe diseñarse como tal, es decir, que bajo los elementos mecánicos como la carga axial, la fuerza cortante y el momento flexionante actuando en el apoyo, producen una reacción en el concreto del dado de cimentación que debe ser resistido por la placa base, en tanto que las anclas deberán resistir el par de fuerzas tensión-compresión producidas por el momento y la separación entre anclas en la dirección que se esté considerando.

Generalmente las cargas aportadas por las columnas no son iguales en cada dirección ortogonal, esto implica revisar la placa en dos direcciones, o la que resulte más crítica.

Para fines de análisis y diseño, las placas base de columnas se clasificarán en éste trabajo en tres tipos, de acuerdo a la magnitud de la carga axial, fuerza cortante, y dirección del momento flexionante, que estén obrando sobre éstas, es decir :

- 1.1 Placas base con carga axial y cortante.
- 1.2 Placas base con carga axial, cortante y flexión en una dirección
- 1.3 Placas base con carga axial, cortante y flexión biaxial.

FALLA DE ORIGEN

ESFUERZO CORTANTE Y FLEXIÓN RESPECTO AL EJE X.

Refiriéndonos a la Fig.2(b), la reacción procedente del dado de cimentación considerando un ancho unitario es P/H , a lo largo del eje Y siendo P la carga vertical actuando en la columna; parte de la carga P total se transmite a la placa mediante los patines de la columna y parte mediante el alma cuando se trata de un perfil tipo IR, o bien mediante las placas que forman una sección tipo cajón.

La carga transmitida de ésta manera se supone concentrada en el punto medio del espesor de patines o placas de columnas IR o cajón respectivamente; resultando que la longitud del cantiliver es según la Fig. 1(b):

$$m = \frac{(H - d + t_f)}{2}$$

$$n = \frac{(B - 0.80b_f)}{2}$$

CON
FALLA DE ORIGEN

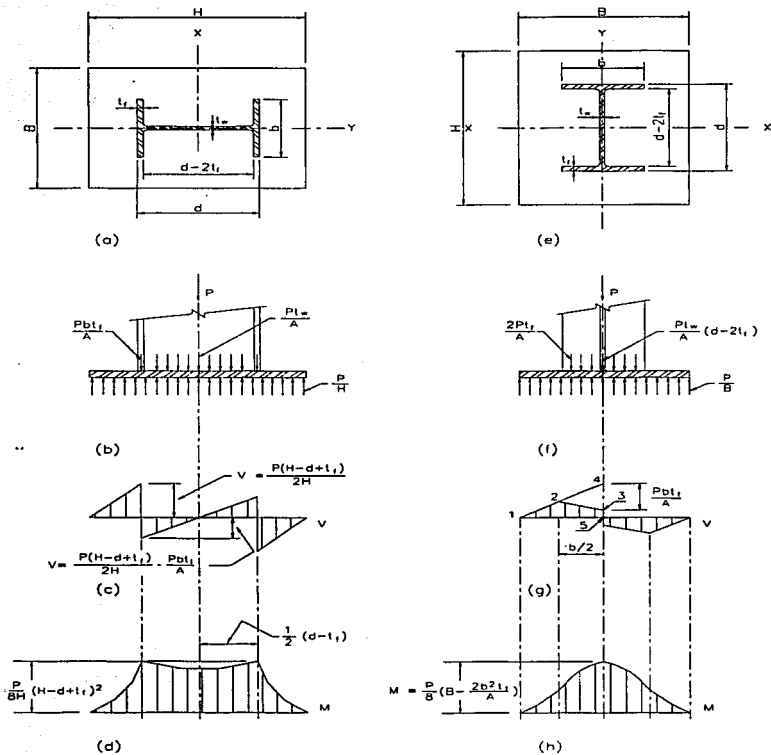


Fig. 2

FALLA DE ORIGEN

Como se observa en la Fig.2(c), el punto de esfuerzo cortante máximo V_x se encuentra también en el punto medio del espesor del patín de la columna, obteniéndose a lo largo de la línea que divide al patín paralela al eje X el valor de éste, es decir :

$$V_x = \frac{P(H-d+t_f)}{2H} \quad (1a)$$

Y el momento flexionante máximo en dirección x, que ocurre en el centro del espesor del patín de la columna, es igual al área del diagrama de esfuerzos cortantes entre tal punto y el extremo izquierdo.

$$M_x = \frac{P(H-d+t_f)^2}{8H} \quad (2a)$$

Para determinar el espesor regido por el momento flexionante máximo con respecto al eje x, se tiene:

$$F_b = \frac{Mx}{S} \quad (3)$$

Donde S es el módulo de sección, de la sección transversal de la placa y cuyo valor es:

$$S = \frac{B \cdot t^2}{6}$$

que substituyendo en la ec.(3) y despejando t se tiene:

$$t = \sqrt{\frac{6Mx}{BF_b}} \quad (3a)$$



ESFUERZO CORTANTE Y DE FLEXIÓN RESPECTO AL EJE Y.

Refiriéndonos a la Fig. 2(f), la presión hacia arriba por unidad lineal, medida a lo largo del eje X puede verse que es P/B y el máximo esfuerzo cortante tiene lugar a lo largo de los ejes de los patines de la columna, siendo:

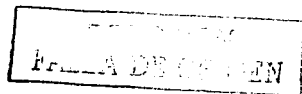
$$v = \frac{P(B-b)}{2B} \quad (1b)$$

El máximo momento en ésta dirección, se encuentra en el punto medio de la placa base y es igual al área de esfuerzos en el diagrama 1, 2, 3, 4 de la Fig. 2(g), puede encontrarse mas fácilmente restando el área del triángulo 1, 4, 5. Éste último sería el esfuerzo cortante correspondiente si la carga total P se encuentra concentrada bajo el eje longitudinal del alma, por lo tanto, la ordenada 4, 5 es igual a $P/2$. La ordenada 3, 5 del triángulo que debe ser restado es igual a la intensidad de la carga soportada por debajo de los dos patines, es decir, $2Pt_f/A$ kg/cm², multiplicada por $b/2$ ó Pbt_f/A . El momento máximo en ésta dirección, resulta ser:

$$M_y = \frac{P}{8} \left(B - \frac{2b_f^2 t_f}{A} \right) \quad (2b)$$

y en dirección Y, el espesor de la placa se determina mediante:

$$t = \sqrt{\frac{6M_y}{HF_b}} \quad (3b)$$



Otra manera de analizar la placa, es tomando en cuenta la flexión en dos direcciones ortogonales, según Fig.3.

En todos los materiales el alargamiento o acortamiento producido por una fuerza de tensión o compresión respectivamente, en la dirección de dicha fuerza, va acompañado por una contracción o expansión en dirección transversal. Las características de homogeneidad e isotropía del acero permiten que las deformaciones tengan el mismo valor en cualquier dirección ortogonal es decir $\epsilon_y = \epsilon_z$.

A éste valor se le denomina DEFORMACION LATERAL y el valor absoluto de la relación entre la deformación lateral y la axial se conoce como RELACION DE POISSON (ν), éste es:

$$\nu = \frac{\text{deformación lateral}}{\text{deformación axial}}$$

o bien:

$$\nu = -\frac{\epsilon_y}{\epsilon_x} = -\frac{\epsilon_z}{\epsilon_x}$$

Para el acero estructural, $\nu = 0.25$

Así, el momento flexionante en la placa base es reducido al coexistir momentos en direcciones perpendiculares.

Para éste efecto se deducirá la siguiente ecuación que nos defina el espesor t de la placa base.

Considerando un perfil IR soldado a una placa base de dimensiones mayores al contorno de la sección del perfil de la columna por las razones ya expuestas, se

tiene un efecto de cantiliver perimetral de la placa en los cuatro lados del perfil IR y considerando un ancho unitario, digamos .0 cm (Fig. 3) designando " a " y " b " para las direcciones X y Y respectivamente.

La presión de contacto sobre la base de concreto (generalmente un dado de cimentación) es f_c (kg / cm²), y los momentos en los cantilivers (también conocidos como volados o proyecciones) de la placa en ambas direcciones de la columna IR serán respectivamente :

$$M_x = \frac{f_c \cdot a^2}{2} \quad (4a)$$

$$M_y = \frac{f_c \cdot b^2}{2} \quad (4b)$$

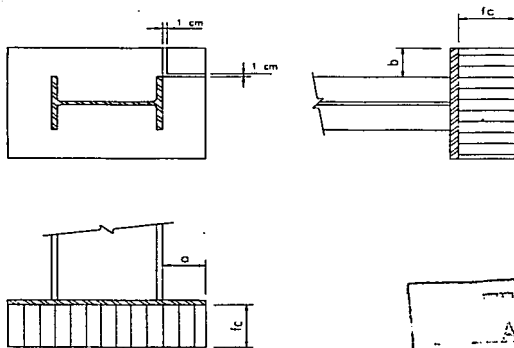


Fig. 3

HEIS CON
A DE ORIGEN

Suponiendo que la proyección a es mayor que b , el momento flexionante es:

$$M_x = \frac{f_c \cdot a^2}{2} - \frac{f_c \cdot b^2}{8} \quad (4c)$$

$$M_x = \frac{f_c(a^2 - b^2/4)}{2} \quad (4d)$$

y como: $M = F_b \cdot S$

Donde S es el módulo de sección para el cantiliver de a franja de 1.0 cm. de ancho, esto es:

$$S = \frac{t^2}{6}$$

substituyendo tenemos: $M = \frac{F_b \cdot t^2}{6}$ (3c)

igualando la ecuación (3c) con la ecuación (4d), resulta:

$$\frac{F_b \cdot t^2}{6} = \frac{f_c(a^2 - b^2/4)}{2} \quad (5)$$

despejando t : $t = \sqrt{\frac{3f_c}{F_b}(a^2 - \frac{b^2}{4})}$ (5a)

donde: f_c es la presión de contacto sobre el dado de cimentación P / A (kg / cm²).

F_b es el esfuerzo permisible del acero estructural a la flexión,

13

FALLA DE ORIGEN

a es la mayor distancia del borde de la placa al paño de los patines de la columna.

b es la menor distancia del borde de la placa a los patines de la columna.

t es el espesor de la placa.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

I.1 PLACAS BASE CON CARGA AXIAL Y CORTANTE.

Corresponden a éste tipo todas las placas de base de columnas en las que el momento flexionante es muy pequeño en relación con la carga axial, originando que haya compresión variando en un margen muy reducido en toda la superficie inferior de la placa base y su dado de cimentación.

En éste tipo de placas la relación que existe entre el momento flexionante y la carga axial es menor a $1/6$ de la dimensión de la placa en la dirección que se esté analizando. A ésta relación se le conoce como excentricidad e_x o e_y , de la carga vertical P .

En términos descriptivos e_x o e_y representan el desfase de la carga P del centro de la placa debido a la acción del momento flexionante ya sea en dirección X o Y , para X por ejemplo, que es la condición más común, se tiene:

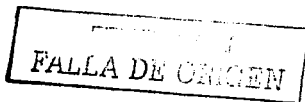
$$e_x = \frac{M_x}{P}$$

debe cumplirse que: $e_x < \frac{H}{6}$

donde: M_x es el momento flexionante en dirección x .

P es la carga total transmitida por la columna.

e_x es la excentricidad de la carga P en dirección x



Los esfuerzos para el diseño de ésta clase de placas base se determinan con la fórmula de la escuadría, en la dirección correspondiente x ó y , es decir:

$$f = \frac{P}{A} + \frac{M}{S} \quad (6)$$

donde: P , M y S se han definido ya anteriormente.

A es al área de la placa que se está diseñando, también definida como $B \cdot H$, siendo B la menor dimensión de la placa.

Es común pre-dimensionar la placa base, para lo cual se toman como parámetros, el tipo de ancla, la separación entre éstas, el diámetro, su longitud, la resistencia del concreto del dado de cimentación. La tablas No.10a y 10b muestran los valores correspondientes a algunos de éstos parámetros.

Bajo éstas condiciones, las anclas solo se colocarán para fijar la columna firmemente a la cimentación, con la seguridad de que los esfuerzos a los que estén sometidas no serán importantes.

Como se mencionó anteriormente la placa sobresale del contorno del perfil de la columna en todo el rededor, trabajando como un cantiliver cargado de abajo hacia arriba, siendo ésta carga el esfuerzo al aplastamiento del concreto. El espesor t de la placa se obtendrá en base al momento más crítico de las siguientes condiciones:

- a) El momento basado en la longitud del volado de la placa base, medida desde el centro del patín de la columna a la posición resultante de la carga

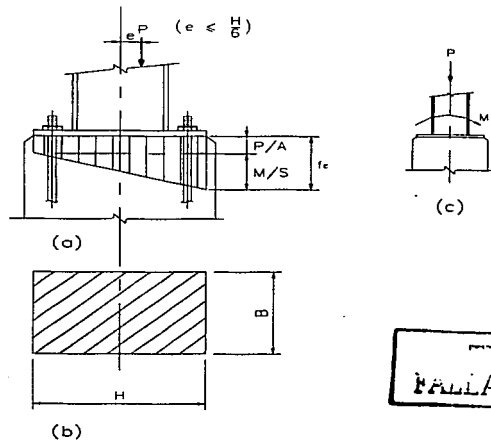
trapezoidal del esfuerzo al aplastamiento del concreto de cimentación.

b) El momento calculado con las ecs. (2a) y (2b).

Habiéndose determinado el momento de un ancho unitario se aplicará la ec.(3d), para la condición (a).

$$l = \sqrt{\frac{6M}{F_b}} \quad (3d)$$

Y para la condición (b) se aplicarán las ecs.(3a) y (3b) respectivamente.



ESTRUC. CON
FALLA DE ORIGEN

Fig. 4

1.2. PLACAS BASE CON CARGA AXIAL, CORTANTE Y FLEXIÓN EN UNA DIRECCIÓN.

En el capítulo anterior se estudiaron aquellas placas base que producían esfuerzos de compresión en toda la superficie del dado de cimentación con lo que se sometía a flexión todo el borde de la placa y prácticamente nulos los esfuerzos de tensión sobre las anclas debido a que prevalecía la carga axial sobre el momento flexionante.

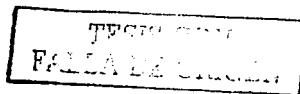
En éste capítulo se estudiarán la condición en la que los momentos flexionantes sean importantes al grado de que el par de fuerzas tensión-compresión hagan trabajar a tensión a las anclas de uno de los extremos de la placa y a flexión el borde opuesto de la misma.

Particularmente se revisarán aquí las placas en las que se cumpla el siguiente parámetro:

$$\frac{1}{6} < \frac{e}{H} < \frac{1}{3}$$

Lo cual nos indica que existe un esfuerzo de tensión relativamente pequeño en un extremo de la placa en la dirección de trabajo, y que por tanto no requieren de un análisis muy riguroso. Para tal finalidad, se hace la analogía con una viga de concreto, lo cual nos conduce a lo siguiente:

Refiriéndonos a la Fig.5d, se notará que el centro de compresión se encuentra en el centro de gravedad del bloque triangular de esfuerzos de ancho B en la parte superior de la viga de concreto análoga. De la misma manera, la carga axial resultante que se encuentra a la



excentricidad e (cm) del eje de la columna debe pasar por el centro del bloque de esfuerzo en la base de concreto por debajo de la placa base.

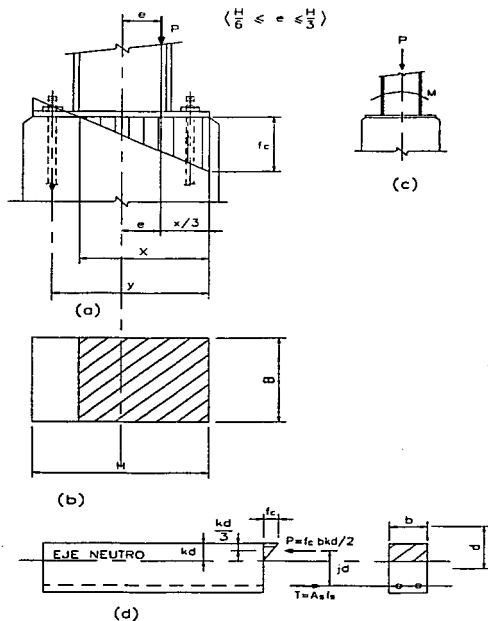


Fig. 5

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

La longitud de su cara horizontal se designa por x , valor que corresponde a kd en la viga análoga, la longitud de su otra cara se encuentra representada por f_c , que es el esfuerzo admisible a compresión en la base del concreto y se escoge el ancho B de manera que f_c nunca sea excedido.

En la viga análoga, kd se calcula primeramente y esto determina el bloque de esfuerzos. La localización del centro de compresión está a $kd/3$ (cm). En la placa base, por el contrario, el centro de compresión se localiza en primera instancia, calculando la excentricidad equivalente e . Una línea trazada por el punto excéntrico de la línea central de la columna es equivalente a la línea de carga y cortará a la placa base a $x/3$ (cm) del borde de sotavento. De ésta manera queda establecido el valor de x .

Como se ve en la Fig.5(b), por simple inspección se deduce que:

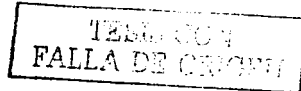
$$e + \frac{x}{3} = \frac{H}{2}$$

Por lo tanto:
$$x = 3\left(\frac{H}{2} - e\right) \quad (7)$$

en donde las variables e y H son ya conocidas.

La carga P de la columna se supone que es numéricamente igual al volumen del bloque de esfuerzos bajo la placa base. En realidad, la tensión T en los pernos de anclaje se desprecia bajo ésta hipótesis. Así, de acuerdo a éstas consideraciones:

$$P = \frac{B \cdot x \cdot f_c}{2}$$



Despejando, tenemos: $B = \frac{2P}{x \cdot f_c}$ (8)

Las anclas en el extremo de barlovento de la placa base tienen la tensión correspondiente al acero del lecho inferior de la viga análoga de concreto.

Para que analogía sea precisa, el brazo del momento con que ellos sean analizados para la tensión tendrá que ser necesariamente $y-3/x$, correspondiendo al valor de jd de la viga análoga. Además, el área requerida para las anclas deberá ser inversamente proporcional a la longitud de éste brazo de palanca. Sin embargo, el área requerida es directamente proporcional a $y-x/3$.

Puede deducirse una ecuación para encontrar el área teórica requerida para las anclas. Se basa en la hipótesis de que la tensión total en el lado de barlovento en los pernos de anclaje es numéricamente igual al volumen del bloque de esfuerzos de ese extremo de la placa base. De la aplicación de tal ecuación, sin embargo resultaría un área tan pequeña para las anclas que todo buen diseñador dudaría adoptar, es más, por cuestiones de condiciones de servicio no sería adecuado dar diámetro de anclas en base al área calculada requerida.

Ahora bien, el siguiente tipo de placas a analizar serán aquellas que se encuentran sometidas a cargas de tensión debido a un momento relativamente grande y en las que por lo tanto hay tensión en una gran parte de la superficie del dado (más de un tercio del área de la superficie inferior de la placa y su base de concreto) es decir, debe cumplirse el parámetro siguiente:

$$H/3 > 1/3.$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

La finalidad que se persigue en el análisis que se mostrará a continuación, es llegar a una ecuación en función de x con la que pueda obtenerse la profundidad del eje neutro de las fuerzas que actúan en la cimentación.

Como se muestra en la Fig.6 las tres fuerzas verticales P , C , y T deben cumplir con la condición de equilibrio $\Sigma F_y = 0$, por lo tanto:

$$P + C - T = 0 \quad (9)$$

Debido a que existen tres incógnitas, son necesarias tres ecuaciones. La siguiente ecuación deberá cumplir también con la condición $\Sigma M = 0$, y obteniendo momentos respecto a C , se tiene:

$$P\left(w + \frac{x}{3}\right) - T\left(y - \frac{x}{3}\right) = 0 \quad (10)$$

TRABAJOS DE
FALLA DE ORIGEN

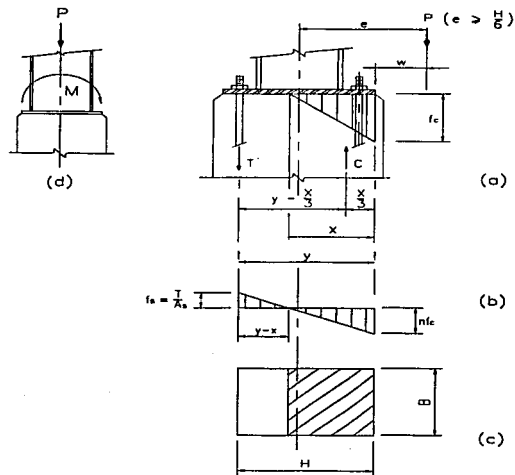


Fig. 6

ESTRUCTURAS
FALLA DE ORIGEN

El signo positivo de la variable w se aplicará cuando la línea de carga equivalente caiga fuera del borde de sotavento de la placa base, mientras que el signo negativo se aplicará cuando caiga dentro. Para la tercera ecuación en la Fig.6(b), se establece por triángulos semejantes, es decir:

$$\frac{n \cdot f_c}{T/A_s} = \frac{x}{y-x} \quad (11)$$

En la que A_s es el área total de la sección transversal de los pernos de anclaje del lado de sotavento, y n es la relación modular entre el acero y el concreto, esto es:

$$n = E_s / E_c$$

de la ec. (10) despejamos P , quedando:

$$P = \frac{T(3y - x)}{x \pm 3w} \quad (12)$$

Como C es igual al volumen del bloque de esfuerzos bajo la placa base, tenemos:

$$C = \frac{B \cdot x \cdot f_c}{2} \quad (13)$$

Si despejamos f_c de la ec. (11) y se substituye en la ec. (13), se obtiene:

$$C = \frac{BTx^2}{2nA_s(y - x)} \quad (14)$$

Substituyendo en la ec.(9), los valores de la ec. (14) y P de la ec.(12), se tiene:

$$\frac{T(3y - x)}{x \pm 3w} + T = \frac{BTx^2}{2nA_s(y - x)} \quad (15)$$

Si se dividen los dos miembros de la ecuación por T y reduciendo términos, obtenemos:

$$x^3 \pm 3wx^2 + \frac{6nA_s(y \pm w)x}{B} = \frac{6nA_s(y \pm w)y}{B} \quad (16)$$

Si se hace constante al término:

$$K = \frac{6nA_s(y \pm w)}{B} \quad (17)$$

Substituyendo, la ec.(16) se reduce a:

$$x^3 \pm 3wx^2 + Kx = Ky \quad (16a)$$

Para que la ec.(16a) sea utilizada es necesario suponer de antemano cual será el área total A_s de las anclas del lado de barlovento, así como el ancho B .

Para comprobar A_s , se requiere la tensión total en las anclas de barlovento. Ésta última se obtiene de la ec. (10).

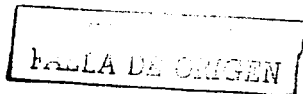
$$T = \frac{P(x \pm 3w)}{3xy} \quad (18)$$

Como ya se conoce el valor de B , puede obtenerse el esfuerzo en la base de concreto a lo largo del borde de sotavento de la placa base. En la ec. (9) se substituye C de la ec.(13) y se despeja f_c , obteniéndose:

$$f_c = \frac{2(P+T)}{B \cdot x} \quad (19)$$

Respecto al espesor de la placa, se determinará de la misma manera que para los otros tipos de placas, utilizando la ec.(3d).

$$t = \sqrt{\frac{6M}{F_b}} \quad (3d)$$



Existe otra forma más práctica y rápida de obtener la profundidad del eje neutro x . Ésta es por medio de la ecuación de la escuadria.

$$f = \frac{P}{BH} \pm \frac{6M}{BH^2} \quad (6a)$$

Con respecto a la Fig.7(c), por triángulos semejantes y despejando x , obtenemos la ec.(20).

$$\frac{H}{\frac{P}{BH} + \frac{6M}{BH} + \frac{6M}{BH^2} - \frac{P}{BH}} = \frac{x}{\frac{P}{B} + \frac{6M}{BH^2}} \quad (20)$$

$$x = \frac{PH^2}{12M} + \frac{H}{2} \quad (20a)$$

Como debe cumplirse la condición $\Sigma F_y = 0$ de acuerdo a la ec. (9), por lo que:

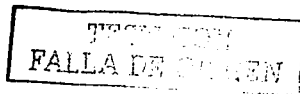
$$P + T - C = 0$$

Ya que C es el volumen del bloque de esfuerzos bajo la placa base; se tiene:

$$C = \frac{1}{2} \left[Bx \left(\frac{P}{BH} + \frac{6M}{BH^2} \right) \right] \quad (21)$$

Substituyendo x en la ec.(20a) en la ec.(21) y reduciendo términos:

$$C = \frac{P^2H}{24M} + \frac{3M}{2H} + \frac{P}{2} \quad (21a)$$



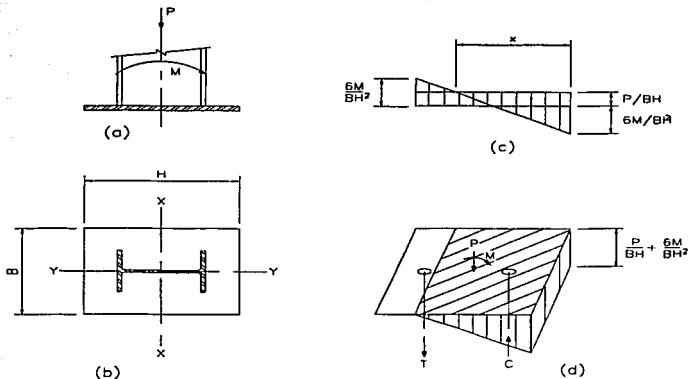


Fig. 7

Substituyendo C de la ec.(21a) en la ec.(9) y despejando T , se obtiene:

$$T = \frac{P^2 H}{24 M} + \frac{3 M}{2 H} - \frac{P}{2} \quad (22)$$

Las ventajas de éste análisis es que se obtienen todas las incógnitas muy fácilmente, además la rapidez de solución con respecto a la ecuación cúbica y la confiabilidad de los valores a los que se llega.

En la gráfica No. 2 del apéndice se proporciona un método rápido para la comprobación de las dimensiones en planta de la placa y del área de la sección transversal

de las anclas. Se parte de unas dimensiones B y H de la placa base y de unas anclas de sección predeterminada. Se conocen, naturalmente los elementos mecánicos P y M o lo que es también P y e , carga axial y excentricidad de ésta ($e = M/P$), respectivamente.

En el lado de las abscisas, se entra con los valores de la excentricidad relativa e/y , pudiéndose obtener en el lado de las ordenadas, los siguientes valores:

K_x , que fija la posición del eje neutro.

K_c , es la relación entre la presión máxima del concreto (f_c) y la presión media (P/yy')

K_t , relación entre la tensión que actúa en las anclas y la descarga P de columna cimentación.

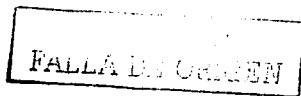
.. Estas constantes se obtienen con las siguientes expresiones:

$$K_x = \frac{x}{y} \quad (23)$$

$$K_c = \frac{f_c}{P/yy'} \quad (24)$$

$$K_t = \frac{T}{P} \quad (25)$$

El valor buscado debe leerse sobre la curva $n\lambda$, siendo n la relación de módulos de elasticidad del acero y del concreto, y λ la cuantía o relación entre el área de la sección transversal de las anclas a tensión A_t y el área de la placa base $B \times H$, es decir:



$$n\lambda = \frac{E_s A_s}{E_c BH} \quad (26)$$

Si $f_c > F_p$ deberá aumentarse una de las dimensiones B , H o ambas.

Si T/A_s es superior a la tensión admisible o a la del acero, deberá aumentarse A_s y efectuar una nueva comprobación con el valor n correspondiente.

Las gráficas son adimensionales y pueden utilizarse tanto para el método de esfuerzos admisibles como el de resistencia última.

Otra modalidad del método anterior y quizá mas sencillo e inclusive fácil de sistematizar es el que se presenta a continuación, es común que cuando se recurre a éste procedimiento es debido a que la excentricidad e_x de la carga vertical P excede la relación $H/6$, lo cual indica que hay tendencias de que uno de los extremos de la placa se levante, generando tensiones significativas en las anclas de tal extremo.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

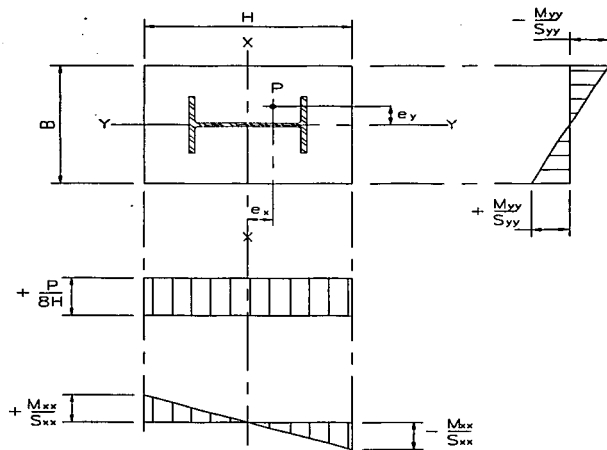


Fig. 8

Los esfuerzos de contacto sobre el área del dado de cimentación son máximos en el borde y se considera que varían linealmente en una longitud Y de la placa desde la zona de compresión del concreto hacia la zona de las anclas en tensión, aquí el problema resulta determinar el valor de esta distancia, para lo cual se desarrolla el siguiente procedimiento para conocerlo.

En primera instancia, contamos con tres ecuaciones y tres incógnitas: Y , P y σ_c , que se determinan como sigue:

TRABAJO DE
FALLA DE ORIGEN

Por equilibrio:

$$\Sigma V = 0$$

$$\frac{1}{2} Y \sigma_c B - P_i - P_c = 0$$

$$P_c + P_i = \frac{\sigma_c Y B}{2} \quad (27a)$$

despejando σ_c :

$$\sigma_c = \frac{2(P_c + P_i)}{Y \cdot B} \quad (27b)$$

donde σ_c es la presión de contacto sobre el dado de cimentación.

Obteniendo momentos alrededor del eje fuerte de la columna:

$$\Sigma M = 0$$

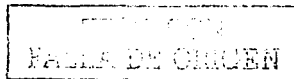
$$P_i \cdot f + (P_c + P_i) \left(\frac{D}{2} + \frac{Y}{3} \right) - P_c \cdot e = 0$$

despejando P_c y P_i :

$$P_c = -P_i \left[\frac{\frac{D}{2} - \frac{Y}{3} + f}{\frac{D}{2} - \frac{Y}{3} - e} \right] \quad (28a)$$

$$P_i = -P_c \left[\frac{\frac{D}{2} - \frac{Y}{3} + e}{\frac{D}{2} - \frac{Y}{3} - f} \right] \quad (28b)$$

Que representan el comportamiento elástico del concreto de cimentación y de las anclas respectivamente como se muestra en la Fig.9.



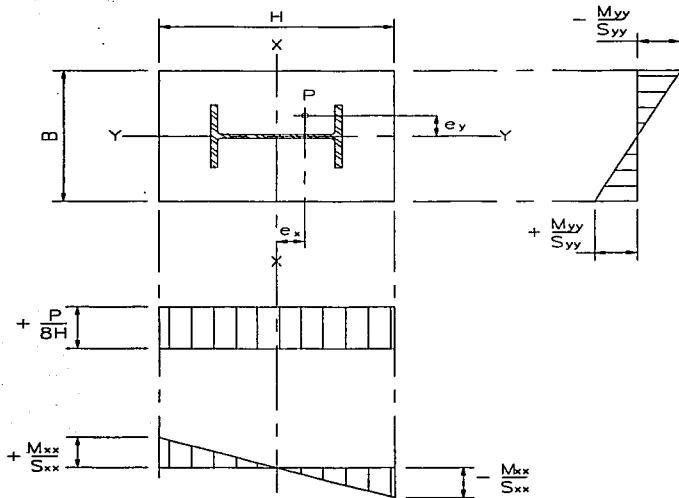


Fig. 9

Ahora, sabiendo que:

$$\frac{a}{b} = \frac{\epsilon_s}{\epsilon_c} = \frac{\frac{\sigma_s}{E_s}}{\frac{\sigma_c}{E_c}} = \frac{\sigma_s E_c}{\sigma_c E_s} \quad (29)$$

también:

$$E_s = \frac{\sigma_c}{\epsilon_s} \quad y \quad E_s = \frac{\sigma_c}{\epsilon_c}$$

Además:

$$\sigma_s = \frac{P}{A_s} \quad y \quad n = \frac{E_s}{E_c}$$



sustituyendo en la ec. (29) se tiene:

$$\frac{a}{b} = \frac{\frac{P_t}{A_s}}{\sigma_c n} = \frac{P_t}{A_s \sigma_c n}$$

- donde:
- A_s Es el área de la sección transversal de las anclas total de las anclas a tensión.
 - σ_s Es el esfuerzo desarrollado por las anclas.
 - ε_s Es la deformación axial de las anclas.
 - E_s Es el módulo de elasticidad del acero de las anclas.
 - σ_c Es el esfuerzo en el concreto.
 - ε_c Es la deformación del concreto.
 - E_c Es el módulo de elasticidad del concreto.
 - n Es la relación modular de elasticidad del acero al concreto.

Por triángulos semejantes:

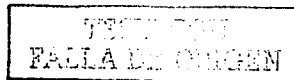
$$\frac{a}{b} = \frac{\frac{D}{2} - Y + f}{Y}$$

Así:

$$\frac{P_t}{A_s \sigma_c n} = \frac{\frac{D}{2} - Y + f}{Y}$$

despejando σ_c :

$$\sigma_c = \frac{P_t Y}{A_s n \left(\frac{D}{2} - Y + f \right)} \quad (30)$$



Sustituyendo ec. (29) en la ec. (27a) se obtiene:

$$P_c + P_t = \frac{P_t Y}{A_s n \left(\frac{D}{2} - Y + f \right)} \left(\frac{YB}{2} \right)$$

o bien:

$$P_c + P_t = \frac{P_t Y^2 B}{2 A_s n \left(\frac{D}{2} - Y + f \right)} \quad (31)$$

Sustituyendo ec. (28a) en la ec. (31) tenemos:

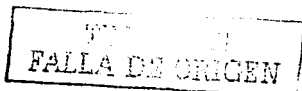
$$-P_t \left[\frac{\frac{D}{2} - \frac{Y}{3} + f}{\frac{D}{2} - \frac{Y}{3} - e} \right] + P_t = \frac{P_t Y^2 B}{2 A_s n \left(\frac{D}{2} - Y + f \right)}$$

resolviendo para Y:

$$\begin{aligned} -2nA_s \left(\frac{D}{2} - Y + f \right) \left(\frac{D}{2} - \frac{Y}{3} + f \right) + 2nA_s \left(\frac{D}{2} - \frac{Y}{3} - e \right) \left(\frac{D}{2} - Y + f \right) &= \\ &= Y^2 B \left(\frac{D}{2} - \frac{Y}{3} - e \right) \end{aligned}$$

o bien:

$$\begin{aligned} -\frac{nA_s D^2}{2} + \frac{4nA_s DY}{3} - 2nA_s Df - \frac{2nA_s Y^2}{3} + \frac{8nA_s fY}{3} - 2nA_s f^2 + \frac{nA_s D^2}{2} &= \\ -\frac{4nA_s DY}{3} - nA_s De + \frac{2nA_s Y^2}{3} + 2nA_s eY + nA_s Df - \frac{2nA_s fY}{3} - 2nA_s ef &= \\ &= \frac{BDY^2}{2} - \frac{BY^3}{3} - BeY^2 \end{aligned}$$



Reduciendo términos:

$$Y^3 + 3\left(e - \frac{D}{2}\right)Y^2 + \frac{6nA_s}{B}(f + e)Y - \frac{6nA_s}{B}\left(\frac{D}{2} + f\right)(f + e) = 0 \quad (32)$$

Expresando esta ecuación mediante constantes, se tiene:

$$K_1 = 3\left(e - \frac{D}{2}\right)$$

$$K_2 = \frac{6nA_s}{B}(f + e)$$

$$K_3 = -K_2\left(\frac{D}{2} + f\right)$$

Sustituyendo en (32), finalmente tenemos:

$$Y^3 + K_1Y^2 + K_2Y + K_3 = 0$$

Existen varias maneras de resolver esta ecuación cúbica, la más fácil podría ser por aproximaciones sucesivas hasta satisfacer la igualdad.

Habiendo encontrado de esta forma el valor efectivo de Y y sustituyendo en las ecuaciones (28b) y (30) se habrá encontrado el valor de la fuerza de tensión en las anclas y la presión de contacto sobre el dado de cimentación respectivamente.

1.3 PLACAS BASE CON CARGA AXIAL, CORTANTE Y FLEXIÓN BIAIXIAL.

Se analizarán los casos siguientes:

En primera instancia las placas base con flexión en dos direcciones que provocan esfuerzo de compresión sobre toda la placa, Fig.8.

En éstos casos el análisis es directo y el esfuerzo máximo en algún punto de la placa es la suma algebraica de los esfuerzos debidos a la carga axial y el momento flexionante con respecto a los ejes principales X y Y.

$$f_c = \frac{P}{BH} + \frac{M_x}{S_x} + \frac{M_y}{S_y} \quad (6b)$$

INGENIERIA CIVIL
FALLA DE ORIGEN

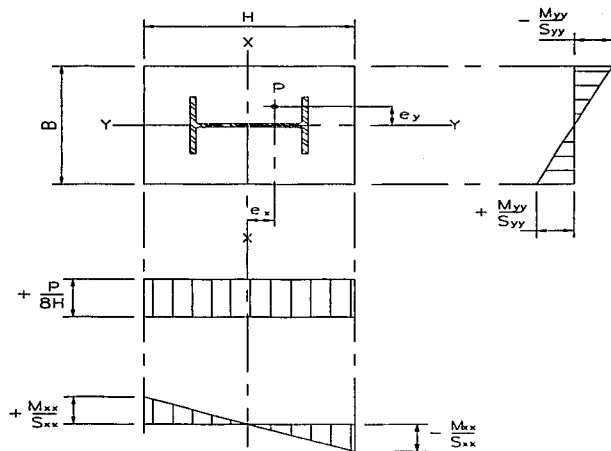


Fig. 8

El esfuerzo de compresión actuante en el concreto no debe exceder el esfuerzo permisible de este. Es decir, F_p , si esto sucede es necesario aumentar las dimensiones de la placa, y si es necesario, también del dado.

Como caso siguiente, se revisan las placas base con flexión en dos direcciones, en donde ocurren esfuerzos de tensión y compresión.

En la Fig.9, la placa base está sujeta a una carga excéntrica en ambos ejes. La localización y dirección del

eje neutro X podrá establecerse por ensayos sucesivos, planteando una ecuación de n -ésimo grado.

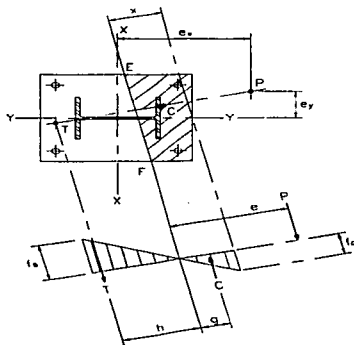
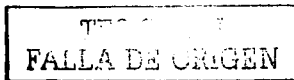


Fig. 9

Para un ensayo particular, la fuerza de tensión y compresión en el acero y el concreto, respectivamente, pueden ser localizadas y expresadas en términos del esfuerzo en el concreto f_c y el equilibrio de condiciones puede comprobarse.

Refiriéndonos a la Fig.9, estableciendo un equilibrio de fuerzas, la carga P, la fuerza resultante de tensión T en el acero, y la fuerza resultante C del concreto, situadas en el plano de esfuerzos.

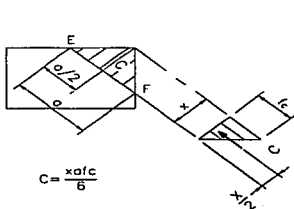
$$P = C - T \quad (9a)$$



Y obteniendo momentos con respecto al eje neutro, se tiene:

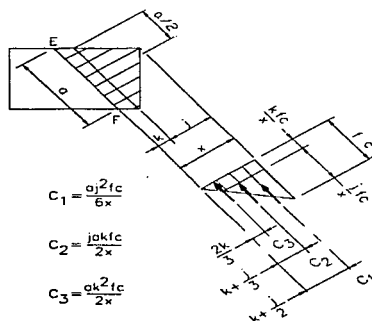
$$P \cdot e = C \cdot g + T \cdot h \quad (27)$$

El eje neutro puede ser localizado en cualquiera de las posiciones vistas en las Fig.10(a) y 10(b). En cada caso las expresiones dadas para la posición y magnitud de la fuerza de compresión en el concreto.



$$C = \frac{x a f_c}{6}$$

(a)



$$C_1 = \frac{a_j^2 f_c}{6x}$$

$$C_2 = \frac{j a k f_c}{2x}$$

$$C_3 = \frac{a k^2 f_c}{2x}$$

(b)

Fig. 10

II. ATIESADORES EN PLACAS BASE.

Se conoce como atiesadores o cartabones a los elementos estructurales formados por placas de acero perpendiculares a la placa base; la colocación de estos se lleva a cabo mediante la aplicación de soldadura en dos de sus lados, uno hacia la placa base y el otro hacia el extremo inferior de la columna (en caso de un perfil IR, se ligan a los patines)

La finalidad de utilizar atiesadores es la de reducir el espesor de la placa base cuando esta resulta muy gruesa al haberse diseñado sin atiesadores; los cuales cumplen la función de ser apoyos longitudinales para la placa base, es decir, al colocar atiesadores se forman una serie de tableros pequeños en la placa base, tal como se ilustra en la Fig.11.

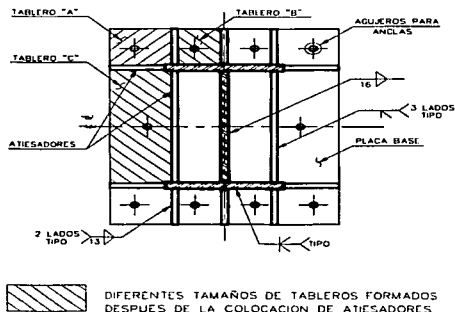


Fig. 11

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Al colocar atiesadores, se reduce el tamaño de los claros libres involucrados en la determinación de los elementos mecánicos, principalmente los momentos flexionantes, los cuales finalmente se utilizan en el cálculo del espesor de la placa. Un criterio aceptable en la práctica común de diseño de estructuras metálicas es el de utilizar atiesadores en la placa base cuando el espesor obtenido sin el uso de ellos resulte mayor de 38 mm (1½"). Al haberse colocado atiesadores en la placa base, se habrán modificado las condiciones locales de apoyo de la placa base; para su análisis se considera el tablero resultante mayor como el tablero "C" o el que este sometido a los máximos esfuerzos como los tableros "A" o "B".

Para tales fines existen algunos métodos de análisis mas avanzado tal como el de elemento finito entre los mas usuales, existe bibliografía que facilita la determinación de los datos necesarios haciendo uso de este método de análisis (ref.10), el método en sí, esta fuera del alcance del objetivo de este trabajo, se hace mención de este para información de quienes por motivos muy especiales lleguen a requerir un análisis muy refinado para determinar los elementos mecánicos de diseño.

De acuerdo a lo anteriormente expuesto es necesario recalcar que el uso de atiesadores muchas veces es conveniente debido a que se obtienen placas base con espesores razonables, mejoran el funcionamiento global de todo el apoyo de la estructura debido a que al reducir las deformaciones de la placa se garantiza que todos los esfuerzos actuantes sean tomados por las anclas y de ahí al concreto del dado de cimentación, es decir que todos los elementos resistentes del apoyo (placa base, anclas y dado de cimentación) trabajen en conjunto bajo

FALLA DE ORIGEN

las consideraciones de resistencia de cada uno de estos que de acuerdo al tipo y calidad de los materiales que hayan sido seleccionados en la etapa inicial del diseño.

En la Fig.12 se muestran algunos arreglos típicos de placas base atiesadas mediante los sistemas mencionados anteriormente, es claro que la decisión de elegir cualquiera de estas formas de rigidización de la placa base, debe estar de acuerdo a las condiciones de apoyo consideradas en el modelo estructural inicial, a la magnitud de las descargas resultantes del análisis, y en algunos casos a aspectos constructivos de la estructura en cuestión.

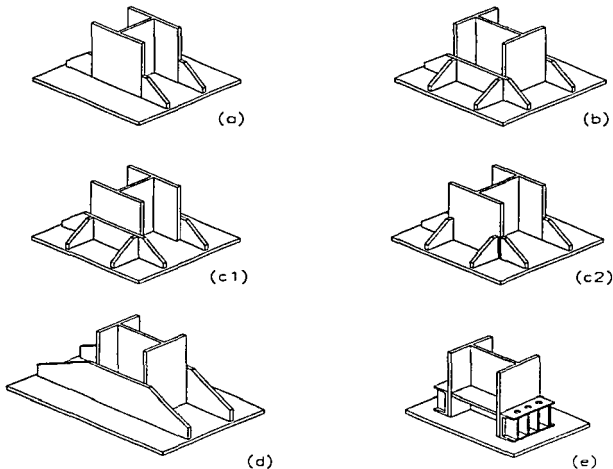
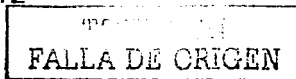


Fig. 12



A continuación se hace una breve descripción de cada una de las alternativas mostradas en la Fig.12, soluciones con las que se logra un funcionamiento integral de los apoyos de una estructura de acero.

Las figuras 12(a) a 12(c) los atiesadores son soldados a los patines de la columna de acero, como se observa, estos pueden estar alineados con el plano de los patines de acuerdo a la Fig.12(a) o bien, perpendiculares a estos, como lo muestran las Figs. 12(b) y 12(c1 y c2), generalmente estas últimas alternativas son mas usuales en términos prácticos, ya que es común que el volado de la placa localizado frente a los patines de la columna suele ser el que rige el diseño de la placa.

Desde otro punto de vista, en la Fig.12(c1), se muestra una placa atiesando a la placa base y a la vez reforzando los patines de la columna, ésta solución es efectiva cuando se requiera alta capacidad con respecto al eje fuerte de la columna; en la Fig.11(d), los atiesadores son unidos al canto de los patines, siendo continuos de borde a borde de la placa base, funciona en forma similar a la solución mostrada en la Fig.12 (b), en ambas figuras los atiesadores son continuos solo arriostrados lateralmente por los patines de la columna

En la Fig.12(e), se atiesa mediante dos canales y cartabones entre los patines de éste, con la finalidad de transmitir los esfuerzos directamente de las anclas a los mecanismos atiesadores y finalmente a los patines de la columna; para lograr esto, las canales deben ser colocados ligeramente arriba del extremo de la columna de manera que no haga contacto con la placa ya que es preferible que su diseño sea básicamente para momentos debido a la tensión ejercida por las anclas.

Estas son solo una muestra de lo que podrían ser algunas de las soluciones para la optimización del espesor de la placa base y el logro del trabajo en conjunto de todos los elementos que constituyen los apoyos de una estructura, en la determinación del tipo de solución que finalmente se adoptará se deja a criterio y experiencia del ingeniero estructurista responsable del diseño.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

II.1 DIMENSIONAMIENTO DE ATIESADORES.

Se ha hablado aquí sobre la colocación de atiesadores o cartabones como sistema para economizar el peso de la placa base, el diseño de estos es muy sencillo, ya que a lo largo del proceso general de diseño se habrán definido ya algunos factores o valores que intervienen en el diseño y dimensionamiento de estos, tales como las dimensiones definitivas de la placa base, la cantidad de anclas y las fuerzas en cada extremo de la columna específicamente la magnitud de las fuerzas del par tensión-compresión. Con estos datos se tienen los elementos necesarios para definir las características de los atiesadores, lo que a continuación se describe:

Conociendo: $C = \frac{T}{N_c}$, $tc = \frac{C}{F_b \cdot bc}$

donde : $C = T$ son las fuerzas tensión-compresión actuantes en las anclas y dado de cimentación respectivamente obtenidas en el capítulo anterior

N_c es la cantidad de cartabones a cada lado de la columna.

bc es el ancho del cartabón obtenido de la siguiente forma: $bc = (H - d) / 2$

F_b es el esfuerzo permisible del acero considerado para el diseño del cartabón, su valor numérico es: $0.6F_b$

longitud de cartabones $L_s = \frac{C}{2F_r}$ (28)

conocidas las dimensiones principales del cartabón se procede a obtener las propiedades geométricas de la sección transversal de la placa que forma el cartabón.

Radio de giro: $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$

donde:

I es momento de inercia de la sección transversal del cartabón

$$I = \frac{tc \cdot bc^3}{12}$$

A es el área de la sección transversal del cartabón.

Se revisa la relación de esbeltez como si se tratase de una columna, es decir:

$$\frac{k \cdot Lc}{r} \leq 200 \quad (29)$$

el valor del espesor de la placa del cartabón se varía hasta que la relación de esbeltez se satisfaga, quedando así definidas las dimensiones de los cartabones como se muestra en la Fig. 13.

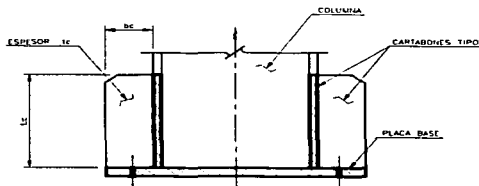


Fig. 13

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

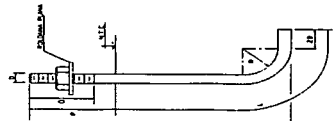
III. PERNOS DE ANCLAJE.

Se ha venido hablando en los capítulos precedentes, de los pernos de anclaje o simplemente elementos denominados como ANCLAS, y pueden definirse como los elementos estructurales que cumplen la función de fijar una estructura o un equipo a la subestructura o cimentación. Las anclas se caracterizan por tener una relación longitud-diámetro alta, en términos generales constan de un fuste de acero de sección circular, de un gancho o placa en uno de sus extremos y en el otro cuentan con una cuerda, rondana y una o mas tuercas. De acuerdo a sus características físicas y mecánicas en este estudio se identificarán como anclas tipo I, II, III y IV.

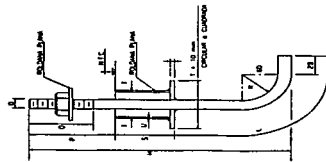
El diámetro de las anclas puede estar comprendido desde 13 mm (1/2") hasta 76 mm (3") y su longitud puede oscilar entre 20 y 100 cm en casos extraordinarios pueden tener dimensiones mayores a las mencionadas Fig.14.

Obsérvese que las anclas tipo II y IV cuentan adicionalmente en su extremo superior con un tramo de tubo comúnmente llamado CAMISA, con la finalidad de facilitar la movilidad de las anclas y su inserción en los agujeros de la placa base, este artificio es necesario ya que puede haber cierto margen de imprecisión en la localización de agujeros durante la fabricación de esta, dicho tubo por lo general no es de acero estructural, sino de algún otro tipo de menor calidad e inclusive de plástico; el interior de la camisa es rellenado con el mismo tipo de mortero utilizado para la nivelación de la placa base, generalmente con algún aditivo estabilizador de volumen (grout).

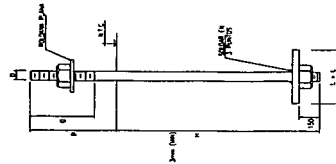
CON
FALLA DE ORIGEN



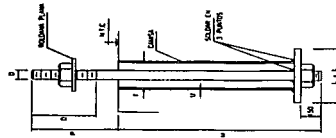
ANCLA TIPO I



ANCLA TIPO II



ANCLA TIPO III



ANCLA TIPO IV

Fig. 14

El material de las anclas puede ser de diversos tipos de acero, tales como ASTM A-36, A-307, acero inoxidable, etc. dependiendo de aspectos muy importantes que se consideran para su diseño, entre los principales están:

- La magnitud de los elementos mecánicos; que está en función del tipo y tamaño de estructura, ya que éste puede ser industrial o urbano, lo que influye grandemente al tipo de solicitaciones de carga a las que puede estar expuesto.
- Al medio ambiente en el que se encuentra la estructura, ya sea corrosivo por agentes químicos, marinos o de otra naturaleza que afecte al material de las anclas.

El tipo de acero permite controlar la cantidad de anclas requeridas por los apoyos de una estructura, ya que las propiedades mecánicas de los diferentes tipos, esto es, la capacidad a esfuerzos cortantes y de tensión juegan un papel decisivo durante el proceso de selección del tipo de anclas.

Cabe mencionar que en éste estudio se pondrá énfasis en las anclas basadas en acero ASTM A-307 debido a que es el tipo más común. Otros parámetros para el diseño de las anclas son: la longitud de embebido en el concreto y la resistencia a la compresión del éste último. La cantidad de anclas requerida en cada extremo de la placa se determina en función de la relación que existe entre la cargas actuantes y la capacidad resistente de las anclas a tensión y cortante. A continuación se hace un análisis de sus propiedades mecánicas de las anclas en general.

ESTUDIO DE
FACTORES DE ORIGEN

III.1 ESFUERZOS CORTANTES.

Este tipo de esfuerzos se presentan en las anclas de placas base en las que prevalecen cargas axiales sobre los momentos flexionantes, que pueden ser relativamente bajos si no es que nulos dependiendo de, entre otras cosas, del tipo de estructura, del uso al que se le va a dar, lo que define que tipo de cargas están obrando sobre la estructura, de la zona donde se localice una estructura específica, de las condiciones de apoyo considerados en la etapa de diseño; el considerar articulados los apoyo de una estructura trae como consecuencia que solo existan en los apoyos, fuerzas de tensión y cortante.

En otros casos, cuando la acción simultánea de cargas axiales y momentos son de magnitud tal que solo se generan esfuerzos de compresión en el dado de cimentación, las anclas trabajan principalmente bajo esfuerzos cortantes.

La capacidad admisible al cortante para los tipos de anclas mencionados está basado en un esfuerzo del concreto de $0.45f'_c$, que disminuye linealmente desde el tope de concreto hasta una profundidad de cinco veces el diámetro del ancla en cuestión, donde el esfuerzo se anula. La capacidad al cortante V se obtiene con la siguiente expresión:

$$V = 1.125f'_c d^2 \quad [\text{kg}]$$

donde: d es el diámetro nominal del ancla en cm.
 f'_c es la resistencia del concreto a la compresión.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

El esfuerzo admisible a la tensión F_t para las anclas ya señaladas debe revisarse con lo dispuesto en la tabla 1-C, parte 4 del A.I.S.C. (ref. 2) para la interacción en base al área nominal del ancla que se muestra en la tabla N° 4 y con la expresión:

$$f_t = 1828 - 1.8f_v \leq 1400.0 \text{ kg/cm}^2$$

Aquí f_v es el esfuerzo cortante calculado en kg/cm^2 el cortante sobre todas las anclas el cual podrá ser reducido o eliminado tomando en cuenta la fricción entre el elemento soportado y la base de sustentación, atendiéndose a las consideraciones siguientes:

Para estructuras generalmente constituye una práctica aceptable de ingeniería despreocupar la resistencia por fricción, en éstos casos; sin embargo, podrá tomarse en cuenta siempre que exista una compresión bajo todas las combinaciones de carga probables, su determinación se hará como se indica mas adelante.

Para equipos industriales, tales como recipientes verticales y horizontales e intercambiadores de calor, la resistencia por fricción entre la silleta o el faldón del equipo y el pedestal puede tomarse en cuenta al revisar las anclas por cortante; sin embargo, debe verificarse que exista una fuerza compresiva bajo todas las combinaciones de carga probables. Dicha resistencia se calculará multiplicando el mínimo coeficiente de fricción por la misma carga de compresión que concurra con el cortante en cuestión.

Debido a que las cargas actuantes más importantes en éste caso son las cargas gravitacionales, se determina que estas no inducen esfuerzos significativos tal como lo hacen las fuerzas cortantes. por lo tanto se

TESIS
FALLA DE ORIGEN

revisarán éste tipo de anclas para resistir los esfuerzos cortantes actuantes mediante la ec.(30).

$$f_v = \frac{V}{A_v} \quad (30)$$

Donde: V y f_v son respectivamente la fuerza cortante actuante en el apoyo y el esfuerzo permisible a cortante del acero de las anclas.

A_v es el área de la sección transversal de la totalidad de anclas requerida para absorber la fuerza cortante actuante V .

se conocen los valores de V y f_v , se despeja la incógnita A_v y se determinan el área de anclas necesarias en el dado de cimentación, como sigue:

$$A_v = \frac{V}{f_v} \quad (30a)$$

Determinada el área total, se divide esta entre el área A_s del ancla con el diámetro apropiado que se desee colocar, esto es:

$$\text{cantidad de anclas} = \frac{A_v}{A_s}$$

En las tablas N°3 y N°5 del apéndice anexo se dan valores de los esfuerzos permisibles a cortante y el área de anclas respectivamente.

TESIS DE
FALLA DE ORIGEN

III.2 ESFUERZOS DE TENSIÓN.

Caso contrario al inciso III.2 donde prevalecen las cargas axiales de compresión, aquí se estudia el caso cuando dichas cargas axiales son de tensión, el procedimiento es muy similar al anterior, para dar solución al problema se utilizan las expresiones que a continuación se indican:

$$f_v = \frac{V}{A_v} \quad (31)$$

despejando A_t :

$$A_t = \frac{T}{f_t} \quad (31a)$$

Donde: T y f_t son respectivamente la fuerza de tensión actuante en el apoyo y el esfuerzo permisible a tensión del acero de las anclas.

A_t es el área de la sección transversal de la totalidad de anclas requerida para absorber la fuerza de tensión actuante T .

Determinada el área total, se divide esta entre el área A_s del ancla con el diámetro apropiado que se desee colocar, esto es:

$$\text{cantidad de anclas} = \frac{A_t}{A_s}$$

En la tabla N°6 del apéndice anexo se dan valores de los esfuerzos permisibles a tensión.

CONSIDERACIONES ESPECIFICAS PARA ANCLAS TIPO I Y II.

La capacidad a la tensión para anclas tipo I y II se obtienen de la siguiente manera :

Esfuerzo por adherencia:

El esfuerzo admisible por adherencia en la superficie de una longitud recta equivalente del ancla embebida en el concreto es:

$$u = \frac{1.6V \cdot f'c}{d} \leq 11.0 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

donde: d es el diámetro nominal del ancla en cm.
 $f'c$ es la resistencia del concreto a la compresión.

Como se indicó previamente, nos abocaremos a las anclas de acero ASTM A-307, cuyo esfuerzo admisible a tensión será de 1400.0 kg/cm² para todas las combinaciones de carga probables aplicado a su área neta (medida en la zona de la cuerda), los valores de ésta se muestra en la tabla N°4.

TECNOLOGIA
FALLA DE ORIGEN

CONSIDERACIONES ESPECIFICAS PARA ANCLAS TIPO III Y IV.

La capacidad a la tensión para anclas normalizadas del tipo III y IV se muestran en la tabla N° 3; para anclas con placa embebida, la capacidad admisible a la tensión será determinada por las tres siguientes propiedades estructurales del sistema:

Capacidad a la extracción:

Ésta se determina con la siguiente expresión de acuerdo al ACI 318-95 (ref. 3 secc.11.3):

$$T = 0.55\sqrt{f'_c} A_c \quad [\text{kg}]$$

donde A_c es la superficie del cono de cortante en cm^2 .

Capacidad a la compresión (placa embebida):

Ésta se determina con la siguiente expresión:

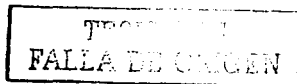
$$T = 0.3f'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad [\text{kg}] ; \quad \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2.0$$

A_1 Es el área cargada en cm^2

A_2 Es el área máxima de la superficie soportada que es geoméricamente similar y concéntrica con el área cargada en cm^2

Capacidad a la tensión (propiedad del material):

La capacidad a la tensión de las anclas tipo III y IV de acero ASTM A-307 se basa en el esfuerzo admisible de



1400.0 kg/cm² aplicado al área neta del ancla y cuyo valor se muestra en la tabla N° 4.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

INCREMENTO DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE.

El valor mínimo de las capacidades a la extracción, a la compresión y a la tensión, será la capacidad admisible del ancla en estudio. Si la capacidad a la extracción fuese menor, entonces ésta podrá ser incrementada hasta la capacidad a la tensión mediante uno de los siguientes procedimientos:

INCREMENTO DE LA LONGITUD DEL ANCLA.

La capacidad a la extracción puede lograrse incrementando la longitud normalizada de las anclas mediante la expresión:

$$L = \frac{1333.6T}{S_b \sqrt{f'_c}} + \frac{w^2}{S_b} - S_c - 0.5w$$

AGREGANDO ACERO DE REFUERZO.

También se puede aumentar la capacidad de las anclas si se incrementa el acero de refuerzo dentro del cono de cortante, dicho incremento debe hacerse mediante la siguiente fórmula.

$$N = \frac{318.3DT}{uDS_1}$$

siendo: $S_1 = L - S_c + 0.5w - 5.0$

En las expresiones anteriores, las variables tienen los significados siguientes y deben usarse con las unidades que se indican:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

- L** Longitud embebida del ancla en cm.
- T** Capacidad a la tensión en ton.
- DT** Aumento de la capacidad requerida en ton. Es igual a la capacidad a tensión menos la capacidad admisible a la extracción.
- S_b** Separación entre anclas en cm.
- S_r** Separación entre el ancla y el acero de refuerzo en cm.
- S_e** Distancia del ancla al borde de concreto en cm.
- S₁** Longitud en la que el refuerzo adicional debe quedar embebido dentro del cono de cortante
- N** Número de varillas requeridas.
- w** ancho de la placa embebida del ancla.
- D** Diámetro del refuerzo en cm.
- $u = 0.63\sqrt{f'_c}$ [kg / cm²]

III.3 ESFUERZOS COMBIADOS DE CORTANTE Y TENSIÓN.

Este grupo de anclas se presentan generalmente en placas base de columnas ubicadas en los ejes perimetrales de las estructuras donde se manifiestan en mayor medida los efectos de las cargas accidentales como por ejemplo viento o sismo.

Bajo éstas condiciones de carga y localización, los momentos flexionantes son de mayor amplitud que en las columnas centrales, a la vez que las cargas verticales tienden a minimizarse. Y como se mencionó en el capítulo anterior, predeterminando la separación δ entre anclas, podemos definir la magnitud del par de fuerzas tensión-compresión lo cual es de esperarse que siendo δ una constante, el valor de T y C se eleva en la medida del incremento del momento flexionante. Dando como resultado cargas de tensión muy grandes aunados a los efectos cortantes de las cargas horizontales.

La fuerza cortante puede suponerse uniformemente distribuida entre la totalidad de anclas, mientras que la fuerza de tensión se distribuirán entre las que resulten de la relación T/t_c , recalcando que la cantidad obtenida deberá colocarse en cada extremo de la placa.

Considerando solo el momento flexionante y no la carga axial, se genera un diagrama de esfuerzos, ver Fig. 14, en ella se muestran las áreas efectivas para la transmisión de esfuerzos de tensión en los pernos de anclaje y de compresión entre la placa base y el concreto del dado de cimentación.

TEST
FALLA DE ORIGEN

Refiriéndonos a la Fig.(15d), vemos que para conocer el esfuerzo de tensión es necesario localizar la profundidad del eje neutro, de acuerdo a esto, tenemos:

$$a(y - x') = \frac{x'^2 \cdot B}{2} \quad (32)$$

Si la ec.(32) se iguala a cero, y reduciendo términos, se obtendrá una ecuación de segundo grado función de x' , es decir:

$$(x'^2 \cdot B) + ax' - ay = 0 \quad (32a)$$

donde: a es el área total de la sección transversal de las anclas.

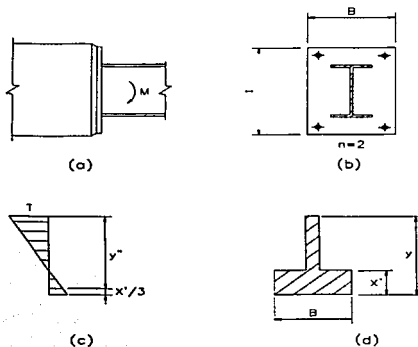


Fig. 15

Una vez localizado el eje neutro, puede encontrarse la fuerza de tensión T en la fibra extrema de la sección equivalente de esfuerzos; teniéndose que el momento resistente de las anclas en la zona de tensión con respecto a puntos determinados de aplicación de la fuerza de compresión resultante, será calculada por:

$$M_r = nTy'' \quad (33)$$

despejando T :

$$T = \frac{M_r}{ny''} \quad (33a)$$

El esfuerzo de tensión se obtendrá por :

$$f_t = \frac{T}{A_s} \quad (34)$$

El esfuerzo de tensión f_t debe combinarse con el esfuerzo cortante f_v . A continuación se da una ecuación de interacción para revisar si la capacidad de las anclas es adecuada, así:

$$\left(\frac{f_v}{F_v}\right)^2 + \left(\frac{f_t}{F_t}\right)^2 = 1.0 \quad (35)$$

TECNOLOGIA
FALLA DE ORIGEN

III.4 USO DE TABLAS.

Para determinar la tensión admisible de anclas tipo III y IV de acero ASTM A-307 adyacentes a un solo borde de concreto se usará la tabla N° 3, en la cual se le llama "máxima tensión calificada" a la tensión que puede alcanzarse con anclas cuya distancia al borde y su espaciamiento son cuando menos iguales a los especificados como mínimos. Ésta tensión es el menor valor entre las capacidades a la compresión, a la extracción y a la tensión. Su valor puede incrementarse con los procedimientos descritos en la sección III.3.

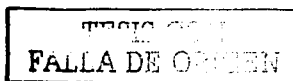
Por "máxima tensión absoluta" se entiende a la máxima tensión que puede alcanzarse, su valor corresponde al mínimo entre la capacidad a la tensión y a la compresión. Éste valor nunca debe ser excedido.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

IV. DISEÑO DE APOYOS PARA ESTRUCTURAS DE ACERO

En este capítulo se hace una breve exposición mediante ejemplos prácticos de la teoría expuesta en los capítulos precedentes, dichos ejemplos dan una pauta general y sencilla de los procedimientos y métodos mas usuales en la práctica del diseño estructural.

Además de la aplicación de la teoría expuesta, se hace uso de las ayudas de diseño anexo en este trabajo, que incluye una serie de tablas de datos y gráficas, lo que facilita el cálculo, en algunos ejemplos se hace una aplicación comparativa del uso de los procedimientos expuestos, del uso de las tablas y de las gráficas, de tal manera que en base a los resultados obtenidos con cualquiera de los métodos se tome la solución adecuada.



Caso N° 1 : PLACA BASE CON CARGA AXIAL.

Diseñar la placa base de una columna de perfil tipo IR305×66.9 que transmite una carga axial de 65.0 ton. El dado de cimentación es de concreto $f'_c = 250.0 \text{ kg/cm}^2$ y sus dimensiones serán de 25×35 cm.

Datos del perfil:

$$\begin{aligned}d &= 306 \text{ mm} & A &= 85.2 \text{ cm}^2 \\t_w &= 8.5 \text{ mm} \\b_f &= 204 \text{ mm} \\t_f &= 14.6 \text{ mm}\end{aligned}$$

Propiedades mecánicas de los materiales:

$$F_p = 0.35f'_c = 0.35 \times 250 = 87.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = 0.75F_y = 0.75 \times 2530 = 1897.5 \text{ kg/cm}^2$$

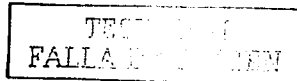
Esfuerzo bajo la placa: $f_c = \frac{P}{BH} = \frac{65000}{25 \times 35} = 74.29 \text{ kg/cm}^2 < F_p$

Cálculo del espesor de la placa:

$$M_x = \frac{P}{8H} (H - d + t_f)^2 = \frac{65000}{8 \times 35} (35 - 30.6 + 1.46)^2 = 7971.70 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_y = \frac{P}{8} \left(B - \frac{2b_f^2 t_f}{A} \right) = \frac{65000}{8} \left(25 - \frac{2 \times 20.4^2 \times 1.46}{85.2} \right) = 87240.07 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Se observa que rige M_y por ser mayor, por lo tanto:



$$t = \sqrt{\frac{6M_y}{HF_b}} = \sqrt{\frac{6(87240.07)}{35(1897.5)}} = 2.8 \text{ cm}$$

El espesor próximo superior es de 32 mm.

Utilizando la gráfica N° 1 [Ec. 5(a)] , resulta:

Se tiene que: $a = 4.34 \text{ cm}$ $b = 2.965 \text{ cm}$

$$t = \sqrt{\frac{3f_c}{F_b} \left(a^2 - \frac{b^2}{4} \right)} = \sqrt{\frac{3 \times 74.29}{1897.5} \left(4.34^2 - \frac{2.965^2}{4} \right)} = 1.40 \text{ cm}$$

Sustituyendo, se obtiene: $t = 1.40 \text{ cm}$, colocar placa de 16 mm

Por medio de la ecuación 3(d), se analiza un ancho unitario de 1 cm.

$$t = \sqrt{\frac{6M}{F_b}} , \quad M = \frac{f_c a^2}{2} = \frac{74.29(4.34)^2}{2} = 699.65 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

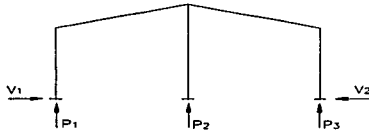
Sustituyendo se tiene: $t = \sqrt{\frac{6(699.65)}{1897.5}} = 1.49 \text{ cm}$

Como puede observarse, las ecuaciones 2(a) y 2(b) son muy conservadoras, ya que con éstas resulta placa de mayor espesor.

Caso N° 2 : PLACA BASE CON CARGA AXIAL Y FUERZAS CORTANTES.

Diseñar la placa base de la columna central de la estructura mostrada en la figura, la cual será de perfil IR254×32.9 que se apoyará en un dado de concreto de $f'_c = 250.0 \text{ kg/cm}^2$.

Los elementos mecánicos de diseño son:



COMBINACION	P ₁	V ₁	P ₂	P ₃	V ₃
CM + CV	10.28	2.91	20.18	10.28	2.91
CM + VTD	-6.62	-7.55	-6.38	0.16	4.26

De acuerdo a la tabla N° 7 se determinan las dimensiones preliminares de la placa base:

Revisando esfuerzos:

$$f_c = \frac{P}{A} = \frac{20180.0}{20 \times 30} = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_p = 0.35 f'_c = 0.35(250) = 87.5 \text{ kg/cm}^2 \quad f_c < F_p \quad \therefore \text{ bien}$$

Datos del perfil:

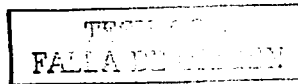
$$d = 258 \text{ mm}$$

$$A = 41.9 \text{ cm}^2$$

$$t_w = 6.1 \text{ mm}$$

$$b_f = 146 \text{ mm}$$

$$t_f = 9.1 \text{ mm}$$



Espesor de placa:

Momento en dirección x:

$$M_x = \frac{P}{8H} (H - d + t_f)^2 = \frac{20180}{8 \times 30} (30 - 25.8 + 0.91)^2 = 2195.60 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Momento en dirección y:

$$M_y = \frac{P}{8} \left(B - \frac{2b_f^2 t_f}{A} \right) = \frac{20180}{8} \left(20 - \frac{2 \times 14.6^2 \times 0.91}{41.9} \right) = 27094.23 \text{ kg} \cdot \text{cm} > M_x \quad \therefore \text{rige}$$

Substituyendo en la ec. 3(b).

$$t = \sqrt{\frac{6(27094.23)}{30(1897.5)}} = 1.69 \text{ cm.}$$

Mediante de la gráfica N° 1, entrando con los datos siguientes:

$$a = 4.16 \quad , \quad b = 2.245$$

Se obtiene: $t = 17 \text{ mm.}$

Si agregamos 3 mm por efectos de corrosión resulta un espesor de 20 mm y viéndolo desde el punto de vista de espesor comercial, finalmente se colocará una placa de 19 mm. ($\frac{3}{4}$ ").

Pernos de anclaje: Utilizando tipo ASTM A-307

Cargas actuantes:

$$T = 6620.0 \text{ kg}$$

$$V = 7550.0 \text{ kg}$$

TESIS EN
FALLA DE ORIGEN

LOS ESFUERZOS PERMISIBLES PARA ÉSTE TIPO DE ANCLAS DE ACUERDO A LAS TABLAS N° 2 Y 3 DEL APÉNDICE SON:

$$F_v = 700.0 \text{ kg/cm}^2, \quad F_t = 1400.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_t = 1828 - 1.8f_v$$

$$V = \frac{7550.0}{2} = 3775.0 \text{ kg. por ancla}$$

Area de la sección transversal de anclas requerida es:

$$A_s = \frac{3775.0}{700.0(1.33)} = 4.05 \text{ cm}^2$$

Probando con anclas $\Phi = 2.54 \text{ cm. (1")}$, de acuerdo a la tabla N° 1 se tiene que las áreas total y efectiva son respectivamente:

$$A_D = 5.06 \text{ cm}^2, \quad A_k = 3.55 \text{ cm}^2$$

$$f_v = \frac{3775}{5.06(1.33)} = 560.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_t = 1828 - 1.8(560.94) = 818.31 \text{ kg/cm}^2 < 1400.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$T = \frac{6620}{2} = 3310 \text{ kg. por ancla}$$

$$f_t = \frac{3310}{3.55(1.33)} = 701.05 \text{ kg/cm}^2 < 818.0 \therefore \text{bien}$$

FALLA DE ORIGEN

Revisión por extracción:

De acuerdo con la tabla N° 8, la distancia mínima d del centro del ancla al paño del dado para anclas $\Phi = 2.54$ cm. (1") es $d = 10.0$ cm. por lo que el dado será de 30×35 cm.

Mientras tanto la longitud de embebido de las anclas será de acuerdo a la fórmula:

$$U_p = 4\beta A_s \sqrt{f'_c} \geq A_s F_u$$

sustituyendo: $U_p = 4 \times 0.225 \times 525 \sqrt{250} = 7470.88 \text{ kg}$

$$A_s F_u = 15944 \text{ kg} > U_p$$

∴ se requiere mayor área por cortante.

incrementando las dimensiones del dado:

$$A_s = \frac{15944}{4 \times 0.225 \sqrt{250}} = 1120.43 \text{ cm}^2$$

con un dado de 25×50 se tiene que:

$$A_s = 25 \times 50 = 1250.0 \text{ cm}^2 > 1120.43 \text{ cm}^2 \quad \therefore \text{adecuado}$$

y la longitud de embebido de anclas es de 50 cm

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Caso N° 3 : PLACA BASE CON CARGA AXIAL Y MOMENTO FLEXIONANTE EN UNA DIRECCIÓN.

Diseñar una placa base con los siguientes elementos mecánicos que transmite una columna IR254 × 44.8 sobre un dado de concreto cuya resistencia $f'_c = 250.0 \text{ kg/cm}^2$

Datos del perfil:

$$d = 266 \text{ mm} \quad A = 57.0 \text{ cm}^2$$

$$t_w = 7.6 \text{ mm}$$

$$b_f = 148 \text{ mm}$$

$$t_f = 13.0 \text{ mm}$$

Elementos mecánicos alrededor del eje fuerte.

estáticos

$$M = 1770.0 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$P = 4053.0 \text{ kg}$$

$$V = 586.5 \text{ kg}$$

accidentales

$$M = 3506.0 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$P = 1032.0 \text{ kg}$$

$$V = 975.0 \text{ kg}$$

Por consideraciones prácticas y con referencia a la tabla N° 7 se propone la siguiente placa para anclas $\Phi = 19.0 \text{ mm}$. ($\frac{3}{4}$ ")

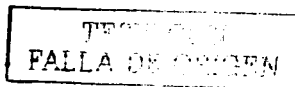
$$2(3.2 + 3.4) + 25.9 = 31.9 \quad \therefore H = 40.0 \text{ cm}$$

$$2(3.2 + 3.4) + 14.7 = 27.9 \quad \therefore B = 30.0 \text{ cm}$$

revisión de esfuerzos:

$$f = \frac{P}{BH} \pm \frac{6M}{BH^2}$$

$$F_p = 0.35 f'_c = 87.5 \text{ kg/cm}^2$$



CONDICION ESTATICA.

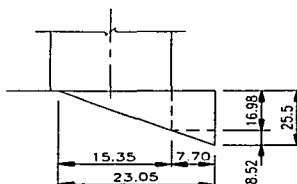
$$f = \frac{4053.0}{30 \times 40} \pm \frac{6 \times 177000.0}{30(40)^2} = 3.38 \pm 22.12 = \quad + \quad = 25.50$$

$$f_c = 25.50 \text{ kg/cm}^2 < F_p = 87.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = -18.75 \text{ kg/cm}^2$$

$$x = \frac{4053.0(40)^2}{12 \times 177000.0} + \frac{40}{2} = 3.05 + 20.0 = 23.05 \text{ cm.}$$

de acuerdo a esto:



$$T = \frac{40(4053)^2}{24 \times 177000.0} + \frac{3(177000.0)}{2 \times 40} - \frac{4053.0}{2} = 154.68 + 6637.5 - 2026.5 = 4765.7 \text{ kg.}$$

$$M = \frac{16.98(7.70)^2}{2} + \frac{8.52(7.70)^2}{3} = 671.75 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Espesor de placa:

$$t = \sqrt{\frac{6(672)}{1897.5}} = 1.46 \text{ cm.} \Rightarrow \text{colocar placa de } 19.0 \text{ mm } (\frac{3}{4}'')$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Revisión de anclas: $V = 587.0$ kg.

$$A_i = 2.85 \text{ cm}^2$$

Probando con anclas A-307, $\Phi = 19.00$ mm. ($\frac{3}{4}$ ") $A_n = 1.95 \text{ cm}^2$

$$A_{rev} = 2.15 \text{ cm}^2$$

Cortante por ancla: $V = \frac{587.0}{4} = 147.0$ kg.

$$f_v = \frac{147.0}{2.85} = 51.5 \text{ kg/cm}^2 < F_v = 700.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = 1828.0 - 1.8f_v \leq 1400.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = 1828.0 - 1.8(51.5) = 1735.0 > 1400.0 \text{ kg/cm}^2$$

Tensión por ancla: $T = \frac{4766.0}{2} = 2383.0$ kg.

Área requerida de anclas:

$$A = \frac{T}{f_t} = \frac{2383.0}{1400.0} = 1.70 \text{ cm}^2 < 2.15 \text{ ó } 1.95 \text{ cm}^2$$

∴ ADECUADO BAJO CONDICION ESTÁTICA

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CONDICION ACCIDENTAL.

$$f = \frac{1032.0}{30 \times 40} \pm \frac{350600.0 \times 6}{30 \times 40^2} = 0.86 \pm 43.83 =$$

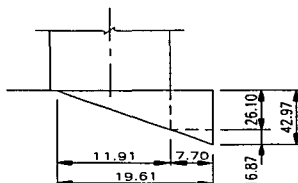
$$f_c = 44.69 \text{ kg/cm}^2 < 1.33F_p$$

$$f_s = -42.97 \text{ kg/cm}^2$$

$$x = -\frac{1032.0}{24(350600.0)} + \frac{40}{2} = 20.0 \text{ cm.}$$

$$T = -\frac{40(1032.0)^2}{24(350600.0)} + \frac{3(350600.0)}{2 \times 40} - \frac{-1032.0}{2} = 13658.44 \text{ kg/cm}^2$$

de acuerdo a esto:



$$M = \frac{26.10(7.70)^2}{2} + \frac{16.87(7.70)^2}{3}$$

$$= 1107.14 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$F_b = 189.5 \times 1.33 = 2530.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \sqrt{\frac{6(1107.14)}{0.75 \times 2530}} = 1.40 \text{ cm}$$

por tensión: $M = 13658.44 \times 4.5 = 61462.97 \text{ kg} \cdot \text{cm}$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$t = \sqrt{\frac{6(61463.0)}{2530 \times 30}} = 2.20 \text{ cm} \quad \therefore \text{colocar placa de 25.0 mm (1")}$$

Revisión de anclas: $V = 975.0 \text{ kg.}$

Probando con anclas A-307, $\Phi = 19.0 \text{ mm. } (\frac{3}{4}'')$

$$A_i = 2.85 \text{ cm}^2 ; \quad A_n = 1.95 \text{ cm}^2 ; \quad A_{tensión} = 2.15 \text{ cm}^2$$

$$v = \frac{975.0}{4} = 244.0 \text{ kg.} ; \quad f_v = \frac{244.0}{2.85 \times 1.33} = 64.4 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_t = 1828 - 1.8(64.4) = 1712.1 \text{ kg / cm}^2$$

tensión por ancla $t = \frac{13658.44}{2} = 6829.22 \text{ kg.}$

$$A = \frac{6829.22}{1400 \times 1.33} = 3.67 \text{ cm}^2 > 2.15 \text{ cm}^2 \quad \therefore \text{modificar diámetro}$$

probando con anclas $\Phi = 25.0 \text{ mm. (1")}$

$$A_i = 5.06 \text{ cm}^2 ; \quad A_n = 3.55 \text{ cm}^2 ; \quad A_{tensión} = 3.91 \text{ cm}^2$$

tensión resistente:

$$t = A \cdot f_t = 3.91(1400.0) = 5474.0 \times 1.33 = 7280.0 \text{ kg.} > 6834.0 \text{ kg.}$$

Se colocará una placa de 25.0 mm. y anclas de 25.0 mm.

TERCER EN
 FALLA DE ORIGEN

**Caso N° 4 : PLACA BASE CON CARGA AXIAL Y MOMENTO
FLEXIONANTE EN UNA DIRECCIÓN Y $e > \frac{H}{3}$**

Disenar una placa base que soporta una columna de IR 305 x 44.5 que transmite las cargas siguientes a un dado de cimentación con resistencia a la compresión de $f'_c = 250.0 \text{ kg/cm}^2$.

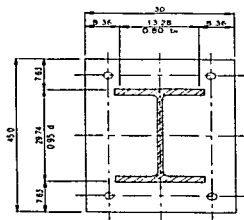
Datos del perfil:

$$\begin{aligned} d &= 313 \text{ mm} & A &= 56.7 \text{ cm}^2 \\ t_w &= 6.6 \text{ mm} \\ b_f &= 166 \text{ mm} \\ t_f &= 11.2 \text{ mm} \end{aligned}$$

Elementos mecánicos:

$$\begin{aligned} P &= 22.0 \text{ ton.} \\ V &= 6.50 \text{ ton.} \\ M &= 7.00 \text{ ton.} \end{aligned}$$

Por consideraciones prácticas se proponen las siguientes dimensiones de la placa, basados en la tabla N° 7.



$$\begin{aligned} b &= 2(3.2 + 3.4) + 16.5 = 29.7 \quad \therefore B = 30.0 \\ h &= 2(3.2 + 3.4) + 30.8 = 44.0 \quad \therefore H = 45.0 \end{aligned}$$

$$F_p = 0.35(250.0) = 87.5 \text{ kg/cm}^2$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$e = \frac{M}{P} = \frac{700.0}{P} = 31.82 \text{ cm} \quad ; \quad \frac{H}{3} = \frac{45}{3} = 15.0 \text{ cm.} \quad ; \quad e > \frac{H}{3}$$

proponiendo anclas $\Phi = 19.00 \text{ mm. } (\frac{3}{4}")$ cuyas características son:

$$A_t = 2.85 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_n = 1.95 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_{tension} = 2.15 \text{ cm}^2$$

$$w = e - \frac{H}{2} = 31.82 - \frac{45.0}{2} = 9.32 \text{ cm.} \quad ; \quad y = 45.0 - 3.4 = 41.6 \text{ cm.}$$

$$k = \frac{6(12.9)(2 \times 1.95)(41.6 + 9.32)}{30} = 339.35$$

$$E_c = 15100 \sqrt{f'_c} = 238752.0 \text{ kg / cm}^2 \quad ; \quad E_s = 2040000.0 \text{ kg / cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2040000.0}{238752.0} = 8.544$$

$$x^3 + 3 \times 9.32x^2 + 339.35x = 339.35 \times 41.6$$

$$x^3 + 27.96x^2 + 339.35x = 14116.96 \quad ; \quad x = 14.65 \text{ cm.}$$

$$T = 22000.0 \frac{14.65 + 3(9.32)}{3(41.6 - 14.65)} = 11594.56 \text{ kg.}$$

$$f_c = \frac{2(22000.0 + 11594.56)}{30(14.65)} = 152.88 \quad > \quad F_p = 87.5 \text{ kg / cm}^2$$

$f_c > F_p \quad \therefore$ se requiere mayor área de apoyo.

Aumentando dimensiones de placa:

Sea ahora: $H = 50.0 \text{ cm} \quad ; \quad B = 40.0 \text{ cm}$



$$e = 31.82 \text{ cm} ; \quad \frac{H}{3} = \frac{50}{3} = 16.6 \text{ cm.} ; \quad e > \frac{H}{3}$$

Con anclas $\Phi = 25.4 \text{ mm.}$ (1") cuyas características son:

$$A_t = 5.06 \text{ cm}^2 ; \quad A_n = 3.55 \text{ cm}^2 ; \quad A_{\text{tensión}} = 3.91 \text{ cm}^2$$

$$w = e - \frac{H}{2} = 31.82 - \frac{50.0}{2} = 6.82 \text{ cm.} ; \quad y = 50.0 - 4.5 = 45.5 \text{ cm.}$$

$$k = \frac{6(8.544)(2 \times 3.91)(45.5 + 6.82)}{40} = 524.357$$

$$x^3 + 3 \times 6.82x^2 + 524.36x = 524.36 \times 45.5$$

$$x^3 + 20.46x^2 + 524.36x = 23858.24 ; \quad x = 18.853 \text{ cm.}$$

$$T = 22000.0 \frac{18.853 + 3(6.82)}{3(45.5 - 18.853)} = 10819.0 \text{ kg.}$$

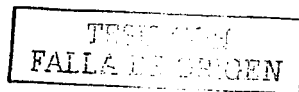
$$f_c = \frac{2(22000.0 + 10819.0)}{40(18.853)} = 87.04 < F_p = 87.5 \text{ kg/cm}^2$$

Revisión de anclas, sean éstas de acero A-36

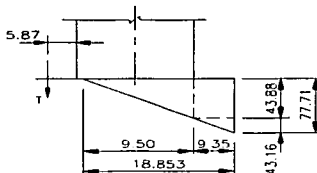
$$f_v = \frac{6500.0}{4(5.06)} = 321.0 \text{ kg/cm}^2 ; \quad F_v = 759.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_t = 2040.0 - 1.8(321.0) = 1462.0 \text{ kg/cm}^2 < 1520.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = \frac{10819.0}{2(1462.0)} = 3.70 \text{ cm}^2 < 3.91 \text{ cm}^2 \therefore \text{ las anclas son adec.}$$



Espesor de placa



$$M = \frac{43.88(9.35)^2}{2} + \frac{43.16(9.35)^2}{3} = 3175.77 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$t = \sqrt{\frac{6(3175.77)}{1897.5}} = 3.17 \text{ cm.} \Rightarrow \text{colocar placa de 32.0mm.}$$

Empleando la ecuación de la escuadría:

$$f_c = \frac{22000}{40 \times 50} + \frac{6 \times 700000}{40 \times 50^2} = 53.00 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

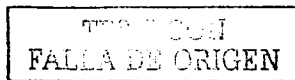
$$x = \frac{22000 \times 50^2}{12 \times 700000} - \frac{50}{2} = 31.55 \text{ cm.}$$

$$T = \frac{22000^2 \times 50}{24 \times 700000} + \frac{3 \times 700000}{2 \times 50} - \frac{22000}{2} = 11440 \text{ kg.}$$

Utilizando la gráfica N° 2, se obtiene:

$$\lambda = \frac{2 \times 3.91}{50 \times 40} = 0.00391; \quad \lambda n = 8.544 \times 0.00391 = 0.03341$$

$$\frac{e}{y} = \frac{31.82}{45.5} = 0.70$$



$$kx = 0.550 \quad \therefore \quad x = 0.550 \times 45.5 = 25.03 \text{ cm.}$$

$$kt = 0.550 \quad \therefore \quad T = 0.550 \times 22000 = 12100.0 \text{ kg.}$$

$$kc = 5.400 \quad \therefore \quad f_c = 5.40 \left(\frac{22000}{40 \times 45.5} \right) = 65.27 \text{ cm.}$$

Comparando el valor de los parámetros de diseño obtenidos por los tres métodos, tenemos:

Por ec. cúbica

Escuadría

Gráficamente

$$x = 18.853 \text{ cm.}$$

$$31.55 \text{ cm.}$$

$$25.03 \text{ cm.}$$

$$T = 10819.0 \text{ kg.}$$

$$11440.0 \text{ kg.}$$

$$12100.0 \text{ kg.}$$

$$f_c = 87.04 \text{ kg/cm}^2.$$

$$53.00 \text{ kg/cm}^2.$$

$$65.27 \text{ kg/cm}^2.$$

ESTE LIBRO
FALLA DE ALQUEN

ESTA TAPA NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

Caso N° 5 : PLACA BASE CON CARGA AXIAL Y MOMENTO FLEXIONANTE EN DOS DIRECCIONES.

Diseñar la siguiente placa base de una columna basándose en un perfil IR254 x 38.5 en la que actúan las cargas que se indican, la resistencia del concreto del dado de cimentación es $f'_c = 250.0 \text{ kg/cm}^2$

Datos del perfil:

$$\begin{aligned}d &= 262 \text{ mm} & A &= 49.1 \text{ cm}^2 \\t_w &= 6.6 \text{ mm} \\b_f &= 147 \text{ mm} \\t_f &= 11.2 \text{ mm}\end{aligned}$$

Elementos mecánicos:

$$\begin{aligned}P &= 67.0 \text{ ton} & ; & & V_x &= 4.00 \text{ ton} & ; & & M_x &= 2.50 \text{ ton} \cdot \text{m} \\ & & & & V_x &= 1.70 \text{ ton} & ; & & M_x &= 1.30 \text{ ton} \cdot \text{m}\end{aligned}$$

Dimensiones preliminares de la placa:

$$\begin{aligned}b &= 2(3.2 + 3.4) + 14.6 = 27.8 & \therefore & & B &= 30.0 \text{ cm} \\h &= 2(3.2 + 3.4) + 25.6 = 38.8 & \therefore & & H &= 40.0 \text{ cm}\end{aligned}$$

Revisión de esfuerzos:

$$f = \frac{67000}{30 \times 40} \pm \frac{6 \times 250000}{30 \times 40^2} \pm \frac{6 \times 130000}{40 \times 30^2} = 55.83 \pm 31.25 \pm 21.67$$

$$F_p = 0.35 f'_c = 0.35 \times 250 = 87.5 \text{ kg/cm}^2$$

$f_{max} = 108.75 \text{ kg/cm}^2 > F_p \therefore$ se incrementan las dimensiones de la placa.

TRABAJADO CON
FALLA DE ORIGEN

sea ahora placa de 35×45

$$f = \frac{67000}{35 \times 45} \pm \frac{6 \times 250000}{35 \times 45^2} \pm \frac{6 \times 130000}{45 \times 35^2} = 42.54 \pm 21.16 \pm 14.15$$

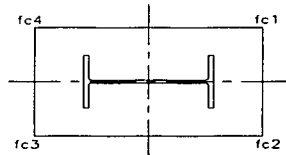
$$= + \quad + \quad = 77.85 \text{ kg/cm}^2 < F_p$$

$$= + \quad - \quad = 49.55$$

$$= - \quad + \quad = 35.53$$

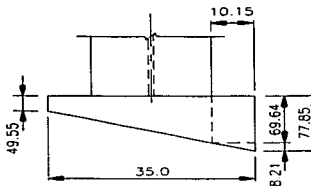
$$= - \quad - \quad = 7.23$$

Se observa que todos los esfuerzos transmitidos por la placa al dado de cimentación son de compresión y la distribución de éstos es como se muestran:



Obteniendo los esfuerzos máximos resultantes para diseño de la placa base, se tiene:

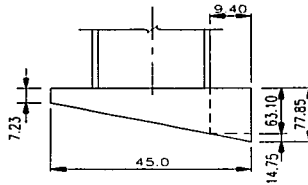
dirección X:



TRABAJO CON
FALLA DE ORIGEN

$$M = \frac{69.64 \times 10.15^2}{2} + \frac{8.21 \times 10.15^2}{3} = 3869.2 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

dirección Y:



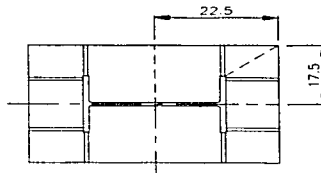
$$M = \frac{63.10 \times 9.40^2}{2} + \frac{14.75 \times 9.40^2}{3} = 3222.19 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

rige $M = 3869.18 \text{ kg} \cdot \text{cm}$

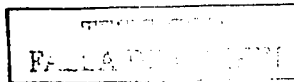
Espeor de placa:

$$t = \sqrt{\frac{6 \times 3869.2}{1897.5}} = 3.50 \text{ cm.} \Rightarrow \text{resulta una placa muy gruesa}$$

Es conveniente reducir el espesor de la placa mediante el uso de atiesadores, estableciendo un arreglo adecuado de estos considerando la localización de las anclas, se tiene lo siguiente:



En base a la fig. anterior, determinamos los elementos mecánicos actuantes.



$$V = 10.55 \left(\frac{69.64 \times 77.85}{2} \right) \left(\frac{22.5 + 13.10}{2} \right) = 13848.57$$

$$M = 22.5 \left[\frac{10.15}{2} (69.64 \times 10.5) + \frac{2 \times 10.15}{3} \left(\frac{8.21 \times 10.15}{2} \right) \right]$$

$$= 87056.6 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Colocando un atiesador de espesor 1.27 mm ($\frac{1}{2}$ ") y determinando el peralte del atiesador, sabiendo que el esfuerzo a flexión es $F_b = 0.60F_y = 1518.0 \text{ kg/cm}^2$.

$$\text{Módulo de sección: } S = \frac{bd^2}{6} = \frac{1.27d^2}{6} = 0.212d^2 \quad ; \quad S = \frac{M}{F_b}$$

Despejando d :

$$d = \sqrt{\frac{M}{0.212f_b}} = \sqrt{\frac{87056.6}{0.212 \times 1518}} = 16.45 \text{ cm.}$$

Haciendo $d = 20.0 \text{ cm.}$

$$\text{Relación ancho-espesor: } \frac{b}{t} \leq \frac{800}{\sqrt{f_y}} = 15.9$$

$$\text{De la placa se tiene: } \frac{20}{1.27} = 15.7 < 15.9 \quad \therefore \text{ adecuado.}$$

$$\text{Revisión de esfuerzos: } F_v = 0.40F_y = 0.40 \times 2530 = 1012 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v = \frac{V}{A_v} = \frac{13848.57}{1.27 \times 20} = 545.61 \text{ kg/cm}^2 < F_v$$

\therefore el espesor y peralte son adecuados

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Caso N° 6 : PLACA BASE CON CARGA AXIAL Y MOMENTO FLEXIONANTE EN DOS DIRECCIONES.

Diseñar la placa base de una columna IR356×56.7 que se apoya sobre un dado de concreto $f'_c = 250.0 \text{ kg/cm}^2$ sobre el que actúan los siguientes elementos mecánicos.

$$P = 5.30 \text{ ton} ; \quad V_x = 0.90 \text{ ton} ; \quad M_x = 2.70 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$V_y = 0.50 \text{ ton} ; \quad M_y = 0.67 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Datos del perfil:

$$d = 358 \text{ mm} \quad A = 72.3 \text{ cm}^2$$

$$t_w = 7.9 \text{ mm}$$

$$b_f = 142 \text{ mm}$$

$$t_f = 13.1 \text{ mm}$$

Las dimensiones preliminares de la placa se determinaron para anclas $\Phi = 22.0 \text{ mm. } (\frac{7}{8}'')$.

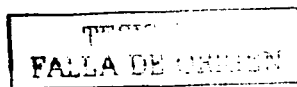
$$b = 2(3.8 + 3.7) + 17.2 = 32.2 \approx 35.0 \text{ cm}$$

$$h = 2(3.8 + 3.7) + 35.6 = 50.6 \approx 50.0 \text{ cm}$$

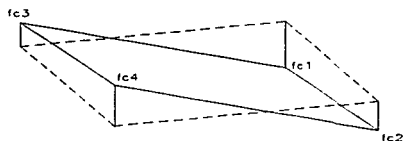
Revisión de esfuerzos: $F_p = 0.35 f_c = 0.35 \times 250 = 87.5 \text{ kg/cm}^2$

$$f = \frac{5300}{35 \times 50} \pm \frac{6 \times 270000}{35 \times 50^2} \pm \frac{6 \times 67000}{50 \times 35^2} = 3.03 \pm 18.51 \pm 6.56$$

=	+	+	= 28.11 kg/cm ²	<	87.5
=	+	-	= 14.98		
=	-	+	= -8.92	<	0 ∴ hay tensiones
=	-	-	= -22.05	<	0 ∴ hay tensiones



La distribución de éstos esfuerzos se indica en la siguiente figura.

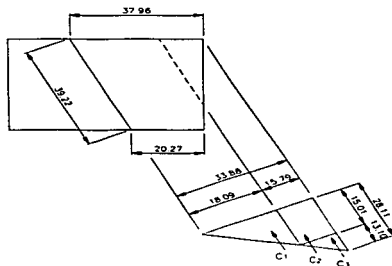


$$c_1 = \frac{39.22 \times 18.09^2 \times 28.11}{6 \times 33.88} = 5324.0 \text{ kg.}$$

$$c_2 = \frac{15.79 \times 28.11 \times 18.09 \times 39.22}{2 \times 33.88} = 4647.0$$

$$c_3 = \frac{39.22 \times 15.79^2 \times 28.11}{6 \times 33.08} = 1352.0$$

$$c_{TOTAL} = \Sigma = 11323.0 \text{ kg.}$$



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Espesor de placa:

$$M = \frac{24.13 \times 10.62^2}{2} + \frac{3.98 \times 10.62^2}{3} = 1511.0 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$t = \sqrt{\frac{6 \times 1511}{1897.5}} = 2.19 \text{ cm.} \Rightarrow \text{colocar placa de 25.0 mm. (1")}$$

Revisión de anclas:

$$T = 11323.0 - 5300.0 = 6023.0 \text{ kg.} ; \quad V = 2400 \text{ kg.}$$

probando con anclas A-307, $\Phi = 19.0 \text{ mm.}$ ($\frac{3}{4}$ ")

$$A_t = 2.85 \text{ cm}^2 ; \quad A_n = 1.95 \text{ cm}^2 ; \quad A_{tensión} = 2.15 \text{ cm}^2$$

$$f_v = \frac{690.0}{2.85} = 210.0 \text{ kg/cm}^2 ; \quad F_v = 700.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_t'' = 1828.0 - 1.8(210.0) = 1449.0 \text{ kg/cm}^2 > 1400.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{tensión por ancla:} \quad v = \frac{13668.0}{2} = 6834.0 \text{ kg.}$$

$$A_n = \frac{6023.0}{2(1400.0)} = 2.15 \text{ cm}^2 = A_{tensión} = 2.15 \text{ cm}^2.$$

\therefore las anclas propuestas son adecuadas

Revisión por extracción:

De acuerdo a la tabla N° 7 la distancia mínima requerida de las anclas $\Phi = 19.0 \text{ mm.}$ ($\frac{3}{4}$ ") al borde del dado es 7.5 cm.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Área de concreto: $A_c = [50 + 2(5)][35 + 2(5)] = 60 \times 45 = 2700 \text{ cm}^2$

$A_s F_u = 8786 \text{ kg.}$ para anclas $\Phi = 19.0 \text{ mm.}$

$$A_n = \frac{4 \times 8786}{4 \times 0.25 \times 200} = 2761.0 \approx A_c = 2700.0 \text{ cm}^2$$

\therefore las anclas son adecuadas

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CONCLUSIONES.

De esta manera se da por terminado este trabajo, logrando satisfacer el objetivo fijado al inicio mediante la exposición de la teoría básica orientada al diseño de placas base a través de la aplicación de los métodos mas usuales para este fin, la serie de ejemplos desarrollados nos guían de una manera sencilla hacia un diseño racional apoyándonos además de valores estandarizados tabulados (cuya determinación esta fuera del alcance de este trabajo) y gráficas que facilitan también el cálculo.

En base al formato que se le ha dado a este trabajo puedo asegurar que esta obra será útil como fuente de información y aplicación para aquellos ingenieros dedicados al diseño de estructuras metálicas, ya que como se mencionó, se ha recopilado información de diversas fuentes concentrando toda aquella que pudiera servir de apoyo para el diseño, específicamente para el análisis y diseño de placas base para estructuras de acero.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

APÉNDICE.

AYUDAS DE DISEÑO

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

TABLA 1: ÁREAS Y DIÁMETROS DE PERNOS DE ANCLAJE.

$$A_i = 0.7854 \left(D - \frac{0.974}{n} \right)^2$$

DIÁMETROS			ÁREA			
TOTAL "D"		EFFECT. "K"	TOTAL "A _D "	EFFECT. "A _K "	ESFUERZO DE TENSION	N° DE HILOS
PULG.	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm
½	1.27	1.03	1.27	0.81	0.92	5.20
⅝	1.59	1.31	1.98	1.30	1.46	4.40
¾	1.91	1.59	2.85	1.95	2.15	4.00
⅞	2.22	1.59	3.88	2.70	2.98	3.60
1	2.54	2.15	5.06	3.55	3.91	3.20
1 ¼	2.86	2.41	6.41	4.47	4.92	2.80
1 ½	3.18	2.73	7.92	5.74	6.25	2.80
1 ¾	3.49	2.97	9.58	6.77	7.48	2.40
1 ⅞	3.81	3.29	11.40	8.32	9.10	2.40
2	4.45	3.82	15.52	11.23	12.26	2.00
2 ¼	5.08	4.39	20.27	14.84	16.13	1.80
2 ½	5.72	5.02	26.65	19.48	20.97	1.80
2 ¾	6.35	5.57	31.67	24.00	25.81	1.80
2 ⅞	6.99	6.21	38.32	29.81	31.81	1.60
3	7.62	6.84	45.61	36.26	38.52	1.60

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

TABLA 2: ESFUERZOS PERMISIBLES DE TENSIÓN (f_t)

PERNOS DE ANCLAJE	CUERDA INCLUIDA EN EL PLANO DE CORTE	CUERDA EXCLUIDA DEL PLANO DE CORTE
A-449 Para $\Phi > 1\frac{1}{2}$	$0.43F_u - 1.8f_v$ $\leq 0.33F_u$	$0.43F_u - 1.4f_v$ $\leq 0.33F_u$
A-325	3867 - $1.8f_v$, ≤ 3090	3867 - $1.4f_v$, ≤ 3090
A-36	2040 - $1.8f_v$, ≤ 1520	
A-307	1828 - $1.8f_v$, ≤ 1400	

TESIS CON
FALLA DE CORTEN

TABLA 3: ESFUERZOS PERMISIBLES MAXIMOS.

DESCRIPCIÓN	ESFUERZO PERMISIBLE (Kg/cm ²)	
	TENSION (F _t)	CORTANTE (F _v)
A-307	1400	700
A-36	1520	760
A-325	3094	1474
A-499 (cuerda incluida en el plano de corte)	0.33 F _u	0.17 F _u
A-499 (cuerda excluida del plano de corte)	0.33 F _u	0.22 F _u

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

TABLA 4: ESFUERZOS PERMISIBLES EN FUNCIÓN DE F_u .

DESCRIPCION	F_y (Kg/cm ²)	F_u (Kg/cm ²)	Tensión 0.33 F_u	Cortante* 0.17 F_u	Cortante ** 0.22 F_u
A-449	6468	8437	2784	1434	1856
	5695	7382	2440	1258	1624
	4078	6328	2088	1076	1392

- * CUERDA INCLUIDA EN EL PLANO DE CORTE.
- ** CUERDA EXCLUIDA DEL PLANO DE CORTE

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

TABLA 5: VALORES DE DISEÑO PARA PERNOS DE ANCLAJE.

DIAM. PULG.	AREA DE SECCIÓN TRANSV. (cm ²)	F _y =2530 (Kg/cm ²) A-36 A-307	F _y =4078 (Kg/cm ²) A-449	A ₁ F _y (kg) F _y =5695 (Kg/cm ²) A-325 A-449	F _y =8488 (Kg/cm ²) A-325 A-449
1/8	0.92	2322	---	---	5924
1/4	1.46	3692	---	---	9430
3/8	2.15	5452	---	---	13939
1/2	2.98	7548	---	---	19232
1	3.91	9897	---	---	25288
1 1/8	4.92	12455	---	28032	---
1 1/4	6.25	15826	---	35802	---
1 3/8	7.45	18865	---	42438	---
1 1/2	9.06	22947	---	51655	---
1 5/8	12.26	31025	49986	---	---
2	16.13	40823	65771	---	---
2 1/8	20.97	53115	85502	---	---
2 1/4	25.81	65317	105233	---	---
2 3/8	31.81	80513	129682	---	---
3	38.52	97477	165244	---	---

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

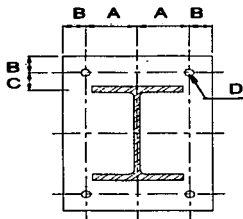
TABLA 6: CAPACIDAD A LA TENSION DE PERNOS DE ANCLAJE.

DIAM. PULG.	AREA DE SECCION TRANSV. (cm ²)	F _u = 4078 (Kg/cm ²) A-36 A-307	F _u = 6328 (Kg/cm ²) A-449	A ₁ F _y (kg) F _u = 7382 (Kg/cm ²) A-325 A-449	F _u = 8437 (Kg/cm ²) A-325 A-449
½	0.92	3738	---	---	7738
¾	1.46	5946	---	---	12301
1	2.15	8786	---	---	18180
1 ¼	2.98	12156	---	---	25147
1 ½	3.91	15944	---	---	32985
1 ¾	4.92	20071	---	36342	---
2	6.25	25492	---	46103	---
2 ¼	7.45	30386	---	55020	---
2 ½	9.06	36963	---	66905	---
2 ¾	12.26	49986	77564	---	---
3	16.13	65771	102058	---	---
3 ¼	20.97	85320	132676	---	---
3 ½	25.81	105233	163293	---	---
3 ¾	31.81	129682	201258	---	---
4	38.52	157079	243715	---	---

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

TABLA 7:

DISTANCIAS MÍNIMAS A PAÑOS DE PERFIL Y SOLDADURAS PARA FACILITAR EL APRIETE DE TUERCAS EN PLACAS BASE.



D	A	B	C
13	40	22	23
16	45	30	28
19	60	32	34
22	65	38	37
25	75	45	44
29	90	51	49
32	95	57	55
35	105	60	60
38	120	65	66
41	120	70	71
44	130	75	76
48	150	85	82
51	150	30	97
57	170	100	97
64	125	119	107
70	210	120	115
76	225	135	130
80	270	145	150
102	300	150	174

SIMBOLOGIA:

- D DIAMETRO DEL ANCLA.
- A DISTANCIA MÍNIMA ENTRE ANCLAS.
- B DISTANCIA MÍNIMA DEL AGUJERO AL CANTO RECORTADO DE LA PLACA.
- C DISTANCIA DEL CENTRO DEL AGUJERO A PAÑO DE PATIN DE COLUMNA.

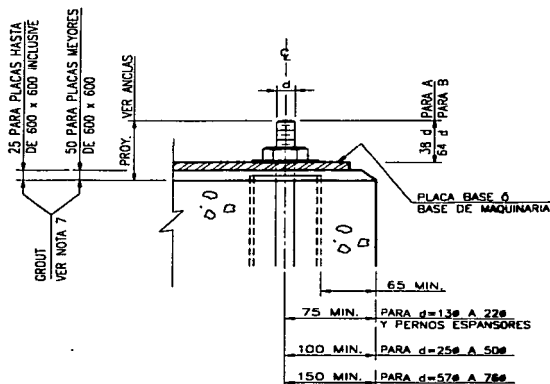
NOTAS:

- 1.- DIMENSIONES EN MILIMETROS.
- 2.- LA SEPARACIÓN MÍNIMA ENTRE CENTROS DE BARRENOS PARA ANCLAS O TORNILLOS NO SERÁ MENOR DE 3.0 VECES EL DIAMETRO NOMINAL DE ÉSTOS

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

TABLA 8:

DISTANCIAS MÍNIMAS DE CENTRO DE ANCLAS A PAÑOS DE DADO.



NOTAS:

1. TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN DADAS EN MILÍMETROS.
2. EL MATERIAL PARA ANCLAS SERÁ DE ACERO REDONDO LISO NORMA ASTM A-307 EXCEPTO CUANDO SE ESPECIFIQUE OTRA COSA.
3. LAS ANCLAS CUYO DIÁMETRO ESTÉ COMPRENDIDO ENTRE 13 Y 22 MM PARA MARCOS DE CLARO PEQUEÑO O CUANDO SE USAN PARA LA SUJECIÓN DE BARRANDAJES, ÁNGULOS DE SUJECIÓN DE CUBIERTAS LATERALES, SUJECIÓN DE VÍAS O DONDE EL ESFUERZO NO ES DE PRIMORDIAL IMPORTANCIA, DEBERÁN ANCLARSE 500 MM CUANDO HAYA SUFICIENTE PERALTE DE CONCRETO PARA ESTA LONGITUD; CUANDO NO HAYA SUFICIENTE PERALTE DE CONCRETO, LAS ANCLAS DEBERÁN EMBEBERSE LA MAYOR LONGITUD POSIBLE.
4. TODOS LOS TORNILLOS Y TUERCAS DEBERÁN ESTAR DE ACUERDO CON LA NORMA ASTM A-307 GRADO B. LAS TUERCAS SERÁN DE LAS SERIES PESADAS EXCEPTO CUANDO SE INDIQUE OTRA COSA.
5. CUANDO SE USEN ANCLAS CON CAMISA PARA MAQUINARIA DEBERÁ LLENARSE COMPLETAMENTE LA CAMISA CON UN COMPUESTO ESTABILIZADOR DE VOLUMEN.
6. EMPLEAR MORTERO DE CEMENTO-ARENA EN BASES DE COLUMNAS Y ADITIVO ESTABILIZADOR DE VOLUMEN (GROUT O SIMILAR) EN BASES DE EQUIPOS.

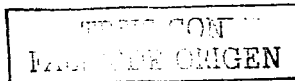


TABLA 9: CONDICIONES DE ANCLAJE.

CONCEPTO.	FACTOR
Ancla horizontal o inclinada, colocada de manera que debajo de ella se cuelen más de 30.0 cm. de concreto.	1.40
Ancla en concreto ligero.	1.33
Ancla con $F_y > 4200 \text{ kg/cm}^2$.	$2 - \frac{4200}{F_y}$
Ancla doblada en frío, de diámetro $\geq 1.91 \text{ cm}$ ($\frac{3}{4}$ ").	1.20
Todos los demás casos.	1.00

TERMINACION
FALLA DE ORIGEN

TABLA 10a

ANCLAS DE ACERO A-307.

Φ	TODOS LOS TIPOS		ANCLA TIPO I				ANCLA TIPO II				ANCLA TIPO III Y IV fc CONCRETO					ANCLA TIPO IV fc CONCRETO				CAMISAS PARA ANCLAS TIPO III Y IV			
	1 TUERCA	2 TUERCAS	L Cm	Y cm	L cm	X cm	Y cm	L cm	Y cm	L cm	PLACA ROLDANA mm	S	L cm	L cm	D cm	L cm							
1/8	1.9	3.2	35	15	30	—	—	—	—	—	—	—	—	—	5.1	15							
1/4	2.5	4.1	35	20	35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	5.1	15							
3/8	2.9	4.8	45	23	43	—	—	—	—	—	—	—	—	—	7.6	20							
1/2	3.5	5.7	50	28	48	—	—	—	—	—	—	—	—	—	7.6	20							
1	3.8	6.4	56	30	50	30	50	28	48	64x61x10	6	6	56	53	7.6	20							
1 1/8	4.5	7.3	60	40	60	36	56	33	53	76x76x13	6	6	64	60	7.6	20							
1 1/4	4.8	7.9	65	50	70	49	69	44	64	83x83x13	8	8	76	71	10.2	20							
1 1/2	5.4	8.9	70	65	85	57	76	50	70	89x89x13	8	8	86	79	10.2	20							
1 3/8	5.7	9.5	75	—	—	74	94	64	84	95x95x16	8	8	109	104	10.2	20							
1 3/4	6.7	11.1	95	—	—	81	109	74	102	114x114x19	8	8	135	125	10.2	28							
2	7.6	12.7	110	—	—	97	125	84	112	127x127x19	8	8	150	140	12.7	28							
2 1/8	8.6	14.3	120	—	—	117	145	102	130	146x146x22	8	8	173	160	12.7	28							
2 1/4	9.5	15.9	—	—	—	127	155	112	140	165x165x25	10	10	—	—	12.7	28							
2 3/8	10.5	17.5	—	—	—	145	180	127	162	178x178x25	10	10	—	—	15.2	35							
3	19.1	19.1	—	—	—	165	200	145	180	191x191x29	10	10	—	—	15.2	35							

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

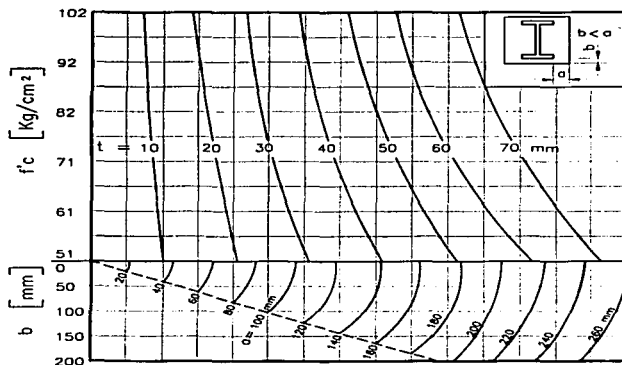
TABLA N° 10b

ANCLAS DE ACERO A-36.

Φ	TODOS LOS TIPOS		ANCLA TIPO I			ANCLA TIPO III f _c CONCRETO						ANCLA TIPO IV f _c CONCRETO				CAMISAS PARA ANCLAS TIPO I, IV			
	1 TUERCA	2 TUERCAS	H cm	S cm	H cm	200		250		PLACA ROLDANA mm	S	200		250		T cm	L cm		
						Y cm	H cm	Y cm	H cm			H cm	H cm	H cm	H cm				
½	1.9	3.2	37	16	33	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	5.1	17		
¾	2.5	4.1	37	21	35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	5.1	17		
1	2.9	4.8	60	24	46	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	7.6	22		
1 ¼	3.5	5.7	55	30	52	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	7.6	22		
1 ½	3.8	6.4	60	32	54	32	54	30	52	64x61x10	6	61	57	7.6	22				
1 ¾	4.5	7.3	65	43	65	39	61	35	57	78x76x13	6	68	65	7.6	22				
2	4.8	7.9	72	54	76	52	74	46	64	83x83x13	8	82	77	10.2	22				
2 ¼	5.4	8.9	75	70	92	60	82	54	76	89x89x13	8	93	84	10.2	22				
2 ½	5.7	9.5	85	—	—	79	101	69	91	95x95x16	8	127	112	10.2	22				
2 ¾	6.7	11.1	100	—	—	87	117	79	109	114x114x19	8	145	134	10.2	30				
3	7.6	12.7	110	—	—	104	134	90	120	127x127x19	8	161	150	12.7	30				
3 ¼	8.6	14.3	125	—	—	126	156	109	139	146x146x22	8	186	172	12.7	30				
3 ½	9.5	15.9	—	—	—	136	166	120	150	165x165x25	10	—	—	12.7	30				
3 ¾	10.5	17.5	—	—	—	156	195	136	175	178x178x25	10	—	—	15.2	39				
4	19.1	19.1	—	—	—	177	216	156	195	191x191x29	10	—	—	15.2	39				

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

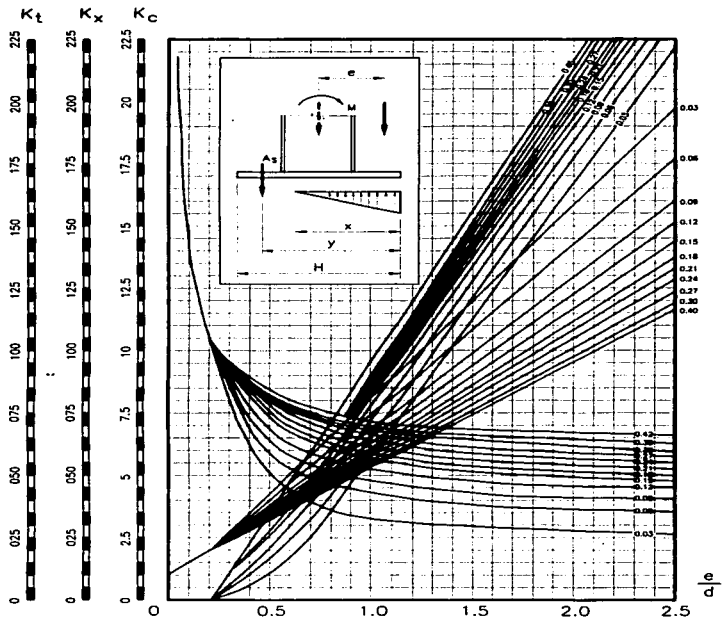
ESPESOR DE PLACAS BASE DE COLUMNAS CARGADAS AXIALMENTE.



$$t = \sqrt{\frac{3f'_c}{Fb} \left(a - \frac{b^2}{4} \right)}$$

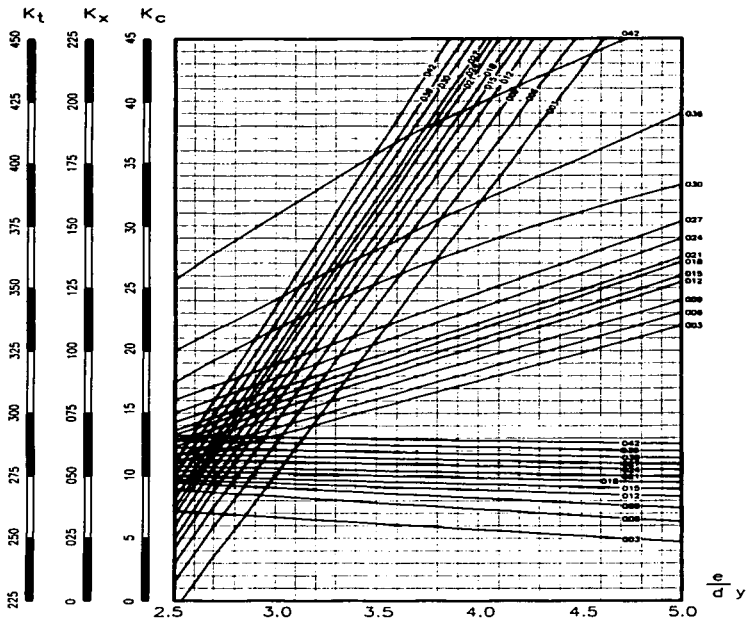
GRAFICA No. 1

**PARÁMETROS PARA LA DETERMINACIÓN DE ESPESOR DE PLACAS
BASE DE COLUMNAS CON CARGA AXIAL Y MOMENTO FLEXIONANTE
EN UNA DIRECCIÓN.**



GRAFICA No. 2

**PARÁMETROS PARA LA DETERMINACIÓN DE ESPESOR DE PLACAS
BASE DE COLUMNAS CON CARGA AXIAL Y MOMENTO FLEXIONANTE
EN UNA DIRECCIÓN.**



GRAFICA No. 2 (a)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

REFERENCIAS .

1. **MANUAL PARA LA CONSTRUCCIÓN EN ACERO (I.M.C.A.)**
EDITORIAL LIMUSA 4ª EDICION
2. **MANUAL OF STEEL CONSTRUCTION ASD (ALLOWABLE STRESS DESIGN)**
AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC)
9ª EDICION
3. **REGLAMENTO PARA LAS CONSTRUCCIONES DE CONCRETO**
REFORZADO ACI-318-95
AMERICAN CONCRETE INSTITUTE
4. **DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO.**
JOHN E. LOTHERS, ED. CECSA
5. **DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO.**
EDWIN H. GAYLORD JR. CHARLES N. GAYLORD
ED. CECSA
6. **CALCULO SUPERIOR DE ESTRUCTURAS DE ACERO.**
JOHN E. LOTHERS
ED. CECSA.
7. **STEEL DESIGNER HANDBOOK**
B.E. GORENC, R. TINYOU
PRESS
8. **STRUCTURAL STEELWORK DETAILING**
I.J. Mc GINLEY
NEWES-BUTTER WORTHS
9. **DESIGN OF WELDED STRUCTURES**
OMER W. BLODGETT
THE JAMES F. LINCOLN ARC WELDING FOUNDATION, SECTION 3.3
CLEVELAND, OHIO.
10. **DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO.**
BRESLER, LIN, SCALZI
ED. LIMUSA
11. **DISEÑO DE PLACAS.**
RICHARD BARES
ED. GUSTAVO GILI, BARCELONA, ESPAÑA.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN