



Construction Design Elaboration.
Concrete Structures. Rectangular Isolated
Foundations. Calculation and Design
Methods

Обработка проектов строительства. Струк-
туры бетонные. Основания прямоугольные
изолированные. Метод расчета и проекта

1. Objetivo y alcance

Establecer las especificaciones, métodos y formularios necesarios para el cálculo y diseño de cimientos aislados de base cuadrada o rectangular de hormigón simple o armado.

Se aplicará únicamente en cimientos aislados en contacto directo con el suelo a través de una superficie plana horizontal y en los cuales las solicitaciones actuantes sean de compresión centrada o excéntrica y estén contenidas en uno de los planos de simetría.

2. Términos y definiciones

2.1 **Plano de simetría.** Constituido por el plano que pasa por cualquiera de los dos ejes de simetría de la base o sea, que la divide en dos porciones idénticas.

2.2 **Resistencia bruta del suelo.** Resistencia máxima admisible de trabajo del suelo, incluyendo el peso del terreno natural a la profundidad de cimentación.

2.3 **Area de contacto.** Area de la base en contacto con el suelo que ejerce realmente presiones sobre el mismo.

2.4 **Profundidad de cimentación.** Profundidad a que se encuentra el estrato resistente sobre el cual se ha de colocar el cimiento.

3. Símbolos

a Lado paralelo al plano de acción del momento flector y/o lado mayor en cimientos con carga axial.

a_c Ancho del soporte, pedestal o vaso en dirección paralela al lado a del cimiento.

b Lado del cimiento normal al plano de acción del momento flector y/o lado menor del cimiento con carga axial.

B_c Area total del cimiento.

b_c Ancho del soporte, pedestal o vaso en dirección paralela al lado del cimiento.

c Dimensión según la dirección del lado a en caso de diagrama triangular, en la cual no se ejerce presión sobre el suelo.

C_a Vuelos en la dirección del lado a de la base.

Aprobada:

Junio 1983

ESTA NORMA ES OBLIGATORIA

Vigente a partir de:

Octubre 1983

C_b	Vuelos en la dirección del lado b de la base.
e	Excentricidad final con relación al eje por el centro de gravedad de la base del cimien- to.
e_o	Excentricidad inicial con relación al eje por el centro de gravedad de la base del ci- miento.
h	Peralto efectivo.
H	Altura del relleno.
h_t	Peralto total.
k	Factor multiplicador de R'_s para encontrar una presión virtual uniforme supuesta ac- tuando sobre toda el área B_c de la base del cimiento.
m	Rectangularidad real de la base.
m^*	Rectangularidad escogida.
m_3	Rectangularidad del estado 3 de compresión excéntrica límite.
m_5	Rectangularidad del estado 5 de compresión compuesta límite.
m_7	Rectangularidad del estado 7 de flexión compuesta límite.
M^*	Momento flector mayorado actuando en la sección crítica que se analiza.
M_c	Momento actuante final de servicio a nivel de la superficie de contacto e igual a la suma de los momentos de todas las acciones características con relación al centro de gravedad de la base a nivel del plano de contacto.
M_f	Momento flector de fisuración.
N^*	Carga de compresión que actúa sobre el soporte o columna.
N_c	Componente vertical total de la resultante de todas las solicitaciones actuantes a nivel de la superficie de contacto.
N_c'	Idem. N_c a excepción del contrapeso.
N_c''	Carga del contrapeso, igual al peso del cimiento, vaso, pedestal o columna y relleno.
N_p^*	Carga de punzonamiento.
N_{bp}^*	Carga resistente límite del hormigón al punzonamiento.
P_{sp}^*	Presión neta promedio mayorada de punzonamiento.
q	Peso unitario virtual equivalente de cimiento, vaso, pedestal o columna y relleno.
R_b	Resistencia de cálculo a tracción del hormigón.

- R_s Resistencia bruta admisible del suelo a la profundidad de cimentación.
- x Distancia teórica de la sección crítica del momento flector negativo, en la dirección del lado a , desde el extremo del cimiento con presión mínima σ_2 o cero
- x_0 Parámetro en función de las presiones del contrapeso y de la mínima del diagrama de presiones así como de la pendiente de dicho diagrama.
- y Porción del lado a que ejerce presiones sobre el suelo.
- Z_c Distancia del centroide del diagrama de presiones a la línea de acción de la presión máxima.
- α Coeficiente multiplicador del lado a para hallar la magnitud y en los diagramas triangulares.
- β Sección crítica al punzonamiento que corresponde al área de hormigón resistente a dicha sollicitación.
- γ Coeficiente de mayoración a usar.
- η Factor multiplicador de R_s' para obtener la presión máxima σ_1 .
- λ Relación entre resistencia del hormigón y presión promedio en el análisis del punzonamiento.
- ω Área total que interviene en los análisis de punzonamiento, incluye la resistencia del hormigón y la que origina la fuerza del punzonamiento.
- Ω_s Área que origina el punzonamiento, delimitada por los límites exteriores del cimiento, dos líneas a 45° con el lado a trazadas desde los vértices de la columna, vaso o pedestal y una línea paralela al lado b de la base y a una distancia de la cara de la columna, vaso o pedestal igual al peralte efectivo h del cimiento.
- ψ Factor que relaciona la magnitud del lado a en función de la excentricidad final e , su valor depende de la forma del diagrama de presiones y de la distancia del centro de gravedad de dicho diagrama a la presión máxima σ_1 .
- ω Cantidad de acero.
- σ_0 Tensión en el centroide de la base del cimiento.
- σ_1 Tensión máxima en la base del cimiento.
- σ_2 Tensión mínima en la base del cimiento.

Nota 1. La correspondencia entre las unidades del sistema metro/kilogramo-fuerza/segundo y las del Sistema Internacional S.I. es la siguiente:

$$1 \text{ kgf} = 9,8 \text{ N}$$

Un kilogramo fuerza por centímetro cuadrado (kgf/cm^2) equivale aproximadamente a 9,8 Newton por centímetro cuadrado (N/cm^2).

$$1 \text{ kgf/cm}^2 = 9,8 \text{ N/cm}^2$$

Por tanto 10 N/cm^2 corresponden con una diferencia aproximada de un 2 % a 1 kgf/cm^2 .

Esta es la correspondencia que se utiliza en esta norma.

4. Bases para el cálculo

El diseño del cimiento como elemento estructural se realizará por la teoría de los Estados Límites y en las hipótesis de cálculo, se supondrá que las presiones se distribuyen linealmente en la superficie de contacto.

4.1 Determinación del área de cimiento. Para el dimensionamiento del área de contacto se considerarán:

- Las solicitaciones con sus valores característicos y en sus combinaciones pésimas.
- La resistencia bruta (R_s) admisible del suelo a la profundidad de cimentación.

4.1.1 Área de contacto. El área admisible de contacto directo con el suelo a través de la superficie plana horizontal puede dar lugar a los dos casos siguientes:

Caso 1: Toda el área de la base ejerce presiones sobre el suelo.

Caso 2: Sólo una parte del área de la base del cimiento ejerce presiones sobre el suelo.

4.2 Diagrama admisible de presiones. Para el cálculo, teniendo en cuenta los dos casos citados, se utilizarán los siguientes diagramas. (Ver Figura 1).

Diagrama rectangular

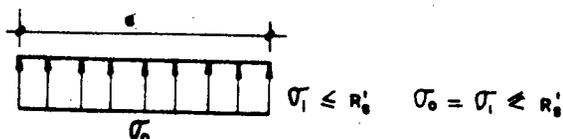


Diagrama trapecial

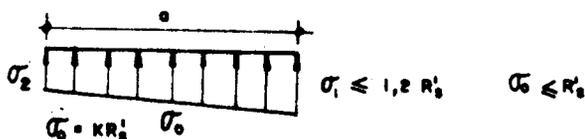


Diagrama triangular límite

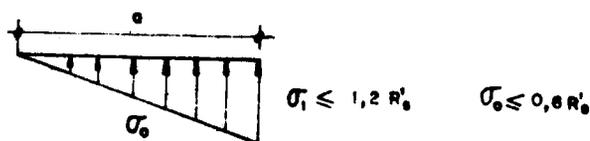


Diagrama triangular

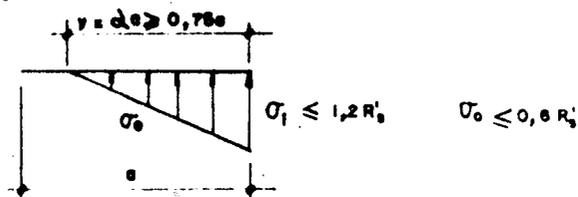


Fig. 1. Diagramas admisibles de presiones

4.2.1 Aplicación de los diagramas admisibles de presiones. Los diagramas rectangular, trapezoidal y triangular límite se admiten para cualquier combinación de cargas, con las limitaciones que se señalan a continuación.

Para ciertas condiciones de utilización de la estructura será necesario un diagrama trapezoidal en que se cumplan determinadas relaciones entre la presión mínima σ_2 y la máxima σ_1 , como en los siguientes casos:

a) Con sobrecargas de grúas de capacidad igual o mayor de 750 kN (75 t), sobre columnas que no sean en voladizo esta relación será:

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_1} \geq 0,25$$

b) Con sobrecargas de grúas de capacidad igual o mayor de 150 kN, (15 t), sobre columnas en voladizo en el sentido del momento producido por la grúa. (Patio de escoria, almacenes abiertos, etcétera).

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_1} \geq 0,25$$

El diagrama triangular sólo será admisible en los casos en que en las combinaciones de cargas estén incluidas sobrecargas de viento o de sismo.

En aquellos casos de estructuras en que el fallo de la obra no produzca daños o perjuicios graves, y que la probabilidad de víctimas, sea escasa, (generalmente obras ubicadas en zonas no urbanas, por ejemplo: naves agropecuarias, naves provisionales) se podrá aceptar un diagrama triangular con un valor de $y \geq 0,5d$ es decir: $\alpha \geq 0,5$

4.3 Rectangularidad m de la base. Se distinguirán dos casos según el tipo de sollicitación que actúa sobre el cimiento.

a) Compresión centrada

Se define como rectangularidad de la base a la relación entre el lado menor y el lado mayor.

b) Flexo compresión

Se define como rectangularidad de la base a la relación entre el lado normal al plano en que actúa el momento externo actuante y el lado paralelo a dicho plano.

4.3.1 **Valores límites de la rectangularidad.** La rectangularidad debe estar comprendida entre $m = 0,5$ y $m = 1$. Como casos extremos y suficientemente justificados podrán usarse valores mínimos hasta 0,3 y máximos de 2 para flexo compresión.

4.4 **Determinación de las presiones en el suelo.** La determinación de las magnitudes de las presiones sobre el suelo depende de si toda el área está comprimida o sólo parte de ella e incluso del diagrama de presiones.

4.4.1 **Presión uniforme de toda el área. Diagrama rectangular.** La carga vertical total N'_c actúa en el centroide de la superficie de contacto ($e = 0$). En este caso se utilizará la expresión:

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_0 = \frac{N'_c}{B_c}$$

4.4.2 **Presión variable en toda la longitud del lado "a". (Diagrama trapecial y triangular límite).**

La carga N'_c , actúa dentro del núcleo central, o sea, cuando

$$e \leq \frac{a}{6}$$

Las expresiones a utilizar serán:

$$\sigma_1 = \frac{N'_c}{B_c} \left(1 + \frac{6e}{a}\right); \quad \sigma_2 = \frac{N'_c}{B_c} \left(1 - \frac{6e}{a}\right)$$

4.4.3 **Presión variable en parte de la longitud del lado "a". (Diagrama triangular).**

La carga N'_c actúa fuera del núcleo central de modo que se cumpla que:

$$\frac{a}{6} < e \leq \frac{a}{4}$$

La expresión a utilizar será:

$$\sigma_1 = \frac{2N'_c}{y \cdot b} = \frac{2N'_c}{\alpha B_c}$$

4.5 **Peso unitario promedio del contrapeso.** Se llama contrapeso a la carga vertical originada por el peso del cimiento, vaso, pedestal o columna y relleno, que se designa por N'_q y se considera actuando en el centro de gravedad de la base del cimiento.

Para los cálculos puede considerarse que el peso unitario de este elemento es igual al de un material virtual homogéneo con un peso que varía entre el del relleno y el del hormigón. Se utilizará el valor promedio de 20 kN/m^3 (2 t/m^3).

4.6 Estados tensionales del suelo en la determinación de la base del cimiento. (Ver anexo 1).

En base a utilizar al máximo posible la capacidad resistente del suelo se pueden considerar los siguientes estados tensionales de diseño:

Est. 1 (C.S.)	=	Compresión Centrada
" 2 (C.E.)	=	Compresión Excéntrica
" 3 (C.E.L.)	=	Compresión Excéntrica Límite
" 4 (C.C.)	=	Compresión Compuesta
" 5 (C.C.L.)	=	Compresión Compuesta Límite
" 6 (F.C.)	=	Flexión Compuesta
" 7 (F.C.L.)	=	Flexión Compuesta Límite
" 8 (F.C.E.)	=	Flexión Compuesta Especial

4.7 Fórmulas generales

$$e_o = \frac{M_c}{N'_o}$$

$$e = \frac{M_c}{N'_c}$$

$$B_c = \frac{N'_o}{KR'_s - q'H}$$

$$e = e_o \frac{KR'_s - q'H}{KR'_s}$$

$$a = \psi e$$

$$\psi = \frac{1}{0,5 - \frac{Z_c}{a}}$$

$$Z_c = a/2 - e$$

$$m = \frac{b}{a}$$

$$b = \frac{B_c}{a}$$

$$m = \frac{K^2 (R'_s)^2 \cdot N'_o}{\psi^2 (e_o)^2 (KR'_s - q'H)^3}$$

$$N'_q = q B_c \cdot H$$

$$N'_o = N'_c - N'_q$$

4.8 Valores de η , K y ψ para los diferentes diagramas de los estados tensionales óptimos.

Diagrama rectangular o trapecial con pivote en A

$$\eta \leq 1,2 \qquad K = 1 \qquad \psi = \frac{6}{\eta - 1} \geq 30$$

(comprende los estados de C.S., C.E. y C.E.L.)

Diagrama trapecial con pivote en B

$$\eta \leq 1,2 \qquad 0,6 < K < 1 \qquad \psi = \frac{6K}{1,2 - K} \begin{matrix} < 30 \\ > 6 \end{matrix}$$

(comprende el estado de C.C.)

Diagrama triangular lfmite con pivote en B

$$\eta = 1,2 \qquad K = 0,6 \qquad \psi = 6$$

(comprende el estado de C.C.L.)

Diagrama triangular con pivote en B

$$\eta = 1,2 \qquad 0,45 \leq K < 0,6 \qquad \psi = \frac{1,8}{0,9 - K} \begin{matrix} < 6 \\ \geq 4 \end{matrix}$$

(comprende los estados de F.C. y F.C.L.).

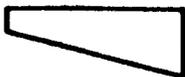
Diagrama triangular con pivote en C

$$\eta < 1,2 \qquad K < 0,45 \qquad \psi = 4$$

(comprende el estado de F.C.E.).

- 4.9 Determinación del estado de diseño.** El estado posible de diseño se puede determinar comparando el valor de la rectangularidad m^* escogida con las correspondientes a los estados lfmites 3, 5 y 7 designadas por m_3 , m_5 y m_7 respectivamente y cuyos valores aparecen en la tabla 1.

Tabla 1. Estados de diseño

CASO 1			CASO 2		
Diagrama rectangular  $e_0 = 0$	Diagrama trapecial  $e_0 > 0$	Diagrama triang. lím.  $e_0 > 0$	Diagrama triangular  $e_0 > 0$		
$m^* = \text{cualquiera}$	$m^* < m_5$	$m^* = m_5$	$m^* > m_5$		
Estado 1 C.S. $M_c = 0$ $e = 0$	$m^* < m_3$	Est. 2 $e < a/30$	Estado 5 C.C.L. $e = a/6$	$m^* < m_7$	Est. 6 $a/6 < e < a/4$
	$m^* = m_3$	Est. 3 $e = a/30$		$m^* = m_7$	Est. 7 $e = a/4$
	$m^* > m_3$	Est. 4 $a/30 < e < a/6$		$m^* > m_7$	Est. 8 $e = a/4$

Est. 3: $K = 1; \psi = 30; m_3 = \frac{(R'_s)^2 N'_0}{900 (e_0)^2 (R'_s - q.H)^3}$

Est. 5: $K = 0,6; \psi = 6; m_5 = \frac{(R'_s)^2 N'_0}{100 (e_0)^2 (0,6 R'_s - q.H)^3}$

Est. 7: $K = 0,45; \psi = 4; m_7 = \frac{(R'_s)^2 N'_0}{79 (e_0)^2 (0,45 R'_s - q.H)^3}$

5. Diseño de la base del cimiento
 5.1 Cimiento de hormigón armado

Sección crítica. Se considera sección crítica al punzonamiento en la dirección del plano de acción del momento externo y del lado de las presiones mayores o el voladizo mayor si se tiene compresión centrada, la determinada por un plano inclinado a 45° con la horizontal que parte de la cara del vaso, pedestal o columna y que corta el plano de la base a nivel del refuerzo, o sea a la profundidad h del peralte efectivo. Dicha sección crítica quedará delimitada en su base superior por el ancho b_c del vaso, pedestal o columna, dos líneas a 45° con el plano de acción del momento externo que parten de los vértices de dicha dimensión b_c y como base inferior el ancho que la intercepción de dichas líneas originen en el plano a nivel del refuerzo y nunca mayor que el ancho b del cimiento.

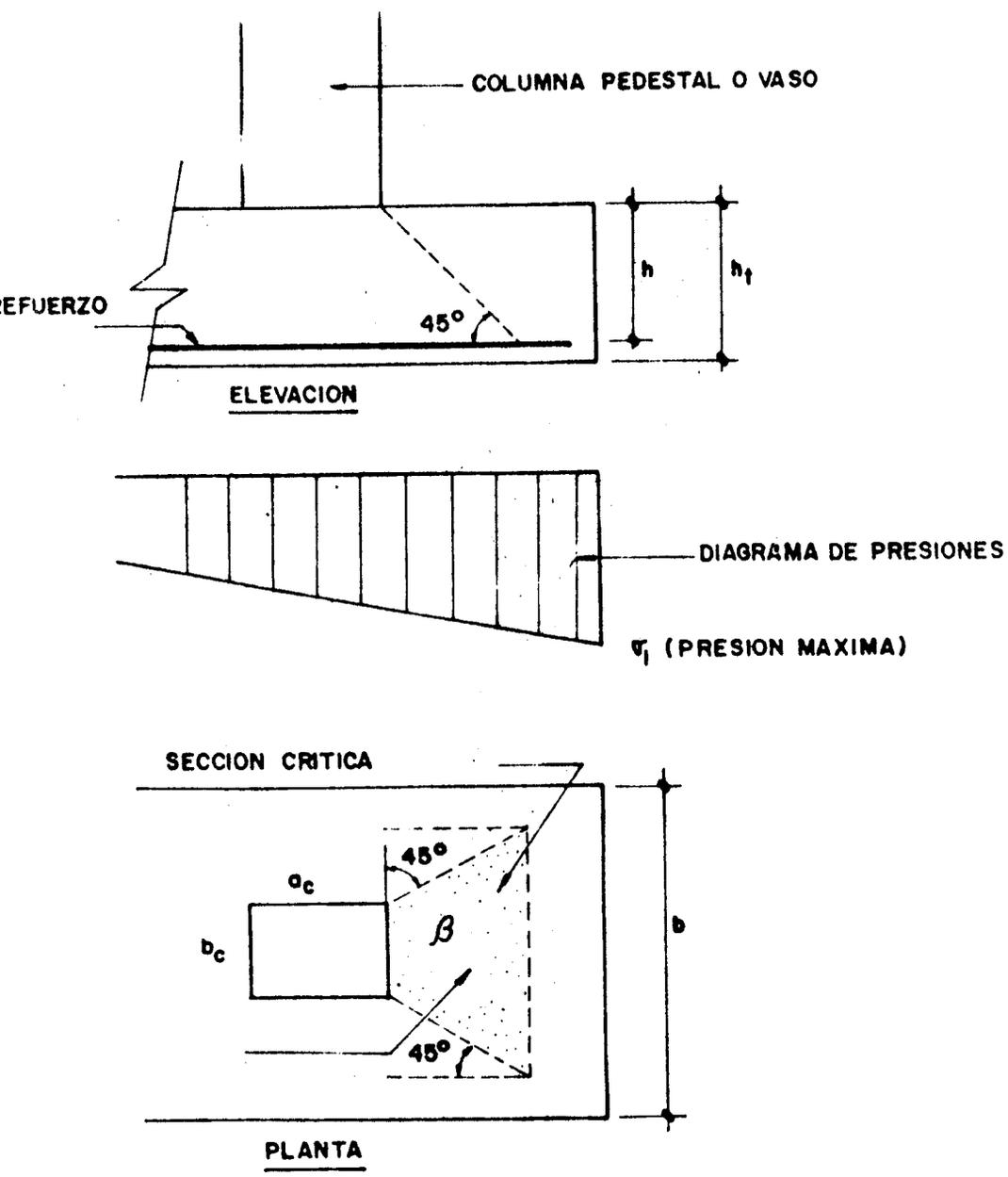


Fig. 2. Sección crítica

5.1.1.2 Condición de resistencia. El peralto "h" de la base del cimiento garantizará la siguiente condición de resistencia.

$$N_p^* \leq N_{bp}^*$$

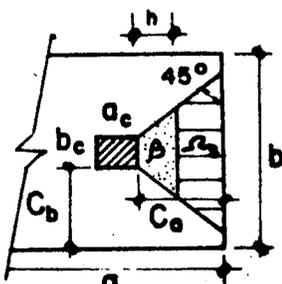
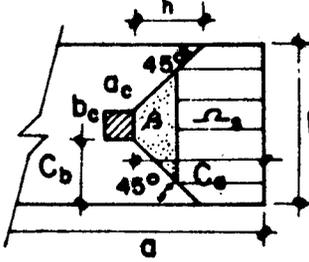
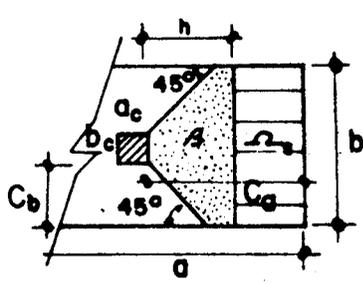
donde:

$$N_p^* = \sigma_{sp}^* \Omega_s$$

$$N_{bp}^* = 0,75 R_b^* \cdot \beta$$

De conformidad a lo establecido en 5.1.1 y de acuerdo a la geometría de la base y el peralto efectivo requerido pueden ocurrir las 3 condiciones incluidas en la tabla 2.

Tabla 2 Cuadro de cálculo

 <p> $C_a \leq C_b$ $\Omega = b_c \cdot C_a + C_a^2$ </p>	 <p> $C_a > C_b$ $h \leq C_b$ $\Omega = b \cdot C_a - C_b^2$ </p>	
$\beta = \frac{b_c \cdot C_a + C_a^2}{1 + \lambda}$	$\beta = \frac{b \cdot C_a - C_b^2}{1 + \lambda}$	
$h = -\left(\frac{b_c}{2}\right) + \sqrt{\left(\frac{b_c}{2}\right)^2 + \beta}$		$h = \frac{C_b^2 + \beta}{b}$
$\lambda = \frac{0,75 R_b^*}{\sigma_{sp}}$		
$\sigma_{sp}^* = \delta \left[(\sigma_1 - qH) - \frac{(C_a - h)}{2\alpha \cdot a} (\sigma_1 - \sigma_2) \right]$		<p>fórmula general</p>
$\sigma_{sp}^* = \delta \left[(\sigma_1 - qH) - \frac{C_a}{4\alpha \cdot a} (\sigma_1 - \sigma_2) \right]$		<p>fórmula particular para $h = \frac{C_a}{2}$</p>

5.1.2 **Momento flector.** A los efectos del análisis del momento flector el cimiento se considerará constituido por voladizos a partir de cada una de las caras del pedestal o columna. La sección crítica para el momento tendrá por ancho la dimensión del plato perpendicular al plano en que se considere la flexión, y por altura el peralte efectivo h .

En caso de cimientos escalonados o en taludes será necesario comprobar a flexión todas las secciones en que se produzcan cambios de altura.

En general la sección crítica coincide con la cara del pedestal o columna pero pueden ocurrir casos en que el cortante cero quede dentro del vuelo y entonces la sección crítica estará donde el cortante sea cero.

5.1.2.1 **Momento flector positivo en la zona de presiones máximas y en la dirección del momento externo.** En este caso el momento flector máximo vendrá dado por la siguiente expresión:

$$M^* = \frac{\gamma C_a^2 \cdot b}{2} (\sigma_1 - qh) - \frac{C_a}{3\alpha \cdot a} (\sigma_1 - \sigma_2)$$

5.1.2.2 **Comprobación de la sección y cálculo del refuerzo a tracción.** Para la comprobación de la sección y cálculo del refuerzo a tracción, se considerará que el peralte efectivo es el mismo en ambas direcciones y su valor corresponderá a la magnitud desde la fibra más comprimida del hormigón, hasta el punto de contacto de los refuerzos normales entre sí.

La comprobación de la sección, ancho de fisura y el cálculo de refuerzo se realizará según lo establecido en la NC 53-039:78.

La comprobación de la formación de fisura se realizará si el momento flector:

$$M > M_f = 0,25 R_b^* \cdot b \cdot h^2$$

5.1.3 **Cálculo del refuerzo por la parte superior en la dirección del momento externo actuante.** Cuando parte de la base no ejerce presión sobre el suelo, o la presión mínima es inferior a qh se producen tracciones en la cara superior, por lo que es necesario determinar la magnitud del momento flector que origina las mismas, a fin de comprobar la necesidad o no, de usar refuerzo en la parte superior.

5.1.3.1 **Sección crítica.** La sección crítica se tomará en el punto donde el cortante sea cero, pero nunca más allá de la cara del pedestal o columna, por lo cual la sección crítica del momento flector negativo quedará a una distancia x del borde exterior del cimiento (ver Figura 3) dada por la expresión:

$$x = (x_0 + c) + \sqrt{x_0 (x_0 + 2c)}$$

donde:

$$x_0 = \frac{qh - \sigma_2}{\sigma_1 - \sigma_2} \alpha \cdot a$$

$$c = a (1 - \alpha)$$

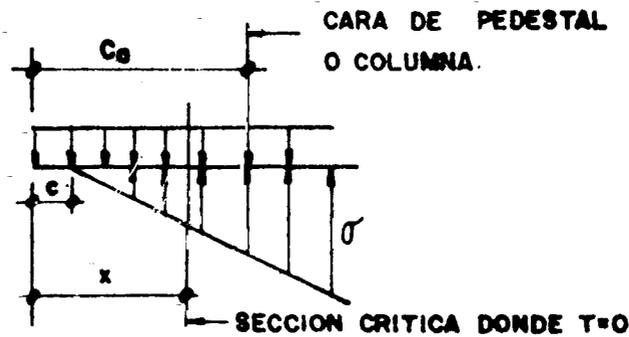


Fig. 3. Sección crítica

Si x mayor que el C_a correspondiente al lado de las presiones mínimas, la sección crítica se considera en la cara de la columna o pedestal.

5. 3.2 **Cálculo de refuerzo.** Si la sollicitación mayorada de momento flector, producida en la sección crítica antes definida, es menor o igual que el momento de fisuración, no será necesario colocar refuerzo por la parte superior.

El momento flector en la sección crítica será:

$$M^* = \frac{\gamma \cdot b}{2} [(qH - \sigma_2) x^2 - \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{3 \alpha a}\right) (x - c)^3]$$

Si x mayor que C_a se usará x igual a C_a en la fórmula anterior.

Si $M^* \geq M_f$ debe calcularse el refuerzo según los métodos establecidos en NC 53-039:78 pero su cuantía será igual o mayor que:

$$\omega_{mfn.} = 0,0015$$

5. 4 **Punzonamiento y momento flector según la dirección normal al plano de actuación del momento externo**

- a) **Punzonamiento.** En caso de que el valor crítico de punzonamiento corresponda a esta dirección, la sección crítica y la comprobación se harán siguiendo las mismas características y expresiones dadas en 5.1.1.1 y 5.1.1.2, sólo que en el cuadro de cálculo al usar las expresiones de Ω , β y h , habrá que usar C_b en vez de C_a y viceversa a_c en vez de b_c ; a en vez de b ; además como valor de σ_{sp}^* se tomará el promedio del diagrama de presiones considerándola actuando uniformemente en el voladizo o sea que para este caso:

$$\sigma_{sp}^* = \gamma \left[\left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) - q \cdot H \right]$$

- b) **Momento flector positivo.** Para este caso se usará como carga el valor definido para σ_{sp}^* en punzonamiento y la magnitud de dicho momento será:

c) **Momento flector negativo.** En el caso de diagramas en los cuales la presión mínima sea inferior a $(q \cdot H)$ o cuando se tenga un diagrama triangular existiendo una zona en la que no se ejercen presiones sobre el suelo, aparece un momento, flector negativo, al predominar el peso del contrapeso, que tiene que calcularse para comprobar si se requiere o no refuerzo por la parte superior en esta dirección. A los efectos prácticos, en estos casos puede determinarse la magnitud de este momento prescindiendo de las posibles presiones del suelo, considerando actuando tan sólo una carga unitaria hacia abajo igual al peso $(q \cdot H)$ del contrapeso, o sea:

$$M_{neg}^* = \frac{\gamma (qH) C_b^2}{2}$$

Si $M_{neg}^* \leq M_f$ no se requiere refuerzo

$M_{neg}^* > M_f$ hay que calcular el refuerzo según 5.1.3.2.

6. Disposiciones constructivas para la base de cimientos

6.1 **Area de contacto mínima.** Las dimensiones del cimiento siempre serán mayores que:

- a) Las dimensiones del pedestal o columna;
- b) 60 cm.

6.2 **Peralto mínimo.** El peralto efectivo del cimiento deberá cumplir:

$$h \geq \frac{\text{Vuelo mayor}}{4}$$

$$h \geq 15 \text{ cm}$$

6.3 **Resistencia característica del hormigón.** No se usarán resistencias características de hormigón superiores a las usadas en los elementos que se soportan, ni mayores que 2 kN/cm^2 (200 kgf/cm^2) debiendo comprobarse los efectos de compresión directa en la zona de contacto entre el cimiento y el elemento soportado (columna o pedestal).

No se aceptarán en cimientos de hormigón armado resistencias características inferiores a $1,5 \text{ kN/cm}^2$ (150 kgf/cm^2).

6.4 **Sellaje.** En terrenos no rocosos deberá calcularse sobre la excavación una capa de sellaje mayor de 0,08 m de espesor constituida por hormigón de resistencia característica de 1 kN/cm^2 (100 kgf/cm^2).

6.5 **Recubrimiento del acero.** El recubrimiento del acero será el indicado según NC 53-039:78.

- 6.6 **Diámetro mínimo del refuerzo.** El diámetro mínimo del refuerzo a utilizar será No. 10 .
- 6.7 **Cuantía mínima del refuerzo superior.** La cuantía mínima será la señalada en NC 53-039:78 para elementos sometidos a flexión.

El espaciamiento máximo del refuerzo será de 0,30 m.

7. Cimientos masivos

- 7.1 **Area de contacto.** El área de sustentación de estos cimientos se determinará de acuerdo a lo planteado en el punto 4 de la presente norma.
- 7.2 **Diseño del peralto de la base.** El peralto siempre será mayor que una de las siguientes condiciones:
- a) el mayor de los voladizos de la base;
 - b) el valor tal que las tensiones de tracción diagonal que surjan en el hormigón no sobrepasen los valores permisibles del hormigón a tracción.

COMPLEMENTO

NC 53-039:78 Cálculo y ejecución de obras de hormigón

Bibliografía

- I.V. Murashev, E. Sigalov, V. Baikov, Design of Reinforced Concrete Structures. 1968. URSS
- Ing. Civil Francisco Cabot Costa. Dimensionamiento de Bases de Cimientos Aislados Sometidos a Flexo-Compresión. 1972. Cuba
- Ing. Civil Manuel E. Babé Ruano. Método Práctico para el Dimensionamiento del Area de la Base de un Cimiento Aislado Rectangular. 1975. Cuba
- Ing. Civil Manuel E. Babé Ruano. Dimensionamiento Estructural de la Base de un Cimiento Aislado. 1978. Cuba.

ANEXO

Estados tensionales del suelo en la determinación de la base del cimiento.

En base a los puntos anteriormente señalados en la presente norma y utilizando al máximo posible la capacidad resistente del suelo, se pueden considerar varios estados o bases tensionales de diseño, a las cuales para facilidad de identificación se designan con nombres específicos, que se utilizarán en el resto de la norma.

Para la concepción de dichos estados o fases, se han ideado una serie de "pivotes", según Figura 4, sobre los cuales se supondrá que giran las líneas de presiones. Al propio tiempo y para facilidad de comprensión, se tomará para la base una longitud fija "a", haciendo variar el ancho "b", cuando sea necesario modificar el área de la misma.

Cuando N_c^0 actúa en el centro de gravedad del cimiento, o sea, con excentricidad final nula, lo que produce una presión uniforme sobre el suelo, es decir, un diagrama rectangular de presiones que alcanza en las condiciones óptimas el valor máximo de R_s^0 , se tiene el estado de compresión centrada (Est. 1). Cuando N_c^0 se desplaza ligeramente del centroide, el gráfico de presiones comienza a girar sobre el pivote A, aumentando la presión máxima σ_1 y disminuyendo la mínima σ_2 originándose un diagrama trapecial y surge el estado de compresión excéntrica (Est. 2). Cuando la excentricidad final alcanza el valor $a/30$, la presión máxima llega al límite de $1,2 R_s^0$ y la mínima a $0,8 R_s^0$ y se alcanza el estado de compresión excéntrica límite (Est. 3). Hasta dicho estado no es necesario ampliar el área del cimiento, pero para una excentricidad mayor de $a/30$ no puede continuar aceptándose el giro del diagrama sobre el pivote A, pues ello implicaría presiones máximas superiores a $1,2 R_s^0$; por lo cual el pivote se cambia para el punto B, de modo que la presión máxima se mantenga en el límite superior admitido, mientras la mínima comienza a ser menor del valor de $0,8 R_s^0$ y se obtiene el estado de compresión compuesta (Est. 4), en el que la presión en el centroide se hace menor que R_s^0 y por ello hay que aumentar el área, incrementando el lado "b" a fin de mantener invariable el "a".

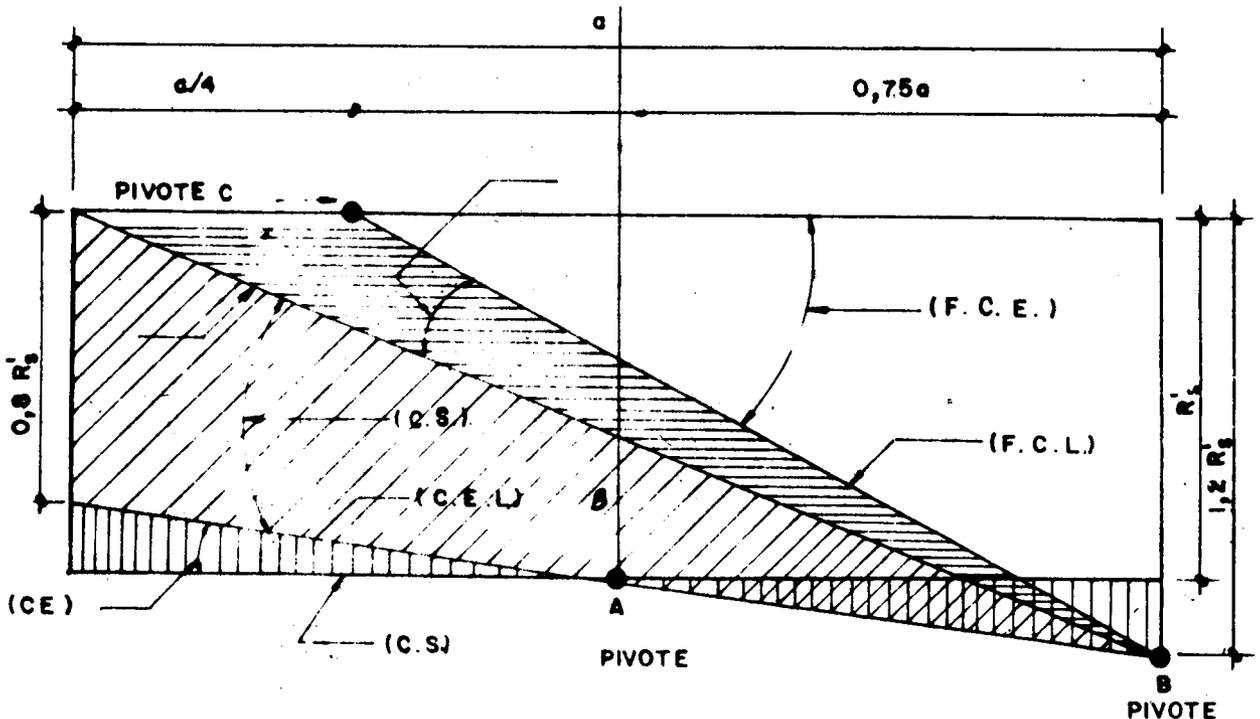


Fig. 4

10-33-82

Cuando la excentricidad final llega al valor $a/6$, la presión mínima se hace cero y se obtiene el diagrama triangular límite y se alcanza el estado de compresión compuesta límite (Est. 5). Para excentricidad superior al valor $a/6$ y manteniendo el pivote en B, dejan de existir presiones en cierta porción de la base y por lo tanto, se tendrá un diagrama triangular de presiones sobre una longitud que no podrá ser inferior al 75 % del lado "a" y se alcanza el estado de flexión compuesta (Est. 6). Cuando la excentricidad vale $a/4$, se llega al mínimo admitido de zona comprimida y se obtiene el estado de flexión compuesta límite (Est. 7). Para una excentricidad mayor de $a/4$, con el pivote en B, la zona comprimida se haría inferior al 75 % admitido y por ello se cambia el pivote para el punto C, obligando con ello a que la excentricidad final sea siempre igual al cuarto del lado "a", sobre la base de subutilizar el suelo al hacerlo trabajar con presión máxima menor de $1,2 R_s'$ y con frecuencia incluso inferiores al valor R_s' y esto corresponde al estado de flexión compuesta especial (Est. 8). Puede existir un estado cuando para una determinada combinación de cargas se requiera un diagrama trapecial y sin embargo, éste no pueda ser obtenido con la rectangularidad fijada o incluso con la mínima aceptada, sobre la base de la utilización óptima del suelo. Por ello hay que subutilizarlo sobre la base de una compresión compuesta pero como si se tuviera un suelo de menor calidad. Es un estado especial de compresión compuesta, que puede resolverse mediante una ecuación cúbica semejante a la que se obtiene en flexión compuesta especial.

INDICE

	Página
1. Objetivo y alcance	1
2. Términos y definiciones	1
2.1 Plano de simetría	1
2.2 Resistencia bruta del suelo	1
2.3 Area de contacto	1
2.4 Profundidad de cimentación	1
3. Símbolos	1
4. Bases para el cálculo	4
4.1 Determinación del área del cimiento	4
4.1.1 Area de contacto	4
4.2 Diagrama admisible de presiones	4
4.2.1 Aplicación de los diagramas	5
4.3 Rectangularidad m de la base	5
4.3.1 Valores límites de la rectangularidad	6
4.4 Determinación de las presiones en el suelo	6
4.4.1 Presión uniforme de toda el área	6
4.4.2 Presión variable en toda la longitud del lado "a"	6
4.4.3 Presión variable en parte de la longitud del lado "a"	6
4.5 Peso unitario promedio del contrapeso	6
4.6 Estados tensionales del suelo en la determinación de la base del cimiento	7
4.7 Fórmulas generales	7
4.8 Valores de η , K y ψ	7
4.9 Determinación del estado de diseño	8
5. Diseño de la base del cimiento	9
5.1 Cimientos de hormigón armado	9
5.1.1 Punzonamiento	10
5.1.2 Momento flector	12
5.1.3 Cálculo del refuerzo	12
5.1.4 Punzonamiento y momento flector	13
6. Disposiciones constructivas	14
6.1 Area de contacto mínima	14
6.2 Peralto mínimo	14
6.3 Resistencia característica del hormigón	14
6.4 Sellaje	14
6.5 Recubrimiento del acero	14
6.6 Diámetro mínimo del refuerzo	15

- 6.6 **Diámetro mínimo del refuerzo.** El diámetro mínimo del refuerzo a utilizar será No. 10 .
- 6.7 **Cuantía mínima del refuerzo superior.** La cuantía mínima será la señalada en NC 53-039:78 para elementos sometidos a flexión.

El espaciamiento máximo del refuerzo será de 0,30 m.

7. Cimientos masivos

- 7.1 **Area de contacto.** El área de sustentación de estos cimientos se determinará de acuerdo a lo planteado en el punto 4 de la presente norma.
- 7.2 **Diseño del peralto de la base.** El peralto siempre será mayor que una de las siguientes condiciones:
- a) el mayor de los voladizos de la base;
 - b) el valor tal que las tensiones de tracción diagonal que surjan en el hormigón no sobrepasen los valores permisibles del hormigón a tracción.

COMPLEMENTO

NC 53-039:78 Cálculo y ejecución de obras de hormigón

Bibliografía

- I.V. Murashev, E. Sigalov, V. Baikov, Design of Reinforced Concrete Structures. 1968. URSS
- Ing. Civil Francisco Cabot Costa. Dimensionamiento de Bases de Cimientos Aislados Sometidos a Flexo-Compresión. 1972. Cuba
- Ing. Civil Manuel E. Babé Ruano. Método Práctico para el Dimensionamiento del Area de la Base de un Cimiento Aislado Rectangular. 1975. Cuba
- Ing. Civil Manuel E. Babé Ruano. Dimensionamiento Estructural de la Base de un Cimiento Aislado. 1978. Cuba.

	Página
6.7 Cuantía mínima	15
7. Cimientos masivos	15
7.1 Area de contacto	15
7.2 Diseño del peralte de la base	15
COMPLEMENTO	15
ANEXO	16