

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



TRABAJO ESTRUCTURADO DE MANERA INDEPENDIENTE

TEMA: MÉTODOS DE CÁLCULO Y SU INCIDENCIA EN EL  
DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO

AUTOR: Suárez Hidalgo Claudio Xavier

Ambato Ecuador 2012

## **CAPITULO I**

### **EL PROBLEMA**

#### **1.1. TEMA:**

Métodos de Cálculo y su Incidencia en el Dimensionamiento de Columnas de Hormigón Armado.

#### **1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

##### **1.2.1. CONTEXTUALIZACIÓN**

En el diseño de columnas se ha utilizado cálculos manuales existiendo demora en el diseño o simplemente se ha realizado su dimensionamiento de acuerdo a la experiencia adquirida es por esta razón la aplicación de programas informáticos que den lugar a resultados más exactos, utilizando códigos de diseño que orienten la utilización del programa y den de esta manera datos rápidos y cálculos eficientes.

Por otra parte la columna es considerada el elemento estructural vertical empleado para sostener la carga de la edificación. Es utilizado ampliamente en arquitectura e ingeniería por la libertad que proporciona para distribuir espacios al tiempo que cumple con la función de soportar el peso de la construcción.

Es un elemento fundamental en el esquema de una estructura y la adecuada selección de su tamaño, forma, espaciamiento y composición influyen de manera directa en su capacidad de carga.

En una columna se define las características así como también el comportamiento que posee la misma en el cálculo y el diseño de las columnas de concreto armado.

Por esta razón en la actualidad la ingeniería debe utilizar métodos diferentes de cálculo basados en la informática que utilice información dotada por bibliotecas y profesionales sin olvidar desde luego de donde se originan y cómo funcionan los programas realizados.

### **1.2.2. ANÁLISIS CRÍTICO.**

Profesionales de la carrera no han tomado en cuenta que un buen diseño de columnas es fundamental para la construcción sea de edificios, casas, etc olvidándose de esta manera que al no realizar un diseño óptimo y apropiado estarían poniendo en riesgo a los ocupantes de estas edificaciones.

Por otra parte los ingenieros han utilizado cálculos manuales siendo propensos a cometer errores que afectarían a las edificaciones.

En la actualidad con la nueva tecnología que tenemos estamos en la capacidad de aplicar programas informáticos los cuales nos ayudan a la determinación y diseño en este caso de columnas de una forma rápida y oportuna.

A su vez el diseño de columnas mediante un programa informático da a la columna un diseño económico y óptimo ahorrando el cálculo tedioso y iterativo realizado manualmente.

### **1.2.3. PROGNOSIS**

Sin la utilización de nueva tecnología el profesional no podrá mejorar el tiempo destinado para el cálculo de columnas y a su vez no actualizará sus conocimientos en el campo informático acudiendo de esta manera a diseños y cálculos tradicionales.

### **1.2.4. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA**

¿Cómo disminuir el tiempo para el cálculo de columnas de hormigón armado?

### **1.2.5. INTERROGANTES (Subproblemas)**

-¿Cómo optimizar el tiempo en el cálculo tradicional de columnas?

-¿Es necesario que el profesional utilice la nueva tecnología para resolver problemas de diseño?



-¿Cómo facilitar a los profesionales y estudiantes de ingeniería civil el dominio del diseño de columnas?

#### **1.2.6. DELIMITACIÓN DEL OBJETIVO DE INVESTIGACIÓN**

Delimitación de contenido

Los datos obtenidos se encuentran en el área de Ingeniería Estructural correspondiente al diseño en edificaciones de hormigón armado.

Delimitación espacial

La presente investigación se enfocara en la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato ubicada en el cantón Ambato provincia de Tungurahua.

Delimitación temporal

La presente investigación se realizará en un tiempo de seis meses, empezando desde el mes de Mayo del 2010 hasta Noviembre del 2010

#### **1.3. JUSTIFICACIÓN**

Con los nuevos avances tecnológicos se ha desarrollado nuevas técnicas de estudio en el mundo que se lo realiza por medio de la informática y a su vez por el

uso de hardware y programas disminuyendo el uso de métodos tradicionales que han ayudado en el pasado a resolver problemas.

No debemos olvidar también que los métodos tradicionales ayudan al profesional y al estudiante a saber de qué se trata el problema y como se lo resuelve no obstante un programa informático ayudara a facilitar con eficiencia el diseño de dicho problema.

El presente trabajo de investigación propone un diseño ágil y oportuno de columnas utilizando el código ACI-318 del año 2005 y proporcionando al profesional y estudiante un aprovechamiento de tiempo y razonamiento lógico.

#### **1.4. OBJETIVOS**

##### **1.4.1. GENERAL**

Utilizar la nueva tecnología como ayuda eficiente para el cálculo de columnas de hormigón armado.

##### **1.4.2. ESPECÍFICOS**

- Analizar el diseño de columnas de hormigón armado y orientarlo a métodos de cálculos eficientes y rápidos.
  
- Optimizar el tiempo requerido para el diseño de columnas de hormigón armado.
  
- Determinar los parámetros de diseño mediante el código ACI-318 de 1999 al 2005.

## **CAPITULO II**

### **MARCO TEORICO**

#### **2.1. ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS**

Las columnas son los miembros verticales a compresión de los marcos estructurales, que sirven para apoyar a las vigas cargadas. Transmiten las cargas de los pisos superiores hasta la planta baja y después al suelo, a través de la cimentación. Puesto que las columnas son elementos a compresión, la falla de una columna en un lugar crítico puede causar el colapso progresivo de los pisos concurrentes y el colapso total último de estructura completa.

En términos económicos y de pérdidas humanas, la falla estructural de una columna es un evento de principal importancia. Es por esto que se debe tener un cuidado extremo en el diseño de las columnas, que deben tener una reserva de resistencia más alta que las vigas o cualquier otro elemento estructural horizontal, especialmente porque las fallas de compresión proporcionan muy poca advertencia visual.

El reglamento del ACI requiere que en el diseño de miembros a compresión se utilicen factores de reducción de la resistencia, considerablemente menores que los factores para la flexión, el cortante o la torsión.

En el caso de las vigas, la cantidad de refuerzo se controla para obtener un Comportamiento de falla dúctil. En el caso de las columnas, ocasionalmente dominará la carga axial; por lo que no se puede evitar un comportamiento de falla

por compresión para los casos en que existe una relación grande de carga axial momento flexionante.

A medida que la carga en una columna se incrementa, el agrietamiento se intensifica en los lugares de los amarres transversales, en toda su altura. En el estado límite de falla, el recubrimiento de concreto de las columnas con estribos o la capa de concreto que cubre las espirales de las columnas confinadas con espirales, se desprende y las varillas longitudinales que dan expuestas. Las cargas adicionales conducen a la falla y al pandeo local de las varillas longitudinales individuales, en las partes sin soporte entre los estribos. Se debe notar que en el estado límite de falla, el recubrimiento de concreto del refuerzo se desprende primero antes de que se destruya la adherencia.

Como en el caso de las vigas, la resistencia de las columnas se calcula con los principios básicos siguientes:

1. Existe una distribución lineal de las deformaciones en la sección transversal de la columna.
2. No hay deslizamiento entre el acero y el concreto (esto es, la deformación en el acero y en el concreto en contacto es la misma
3. Para el propósito de los cálculos de la resistencia, la deformación máxima permisible del concreto en la falla es  $=0.003$  in/in.
4. La resistencia en tensión del concreto es despreciable y no se considera en los Cálculos.

Las columnas se pueden clasificar con base a su forma y la disposición del refuerzo, con la posición de la carga en la sección transversal y por la longitud de

la columna en relación con sus dimensiones laterales. la forma y el arreglo del refuerzo, identifican a los tres tipos de columnas.

1. Columnas rectangulares o cuadradas con refuerzo longitudinal de varillas y estribos laterales.
2. Columnas circulares con refuerzo longitudinal y refuerzo en espiral o con estribos.

Ver figura 1

Aunque las columnas con estribos son las que se usan con más frecuencia por sus costos menores de construcción, cuando se requiere un incremento en la ductilidad, como en las zonas sísmicas, también se usan columnas rectangulares o circulares con refuerzo espiral. La habilidad de las columnas con espirales para soportar la carga máxima con deformaciones excesivas evita el colapso total de la estructura antes de que se complete la distribución total de los momentos y los esfuerzos.

En base a la posición de la carga en la sección transversal, se puede clasificar a las columnas como cargadas axialmente o excéntricamente. Las columnas cargadas axialmente, no soportan momento. Sin embargo, en la práctica se debe diseñar a todas las columnas para resistir alguna excentricidad no prevista o accidental que se puede producir por causas como las variaciones en el alineamiento vertical de la cimbra.

Las columnas con carga excéntrica, están sujetas a momento además de la fuerza Axial. El momento se puede convertir en una carga  $P$  y una excentricidad  $e$ .

El momento puede ser uniaxial. Se considera que una columna está cargada biaxialmente cuando existe flexión con respecto a los dos ejes  $X$  y  $Y$ .

Ver figura 2

La falla en las columnas se puede presentar como resultado de una falla en el material por la fluencia inicial del acero en la cara de tensión o por el aplastamiento inicial del concreto en la cara de compresión, o por la pérdida de la estabilidad lateral estructural (esto es, por pandeo). Ver figura 3.

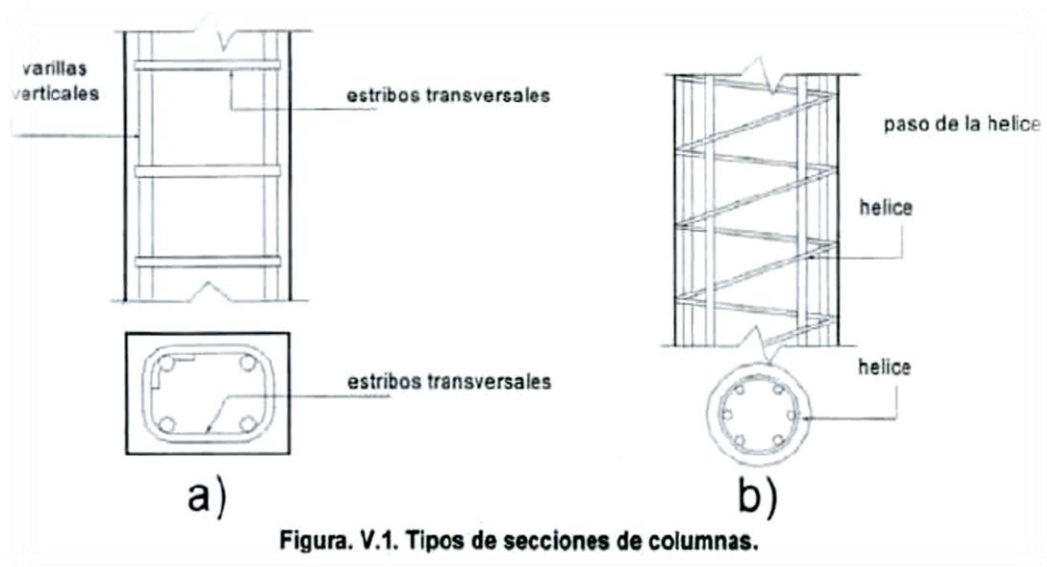


Fig 1

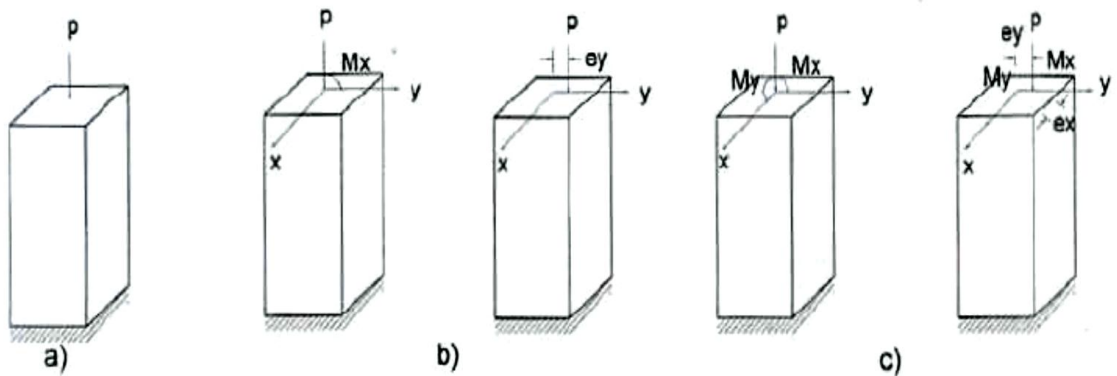


Figura. V.2. Formas de tomar las cargas en columnas.

Fig 2



**Figura. V.3. Grafica de la resistencia de un estribo según su forma.**

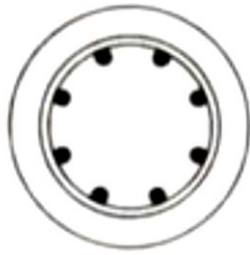
Fig 3

### **Columna de concreto armado**

Las columnas de concreto armado pueden ser de tres tipos que son:

- Elemento reforzados con barras longitudinales y zunchos (véase Figura 4.a),
- Elementos reforzados con barras longitudinales y estribos (véase Figura 4.b),
- Elementos reforzados con tubos de acero estructural, con o sin barras longitudinales, además de diferentes tipos de refuerzo transversal (véase Figura 4).

Para las columnas de concreto armado, la cuantía de acero oscila entre 1 y 8% con un mínimo de 4 barras longitudinales (Nilson y Winter, 1994).



Barras longitudinales  
y aros en espiral



Barras longitudinales  
y flejes transversales

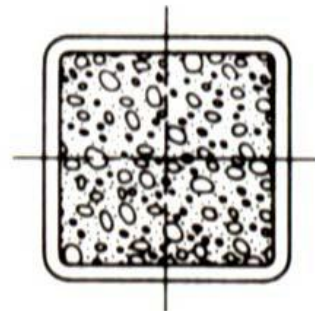
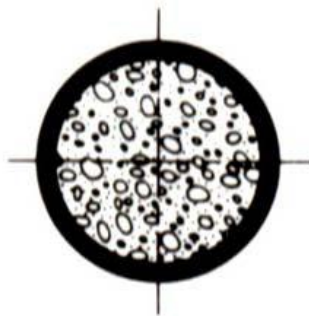


Figura 4. Tipos de columnas de concreto armado. (Nilson y Winter, 1994, p.20; McCormac, 1996, p.479).



## **Método para predimensionar columnas de concreto armado**

Existen dos tipos de métodos para predimensionar las columnas de concreto armado, el primero es una aproximación, ya que se basa en la carga axial únicamente, debido a que esta carga es fácil de obtener por métodos aproximados para cálculos preliminares de pórticos.

El segundo método es más preciso y está basado en la carga axial y el momento flector conocido, valores que son los necesarios para diseñar una columna.

### **Conocido $P_u$**

Existen una gran variedad de fórmulas para pre dimensionar columnas con  $P_u$  conocido, solo se presenta dos tipos.

#### Método sugerido por Nilson y Winter

Las dimensiones de las columnas se controlan principalmente por cargas axiales, aunque la presencia de momento incrementa el área necesaria. Para columnas interiores, donde el incremento de momento no es apreciable un aumento del 10% puede ser suficiente, mientras que para columnas exteriores un incremento del 50% del área sería apropiado (Nilson y Winter, 1994).

#### Método sugerido por Arnal y Epelboim

El área de concreto armado puede estimarse por la fórmula (Arnal, y Epelboim, 1985)

$$A_c = \frac{P_u}{\alpha \phi f'_c}$$

Donde:

$A_c$  = Área de la columna,

$\alpha$  = Factor según la posición de la columna indicado en la Tabla 1.

Tabla 1. Factores  $\alpha$  según la ubicación de la columna

Tipo de columna	$\alpha$
Esquina	0,20
Borde	0,25
Central	0,28

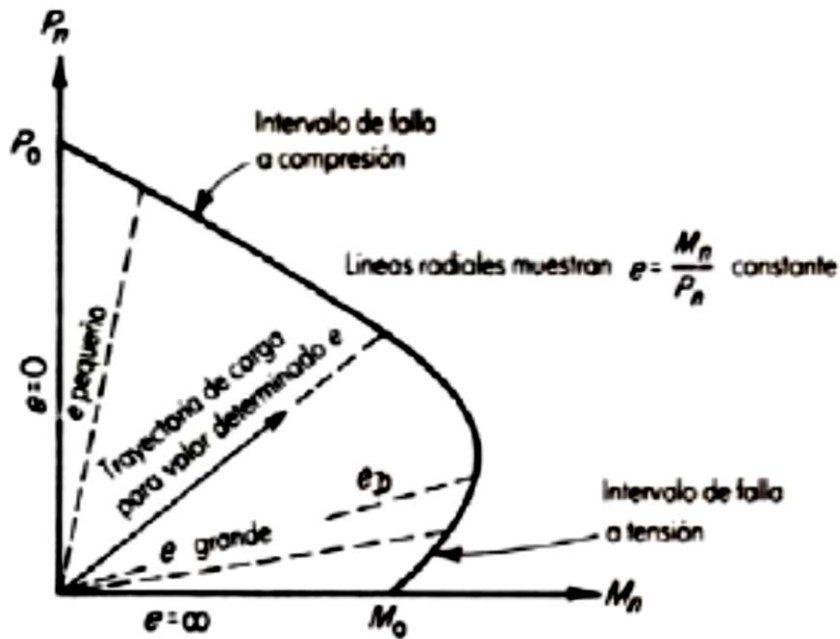


Figura 5. Diagrama de interacción para la resistencia nominal de una columna (Nilson y Winter, 1994, p.244).

### Conocido $P_u$ y $M_u$

Este método está basado en el empleo de ábacos basados en diagramas de interacción de resistencia que definen la combinación de carga axial y momento flector de falla para una columna determinada, con un intervalo completo de

excentricidades desde cero hasta infinito (véase Figura 5). Los pasos para obtener las dimensiones son:

a) Calcular la excentricidad  $e$

$$e = \frac{Mu}{Pu}$$

b) Seleccionar la cuantía de acero  $\rho = [0,02; 0,03]$  y calcular

$$w = \frac{\rho f_y}{0.85 f'_c}$$

c) Escoger un valor tentativo para  $h$  o  $D$  y escoger el ábaco con

$$\gamma = \frac{h-2r}{h}$$

$$\gamma = \frac{D-2r}{D}$$

d) calcular el valor  $e/h$  o  $e/D$  con el valor de  $h$  o  $D$  del paso anterior y trazar una línea radial que represente este valor

$$\frac{e}{h} \text{ o } \frac{e}{D} = \frac{u}{v}$$

e) donde corta la línea radial  $e/h$  o  $e/D$  con la curva  $\omega$  leer el correspondiente  $v$

f) calcular el área requerida  $A_g$  con

$$A_g = \frac{Pu}{\phi 0.85 f'_c v}$$

g) Calcular

$$b = \frac{A_g}{h}$$

h) Si es necesario revisar el valor tentativo de  $h$  para obtener una sección bien proporcionada

$$\frac{b}{h} = 0.6; 1$$

o si es el mismo valor para  $D$  (Nilson y Winter, 1994).

## **Dimensiones mínimas de una columna de concreto armado**

30x30 o 900cm<sup>2</sup> para zona sísmica

## **2.2. FUNDAMENTACIÓN FILOSÒFICA**

La investigación propuesta se basa en el paradigma crítico propositivo siendo el problema el tiempo empleado para diseñar una columna, tanto para profesionales como para estudiantes de la carrera de ingeniería Civil.

Por medio de un programa informático beneficiara a los usuarios de dicho programa a mejorar el desempeño sea académico o profesional.

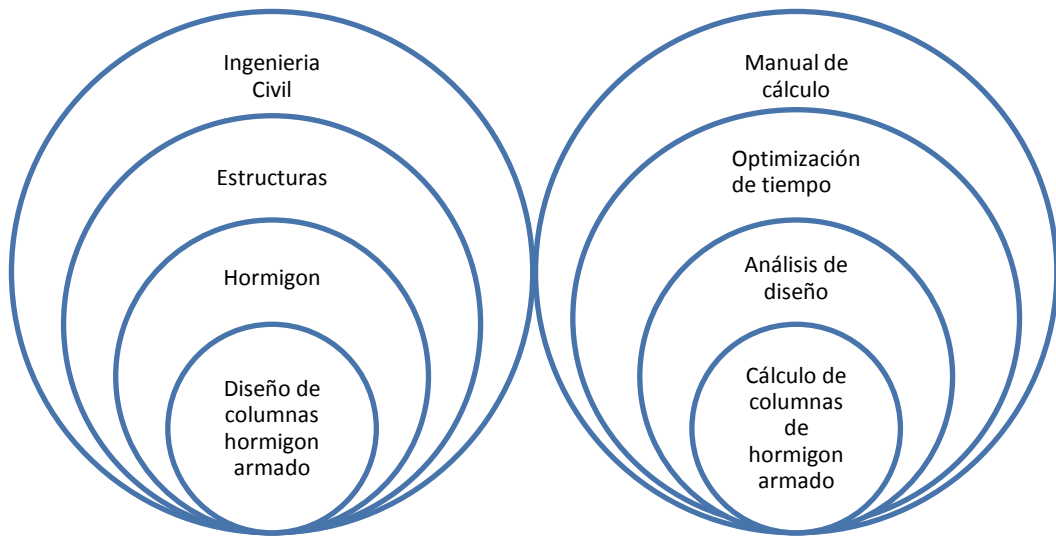
Proponemos de esta manera una filosofía clara en la que es promover al estudiante y profesional a utilizar la nueva tecnología en el campo de Ingeniería para así agilizar diseños que en el pasado se volvían tediosos y complejos buscando siempre un desempeño ágil y responsable.

## **2.3. FUNDAMENTACIÓN LEGAL**

El estudio que se realizará se basara al código ACI 318 del año 2005 es decir el Reglamento para el Diseño de Construcciones de Hormigón Armado ACI 318S-05.

## **2.3.- CATEGORÍAS FUNDAMENTALES**

### 2.3.1.- SUPRAORDINACIÓN DE LAS VARIABLE



**VARIABLE INDEPENDIENTE**

**VARIABLE DEPENDIENTE**

### 2.4.- HIPOTESIS.-

Un diseño debe ser el óptimo con resultados rápidos tanto para estudiantes como para profesionales de la carrera de Ingeniería Civil, donde se centraran a realizar el cálculo de columnas mejorando su tiempo y su desempeño profesional y académico.

### 2.5.- SEÑALAMIENTO DE VARIABLES DE LA HIPOTESIS.-

#### 2.5.1.- VARIABLE INDEPENDIENTE

Métodos de cálculo

#### 2.5.2.- VARIABLE DEPENDIENTE

Dimensionamiento de columnas de hormigón armado.

## CAPITULO III

### METODOLOGÍA

#### 3.1.- ENFOQUE INVESTIGATIVO

El tema a ser investigado se basa en el enfoque cualitativo, ya que de ésta manera hace énfasis el proceso, y se orienta al descubrimiento de hipótesis.

#### 3.2.- MODALIDAD BÁSICA DE LA INVESTIGACIÓN

La investigación utilizada será de Campo y Bibliográfica.

#### 3.3.- NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN

El nivel de investigación será Descriptivo y Exploratorio.

#### 3.4.- POBLACIÓN Y MUESTRA

Las poblaciones identificadas a continuación, fueron analizadas tomando en cuenta el objetivo a alcanzar, el problema e inclusive las hipótesis; de este modo se obtuvieron los siguientes datos:

Población : 1000 estudiantes

$$n = \frac{0,25N}{\left(\frac{\alpha}{z}\right)^2 (N - 1) + 0,25}$$

Donde:

**N** es el tamaño de la población = **1200** (estudiantes, profesores y profesionales)

**α** es el valor del error tipo 1 = **10%**

**z** es el valor del número de unidades de desviación estándar para una prueba de dos colas con una zona de rechazo igual alfa = **1,644853627**

**0.25** es el valor de  $p^2$  que produce el máximo valor de error estándar, esto es **p = 0.5** ; por lo tanto:

**n** es el tamaño de la muestra = **63**

### 3.5.- OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

**Variable Independiente:** Métodos de calculo

CONCEPTUALIZACIÓN	DIMENSIÓN	INDICADORES	ITEMS	POBLACIÓN
Los métodos de cálculo se basa en la optimización del tiempo utilizado para diseñar columnas de hormigón armado.	1.-Métodos de Diseño.  2.- Manual de diseño	1.- Nueva Tecnología  2.- Manual de diseño	¿Qué método de diseño se utilizará?  ¿Cómo se presentar á el manual de diseño?	1000 usuarios

**Variable Dependiente:** Dimensionamiento de columnas de Hormigón Armado

CONCEPTUALIZACIÓN	DIMENSIÓN	INDICADORES	ITEMS	POBLACIÓN
<p>El Dimensionamiento de columnas se basa en la necesidad de crear un manual fácil de utilizar tanto para estudiantes como para profesionales de la carrera de Ingeniería Civil.</p>	<p>1.-Calcular columnas manualmente</p>	<p>1.Procedimiento de cálculo largo.</p>	<p>¿Cuánto tiempo tarda en dimensionar una columna manualmente ?</p>	<p>1000 usuarios</p>
	<p>2.Calcular columnas mediante un método actualizado</p>	<p>2.- Optimizar tiempo</p>	<p>¿Cómo se optimizará el tiempo de diseño calculando columnas mediante un método actualizado?</p>	



### 3.6.- RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN

PREGUNTAS BÁSICAS	EXPLICACIÓN
1.- ¿Para qué?	Utilizar métodos actuales en el diseño de columnas de hormigón Armado ayudando al óptimo desempeño estudiantil y profesional.
2.- ¿Cuáles son las poblaciones?	Estudiantes
3.- ¿Sobre qué aspectos?	Variable independiente 1.- Nueva Tecnología 2.- Manual de diseño Variable dependiente 1.- Procedimiento de cálculo largo 2.- Optimizar tiempo
4.- ¿Quién o quiénes?	Egd. Claudio Xavier Suarez Hidalgo
5.- ¿Cuándo?	Mayo de 2012
6.- ¿Dónde?	Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato
7.- ¿Frecuencia de aplicación?	m = 714
8.- ¿Qué técnicas de recolección?	Encuesta, observación directa
9.- ¿Con qué instrumentos?	Nueva Tecnología.

### 3.7.- PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS

Al concluir el presente estudio el profesional y estudiante podrá hacer uso de nuevos métodos de cálculo que se utilizara para el diseño de columnas de Hormigón Armado.

## CAPITULO IV

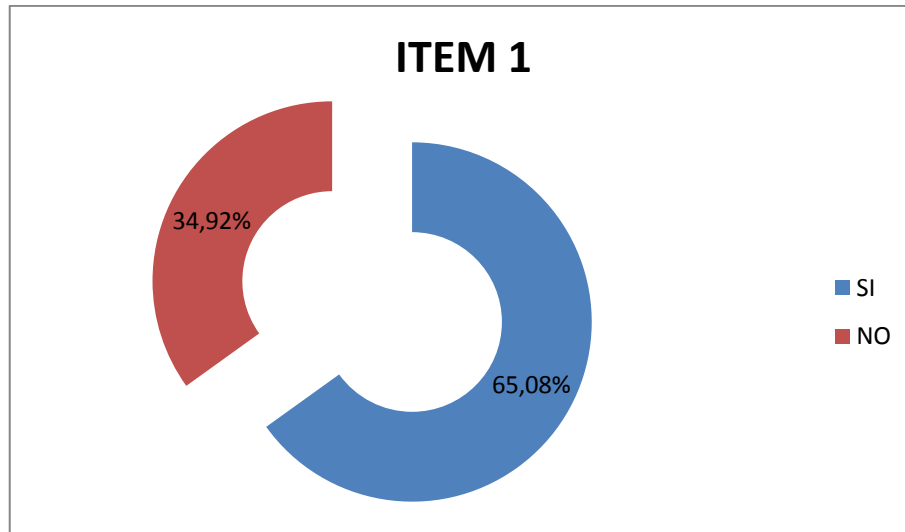
### ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

#### 4.1 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

En el análisis de resultados investigaremos a una población de estudiantes y profesionales que han utilizados métodos prácticos y sencillos para la obtención de resultados en lo que respecta al cálculo de columnas de hormigón armado.

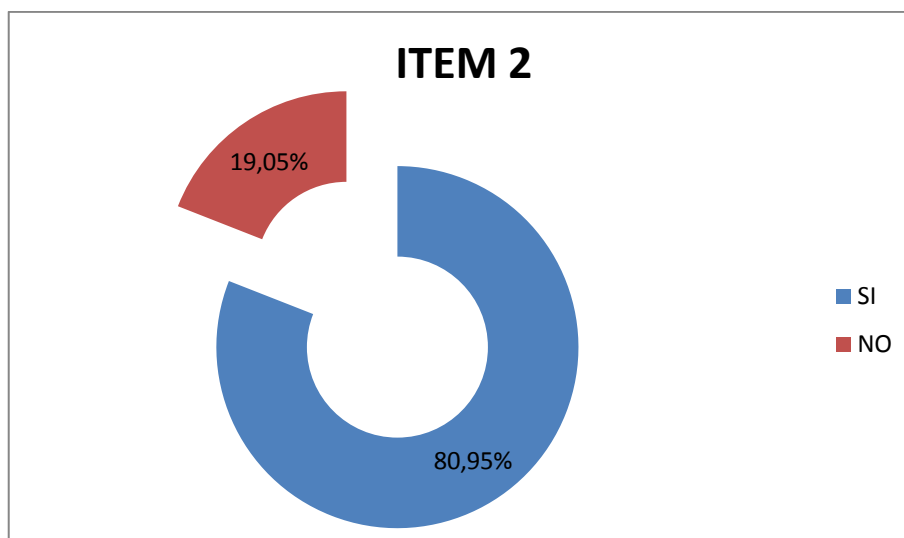
Muestra conformada por 63 personas entre estudiantes y profesionales de ingeniería civil en la cual 41 personas contestan que si han utilizado métodos prácticos y sencillos para la obtención de resultados en lo que respecta al cálculo de columnas de hormigón armado, siendo un 65,08% del total, por otra parte 22 personas contestan que no han utilizado métodos prácticos y sencillos para la obtención de resultados en lo que respecta al cálculo de columnas de hormigón armado, siendo un 34,92% del total.

Ítem 1.- ¿Estudiantes y profesionales de Ingeniería Civil han utilizado métodos prácticos y sencillos para la obtención de resultados en lo que respecta al cálculo de columnas de Hormigón Armado?	SI		NO		TOTAL	
	R	%	R	%	R	%
	41	65,08	22	34,92	63	100



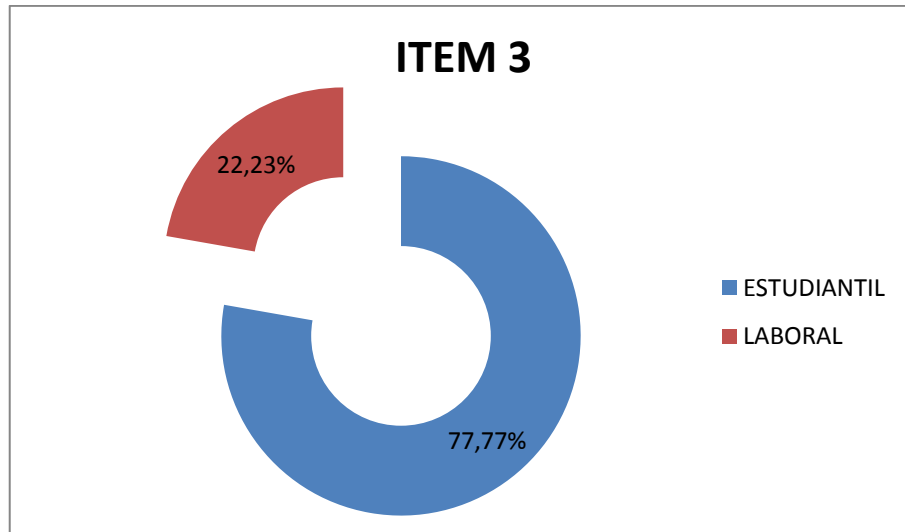
En la siguiente pregunta de los 63 encuestados en un numero de 51 personas que equivale al 80,95% piensa que utilizar programas informáticos ayudaría a optimizar el tiempo en el diseño de columnas de hormigón armado, mientras que 12 personas que equivale al 19,05% cree que utilizar programas informáticos no ayudarán a optimizar el tiempo en el diseño de columnas de hormigón armado.

Ítem 2.- ¿Cree usted que utilizar programas informáticos ayudará a optimizar el tiempo en el diseño de columnas de hormigón armado?	SI		NO		TOTAL	
	R	%	R	%	R	%
	51	80,95	12	19,05	63	100



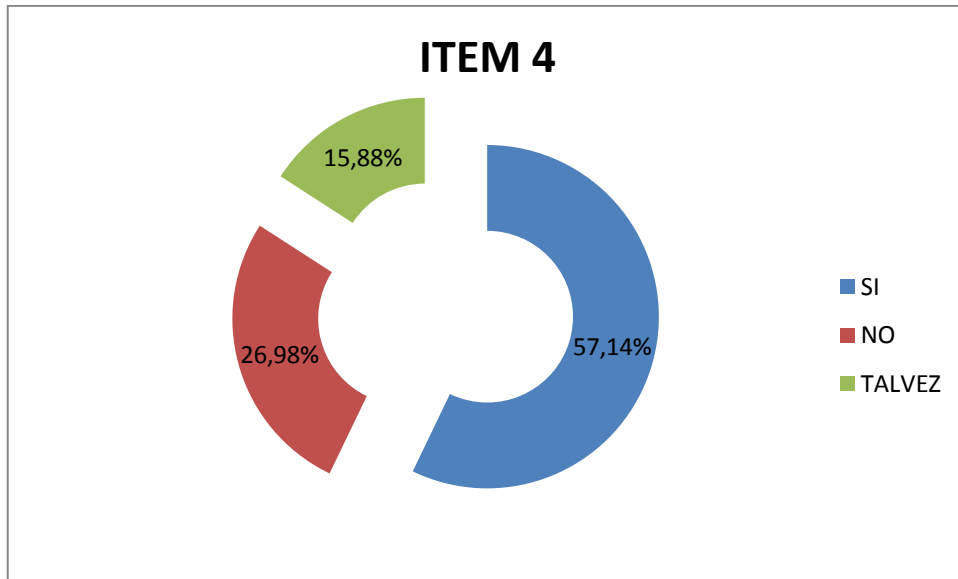
Por otra parte de los 63 encuestados en un número de 49 personas equivalente al 77,77% piensa que los métodos de cálculo de hormigón armado serán aprovechados en el campo estudiantil mientras que 14 personas equivalente al 22,23% piensa que el programa informático a crearse será aprovechado en el campo laboral.

Ítem 3.- ¿En qué campo cree usted que será aprovechado los métodos de cálculo de hormigón armado? En el campo profesional o estudiantil?	CAMPO ESTUDIANTIL		CAMPO LABORAL		TOTAL	
	R	%	R	%	R	%
	49	77,77	14	22,23	63	100



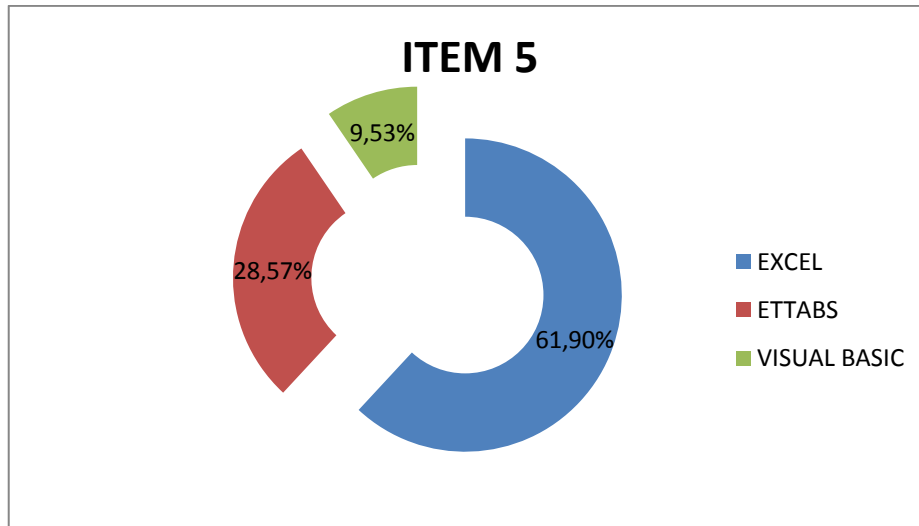
En la encuesta realizada a estudiantes y profesionales de la carrera de ingeniería civil se pudo apreciar que 36 personas equivalente al 57,14% piensa que el programa informático a realizarse ayudaría a calcular y diseñar columnas de hormigón armado sin el error a equivocarse, mientras que 17 personas equivalente al 26,98% piensa que en programa informático no ayudaría a calcular y diseñar columnas de hormigón armado sin el error a equivocarse, a su vez 10 personas equivalente al 15,88% piensan que tal vez un programa informático ayudaría a calcular y diseñar columnas de hormigón armado sin el error a equivocarse.

Ítem 4.- ¿Cree usted que un programa informático ayudaría a calcular y diseñar columnas de hormigón armado sin el error a equivocarse?	SI		NO		TAL VEZ		TOTAL	
	R	%	R	%	R	%	R	%
	36	57,14%	17	26,98%	10	15,88%	63	100



De los 63 encuestados en la pregunta 5 un número de 39 personas dando un equivalente al 62% contestó que el programa adecuado y sugerido para este tipo de cálculos debe ser EXCEL, no obstante 21 personas equivalente al 21% opinaron que el programa adecuado debe ser ETTABS, a su vez 17 personas equivalentes al 17% opinaron que el programa adecuado para este tipo de cálculos debe ser VISUAL BASIC.

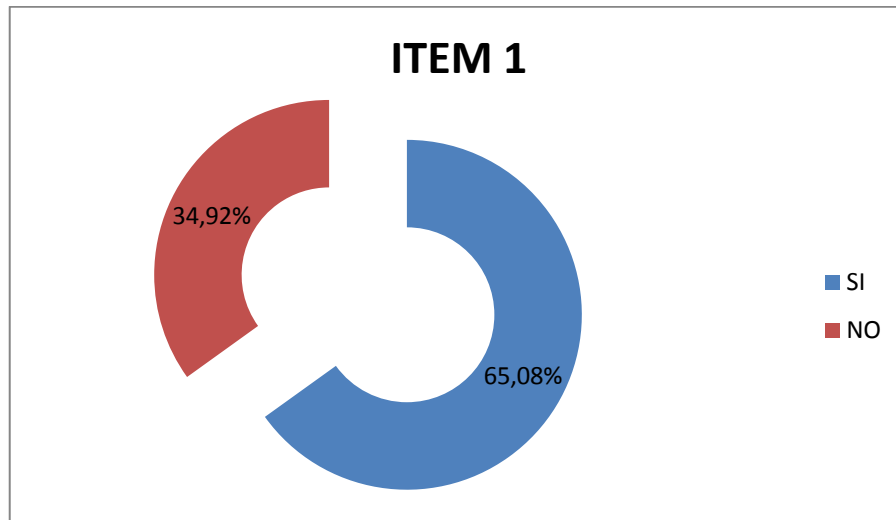
Ítem 5.- ¿Qué programa cree usted que sería el más adecuado para realizar el cálculo de columnas de hormigón armado?	EXCEL		ETTABS		VISUAL BASIC		TOTAL	
	R	%	R	%	R	%	R	%
	39	61,90	18	28,57	6	9,53	63	100



#### 4.2 INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

De acuerdo a los datos disponibles se puede apreciar que 41 personas contestan que si han utilizado métodos prácticos y sencillos para la obtención de resultados en lo que respecta al cálculo de columnas de hormigón armado, siendo un 65,08%, la mayoría.

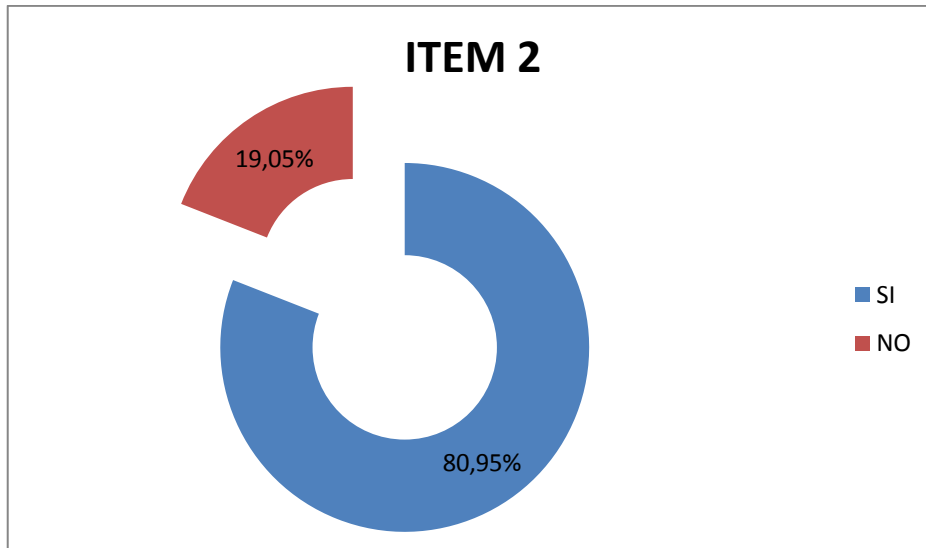
Ítem 1.- ¿Estudiantes y profesionales de Ingeniería Civil han utilizado métodos prácticos y sencillos para la obtención de resultados en lo que respecta al cálculo de columnas de Hormigón Armado?	SI		NO		TOTAL	
	R	%	R	%	R	%
	41	65,08	22	34,92	63	100



En la investigación se aprecia que en el ítem 2 un número de 51 personas que equivale al 80,95% piensa que utilizar programas informáticos ayudaría a optimizar el tiempo en el diseño de columnas de hormigón armado siendo la mayoría.

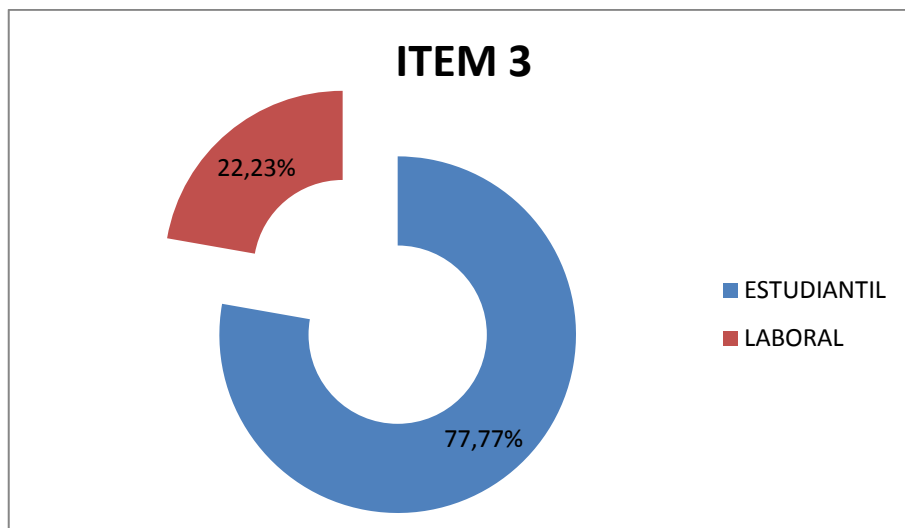
Ítem 2.- ¿Cree usted que utilizar programas informáticos ayudará a optimizar el tiempo en el diseño de columnas de hormigón armado?	SI		NO		TOTAL	
	R	%	R	%	R	%
	51	80,95	12	19,05	63	100





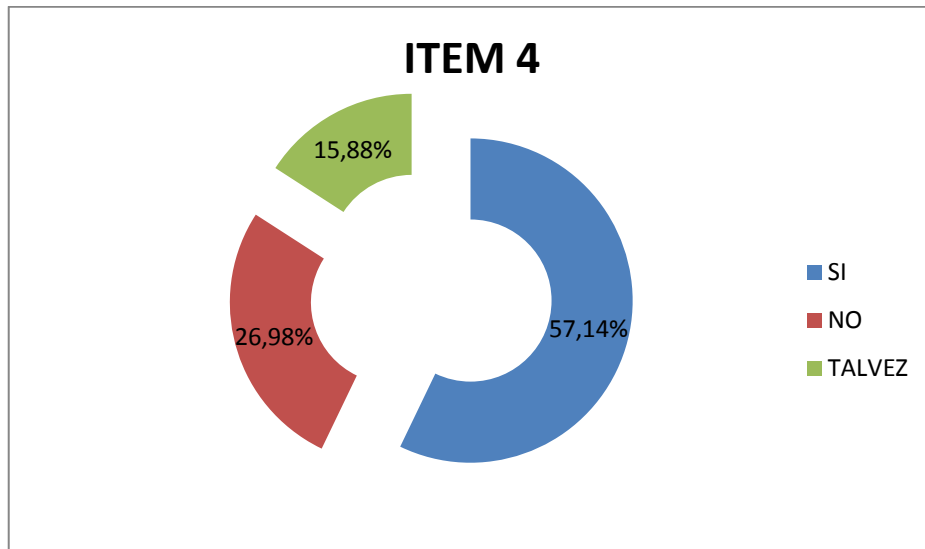
A su vez en el ítem 3 un número de 49 personas equivalente al 77,77% piensa que los métodos de cálculo de hormigón armado serán aprovechados en el campo estudiantil siendo la mayoría.

Ítem 3.- ¿En qué campo cree usted que será aprovechado este programa informático? En el campo profesional o estudiantil?	CAMPO ESTUDIANTIL		CAMPO LABORAL		TOTAL	
	R	%	R	%	R	%
	49	77,77	14	22,23	63	100



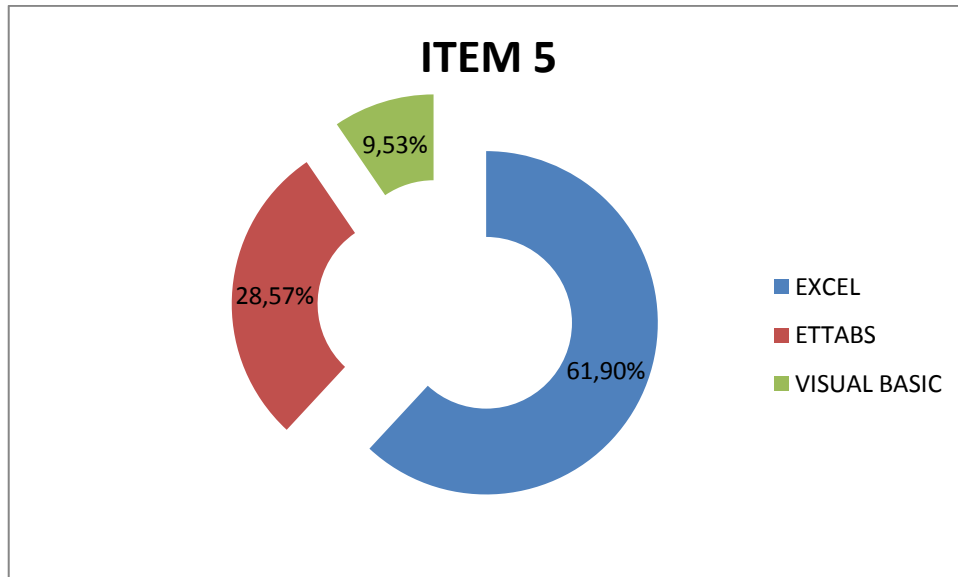
En la encuesta también se pudo apreciar que un número de 36 personas equivalente al 57,14% piensa que el programa informático a realizarse ayudaría a calcular y diseñar columnas de hormigón armado sin el error a equivocarse, siendo esta la gran mayoría.

Ítem 4.- ¿Cree usted que un programa informático ayudaría a calcular y diseñar columnas de hormigón armado sin el error a equivocarse?	SI		NO		TAL VEZ		TOTAL	
	R	%	R	%	R	%	R	%
	36	57,14%	17	26,98%	10	15,88%	63	100



Apreciamos también que en el ítem 5 un número de 39 personas dando un equivalente al 62% contestó que el programa adecuado y sugerido para este tipo de cálculos debe ser EXCEL siendo la mayoría del total encuestada de 63 personas.

Ítem 5.- ¿Qué programa cree usted que sería el más adecuado para realizar el cálculo de columnas de hormigón armado?	EXCEL		ETTABS		VISUAL BASIC		TOTAL	
	R	%	R	%	R	%	R	%
	39	61,90	18	28,57	6	9,53	63	100



#### 4.3 VERIFICACIÓN DE HIPÓTESIS

- Tanto profesionales como estudiantes han utilizado métodos tradicionales para la realización de cálculos o dimensionamiento de columnas de hormigón armado.
- Los métodos de cálculo serán aprovechados por estudiantes y profesionales pero en mayor grado será aprovechado en el campo estudiantil.
- Con la nueva tecnología se ha optimizado tiempo y trabajo en la actualidad siendo esta la forma más eficaz en obtener dimensionamientos de columnas de hormigón armado.
- Un programa informático nos ayudara grandemente en la obtención de resultados sin error a equivocarse.
- En lo que respecta a la obtención de resultados el programa que nos dará óptimos cálculos será EXCEL.

## CAPÍTULO V

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 5.1 CONCLUSIONES

El tema planteado ha dado lugar a las siguientes conclusiones tomando en cuenta los resultados obtenidos anteriormente en la verificación de hipótesis.

- En el cálculo de columnas de hormigón armado se debe utilizar métodos de diseño óptimos y sin margen de error pues de él depende que la estructura sea resistente y económica.
- Para mejorar el cálculo y diseño de columnas se puede utilizar un programa virtual dando confianza a las personas que lo utilicen, y sea la ayuda que necesitan para el dimensionamiento de columnas de hormigón armado.
- En el capítulo anterior, en la encuesta, se puede apreciar que el programa adecuado para el dimensionamiento de columnas de hormigón armado, debe ser realizado en EXCEL.
- Para un dimensionamiento de columnas de hormigón armado se debe contar con un procedimiento de cálculo establecido en el que se debe tener como datos la carga y momentos que va soportar .
- Los diagramas de iteración que se presentan en columnas de hormigón armado, permiten calcular la resistencia de secciones sujetas a carga axial.

## 5.2 RECOMENDACIONES

Las siguientes recomendaciones se refieren a la optimización de tiempo en el dimensionamiento y cálculo de columnas de hormigón armado, tomando en cuenta que el diseño debe ser eficiente y preciso pues de ella depende que la estructura resista.

- Incentivar a los estudiantes y profesionales inmersos en la carrera de ingeniería civil a utilizar métodos de cálculos estructurales actuales, realizando diseños óptimos y sin margen de error.
- Utilizar la nueva tecnología obteniendo programas para la resolución y cálculo estructural, excluyendo diseños con problemas tediosos y extensos.

## **CAPÍTULO VI**

### **PROPUESTA**

#### **6.1.- DATOS INFORMATIVOS**

La presente investigación se realizará en la Universidad Técnica de Ambato en la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica ubicada en la parroquia Huachi Chico, en las calles Av. De los Chasquis y Rio Payamino, en el Cantón Ambato, provincia de Tungurahua, se escogió esta área en estudio debido a la importante función que cumplen estudiantes y profesionales de la carrera hacia la sociedad.

#### **6.2 ANTECEDENTES DE LA PROPUESTA**

Con la nueva tecnología y el uso de software en todo campo profesional se ha desarrollado la compatibilidad técnica. En lo que respecta a Ingeniería Civil programas informáticos ayudaran notablemente en el diseño y cálculo estructural y a su vez en el dimensionamiento de columnas de hormigón armado.

Profesionales y Estudiantes de la carrera de Ingeniería Civil y Mecánica necesitan de ayudas informáticas siendo indispensable su uso y capacidad de manejar programas informáticos y orientarlos hacia su futuro laboral, provocando en ellos incentivos y desempeños óptimos mejorando su capacidad y rendimiento laboral, estudiantil y profesional.

#### **6.3 JUSTIFICACIÓN**

La intención de la columna es sostener la carga y los momentos de la edificación, a su vez es el elemento sometido principalmente a compresión, por lo tanto el diseño está basado en la fuerza interna, conjuntamente debido a las condiciones propias de las columnas, también se diseñan para flexión de tal forma que la combinación así generada se denomina flexocompresión.

Según el uso actual de la columna como elemento de un pórtico, no necesariamente es un elemento recto vertical, sino es el elemento donde la compresión es el principal factor que determina el comportamiento del elemento. Es por ello que el pre dimensionado de columnas consiste en determinar las dimensiones que sean capaces de resistir la compresión que se aplica sobre el elemento así como una flexión que aparece en el diseño debido a diversos factores. Cabe destacar que la resistencia de la columna disminuye debido a efectos de geometría, lo cuales influyen en el tipo de falla.

El efecto geométrico de la columna se denominan esbeltez y es un factor importante, ya que la forma de fallar depende de la esbeltez, para la columna poco esbelta la falla es por aplastamiento y este tipo se denomina columna corta, los elemento más esbeltos se denominan columna larga y la falla es por pandeo. La columna intermedia es donde la falla es por una combinación de aplastamiento y pandeo. Además, los momentos flectores que forman parte del diseño de columna disminuyen la resistencia del elemento tipo columna.

Dentro de los requisitos fundamentales de una estructura o elemento estructural están:

- Equilibrio,
- Resistencia,
- Funcionalidad
- y Estabilidad.



En una columna se puede llegar a una condición inestable antes de alcanzar la deformación máxima permitida o el esfuerzo máximo. El fenómeno de inestabilidad se refiere al pandeo lateral, el cual es una deflexión que ocurre en la columna; cuando aparece incrementa el momento flector aplicado sobre el elemento, el aumento de la deflexión agranda la magnitud del momento flector, creciendo así la curvatura de la columna hasta la falla; este caso se considera inestable. Por ello la resistencia de la columna sometida a compresión tiene dos límites, el de resistencia para columnas cortas y el de estabilidad para columnas largas. La estabilidad es así el nuevo parámetro que define además de la resistencia y la rigidez, las dimensiones de la columna (Beer y Johnston 1993; Popov, 1996; Timoshenko y Young, 2000).

Con lo ya expuesto, la investigación se basará en la obtención de un programa informático para el dimensionamiento de columnas de hormigón armado que será utilizado por profesionales y estudiantes de ingeniería civil.

En la elaboración del presente trabajo, se desarrollará un análisis de las columnas de hormigón armado; conociendo el proceso de diseño y dimensionamiento, resolviendo diversos problemas que se presentarán a lo largo del análisis y las soluciones con el programa a realizarse.

## **6.4 OBJETIVOS**

### **6.4.1.- GENERAL**

- Diseñar un programa informático para el dimensionamiento de columnas de hormigón armado mediante un proceso de indagación y comprobación científica contribuyendo con profesionales y estudiantes de Ingeniería Civil, optimizando tiempo en el diseño estructural.

#### **6.4.2.- ESPECÍFICOS**

- Determinar un programa de dimensionamiento de columna de hormigón Armado para que profesionales y estudiantes lo utilicen.
- Comprobar que el programa para el dimensionamiento de columnas de Hormigón Armado optimice tiempo en el diseño estructural.
- Socializar el programa para el dimensionamiento de columnas de hormigón Armado.
- Optimizar el desarrollo académico de los estudiantes mediante la aplicación de un programa virtual, en el diseño de columnas de hormigón armado.

#### **6.5 ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD**

El trabajo de investigación es aplicable en:

- En el espacio o área de estudio, ya que es un programa único, siendo una propuesta aplicable.
- Se podrá obtener resultados deseados, si la aplicación del estudio se la hace con el apoyo profesionales inmersos en la carrera de Ingeniería Civil.

## **6.6 FUNDAMENTACIÓN**

### **6.6.1 DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO.**

#### **6.6.1.1 DEFINICIONES GENERALES**

##### **6.6.1.1.2 COLUMNA**

Miembro estructural utilizado primordialmente para soportar cargas de compresión provenientes de entresijos y azoteas, que pueden ir acompañadas por flexión simultánea producida por la carga viva y además deben tener una altura mínima de por lo menos tres veces su menor dimensión.

##### **6.6.1.1.3 MÓDULO DE ELASTICIDAD**

El módulo de elasticidad para cualquier material, es el cociente entre el esfuerzo y la deformación unitaria correspondiente, dentro de los límites de proporcionalidad.

##### **6.6.1.1.4 LÍMITE DE PROPORCIONALIDAD**

El límite de proporcionalidad es el mayor esfuerzo que un material es capaz de desarrollar, sin desviarse de la proporcionalidad rectilínea entre el esfuerzo y la deformación unitaria. Más allá de este punto el esfuerzo deja de ser proporcional a la deformación.

##### **6.6.1.1.5 LÍMITE ELÁSTICO**

El límite elástico es el mayor esfuerzo que un material es capaz de desarrollar, sin que ocurra una deformación permanente al retirar el esfuerzo.

El límite elástico es algo mayor que el límite de proporcionalidad.

#### **6.6.1.1.6 LÍMITE DE FLUENCIA**

El límite de fluencia es aquel en el cual aparece un considerable alargamiento fluencia del material, sin el correspondiente aumento de carga que puede disminuir mientras dura la fluencia.

#### **6.6.1.1.7 DIAGRAMA DE ITERACIÓN**

El diagrama de iteración, es un gráfico que representa el lugar geométrico de los pares de valores  $M_u$  y  $P_u$  que pueden resistir una columna en la falla, desde  $P_o$  con momento nulo hasta  $M_u$  con carga nula.

#### **6.6.1.1.8 DISEÑO A ÚLTIMA RESISTENCIA**

El diseño a última resistencia es un método de cálculo basado en experiencias y teoría correspondiente al estado de la ruptura de las secciones consideradas.

#### **6.6.1.1.9 FACTOR DE REDUCCION DE RESISTENCIA**

El factor de reducción de resistencia es un valor menor que la unidad, que tiene como propósitos:

1. Considerar la probabilidad que se presenten elementos con resistencia reducida como resulta de las variaciones en su resistencia y dimensiones.
2. Considerar la inexactitud de las ecuaciones de diseño.
3. Reflejar el grado de ductilidad y confiabilidad requerida por el elemento bajo consideraciones de carga.
4. Reflejar la importancia del elemento dentro de la estructura.

### **6.6.2 TIPOS DE COLUMNAS**

Cuadradas

Si  $b=h$

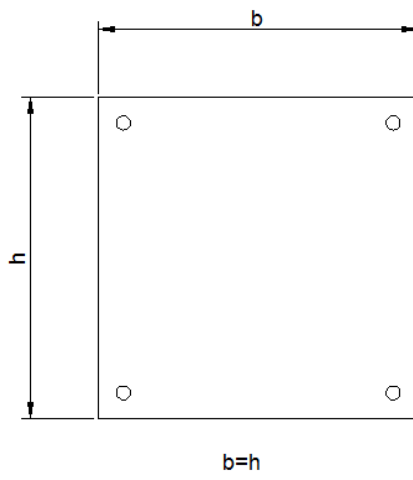


Fig6

Rectangulares

Si  $b \neq h$

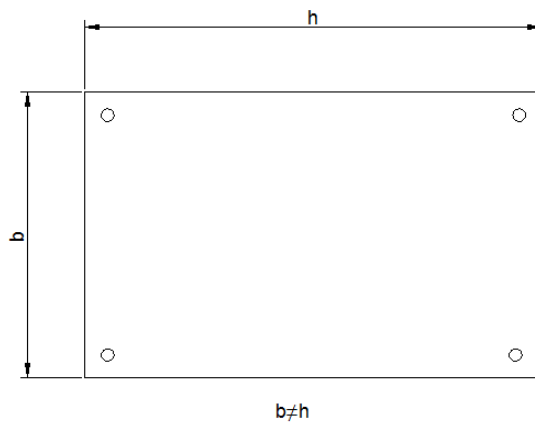


Fig7

Circulares

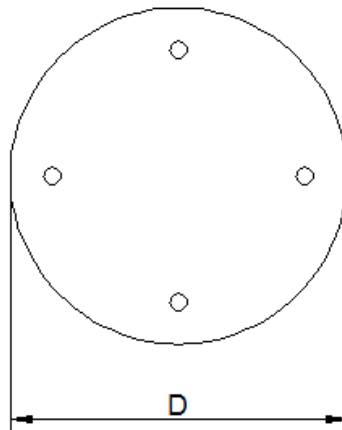


Fig8

### **6.6.3 CLASIFICACIÓN DE LAS COLUMNAS**

En forma general, a las columnas las podemos clasificar de acuerdo a diferentes parámetros, de los cuales los más importantes son:

1. La longitud
2. El tipo de esfuerzo
3. Tipo de carga aplicada

#### **6.6.3.1 POR LA LONGITUD**

Tomando en cuenta la longitud del elemento, las columnas pueden ser cortas, intermedias o largas.

#### **6.6.3.2 COLUMNAS CORTAS**

Las columnas cortas se caracterizan porque fallan al alcanzar la resistencia última a compresión o la fluencia del material. Se diseña para que soporte un esfuerzo de compresión a un cierto valor especificado.

La ecuación para el esfuerzo axial de compresión es:

$$\gamma = \frac{P}{A} \quad (6.1)$$

Donde:

$\gamma$  = esfuerzo de compresión

A= área de la sección transversal de la columna

### **6.6.3.3 COLUMNAS LARGAS**

En las columnas largas, la carga última de compresión esta limitada por la carga critica de pandeo  $P_{cr}$  desarrollada inicialmente por Euler.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(kL)^2} \quad (6.2)$$

Donde:

E= Módulo de elasticidad.

I= Longitud no contra venteadada de la columna.

k= Relación entre la longitud efectiva y la longitud no contra venteadada de la columna, es función de las condiciones de apoyo.

### **6.6.3.4 COLUMNAS INTERMEDIAS**

Las columnas reales se encuentran entre las columnas cortas y largas, es decir que pueden alcanzar la fluencia del material a compresión o el pandeo de Euler.

### **6.6.3.5 POR EL TIPO DE ESFUERZO TRANSVERSAL**

Normalmente, toda columna de concreto tiene armadura longitudinal, la misma que tiene un papel preponderante con respecto a la armadura trasversal.

La armadura transversal esta constituida por acero de pequeño diámetro que rodea la armadura longitudinal. De acuerdo a la forma en que se disponga la armadura transversal, las columnas pueden ser con estribos, con sunchos o compuestas.

#### 6.6.3.5.1 COLUMNAS CON ESTRIBOS

Las columnas con estribos son generalmente cuadradas o rectangulares, y están formadas por acero longitudinal sujeto por medio de anillos o estribos de forma que impida el flambeo sin que fallen.

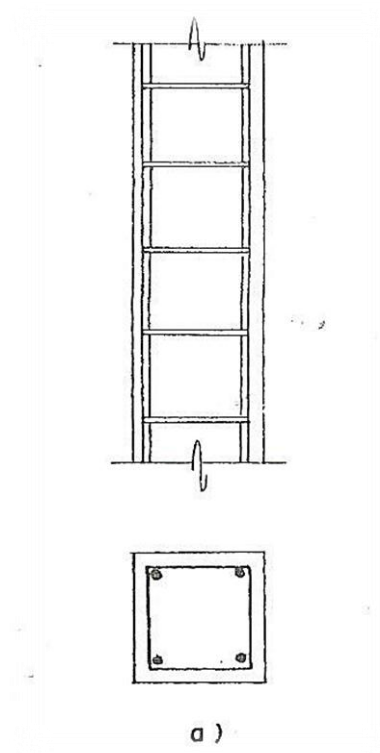


Fig 9



### 6.6.3.5.2 COLUMNAS CON SUNCHOS O HÉLICES

Las columnas con sunchos están formadas por acero longitudinal y una hélice envolvente. El cilindro que se forma hasta la cara exterior de la hélice se denomina corazón o núcleo.

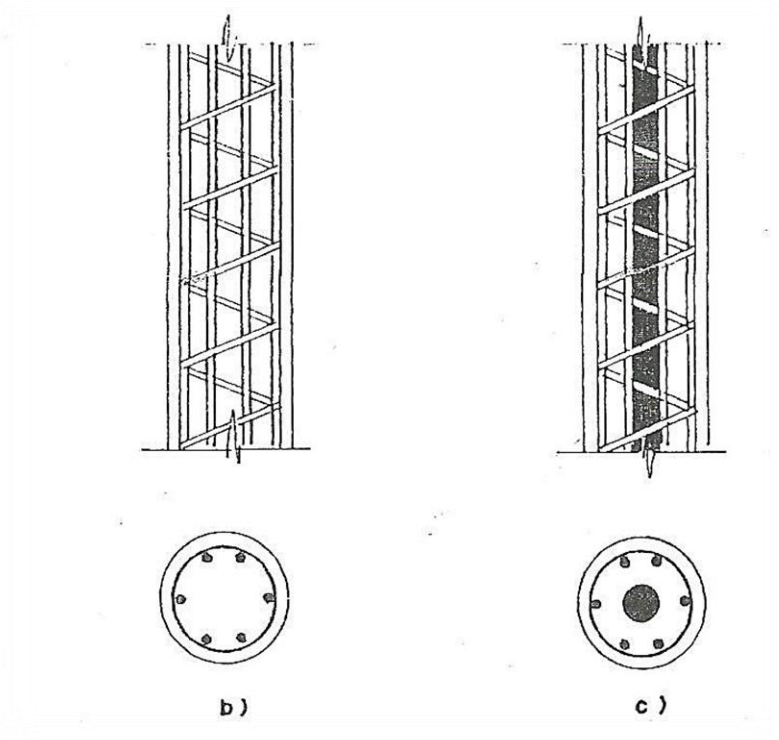


Fig10

El reglamento permite diseñar una columna circular y construirla cuadrada, octagonal o de cualquier otra forma siempre y cuando conserve la dimensión menor de la sección transversal diseñada y tomando en cuenta la carga permisible, área bruta y porcentaje de acero de la columna circular considerada.

### **6.6.3.5.3 COLUMNAS COMPUESTAS**

Las columnas compuestas están formadas por un miembro de acero estructural o de fundición ahogado en concreto, además de acero longitudinal y refuerzo helicoidal.

### **6.6.3.6 POR LA CARGA APLICADA**

Tomando como referencia los ejes principales de la columna (x-y) la carga puede actuar sobre esta forma axial o en forma excéntrica.

#### **6.6.3.6.1 COLUMNAS CARGADAS AXIALMENTE**

A pesar de ser miembros estructurales puramente teóricos, se consideran cuando la carga P actúa en el eje longitudinal de la columna.

#### **6.6.3.6.2 COLUMNAS CARGADAS EXCÉNTRICAMENTE**

Se consideran cargadas excéntricamente cuando la carga P se encuentra desplazada del eje longitudinal de la columna, causando de acuerdo a su posición flexo compresión uniaxial o biaxial.

- **FLEXOCOMPRESIÓN UNIAXIAL**

Se presenta flexocompresión uniaxial cuando la carga P tiene excentricidad respecto a uno de los planos de los ejes principales de la columna.

- **FLEXOCOMPRESIÓN BIAXIAL**

Se tiene flexocompresión biaxial cuando la carga P tiene excentricidades respecto a los planos principales de la columna.

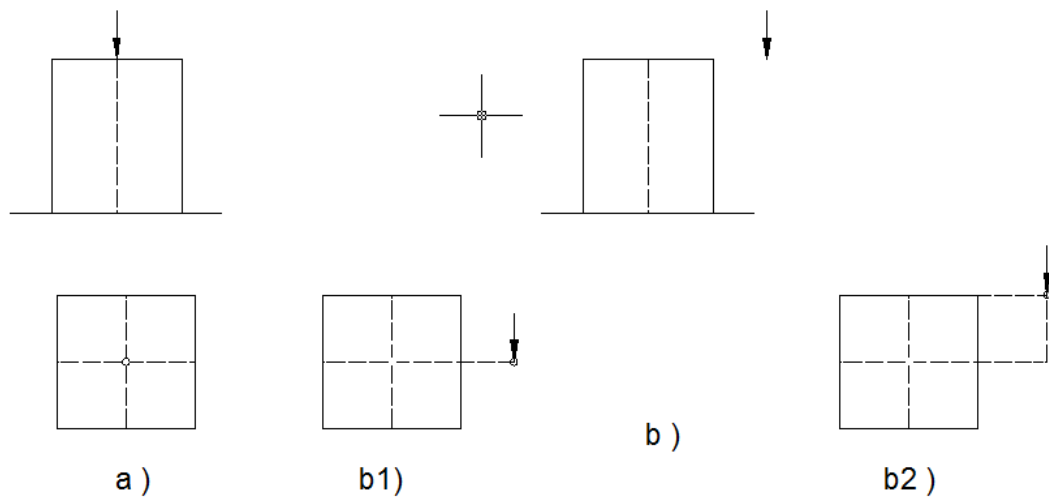


Fig11

#### 6.6.4 COLUMNAS CORTAS BAJO CARGA AXIAL SIMPLE

##### Comportamiento, modos de falla y resistencia de elementos sujetos a compresión axial

Se supondrán conocidas la geometría del elemento, incluyendo la cantidad y distribución del acero de refuerzo, la calidad del concreto, definida por una cierta resistencia nominal ( $f'_c$ ), y la calidad del acero, definida por su esfuerzo de fluencia ( $f_y$ ).

En la figura 12 se representan las curvas carga-deformación unitaria para tres tipos de elementos de concreto sujetos a compresión axial. Las curvas son típicas de las que se obtienen de ensayos de columnas relativamente cortas. Si las columnas fueran muy esbeltas, la resistencia estaría afectada en forma importante por los efectos de la deflexión lateral debida a excentricidades accidentales en la aplicación de la carga.

La curva A, correspondiente a un espécimen de concreto simple, representa la curva característica carga-deformación de una columna con relaciones de esbeltez mayor que 2 pero menor que 10 ó 12. Como es el caso de cilindros de control, la

carga máxima se alcanza cuando se llega a una deformación unitaria del orden de 0.002.

Es importante recordar que “(1)...la resistencia de un prisma disminuye al aumentar la relación de esbeltez, hasta llegar a un valor mínimo aproximadamente igual al 85 por ciento de la resistencia de un prisma con relación de esbeltez igual a dos”.

Por consiguiente, la resistencia de un elemento de concreto simple sujeto a compresión axial puede estimarse como el producto del 85 por ciento del esfuerzo medido en un cilindro de control ( $f^c$ ), ensayado en las mismas condiciones, por el área de la sección transversal del elemento.

Este factor de reducción 0.85 es sólo un promedio de resultados de ensayos en miembros colados verticalmente. Se han encontrado valores para este factor desde 0.69 hasta 0.95. Factor de reducción recomendado para columnas armadas con estribos es de 0.7.

Si se adiciona refuerzo longitudinal a un espécimen de concreto simple y se utiliza el refuerzo transversal necesario para mantener las barras longitudinales en su posición durante el colado, la carga máxima se obtiene bajo las mismas condiciones que en un prisma de concreto simple, es decir, a una deformación unitaria del orden de 0.002. La falla, como en el caso anterior, se produce a una deformación de 0.003 ó 0.004, si el ensaye es de corta duración. A esa deformación, el concreto se agrieta longitudinalmente, o según planos con una inclinación aproximada de 45°, dependiendo de las restricciones en los extremos del espécimen, y las barras longitudinales se pandean entre estribos al faltarles el soporte lateral del concreto.

---

1.Gonzales Cueva, y Robles,. 1995. Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado. Mexico, D.F. Ed. Limusa.

Conviene hacer hincapié en que el término “falla” suele usarse de un modo confuso. En unos casos indica la resistencia y en otros el colapso final que ocurre a una carga generalmente menor que la resistencia. En este caso se utilizará para indicar el colapso final.

La característica acción-respuesta de un espécimen con refuerzo longitudinal es una curva como el literal B de la figura 12. La resistencia adicional sobre la de un prisma de concreto simple es debida a la contribución del refuerzo longitudinal en compresión. Se puede estimar esta contribución como el producto del área de acero por el esfuerzo de fluencia,  $f_y$ .

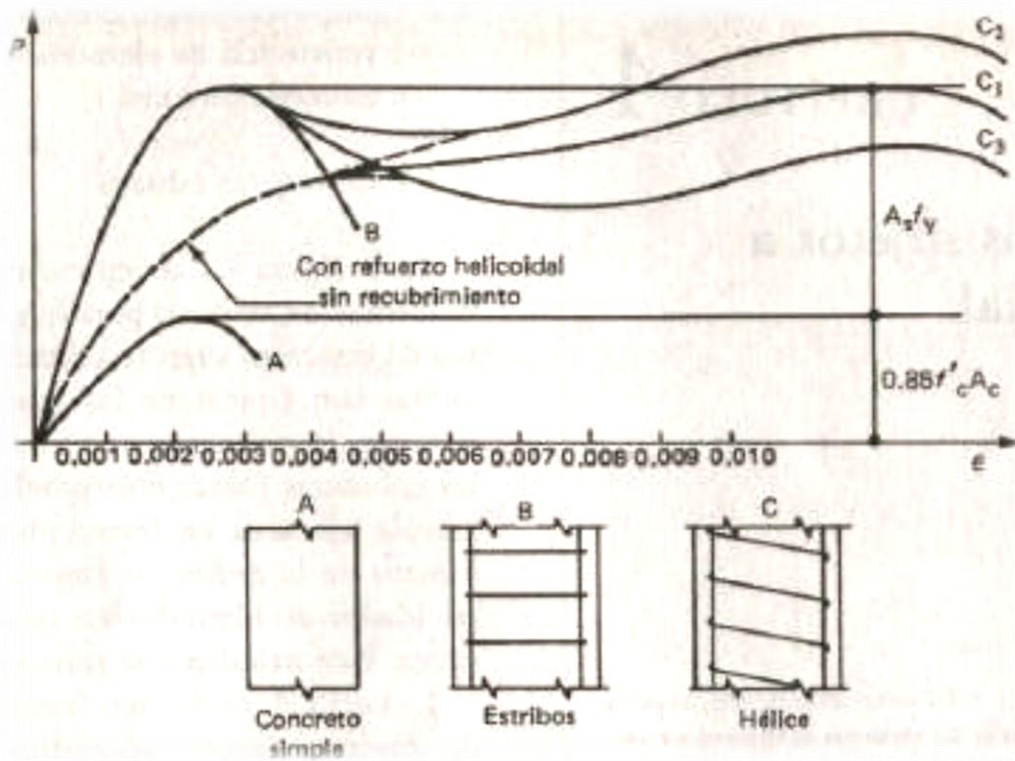
Por lo tanto, la resistencia o carga máxima que un prisma de concreto con refuerzo longitudinal y estribos transversales es capaz de alcanzar, está dada por la expresión:

$$P_o = 0.85 f'_c A_g + A_s f_y \quad (6.3)$$

En ella,  $A_g$  representa el área total de concreto, sin descontar el área ocupada por las barras. En rigor debe descontarse esta área pero, como normalmente es pequeña, el error que se comete al no hacerlo también es pequeño. Para porcentajes altos, del orden de 5 por ciento o más del área de la sección, vale la pena descontar el área de las barras.

Si el elemento, además de refuerzo longitudinal, tiene refuerzo helicoidal continuo a todo lo largo, su comportamiento bajo carga queda representado por las curvas C de la figura 12. Inicialmente su comportamiento es similar al de un prisma con estribos, hasta llegar al primer máximo, a una deformación unitaria del orden de 0.002. Aproximadamente a esta deformación, el recubrimiento de la hélice o zuncho empieza a desprenderse y, por tanto, la capacidad de carga del elemento disminuye. Al deformarse lateralmente el concreto en forma apreciable por el efecto de Poisson, la hélice se alarga, produciendo como reacción una presión confinante en el núcleo de concreto limitado por el zuncho. De acuerdo con las

características de la hélice, la recuperación en capacidad de carga del espécimen será mayor o menor.



**Figura 12** Curvas carga-deformación unitaria de columnas cortas bajo compresión axial

Fuente: Gonzáles Cuevas, y Robles, .1995. *Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado*. México, D.F:

Ed. Limusa.

Si el confinamiento proporcionado por el zuncho es suficiente, puede alcanzarse una segunda carga máxima superior a la alcanzada inicialmente, pero a deformaciones considerablemente mayores, como muestra la curva C2. Por el contrario, si el confinamiento no es suficiente, nunca se alcanzará una carga como la del primer máximo (C3). Si se ensaya un espécimen con hélice y refuerzo longitudinal, pero sin recubrimiento, la etapa inicial quedará representada por la línea de trazo interrumpido con una pendiente menor que la del espécimen con recubrimiento, ya que el área de concreto es menor. La parte final de ambas

curvas será igual, puesto que el espécimen con recubrimiento lo habrá perdido a estas deformaciones.

Se puede considerar, entonces, que la resistencia en compresión axial de un elemento de concreto reforzado se obtiene de la contribución de cuatro factores: el concreto del núcleo, el acero longitudinal, el concreto de recubrimiento y el refuerzo helicoidal. Estas dos últimas contribuciones no pueden existir simultáneamente, ya que, como se ha visto, el refuerzo helicoidal actúa en forma apreciable sólo cuando la deformación longitudinal del elemento es igual o mayor que la que produce la caída del recubrimiento.

.”(2)...La contribución a la resistencia aportada por el concreto, tanto el del núcleo como el del recubrimiento, puede evaluarse como el producto del 85% de la resistencia de un cilindro de control por el área correspondiente, y la contribución del acero longitudinal, como el producto del esfuerzo de fluencia por el área de acero”. Para evaluar la contribución del refuerzo helicoidal, puede utilizarse la información sobre el comportamiento de prismas de concreto sujetos a compresión triaxial.

Es posible evaluar la contribución de la hélice o espiral en función de las propiedades mecánicas del acero y del porcentaje volumétrico de refuerzo helicoidal. Este último se define como:

$$p_s = \frac{\text{volumen de acero en un paso de hélice}}{\text{volumen del acero de concreto en un paso de hélice}}$$

Se mencionó anteriormente, con referencia a la figura 12, que el segundo máximo de la curva-deformación de una columna con refuerzo helicoidal podía ser mayor, igual o menor que el primer máximo.

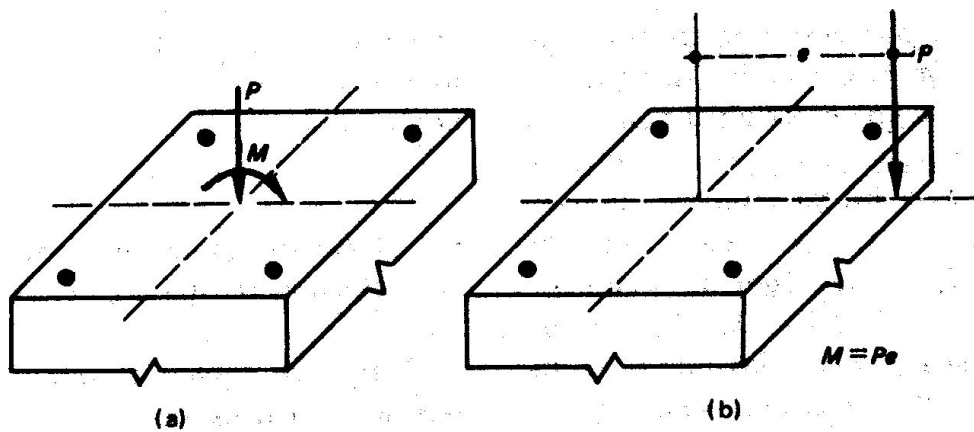
---

2.Gonzales Cueva, y Robles,. 1995. Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado. Mexico, D.F. Ed. Limusa.

En la práctica, conviene que sea por lo menos ligeramente mayor, ya que de esta manera se desarrolla la curva completa y el elemento tiene mayor ductilidad, lo cual es muy conveniente desde el punto de vista estructural. Para que esto suceda, la contribución de la hélice,  $2 r_s f_y A_c$ , debe ser ligeramente mayor que la contribución del recubrimiento de concreto que se desprende al alcanzarse el primer máximo. Esta condición puede lograrse haciendo que el porcentaje de refuerzo helicoidal,  $r_s$ , sea suficientemente grande.

### 6.6.5 COLUMNAS CORTAS BAJO CARGA AXIAL EXCÉNTRICA EN UNA DIRECCIÓN

“(3)..Considerando el problema de un modo general, se puede suponer que la carga axial,  $P$ , y el momento flexionante,  $M$ , varían independientemente. En la figura 13a se muestra una representación esquemática de un elemento bajo la acción de  $P$  y  $M$ , y en la figura 13b, un sistema estáticamente equivalente en el que  $M = Pe$ . Es importante señalar que en algunas estructuras  $P$  y  $M$  varían en la misma proporción en una sección transversal dada al variar las condiciones de carga externa. Esto equivale a afirmar que la excentricidad,  $e$ , permanece constante. Sin embargo, en otros casos  $P$  y  $M$  pueden variar en distinta forma y entonces  $e$  no es constante.”



**figura 13** Elementos equivalentes sujetos a Flexocompresión.

3.Grados G. 1998. Columnas de Concreto Reforzo. Diseño a Flexocompresión Tesis de Licenciatura México, D.F. UNAM.



Un elemento puede alcanzar su resistencia bajo innumerables combinaciones de carga axial y momento flexionante. Estas combinaciones varían desde una carga axial máxima,  $P_o$ , de tensión o compresión, y un momento nulo, hasta un momento  $M_o$ , aunado a una carga axial nula. El lugar geométrico de las combinaciones de carga axial y momento flexionante con las que un elemento puede alcanzar su resistencia, se representa gráficamente por medio de un diagrama de interacción.

La figura 14 muestra un diagrama típico para una sección rectangular sin refuerzo simétrico. Cualquier punto en la curva de trazo continuo representa una combinación de momento y carga axial que hace que el elemento alcance su resistencia.

Puede observarse que si únicamente se aplicara carga axial de compresión, el valor máximo, o resistencia, correspondería al punto  $P_{oc}$ . De igual manera, la carga axial máxima de tensión sería la correspondiente a  $P_{ot}$ . Si la sección se sujetara solo a momento flexionante, el máximo que podría aplicarse sería el marcado con  $M_o$ . Vale la pena notar que el máximo momento flexionante que la sección es capaz de resistir no es el que corresponde a la carga axial nula.

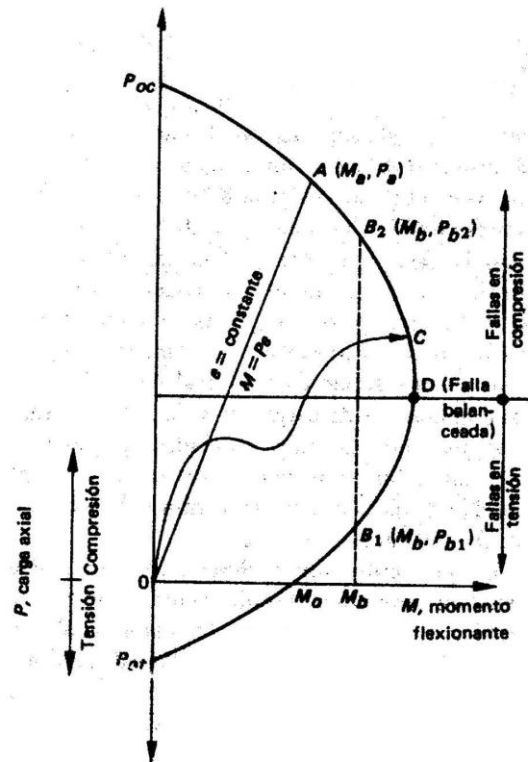
Cuando al aumentar la carga externa el momento y la carga axial crecen en la misma proporción, la historia de carga queda representada por una recta desde el origen, con una pendiente igual al cociente  $P/M = 1/e$ . Para las combinaciones de carga representadas por la recta OA de la figura 14, la resistencia correspondería a la combinación  $M_a, P_a$ .

En la figura 14 se observa también que para un mismo momento,  $M_b$ , existen dos valores de carga axial, que hacen que la sección alcance su resistencia.

Finalmente, la línea OC representa una historia de carga cualquiera.

‘4.....El diagrama de interacción de la figura 14 corresponde a un elemento definido perfectamente en su geometría y materiales, y representa el conjunto de valores de acciones interiores máximas que el elemento es capaz de soportar.’

El conocimiento necesario para llegar a esta representación se ha ido acumulando de investigaciones experimentales sobre el comportamiento de elementos de concreto reforzado sujetos a flexión y carga axial. Estos estudios abarcan desde ensayos en vigas simplemente apoyadas con cargas concentradas simétricas, hasta ensayos en elementos de concreto reforzado sujetos a compresión axial o a compresión excéntrica.



**Figura 14** Diagrama de interacción típico para una sección rectangular.

- 
4. Panuigua. A. 1981. Diagramas de interaccion para porcentajes altos de acero en columnas a flexocompresion Tesis de Licenciatura Puebla Pue. BUAP.

También se han llevado a cabo algunos estudios, mucho más reducidos, de sujetos a flexotensión. Con base en esta información, ha sido posible elaborar teorías apoyadas en hipótesis razonables, por medio de las cuales se puede predecir la

resistencia de un elemento con un grado tolerable de precisión utilizando cualquiera de estas teorías como el mostrado en la figura 14.

En la actualidad se puede predecir la resistencia de un elemento de concreto reforzado sujeto a flexión y carga axial con un error no mayor del 25 por ciento de la capacidad real que se obtendría si dicho elemento se ensayase hasta la falla.

En estos casos usuales, con flexión en torno a uno de los ejes principales, el error es del orden del 10 por ciento. Esta aproximación es satisfactoria para fines de diseño estructural.

## **6.6.6 COLUMNAS CORTAS BAJO CARGA AXIAL EXCÉNTRICA EN DOS DIRECCIONES**

### **6.6.6.1 Comportamiento y modos de falla de elementos sujetos a flexocompresión**

El comportamiento y modo de falla de columnas cortas bajo carga axial excéntrica en dos direcciones es igual al de las columnas cortas bajo carga axial excéntrica en una sola dirección.

Solución por tanteos

El problema consiste en encontrar el valor máximo de la carga axial  $P$  que actúa fuera de los planos de simetría, a distancias  $e_x$  y  $e_y$  de ellos. Esta condición es estáticamente equivalente a considerar el elemento sujeto a una carga axial  $P$  y a dos momentos flexionantes,  $M_x = P e_x$  y  $M_y = P e_y$ .

Para un elemento de geometría y excentricidades dadas, aplicando las hipótesis simplificadoras o el procedimiento básico a partir de características esfuerzo - deformación, por tanteos sucesivos se puede obtener el valor máximo de la carga  $P$  que actúa a las excentricidades dadas.

### 6.6.6.2 Fórmula de Bresler

“(5)...Bresler ha desarrollado una expresión sumamente simple para calcular los valores máximos de la carga de compresión que actúa a excentricidades  $e_x$  y  $e_y$  en secciones rectangulares con refuerzo simétrico. La expresión que propone es:

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_x} + \frac{1}{P_y} - \frac{1}{P_o} \quad (6.4)$$

donde:

$P_n$  = carga normal máxima que actúa a excentricidades  $e_x$  y  $e_y$

$P_x$  = carga normal máxima a una excentricidad  $e_x$  contenida en un plano de simetría ( $e_y = 0$ )

$P_y$  = carga normal máxima a una excentricidad  $e_y$  contenida en un plano de simetría normal al anterior ( $e_x = 0$ )

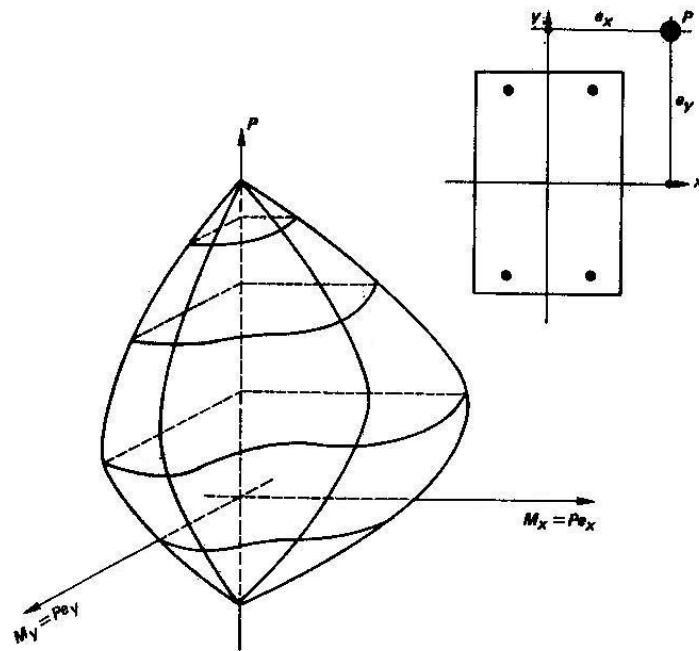
$P_o$  = carga axial máxima que puede resistir el elemento ( $e_x = e_y = 0$ )

- 
5. Parker, H. y Ambrose, J. (1995). Ingeniería simplificada para Arquitectos y Constructores. México D.F., México: Editorial Limusa, S.A. de C.V.

Puede verse que la ecuación reduce el problema a una combinación de soluciones más simples: dos de flexocompresión en un plano de simetría y una de compresión axial.”

Para elementos simétricos, con una carga normal que actúe en un punto cualquiera del plano de la sección del elemento, el lugar geométrico de los valores máximos de carga axial que el elemento es capaz de resistir es una superficie de interacción (figura 15) cuyas trazas con los planos  $x$  y  $y$  serán los diagramas de interacción para flexión en una dirección que se han mostrado anteriormente.

La expresión propuesta por Bresler representa una familia de planos que aproximan los puntos de la superficie de interacción, Esta expresión es válida para valores de  $Pn$  mayores que  $0.1 P_0$ , aproximadamente, La ecuación (4.1) verifica los resultados de los ensayos disponibles dentro de un veinte por ciento de aproximación.



**Figura 15** Superficie de interacción

Ahora bien, si dividimos la ecuación

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_x} + \frac{1}{P_y} - \frac{1}{P_o} \quad (6.4)$$

por  $\emptyset * b * h f_c$  y recordando que:

$$K = \frac{P_r}{\emptyset * b * h * f_c} \quad (6.5)$$

Se obtiene:

$$\frac{1}{K_r} = \frac{1}{K_{rx}} + \frac{1}{K_{ry}} - \frac{1}{K_{ro}} \quad (6.6)$$

Donde:

$$K_{ro} = 1 + q \quad (6.7)$$

Las ecuaciones

$$K = \frac{P_r}{\emptyset * b * h * f_c} \text{ y } \frac{1}{K_r} = \frac{1}{K_{rx}} + \frac{1}{K_{ry}} - \frac{1}{K_{ro}}$$

Solo son válidas si:

$$\frac{P_r}{P_o} \geq 1 \quad (6.8)$$

En caso contrario, debe emplearse la siguiente expresión:

$$\frac{M_{uv}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} = 0 \quad (6.9)$$

donde:

$M_{ux}$  = es el momento de diseño alrededor del eje x

$M_{uy}$  = es el momento de diseño alrededor del eje y

$M_{Rx}$  = es el momento resistente de diseño alrededor del eje x

$M_{Ry}$  = es el momento resistente de diseño alrededor del eje y

### **6.6.7 NORMATIVAS PARA EL DISEÑO DE COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO**

Para el diseño de columnas de hormigón armado hay que tener en cuenta lo siguiente:

1. Que el porcentaje de acero es

Porcentaje mínimo 1% del área

Porcentaje máximo 6% del área

Porcentaje recomendado 3% del área.

2. En cada vértice de cada columna deberá ir por lo menos una barra de 16mm
3. El espaciamiento máximo entre barra y barra debe ser  $\leq 15$ cm.
4. El área de hormigón de la sección transversal deberá ser de mínimo 900cm<sup>2</sup> es decir la sección mínima es de 30x30.
5. El estribo deberá tener un mínimo de Ø10mm, para barras longitudinales hasta un diámetro de Ø25 mm.

6. Pasado los  $\varnothing 25\text{mm}$  y en paquetes, utilizar estribos de diámetro de  $\varnothing 12\text{mm}$ , se recomienda que máximo vayan 3 hierros en el paquete.
7. Recubrimiento mínimo 3cm
8. El factor de reducción de capacidad  $\phi$  es igual a 0.7 para columnas armadas con estribos.

### **6.6.8 DIAGRAMA DE ITERACIÓN**

En el diseño de elementos sujetos a flexo compresión (columnas) se sigue el procedimiento general, llamado de estados límites equivalentes al diseño plástico o por resistencia última estipulado por otros reglamentos.

Las fuerzas internas (elementos mecánicos) obtenidas bajo cargas de servicio deben multiplicarse por los factores de carga especificados a fin de lograr sus valores de diseño o últimos.

Estas fuerzas deben compararse con la resistencia de las secciones obtenidas a partir de valores nominales de los esfuerzos y afectada por los factores de reducción que toman en cuenta la incertidumbre en su determinación.

(6).”Los diagramas de iteración permiten calcular la resistencia de secciones sujetas a una carga axial (que puede ser tensión) y va un momento flexionante.

Las gráficas donde presentan los diagramas de iteración refieren al caso en que el momento flexionante esta aplicado alrededor de un eje de simetría de una sección rectangular o lo que es equivalente, que la carga tenga excentricidad únicamente con respecto a un eje de simetría.

Es la mejor forma de ilustrar las combinaciones  $P_u$ ,  $P_{ue}$  que provocan la falla.

- 
6. Parker, H. y Ambrose, J. (1995). Ingeniería simplificada para Arquitectos y Constructores. México D.F., México: Editorial Limusa, S.A. de C.V.



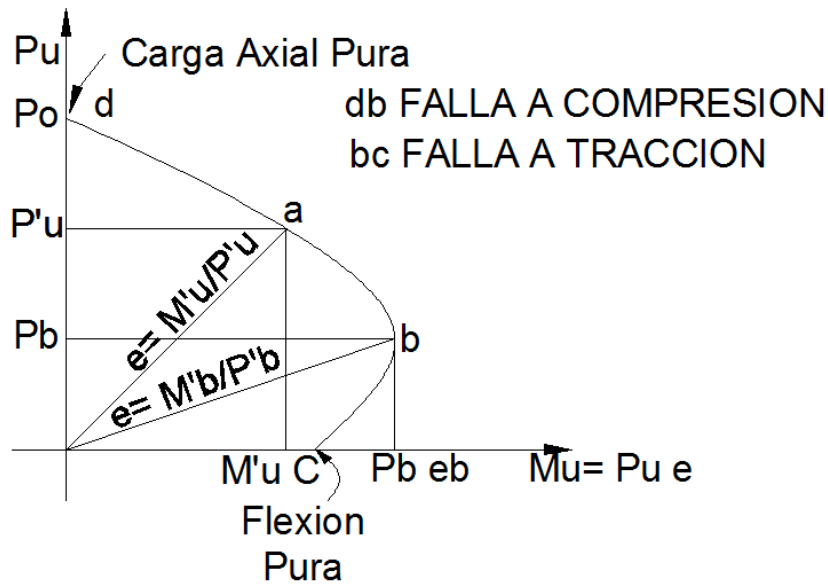


Fig 16

Para carga concentrada  $P'b$  de compresión axial ( $M'u=0$ ) PUNTO d

El tramo db pertenece al rango excentricidades pequeñas donde la falla se produce a compresión.

El punto b representa la condición balanceada al actuar simultáneamente  $P'b$  y el correspondiente  $M'b$ , el concreto alcanza su deformación de 0.003 en compresión simultáneamente que el acero alcanza su esfuerzo de fluencia  $f_y$ .

El tramo bc es la zona en la cual la falla se inicia por fluencia del acero a tracción, posteriormente fallara el concreto a compresión.

El punto c es referido a la capacidad de momento a flexión pura  $M'o$  cuando  $P'o$  y  $e \rightarrow \infty$ .

Toda recta de cualquier punto de la curva de origen tiene una pendiente cuyo recíproco representa la excentricidad respectiva.

$$e = M'u/P'u \quad (6.10)$$

### 6.6.8.1 Falla Balanceada

Se produce cuando al mismo tiempo, fluye el acero en tracción y el concreto se deforma 0.003 por compresión en su fibra externa obteniendo las siguientes igualdades:

$$\frac{0.003}{C_b} = \frac{f_y/E_s}{d-c_b} \quad (6.11)$$

$$C_b = \frac{0.003 \times E_s}{f_y + 0.003 E_s} \quad (6.12)$$

$$a_b = \beta_1 C_b = \frac{0.003 \times E_s}{f_y + 0.003 E_s} \beta_1 b \quad (6.13)$$

#### 6.6.8.2 Falla a Tracción

Cuando  $P_u < P_b$

$C < C_b$

Diagrama de deformación para fallas de columnas sometidas a P (carga) y M (momento)

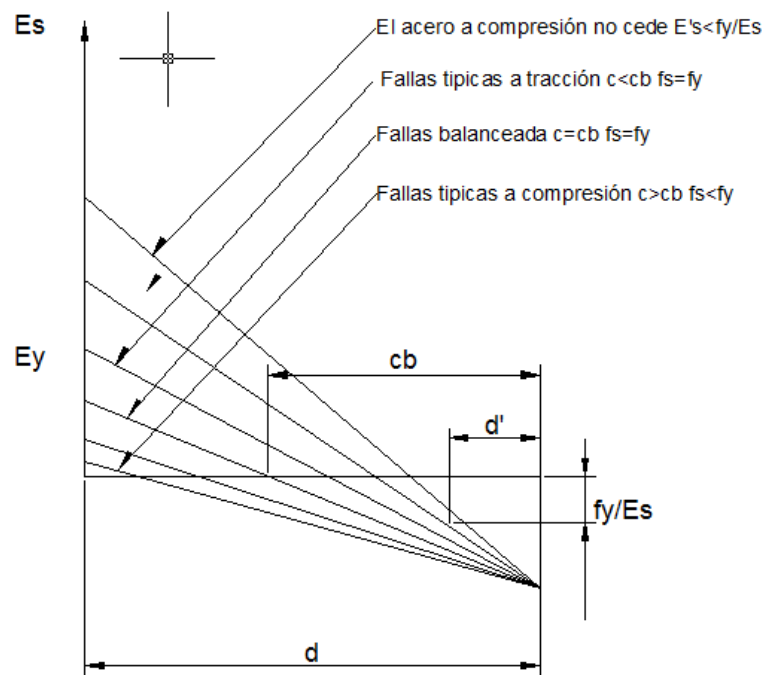


Fig17

Del diagrama de deformación de la fig 17  $E_s > f_y/E_s$

Para este caso el acero en tracción fluye.

Y se aplica las ecuaciones

$$P_u = 0.85 f'_c a_b + A'_s f_y - A_s f_y \quad (6.14)$$

$$P_u e = 0.85 f'_c a_b (d - d' - 0.5a) + A'_s f_y (d - d' - d'') + A_s f_y d'' \quad (6.15)$$

Haciendo

$$f_s = f_y$$

### 6.6.8.3 Falla a Compresión

Cuando  $P_u > P_b$

$C > C_b$  del diagrama de deformación de la fig 17  $E_s < f_y/E_s$ .

En este caso el acero de tracción no fluye, y en el mismo diagrama encontramos el valor de  $f_s$ .

$$f_s = E_s$$

$$E_s = 0.003 \frac{d-c}{c} \quad (6.16)$$

$$E_s = 0.003 \frac{\beta_1 d - a}{a} E_s \quad (6.17)$$

Esta ecuación se sustituye para  $f_s$  en las ecuaciones.

$$P_u = 0.85 f'_c ab + A's f_y - A_s f_y$$

$$P_u' e = 0.85 f'_c ab (d-d'-0.5a) + A's f_y (d-d'-d'') + A_s f_s d'$$

Debido a que en estas ecuaciones se asume que el acero en compresión está fluyendo  $f'_s = f_y$ , del diagrama de deformaciones tenemos.

$$E's = 0.003 \frac{c-d'}{c} \geq \frac{f_y}{E_s} \quad (6.17)$$

Si el acero de compresión no fluye tendremos el siguiente valor  $f'_s$  obteniendo del diagrama de deformaciones de la fig 17 el cual se debe sustituir por  $f_y$  para el acero de compresión en las ecuaciones anteriores.

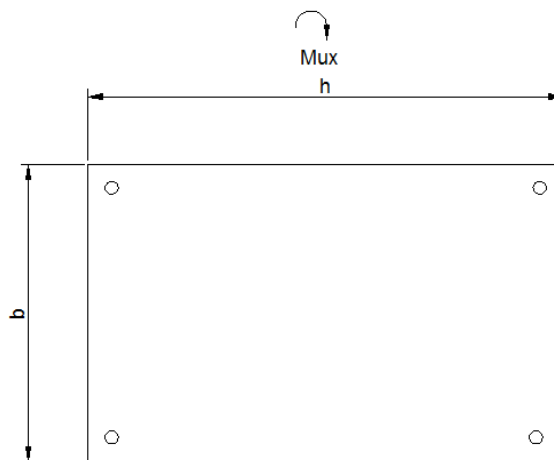
$$f'_s = E's = E_s = 0.003 \frac{c-d'}{c} \quad (6.18)$$

$$E_s = 0.003 \frac{c-\beta_1 d'}{c} E_s \quad (6.19)$$

## 6.6.9 EJERCICIOS EXPLICATIVOS PARA EL DISEÑO DE COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO

### 6.6.9.1 FLEXOCOMPRESIÓN UNIAxIAL

- Diseñar una columna cuya sección transversal sea rectangular, si  $f'c=210$  kg/cm<sup>2</sup>,  $f_y=4200$  Kg/cm<sup>2</sup>,  $r=4$ cm, si  $P_u= 30$ tn y  $M_{ux} = 12$  tn-m



Datos:

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$r = 4 \text{ cm}$$

$$P_u = 30 \text{ tn}$$

$$M_{ux} = 12 \text{ m.t}$$

$$P = \phi \{0.85 * f'c * A_g + A_s * f_y\}$$

$$P = \phi \{0.85 * f'c * b * h + \rho * b * h * f_y\} \quad P_{min} = 0.01$$

$$P = \phi * b * h \{0.85 f'_c + 0.01 f_y\}$$

$$b * h = \frac{p}{\phi \{0.85 * f'_c + 0.01 * f_y\}}$$

$$b * h = \frac{30 * 10^3}{0.7 \{0.85 * 210 + 0.01 * 4200\}}$$

$$b * h = 194.36 \text{ cm}^2$$

$$A_g \geq 900 \text{ cm}^2$$

$A_g$  no puede ser menor que  $900 \text{ cm}^2$

$$194.36 \text{ cm}^2 \geq 900 \text{ cm}^2 \quad \text{NO}$$

$$A_g = 900 \text{ cm}^2$$

$$b * h = 30 * 35 \text{ cm}$$

$$M_u = \phi * b * d^2 * f'_c * w (1 - 0.59w)$$

Fórmula utilizada para vigas

donde  $w = 0.18$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi * b * f'_c * w (1 - 0.59 * w)}}$$

$$d = \sqrt{\frac{12 * 10^5}{0.9 * 30 * 210 * 0.18 (1 - 0.50 * 0.18)}}$$

$$d = 36.3 \text{ cm}$$

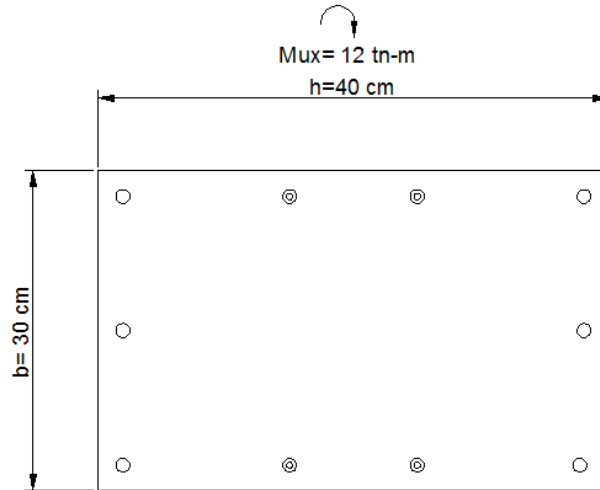
$$H = d + r$$

$$H = 36.3 + 4 = 40.3$$

$$H = 40 \text{ cm}$$

$$b \cdot h = 30 \cdot 40$$

Para la sección de 30\*40



Datos para ingresar al ábaco

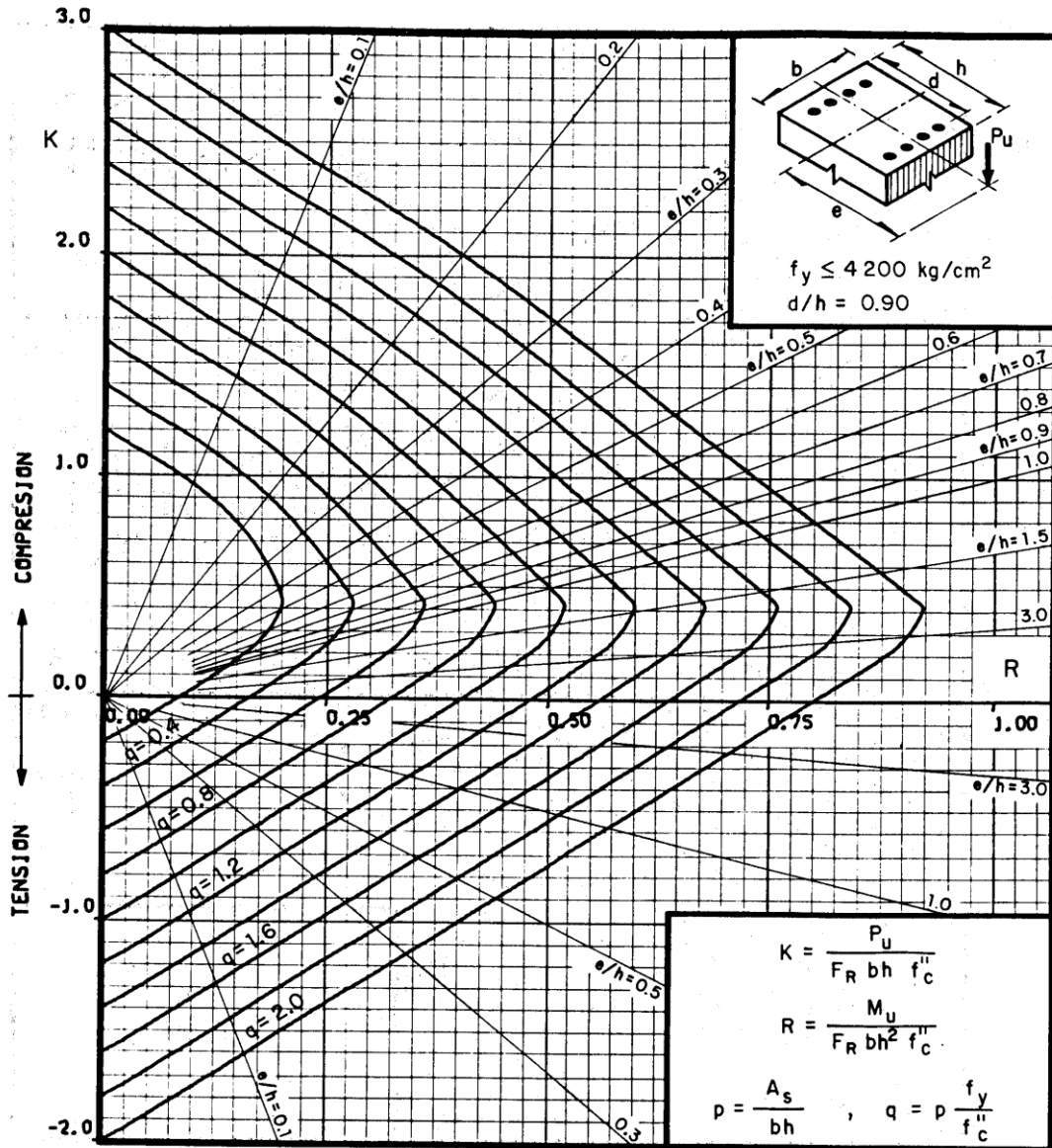
$$\frac{d}{b} = 0.9$$

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = \frac{30 \cdot 10^3}{0.7 \cdot 30 \cdot 40 \cdot 0.85 \cdot 210} = 0.2$$

$$r = \frac{12 \cdot 10^5}{0.7 \cdot 30 \cdot 40^2 \cdot 0.85 \cdot 210} = 0.2$$

Abaco 2



$A_s$  = Area total de refuerzo  
 $f_c'' = 0.85 f_c^*$ , si  $f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1400}) f_c^*$ , si  $f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$   
 $F_R$  = Factor de reducción de resistencia  
 $P_u$  = Carga axial última  
 $M_u$  = Momento flexionante último

Fig 2

Gráficas para diseñar columnas de concreto reforzado

Roberto Meli

Mario Rodríguez



$q=0.3$  del ábaco

$$p = \frac{0.3 \cdot 0.85 \cdot 210}{4200} = 0.013$$

$$p = 1.3\%$$

$p$  debe estar del 1% al 3% por tanto esta en el rango.

$$A_s = 0.013 \cdot 30 \cdot 40 = 15.6 \text{ cm}^2$$

$$6\emptyset 16 + 4\emptyset 12$$

$$A_{st} = 16.58 \text{ cm}^2$$

$$Pr = \frac{16.59}{30 \cdot 40} = 0.0138$$

$$qr = 0.138 \cdot \frac{4200}{0.85 \cdot 210}$$

$$qr = 0.32$$

$$Px =$$

$$Ex = \frac{12}{30} = 0.4 \text{ m}$$

$$\frac{Ex}{h}$$

$$\frac{0.4}{0.4} = 1$$

$$\left\{ \begin{array}{l} qr = 0.32 \\ ex/H = 1 \end{array} \right.$$

$$d/h = 0.9$$

$$K_x = 0.2$$

$$P_x = 0.2 \cdot 0.70 \cdot 30 \cdot 40 \cdot 0.85 \cdot 210 \cdot 10^{-3}$$

$$P_x = 29.99 \text{ t}$$

$$e_y = \frac{0}{30} = 0$$

$$\frac{e_y}{B} = \frac{0}{30} = 0$$

$$\frac{d}{B} = \frac{26}{30} = 0.9$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_r = 0.32 \\ e_y/b = 0 \quad \text{fig. 2} \end{array} \right.$$

$$e_y/b = 0$$

$$K_y = 1.3$$

$$P_y = 1.3 * 30 * 40 * 0.85 * 210 * 10^{-3}$$

$$P_y = 197.22 \text{ t.}$$

$$P_o = 0.7 \{0.85 * 210 * 30 * 40 + 16.58 * 4200\} * 10^{-3}$$

$$P_o = 198.69 \text{ t.}$$

$$\frac{1}{P_r} = \frac{1}{29.99} + \frac{1}{197.22} - \frac{1}{198.69}$$

$$P_r = 29.96 \text{ t.}$$

$$P_{rmax} = 0.8 * 29.96$$

$$P_{rmax} = 23.97 \text{ t.}$$

$$P_{rmax} > P_u$$

$$23.97 < 30 \quad (\text{falla})$$

Aumentar acero

$$6\emptyset 18 + \text{O} 4\emptyset 14$$

$$A_{st} = 21.43 \text{ cm}^2$$

$$Pr = \frac{21.43 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm} * 40 \text{ cm}} = 0.0178$$

$$qr = 0.0178 * \frac{4200}{0.85 * 210} = 0.42$$

$$Kx = ?$$

$$ex = 0.4 \text{ m}$$

$$\frac{ex}{h} = 1$$

$$\left\{ \begin{array}{l} qr = 0.42 \\ ex/h = 1 \end{array} \right. \quad \text{fig.2}$$
$$ex/h = 0.9$$

$$Kx = 0.26$$

$$Px = 0.28 * 0.7 * 30 * 40 * 0.85 * 210 * 10^{-3}$$

$$Px = 38.98 \text{ t}$$

$$Py = ?$$

$$e_y = 0$$

$$e_y/b = 0$$

$$d/b = 0.9$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_r = 0.42 \\ e_y/b = 0 \end{array} \right. \quad \text{fig. 2}$$

$$d/b = 0.9$$

$$K_y = 1.42$$

$$P_y = 1.48 * 0.7 * 30 * 40 * 0.85 * 210 * 10^{-3}$$

$$P_y = 212.91 \text{ t}$$

$$P_o = 0.7 \{ 0.85 * 210 * 30 * 40 + 21.43 * 4100 \} * 10^{-3}$$

$$P_o = 212.94 \text{ t}$$

$$\frac{1}{Pr} = \frac{1}{39.98} + \frac{1}{212.91} - \frac{1}{212.94}$$

$$Pr = 38.98 \text{ t}$$

$$Pr_{\max} = 0.8 Pr$$

$$Pr_{max} = 0.8 * 39.98 \text{ t}$$

$$Pr_{max} = 31.19 \text{ t}$$

$$Pr_{max} > Pu$$

$$31.19 > 30$$

### 6.6.9.2 FLEXOCOMPRESION BIAxIAL

- Diseñar una columna rectangular que deba resistir un  $Pu=60\text{tn}$ ,  $Mux=10\text{tm}$ ,  $Muy=5\text{tm}$ , con un recubrimiento de 3cm, y un  $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$ .

Prediseño

$$P = \phi \{0.85 * f'c * Ag + As * fy\}$$

$$P = \phi \{0.85 * f'c * b * h + p * b * h * fy\} \quad P_{min} = 0.01$$

$$P = \phi * b * h \{0.85 f'c + 0.01 fy\}$$

$$b * h = \frac{P}{\phi \{0.85 * f'c + 0.01 * fy\}}$$

$$b * h = \frac{60 * 10^3}{0.7 \{0.85 * 210 + 0.01 * 4200\}}$$

$$b * h = 388.72 \text{ cm}^2$$

$$Ag \geq 900 \text{ cm}^2$$

$Ag$  no puede ser menor que  $900\text{cm}^2$

$$388.72 \text{ cm}^2 \geq 900\text{cm}^2 \quad \text{NO}$$

$$A_g = 900 \text{ cm}^2$$

- En este caso se deberá aumentar el dimensionamiento pues existe carga grande y momentos.

$$B_x h = 35 \times 45$$

$$B_x h = 35 \times 45$$

$$M_r = \sqrt{M_{ux}^2 + M_{uy}^2}$$

$$M_r = \sqrt{10^2 + 5^2}$$

$$M_r = 11.18 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

$$M_u = \phi \cdot b \cdot d^2 \cdot f'c \cdot w (1 - 0.59w)$$

Fórmula utilizada para vigas

donde  $w = 0.18$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot f'c \cdot w (1 - 0.59w)}}$$

$$d = \sqrt{\frac{11.18 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 35 \cdot 210 \cdot 0.18 (1 - 0.59 \cdot 0.18)}}$$

$$d = 32.41 \text{ cm}$$

$$H = d + r$$

$$H = 32.41 + 3 = 35$$

$$H = 45 \text{ cm}$$

Datos

$$H = 45$$

B=35

Pu= 60tn

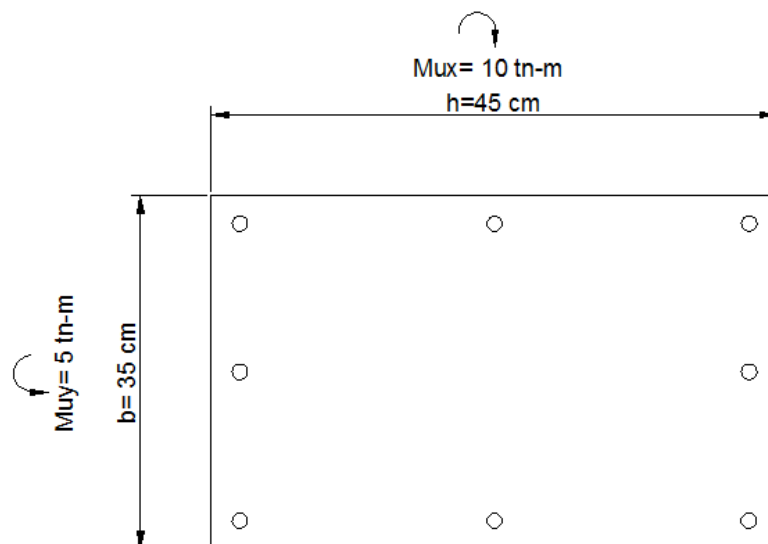
Mux=10tm

Muy=5tm

r=3cm

f'c= 210 kg/cm

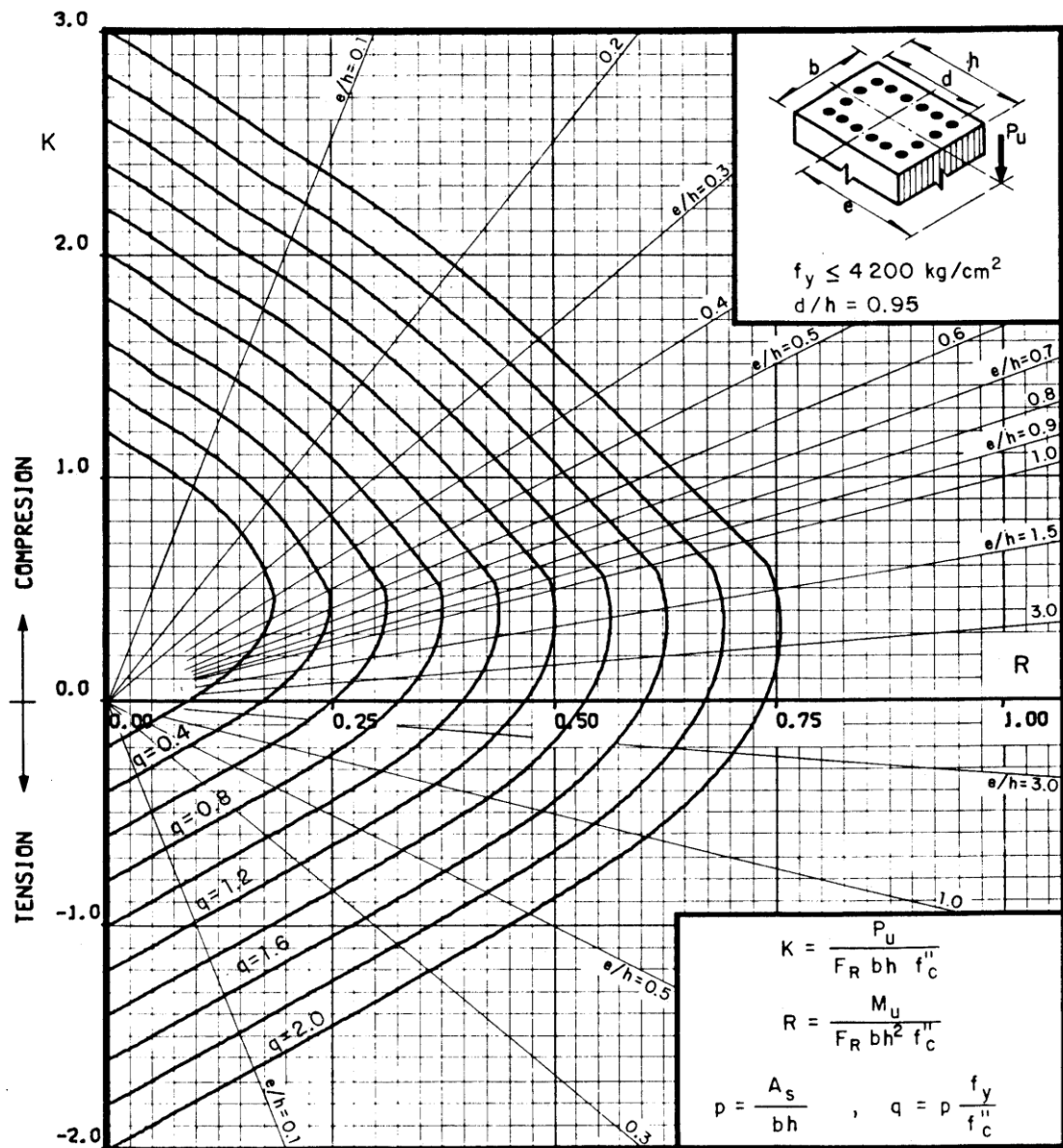
fy=4200 kg/cm<sup>2</sup>



Datos para el ábaco

$$\frac{d}{h} = \frac{42}{45} = 0.95$$

Abaco 9



$A_s$  = Area total de refuerzo  
 $f_c'' = 0.85 f_c^*$ , si  $f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1400}) f_c^*$ , si  $f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$   
 $F_R$  = Factor de reducción de resistencia  
 $P_u$  = Carga axial última  
 $M_u$  = Momento flexionante último

Fig 9

Gráficas para diseñar columnas de concreto reforzado

Roberto Meli

Mario Rodríguez



$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = \frac{P_u}{\phi * b * h * B_1 * f'_c}$$

$$K = \frac{60 * 10^3}{0.7 * 35 * 45 * 0.85 * 210}$$

$$K = 0.3$$

$$r = \frac{M_u}{\phi * b * h^2 * B_1 * f'_c}$$

$$r = \frac{11.18 * 10^5}{0.7 * 35 * 45^2 * 0.85 * 210}$$

$$r = 0.16$$

$$q = 0.2 \quad \text{del ábaco 9}$$

$$p = \frac{q * B_1 * f'_c}{f_y}$$

$$p = \frac{0.2 * 0.85 * 210}{420}$$

$$p = 0.0085$$

$$p = 0.85\%$$

$$P_{\min} < p < P_{\max}$$

$$0.01 < 0.0085 < 0.03$$

P menor que el mínimo

$$P = 0.01$$

$$A_s = \phi * b * h$$

$$A_s = 0.01 * 35 * 45$$

$$A_s = 15,75 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8\phi 16$$

$$A_{sr}=16.08\text{cm}^2$$

$$Pr=\frac{A_{sr}}{B*h}$$

$$Pr=\frac{16.08}{35*45}$$

$$Pr=0.010$$

$$qr=\frac{pr*f_y}{0.85*f'_c}$$

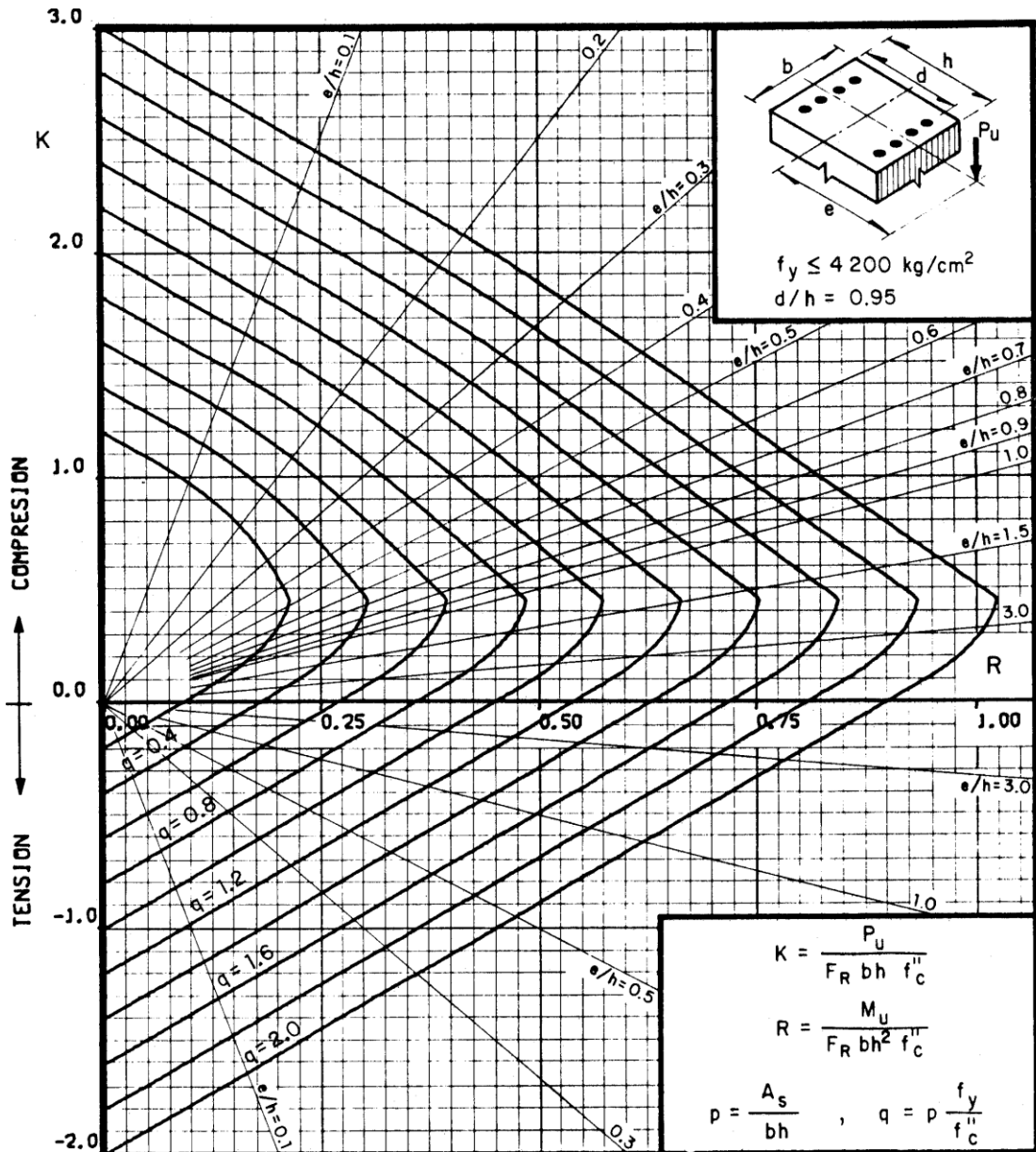
$$qr=0.010 * \frac{4200}{0.85*210}$$

$$qr=0.24$$

$$P_x=?$$

$$E_x=\frac{Mux}{Pu}$$

Abaco 1



$A_s$  = Area total de refuerzo  
 $f_c'' = 0.85 f_c^*$ , si  $f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1400}) f_c^*$ , si  $f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$   
 $F_R$  = Factor de reducción de resistencia  
 $P_u$  = Carga axial última  
 $M_u$  = Momento flexionante último

Fig 1

Gráficas para diseñar columnas de concreto reforzado

Roberto Meli

Mario Rodríguez

$Ex = \frac{10}{60}$

$$E_x = 0.17$$

$$\frac{E_x}{h} = \frac{0.17}{0.45}$$

$$\frac{E_x}{h} = 0.37$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_r = 0.24 \\ e_x/H = 0.37 \end{array} \right.$$

$$d/h = 0.95$$

Del ábaco se obtiene 1 se obtiene

(Utilizamos el ábaco 1 porque se supone que no existe  $M_y$  y la columna tiene acero en dos caras)

$$K_x = 0.60$$

$$P_x = K_r * \emptyset * b * h * B_1 * f^2 c$$

$$P_x = 0.60 * 0.70 * 35 * 45 * 0.85 * 210 * 10^{-3}$$

$$P_x = 118.07 \text{ tn}$$

$$P_y = ?$$

$$e_y = \frac{M_{uy}}{P_u}$$

$$e_y = \frac{5}{60}$$

$$e_y = 0.083$$

$$\frac{e_y}{B} = \frac{0.083}{0.35}$$

$$\frac{e_y}{B} = 0.24$$

$$\frac{d}{B} = \frac{32}{35}$$

$$\frac{d}{B} = 0.95$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_r = 0.24 \\ e_y/b = 0.24 \end{array} \right.$$
$$d/b = 0.95$$

del ábaco 1 se obtiene

$$K_y = 0.75$$

$$P_y = K_y \cdot \phi \cdot b \cdot h \cdot B_1 \cdot f_c$$

$$P_y = 0.75 \cdot 0.7 \cdot 35 \cdot 45 \cdot 0.85 \cdot 210 \cdot 10^{-3}$$

$$P_y = 147.59 \text{ tn}$$

$$P_y = \phi (0.85 \cdot f_c \cdot A_g + A_{st} \cdot f_y)$$

$$P_o = 0.7 \{0.85 \cdot 210 \cdot 35 \cdot 45 + 16.08 \cdot 4200\} \cdot 10^{-3}$$

$$P_o = 244.07 \text{ tn}$$

Comprobación ecuación de Bresler

$$\frac{1}{P_r} = \frac{1}{P_x} + \frac{1}{P_y} - \frac{1}{P_o}$$

$$\frac{1}{P_r} = \frac{1}{118.07} + \frac{1}{147.59} - \frac{1}{244.07}$$

$$P_r = 89.70 \text{ tn}$$

$$P_{rmax} = 0.8 \cdot 89.7$$

$$P_{rmax} = 71.76 \text{ tn}$$

$P_{rmax} > P_u$

$71.76tn > 60tn$

Diseño correcto

## 6.7 METODOLOGÍA. MODELO OPERATIVO

La metodología de este tema se orientará en calcular y dimensionar columnas de hormigón armado definido así:

El presente trabajo desarrolla un programa informático para el dimensionamiento de columnas de hormigón armado siendo útil en el proceso de cálculo, basado en problemas que se presenten en el diseño de columnas.

### 6.7.1. MANUAL DE USO PARA CÁLCULO DE COLUMNAS DE HORMIGON ARMADO RECTANGULARES Y CUADRADAS.

1. El programa posee dos ítems el uno para introducir los datos para el diseño y pre diseño, y el otro para imponerse el área de acero y a su vez el diagrama de iteración calculado con el área de acero real.
2. En el primer ítem hay que introducir los datos necesarios para el pre diseño de columnas de hormigón armado como:

La resistencia del hormigón=  $f'c$

Límite de fluencia del hierro=  $Fy$

El recubrimiento=  $r$

La carga=  $Pu$

Momentos en X=  $Mux$

Momentos en y=  $Muy$  respectivamente si existiera.

Datos colocados en los espacios de color celeste



DATOS			
<b>F'c=</b>	210	kg/cm2	
<b>Fy=</b>	4200	kg/cm2	
<b>Pu=</b>	30	tn	
<b>Mux =</b>	12	tn-m	Mur
<b>Muy =</b>	0	tn-m	12.00
<b>r =</b>	4		
<b>w=</b>	0.18		
<b>Øprediseño=</b>	0.9		
<b>Ø=</b>	0.7		
<u>calculado</u>			
<b>B' =</b>	0.85		

Fig 18

Datos para el proceso de cálculo de Columnas de Hormigón Armado.

- Con estos datos obtendré el pre diseño donde decidiré si la columna a diseñarse será cuadrada o rectangular como se observa en la siguiente figura:

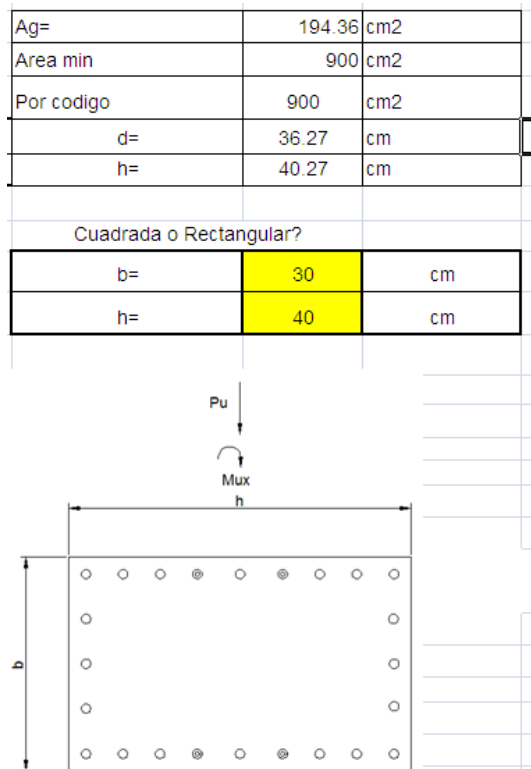


Fig 19

Pre diseño de columna a diseñarse cuadrada o rectangular

4. Con el pre diseño establecido procedemos a imponernos el área de acero tomando en cuenta donde se encuentra el momento o el mayor momento para poder imponerse más acero en las diferentes caras del área donde actúa.

DISTRIBUCION DE ACERO							
# columnas de As	4	#	φ	#	φ	Acero cm2	
AS 1 =	3	18				7.64	
AS 2 =	2	14				3.08	
AS 3 =	2	14				3.08	
AS 4 =	3	18				7.64	
<b>p=</b>	<b>1.79 %</b>	Generar acero				<b>Total</b>	<b>21.43</b>
<b>1% ≥ p ≤ 3%</b>						<b>ACERO CORRECTO</b>	

DISTANCIAS d	
d 1	36.00
d 2	25.33
d 3	14.67
d 4	4.00

Fig 20  
Distribución del acero

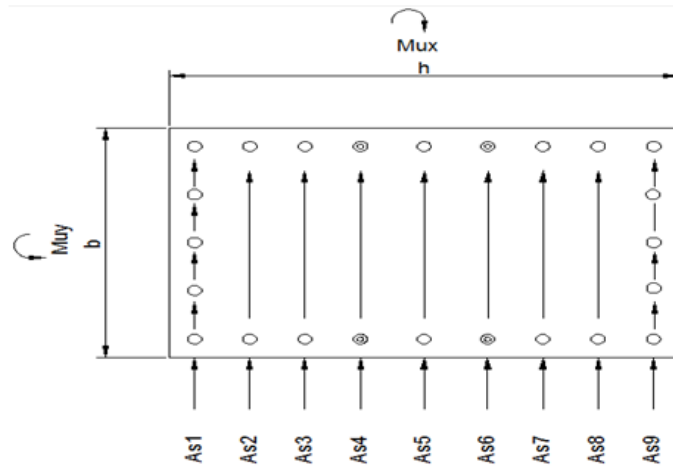


Fig 21  
Acero impuesto en las diferentes caras

5. Para poder calcular y ver si esa sección impuesta y el acero son los correctos procederemos a decidir cuántos puntos deseamos que calcule

en el diagrama de iteración carga momento, mientras más puntos hagamos más preciso saldrá el diagrama.

Calcular		Borrar Calculos		CALCULOS							
# PUNTOS	8	1	2	3	4	5	6	7	8		
c			21.6	36	28.8	21.6	14.4	7.2	7.6693332		
a			18.36	30.6	24.48	18.36	12.24	6.12	6.5189332		
Es	1		0.002	0	0.00075	0.002	0.0045	0.012	0.0110821		
Es	2		0.0005185	0.0008889	0.0003611	0.0005185	0.0022778	0.0075556	0.0069096		
Es	3		0.000963	0.0017778	0.0014722	0.000963	5.556E-05	0.0031111	0.0027371		
Es	4	25.3386	0.0024444	0.0026667	0.0025833	0.0024444	0.0021667	0.0013333	0.0014353		
F	1	32.067	-32.067	0	-12.02513	-32.067	-32.067	-32.067	-32.067		
F	2	12.9276	-3.3516	5.7456	-2.33415	-3.3516	-12.9276	-12.9276	-12.9276		
F	3	12.9276	6.2244	11.4912	9.51615	6.2244	-0.3591	-12.9276	-12.9276		
F	4	32.067	32.067	32.067	32.067	32.067	32.067	21.378	23.013313		
Fc		214.2	98.3178	163.863	131.0904	98.3178	65.5452	32.7726	34.908887		
P		304.1892	101.1906	213.1668	158.31428	101.1906	52.2585	-3.7716	7.105E-15		
M		0	21.410146	13.138713	17.859371	21.410146	20.029434	14.102878	14.656784		

Fig 22  
Datos para el cálculo del diagrama de Iteración

6. En la siguiente parte el programa comprobara por BRESLER si la sección y el área de acero son las correctas, sino es así tendremos que aumentar sección de hormigón o área de acero dependiendo el caso.

COMPROBACION POR BRESLER				
Mux	12.00	t-m	Mux y Muy deben estar dentro de =	12.85
Muy	0.00	t-m		
Po=	300.36	tn		
Pox=	74.39	tn		
Poy=	182.51	tn		
Pn=	64.13	tn	Pnreal>Pu	seccion correcta
Pu=	30.00	tn		
Pnreal DEBE ESTAR MAS CERCANO A Pu				
Pnreal	41.69	≥	30.00	Pu

Fig 23  
Comprobación por BRESLER y deducción de la columna.

## **6.8.- ADMINISTRACIÓN**

Para la elaboración del presente trabajo, métodos de cálculo y su incidencia en el dimensionamiento de columnas de hormigón armado, se necesitará recursos técnicos, administrativos y económicos.

### **6.8.1.-RECURSOS ECONÓMICOS**

Los recursos económicos deberán ser proporcionados por la Universidad Técnica de Ambato pues así se dará una educación oportuna a estudiantes inmersos en la carrera de ingeniería civil, y a su vez incentivarán a la realización de más programas informáticos que mejorarán y optimizarán resultados.

### **6.8.2.-RECURSOS TÉCNICOS**

Es imprescindible la presencia de técnicos especializados en ingeniería estructural, conocedores de los nuevos adelantos en materiales, equipos y fundamentos científicos para cumplir con los proyectos planificados en el diseño de muros de contención con contrafuertes.

### **6.8.3.-RECURSOS ADMINISTRATIVOS**

Todo estudio debe apoyarse en un recurso administrativo que dispongan de la logística suficiente siendo indispensable poseer personal idóneo, equipos de última tecnología, laboratorios, etc.

Además la administración orientará proyectos de acuerdo a su importancia para el desarrollo del país.

## C. MATERIALES DE REFERENCIA

### BIBLIOGRAFÍA

7. <http://html.rincondelvago.com/calculo-de-columnas.html>
8. McCormac, J. (1996). Diseño de estructuras de acero (Método LRFD). México D.F., México: Alfaomega Grupo Editor, S.A. de C.V.
9. *Publiespe.espe.edu.ec/.../hormigón/hormigón00.htm*  
*www.articulosinformativos.com/Estructuras\_de\_Hormigón-a954364.html*
10. Arnal, E. y Epelboim S. (1985). Manual para el proyecto de estructuras de concreto armado para edificaciones. Caracas, Venezuela: Fundación “Juan José Aguerrevere”, Fondo Editorial del Colegio de Ingenieros de Venezuela.
11. Beer, F. y Johnston, E. (1993). Mecánica de materiales. Santafé de Bogotá, Colombia: McGraw-Hill Interamericana, S.A.
12. Nilson, A. y Winter, G. (1994). Diseño de estructuras de concreto. Santafé de Bogota, Colombia: McGraw- Hill Interamericana S.A.
13. Parker, H. y Ambrose, J. (1995). Ingeniería simplificada para Arquitectos y Constructores. México D.F., México: Editorial Limusa, S.A. de C.V. Grupo Noriega Editores.

14. Timoshenko, S. y Young, D. (2000). Elementos de resistencia de materiales.  
México D.F., México: Editorial Limusa, S.A. de C.V. Grupo Noriega  
Editores

## ANEXOS

### LISTA DE GRAFIAS PARA DISEÑO DE COLUMNAS DE HORMIGON ARMADO

CARGA AXIAL Y FLEXION EN UNA DIRECCION

SECCIONES RECTANGULARES

*Refuerzo en caras extremas*

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

	d/h
Fig 1	0.95
Fig 2	0.90
Fig 3	0.85
Fig 4	0.80

$4\ 200 < f_y \leq 6\ 000\ \text{kg/cm}^2$

	d/h
Fig 5	0.95
Fig 6	0.90
Fig 7	0.85
Fig 8	0.80

*Refuerzo uniformemente distribuido*

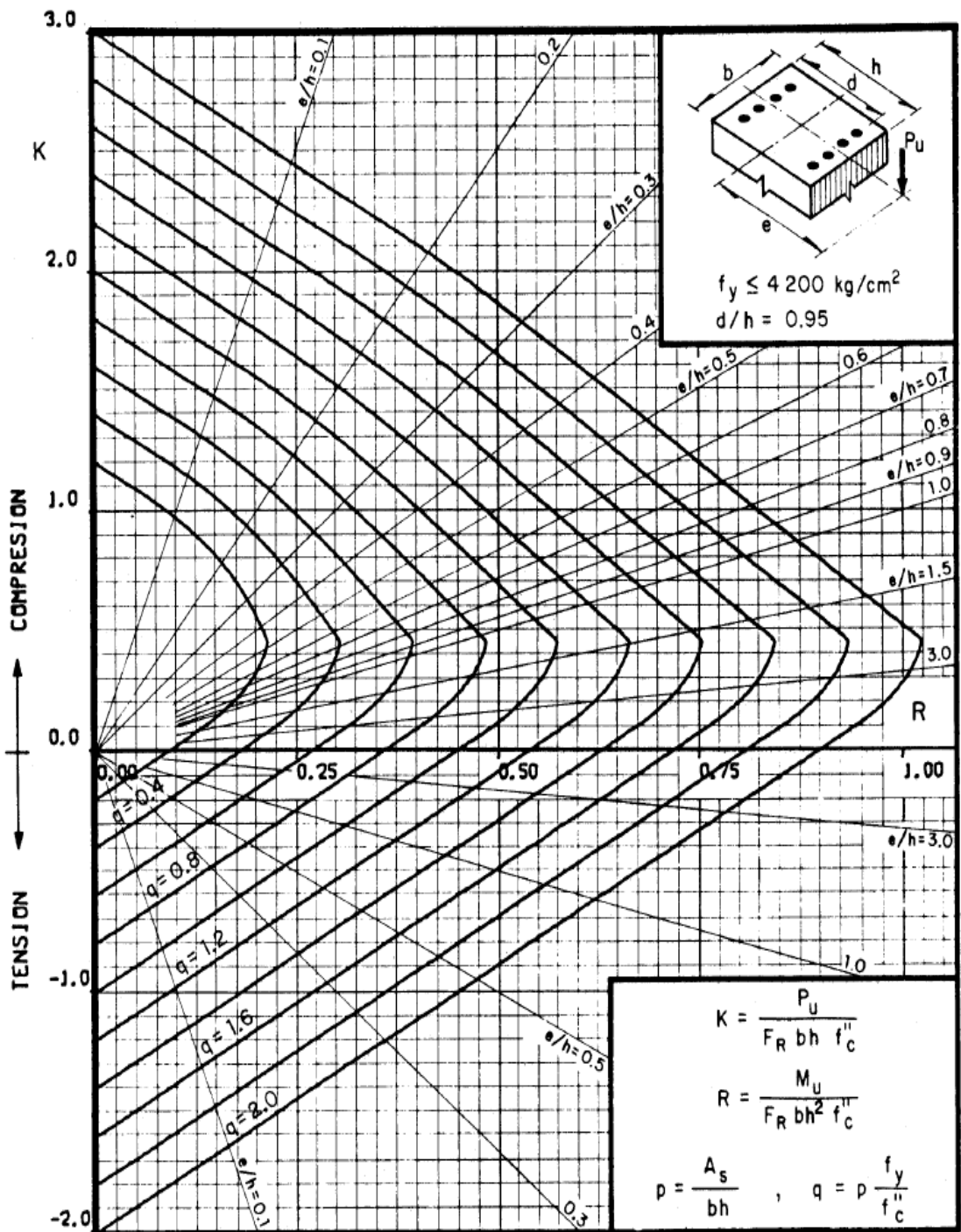
$f_y \leq 4\ 200\ \text{kg/cm}^2$

	d/h
Fig 9	0.95
Fig 10	0.90
Fig 11	0.85
Fig 12	0.80

4 200 <  $f_y \leq 6\ 000$  kg/cm<sup>2</sup>

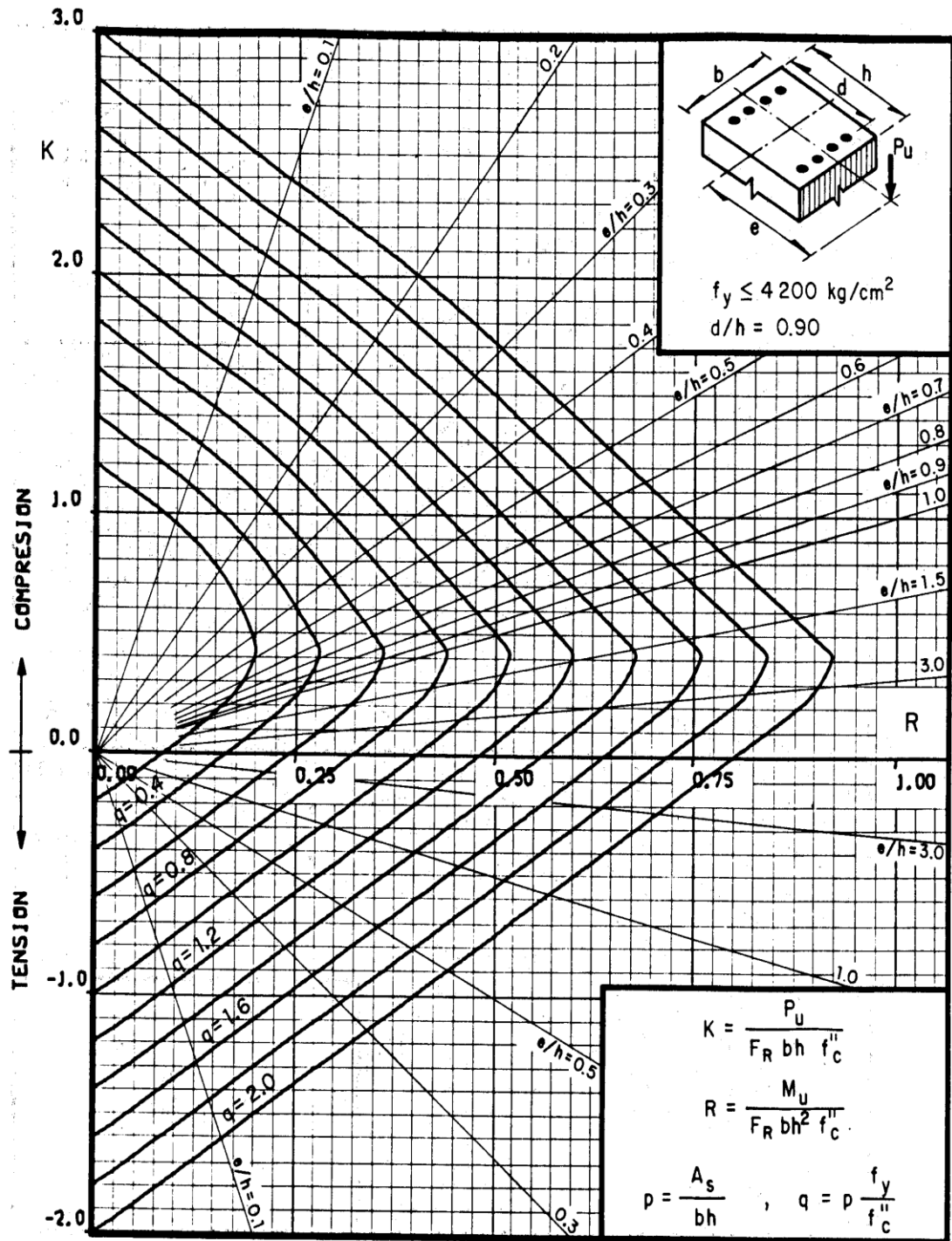
	d/h
Fig 13	0.95
Fig 14	0.90
Fig 15	0.85
Fig 16	0.80





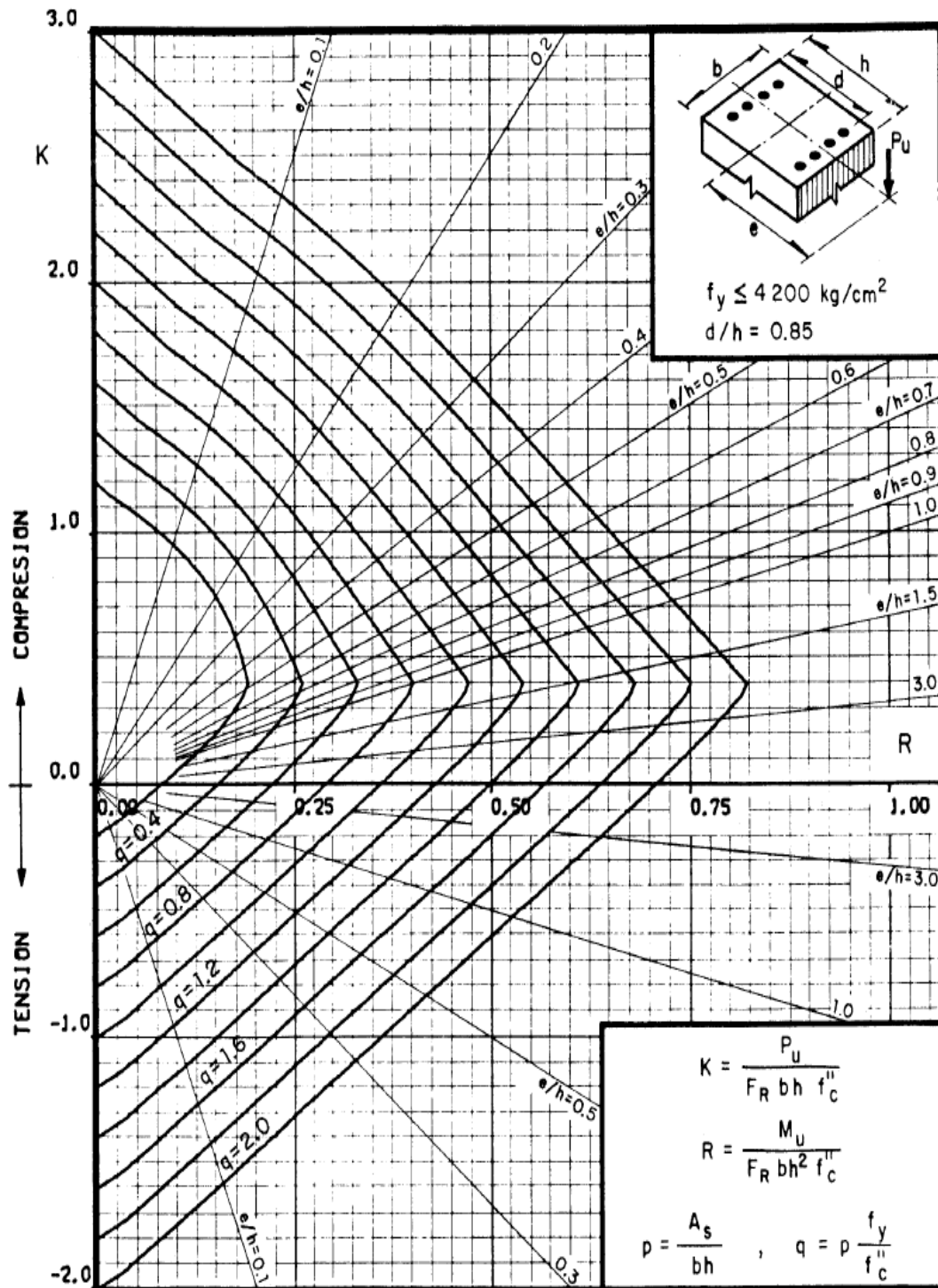
$A_s$  = Area total de refuerzo  
 $f_c'' = 0.85 f_c^*$ , si  $f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1400}) f_c^*$ , si  $f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$   
 $F_R$  = Factor de reducción de resistencia  
 $P_u$  = Carga axial última  
 $M_u$  = Momento flexionante último

Fig 1



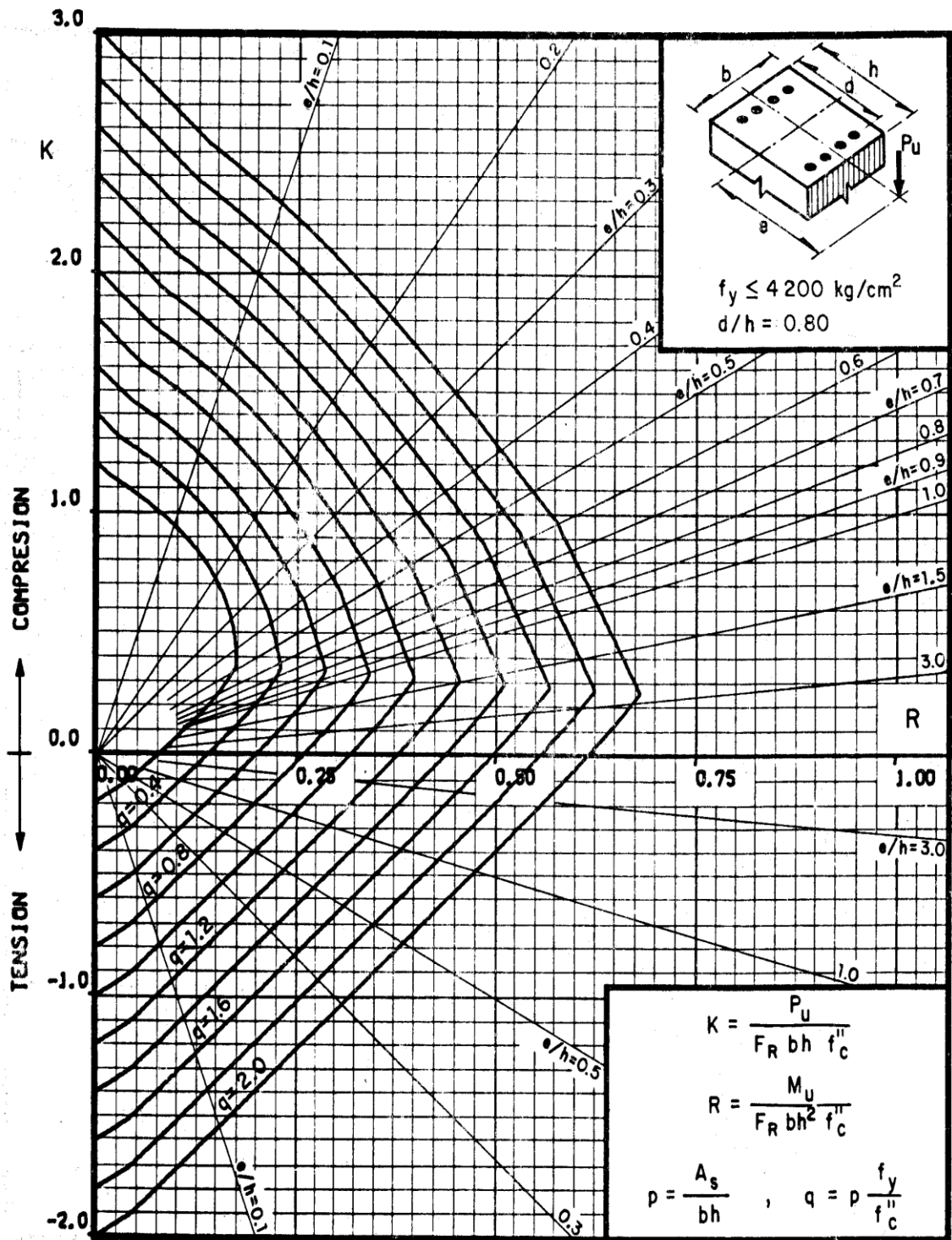
$A_s$  = Area total de refuerzo  
 $f_c'' = 0.85 f_c^*$ , si  $f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1400}) f_c^*$ , si  $f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$   
 $F_R$  = Factor de reducción de resistencia  
 $P_u$  = Carga axial última  
 $M_u$  = Momento flexionante último

Fig 2



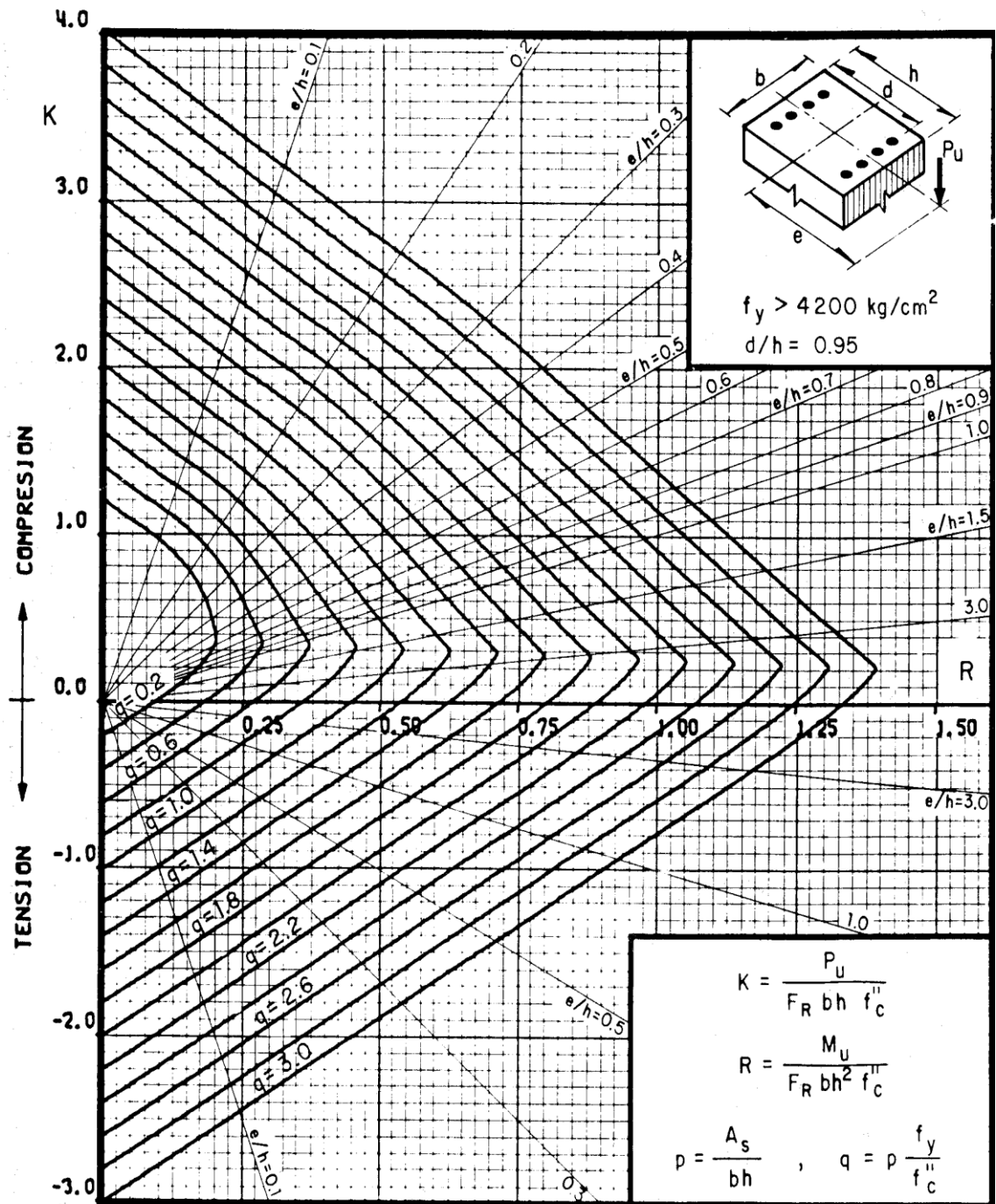
$A_s$  = Area total de refuerzo  
 $f_c'' = 0.85 f_c^*$ , si  $f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1400}) f_c^*$ , si  $f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$   
 $F_R$  = Factor de reducción de resistencia  
 $P_u$  = Carga axial última  
 $M_u$  = Momento flexionante último

Fig 3



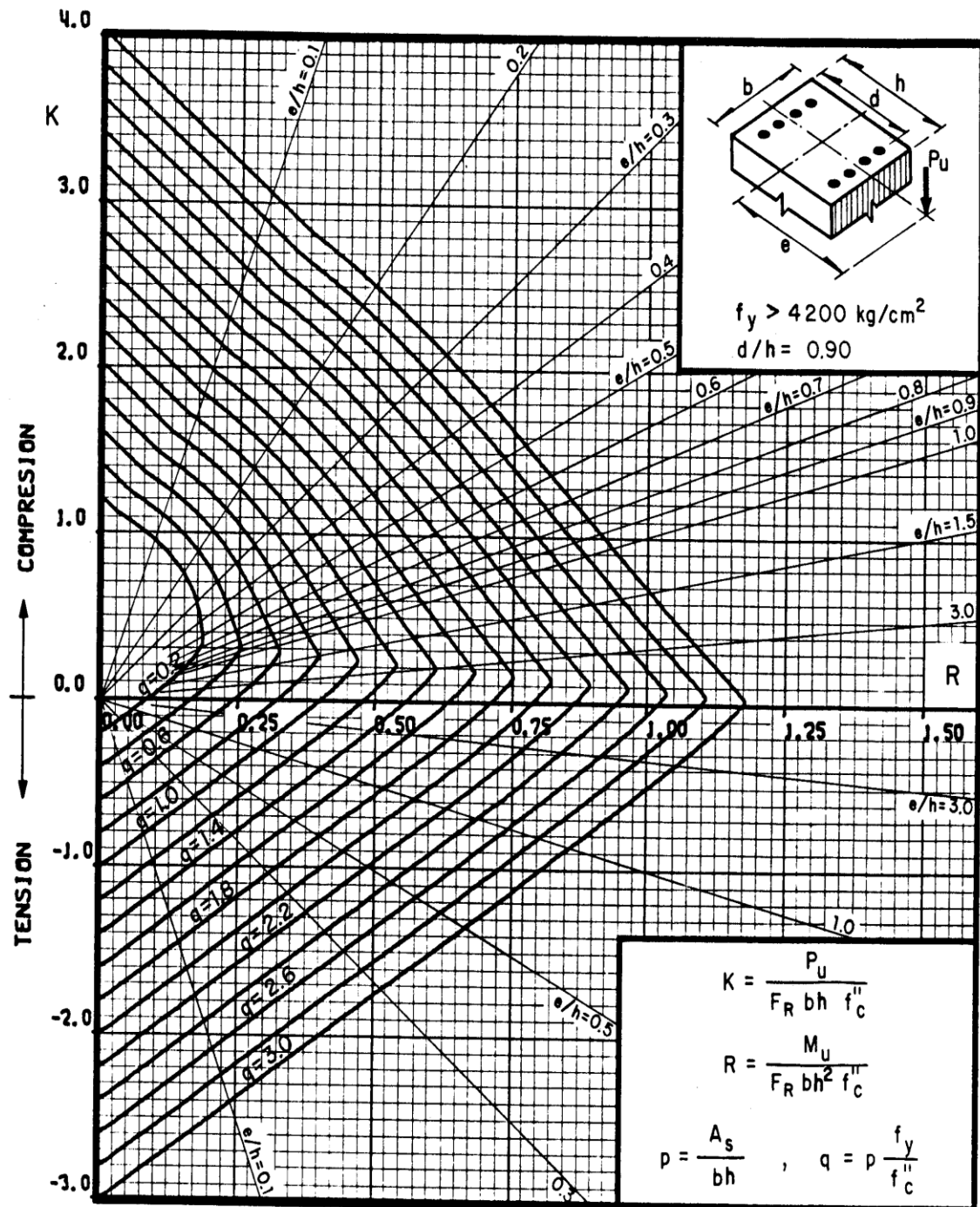
$A_s$  = Area total de refuerzo  
 $f_c'' = 0.85 f_c^*$ , si  $f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1400}) f_c^*$ , si  $f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$   
 $F_R$  = Factor de reducción de resistencia  
 $P_U$  = Carga axial última  
 $M_U$  = Momento flexionante último

Fig 4  
VI



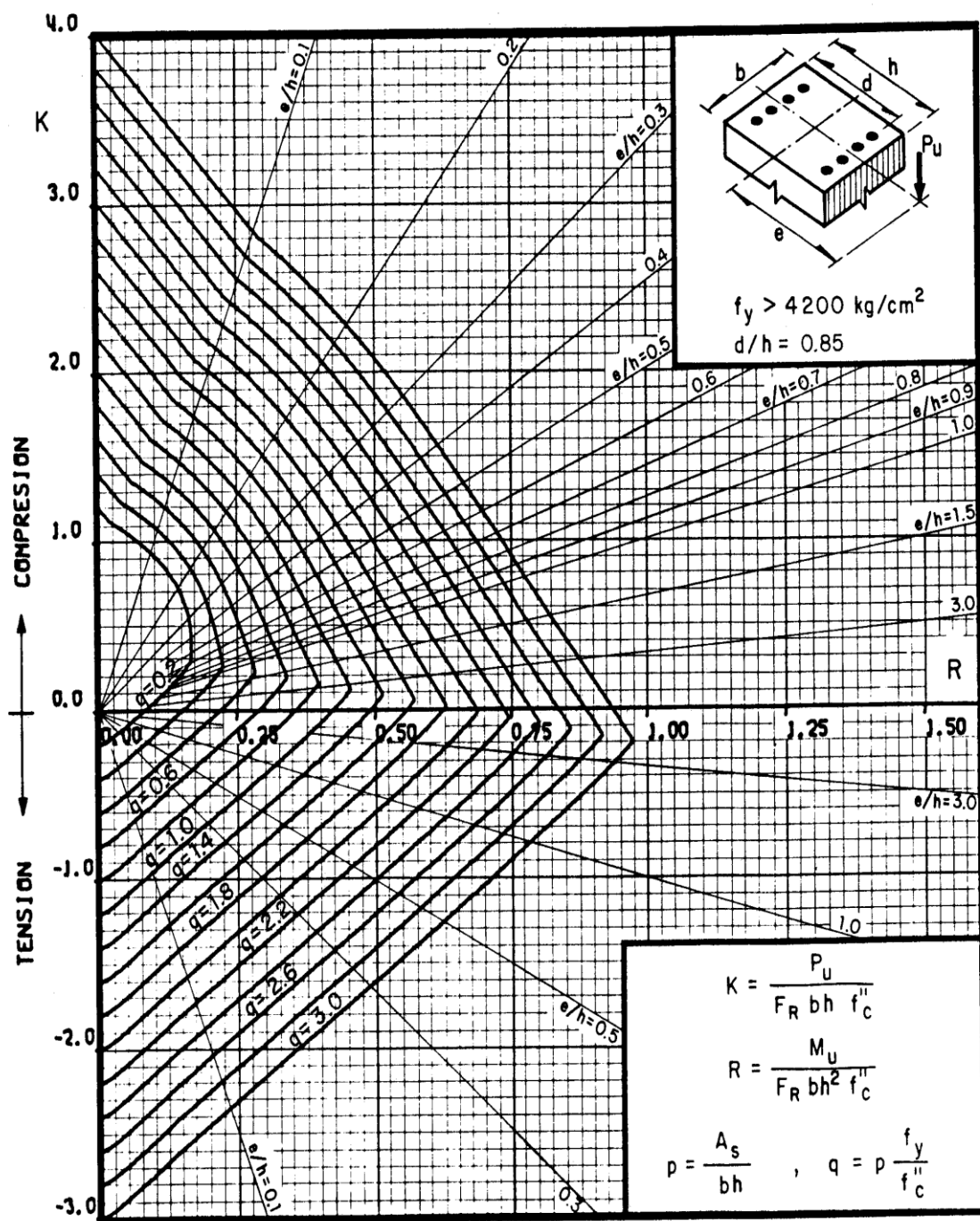
$A_s$  = Area total de refuerzo  
 $f_c'' = 0.85 f_c^*$ , si  $f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1400}) f_c^*$ , si  $f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$   
 $F_R$  = Factor de reducción de resistencia  
 $P_u$  = Carga axial última  
 $M_u$  = Momento flexionante último

Fig 5



$A_s$  = Area total de refuerzo  
 $f_c'' = 0.85 f_c^*$ , si  $f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1400}) f_c^*$ , si  $f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$   
 $F_R$  = Factor de reducción de resistencia  
 $P_u$  = Carga axial última  
 $M_u$  = Momento flexionante último

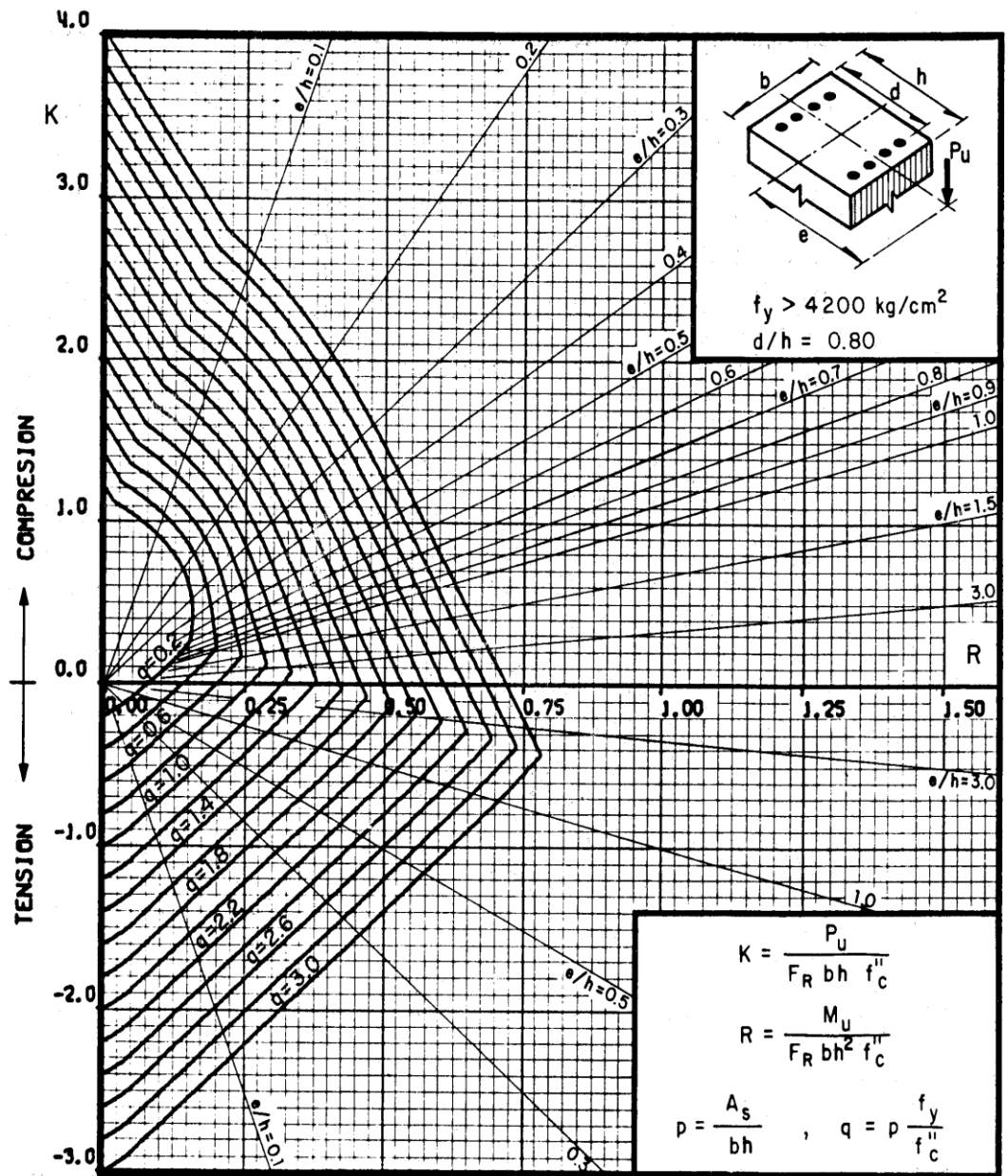
Fig 6



$A_s$  = Area total de refuerzo  
 $f_c'' = 0.85 f_c^*$ , si  $f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1400}) f_c^*$ , si  $f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$   
 $F_R$  = Factor de reducción de resistencia  
 $P_u$  = Carga axial última  
 $M_u$  = Momento flexionante último

Fig 7

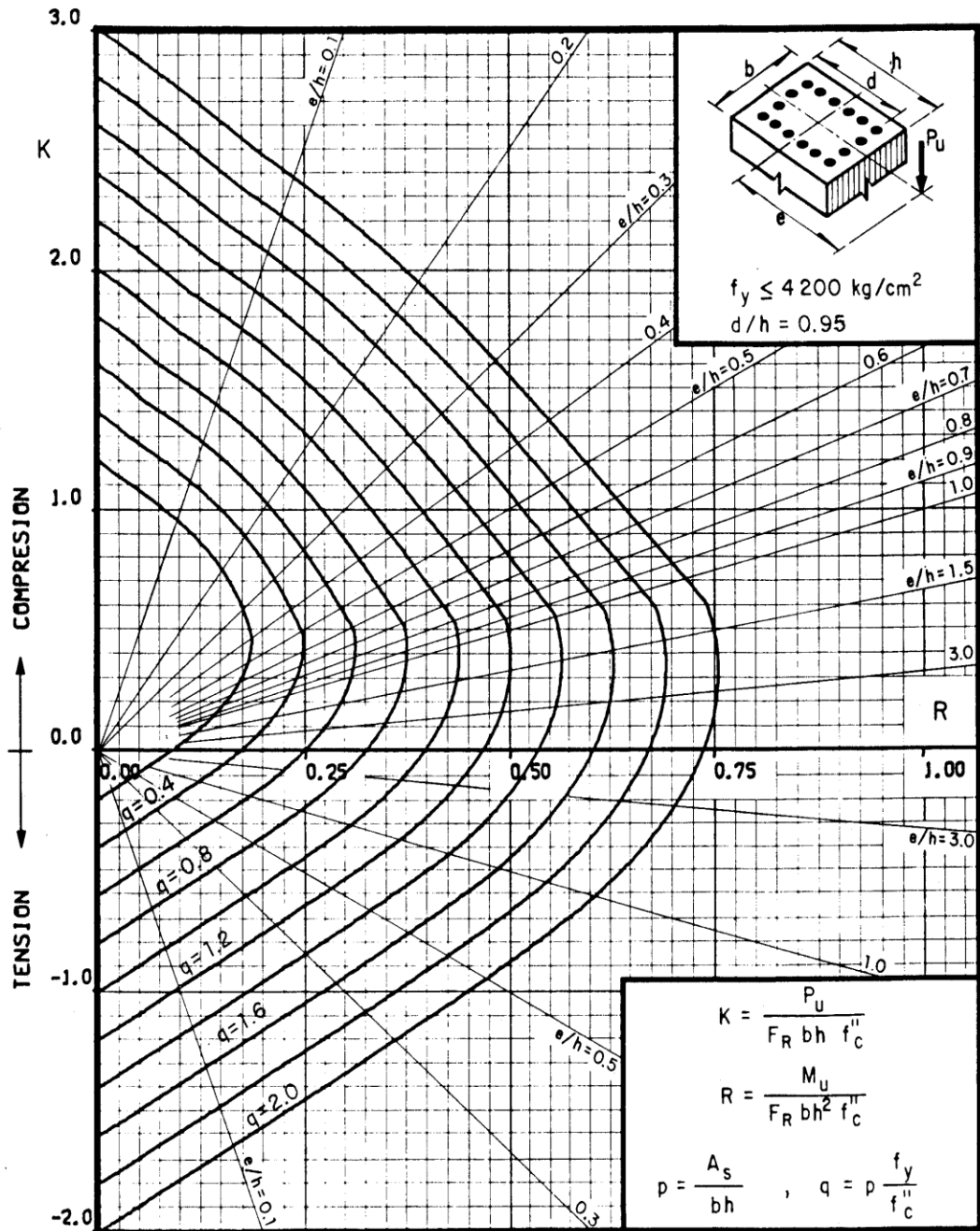




$A_s$  = Area total de refuerzo  
 $f''_c = 0.85 f^*_c$ , si  $f^*_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f''_c = (1.05 - \frac{f^*_c}{1400}) f^*_c$ , si  $f^*_c > 280 \text{ kg/cm}^2$   
 $F_R$  = Factor de reducción de resistencia  
 $P_u$  = Carga axial última  
 $M_u$  = Momento flexionante último

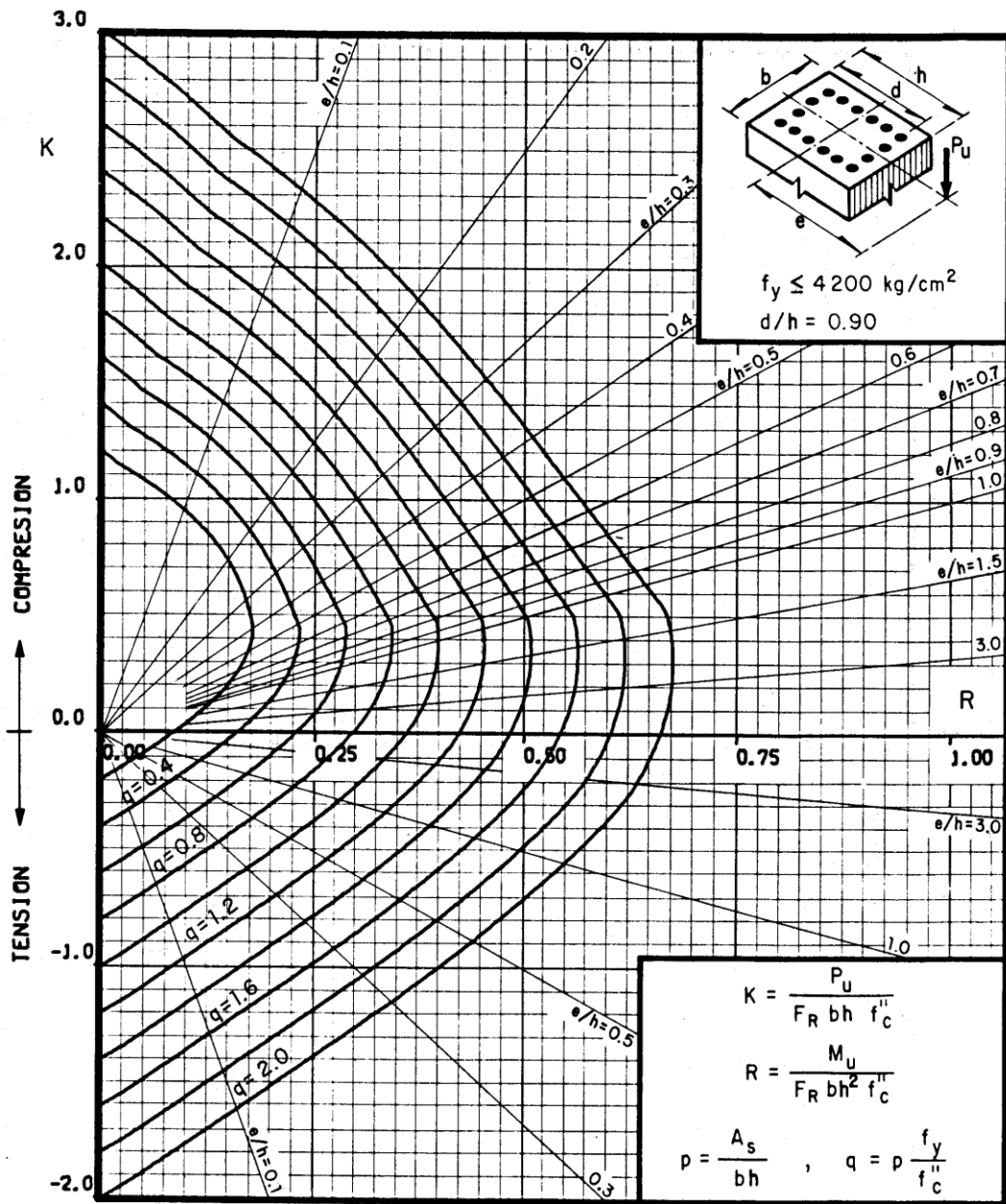
Fig 8





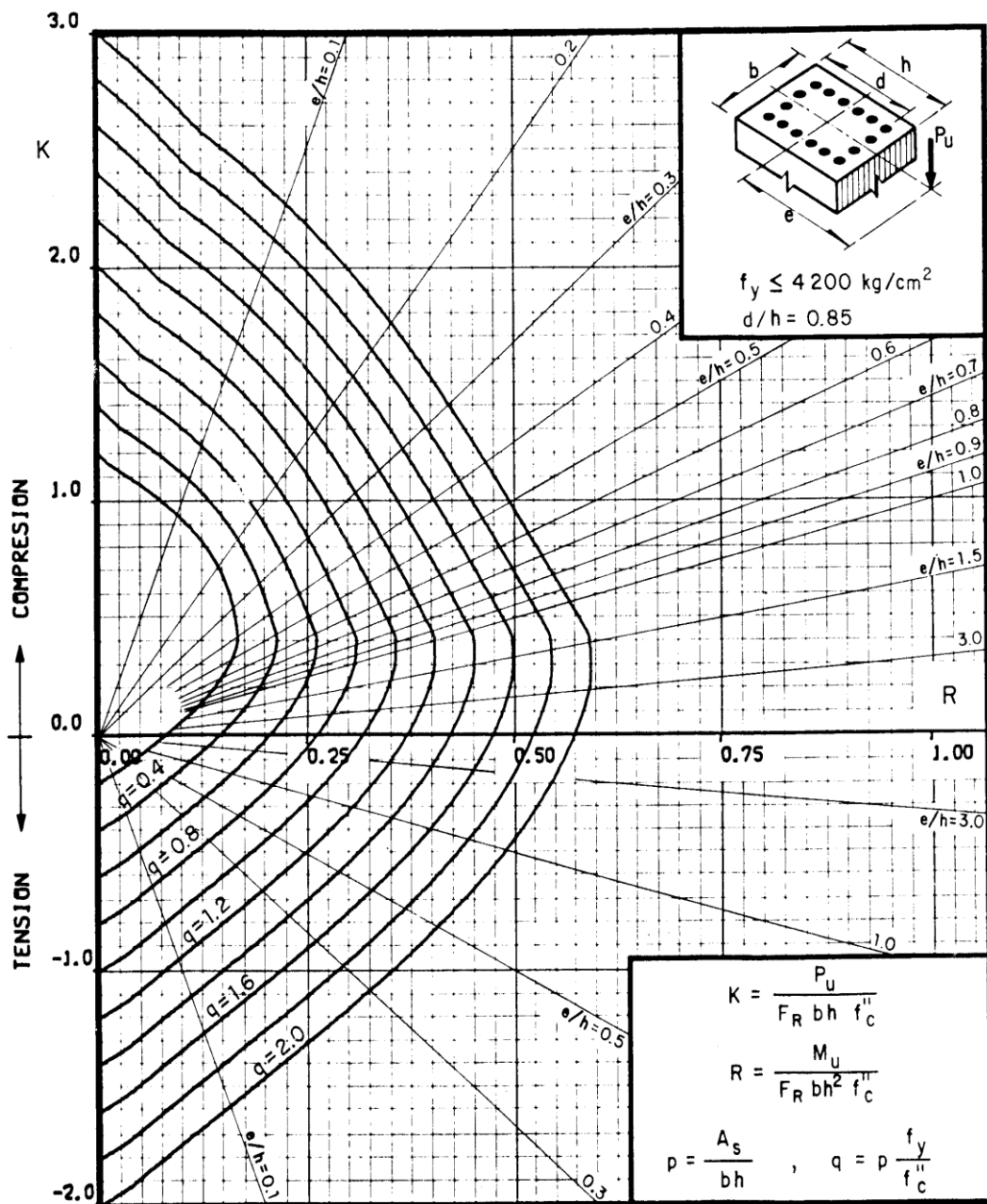
$A_s$  = Área total de refuerzo  
 $f'_c = 0.85 f_c^*$ , si  $f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f'_c = (1.05 - \frac{f_c^*}{1400}) f_c^*$ , si  $f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$   
 $F_R$  = Factor de reducción de resistencia  
 $P_u$  = Carga axial última  
 $M_u$  = Momento flexionante último

Fig 9



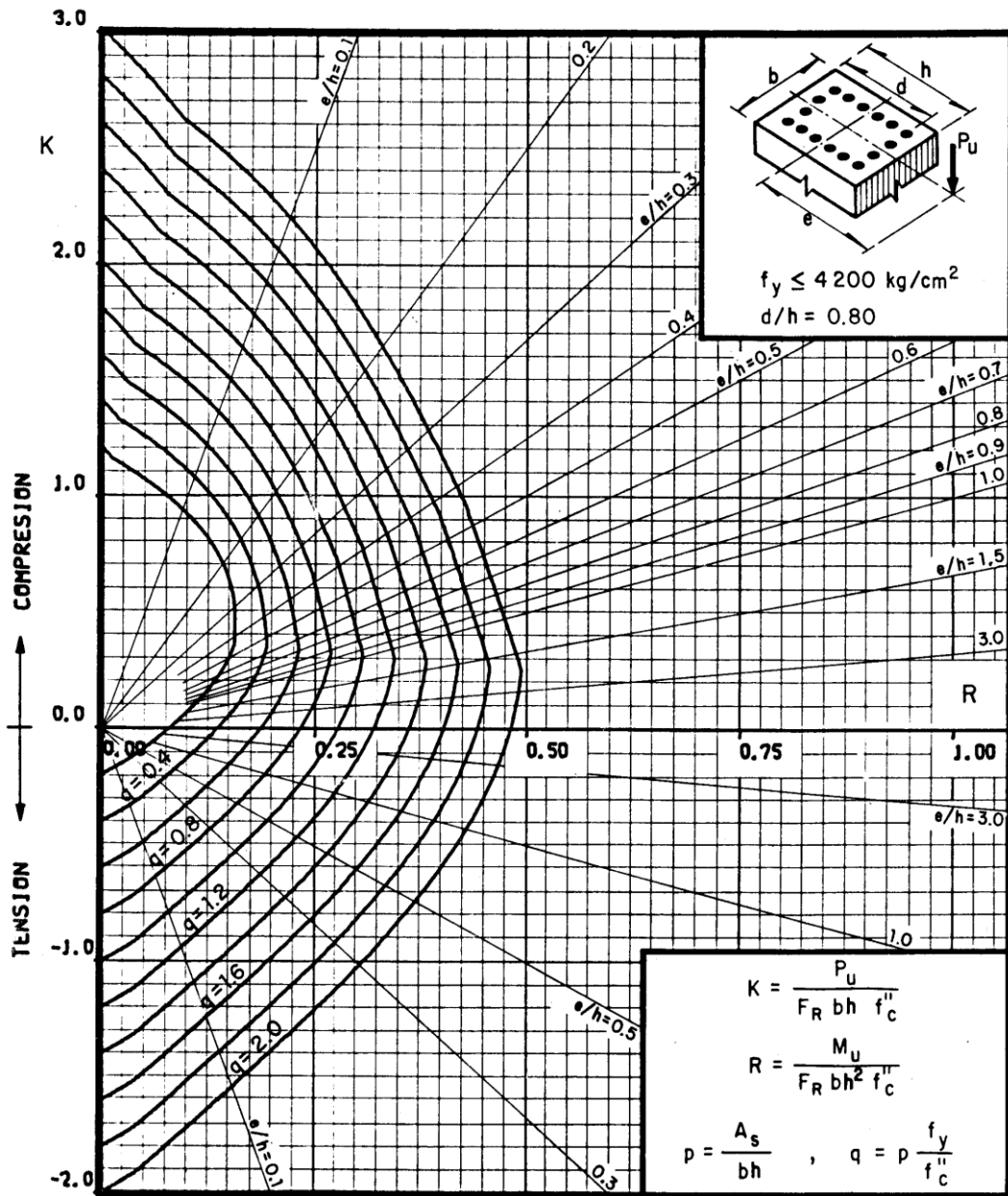
$A_s$  = Area total de refuerzo  
 $f'_c = 0.85 f_c^*$ , si  $f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f'_c = (1.05 - \frac{f_c^*}{1400}) f_c^*$ , si  $f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$   
 $F_R$  = Factor de reducción de resistencia  
 $P_u$  = Carga axial última  
 $M_u$  = Momento flexionante último

Fig 10



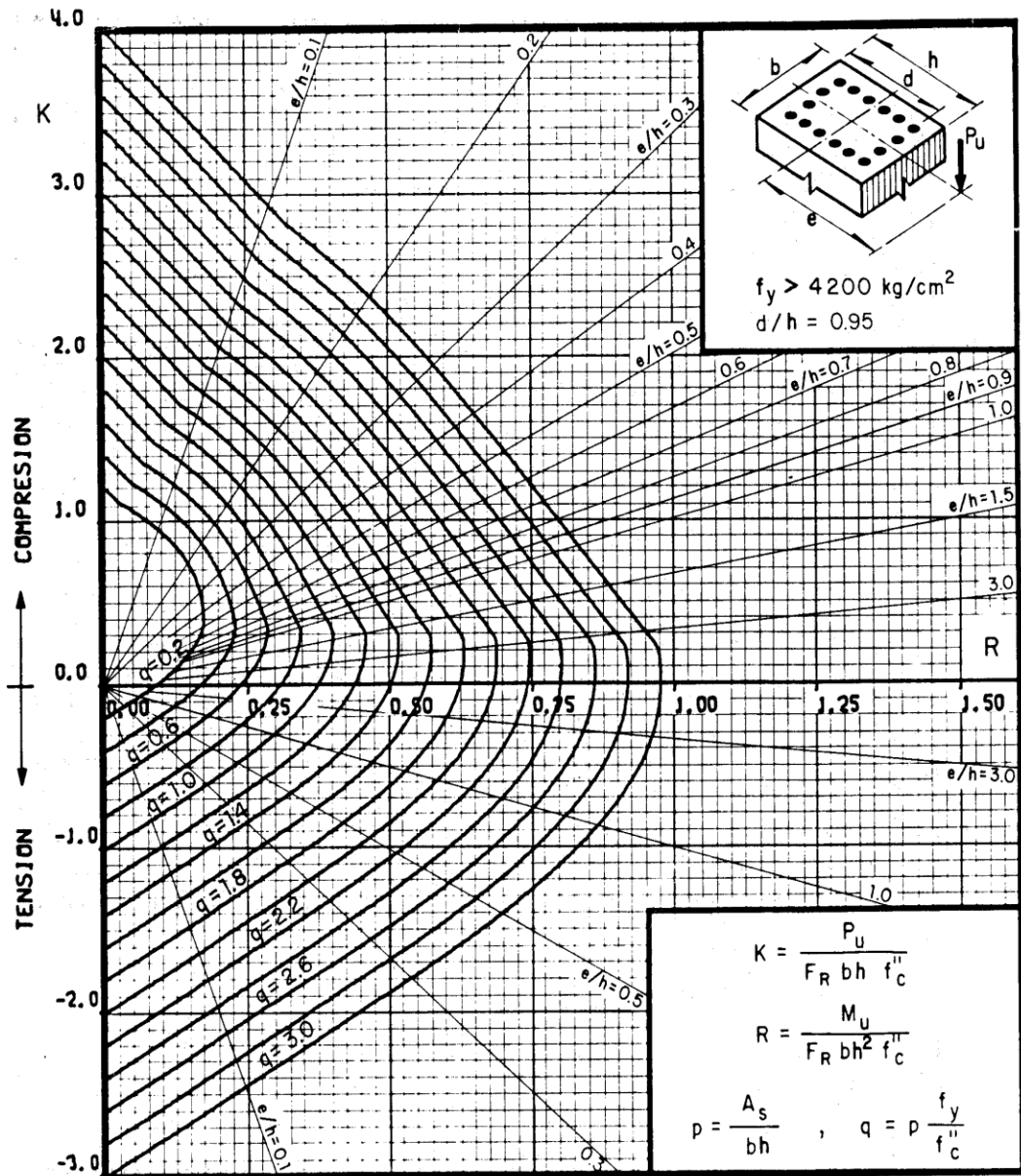
$A_s$  = Area total de refuerzo  
 $f_c'' = 0.85 f_c^*$ , si  $f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1400}) f_c^*$ , si  $f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$   
 $F_R$  = Factor de reducción de resistencia  
 $P_u$  = Carga axial última  
 $M_u$  = Momento flexionante último

Fig 11



$A_s$  = Area total de refuerzo  
 $f'_c = 0.85 f_c^*$ , si  $f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f'_c = (1.05 - \frac{f_c^*}{1400}) f_c^*$ , si  $f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$   
 $F_R$  = Factor de reducción de resistencia  
 $P_u$  = Carga axial última  
 $M_u$  = Momento flexionante último

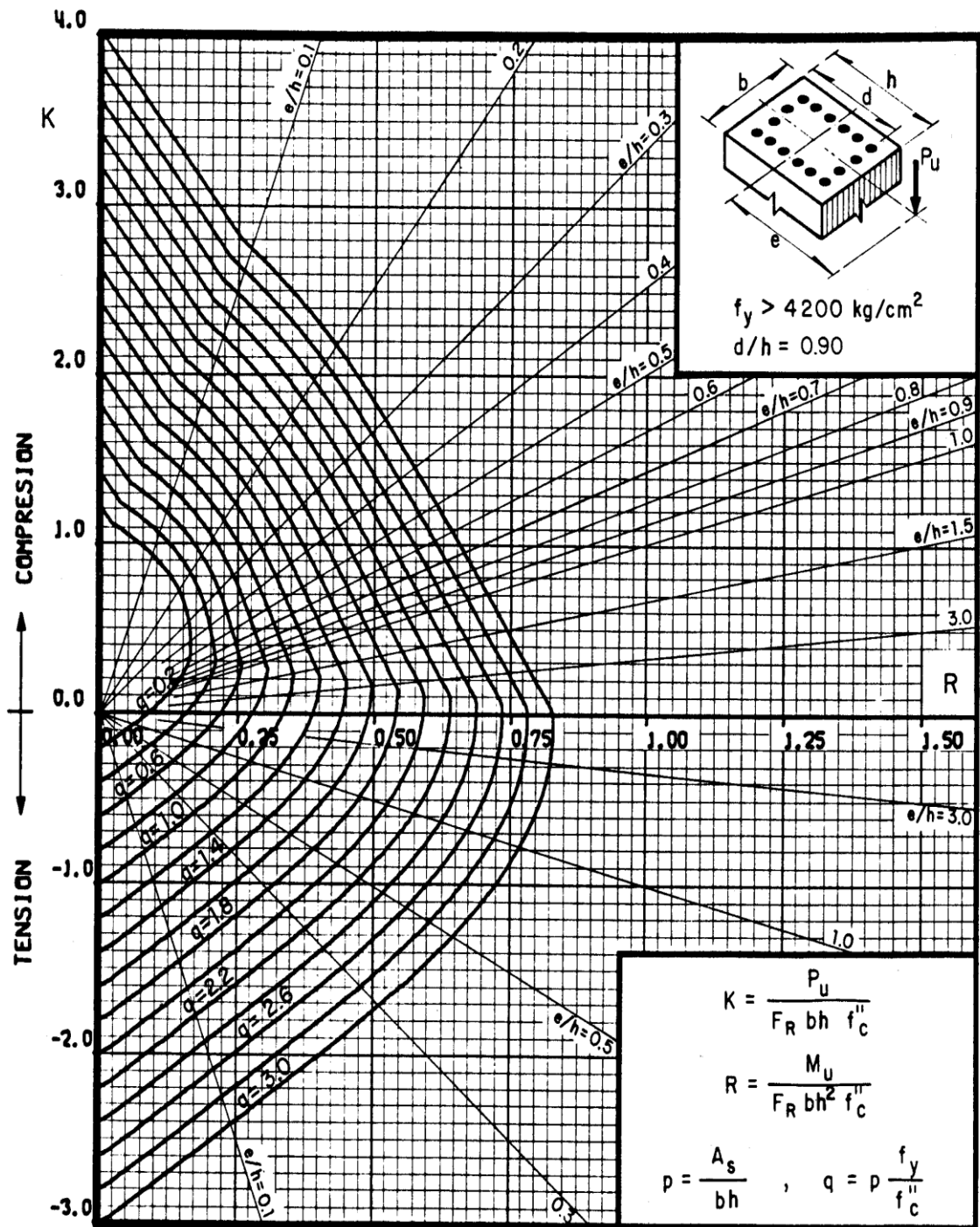
Fig 12



$A_s$  = Area total de refuerzo  
 $f_c'' = 0.85 f_c^*$ , si  $f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1400}) f_c^*$ , si  $f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$   
 $F_R$  = Factor de reducción de resistencia  
 $P_u$  = Carga axial última  
 $M_u$  = Momento flexionante último

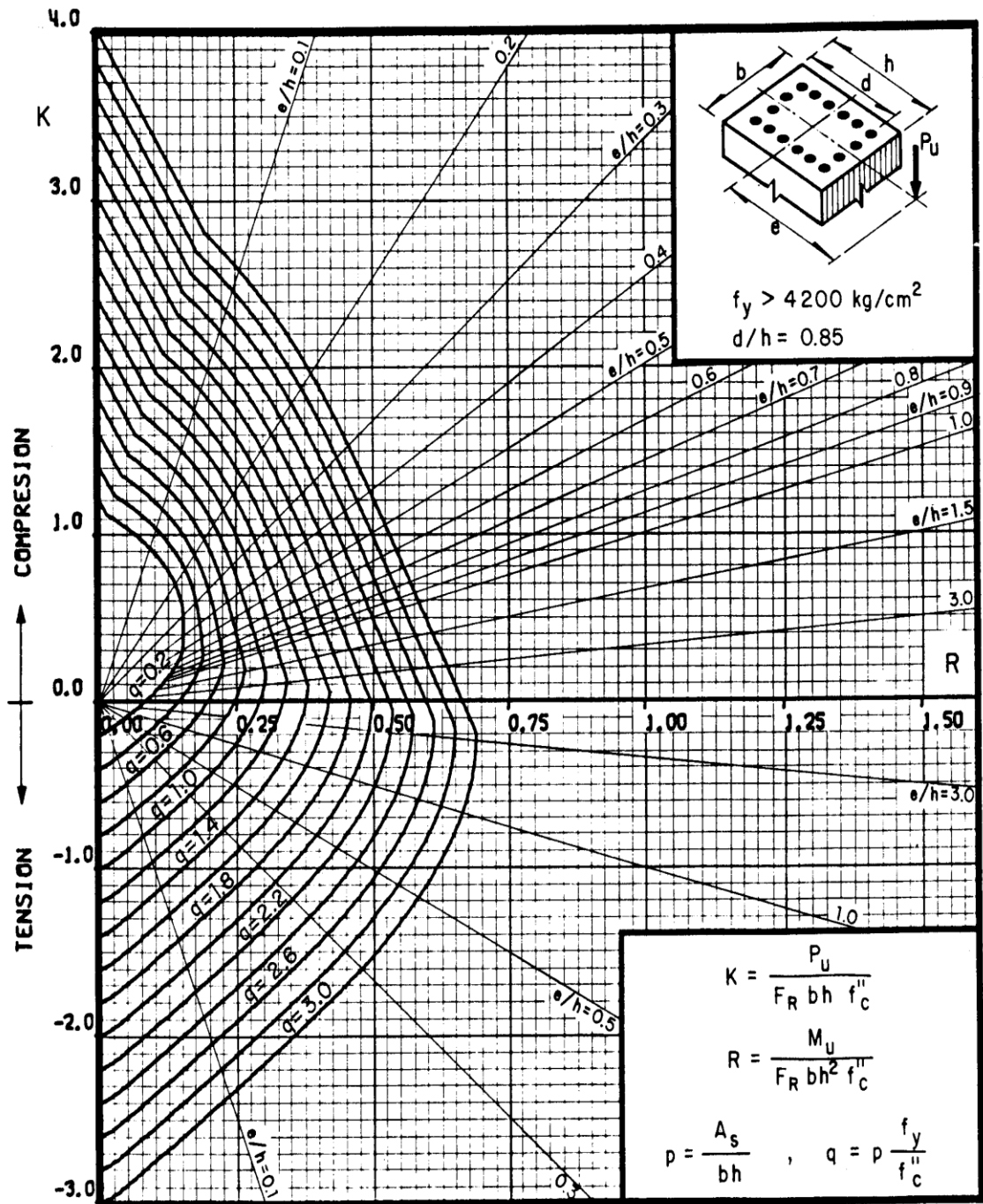
Fig 13





$A_s$  = Area total de refuerzo  
 $f_c'' = 0.85 f_c^*$ , si  $f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1400}) f_c^*$ , si  $f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$   
 $F_R$  = Factor de reducción de resistencia  
 $P_u$  = Carga axial última  
 $M_u$  = Momento flexionante último

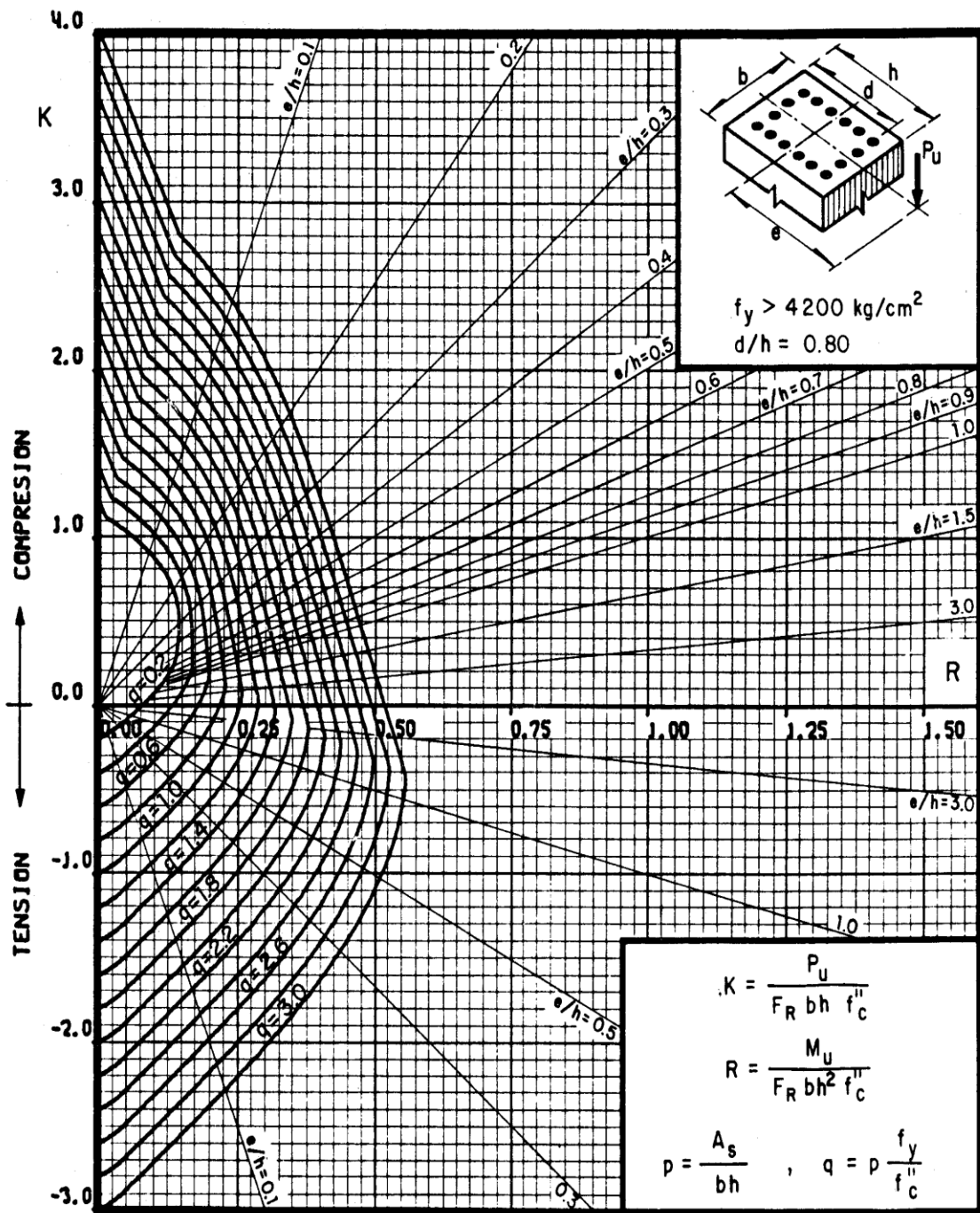
Fig 14



$A_s$  = Area total de refuerzo  
 $f''_c = 0.85 f^*_c$ , si  $f^*_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f''_c = (1.05 - \frac{f^*_c}{1400}) f^*_c$ , si  $f^*_c > 280 \text{ kg/cm}^2$   
 $F_R$  = Factor de reducción de resistencia  
 $P_u$  = Carga axial última  
 $M_u$  = Momento flexionante último

Fig 15





$A_s$  = Area total de refuerzo  
 $f''_c = 0.85 f_c^*$ , si  $f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f''_c = (1.05 - \frac{f_c^*}{1400}) f_c^*$ , si  $f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$   
 $F_R$  = Factor de reducción de resistencia  
 $P_U$  = Carga axial última  
 $M_U$  = Momento flexionante último

Fig 16

## **ENCUESTA**

**UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO**  
**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y MECANICA**  
**CARRERA DE INGENIERIA CIVIL**

**TEMA:** “Métodos de cálculo y su incidencia en el dimensionamiento de columnas de hormigón armado”

**OBJETIVO:** Utilizar la nueva tecnología como ayuda eficiente para el cálculo de columnas de hormigón armado.

**INSTRUCTIVO:** Esta encuesta es anónima, la valiosa información que usted suministre será tratada confidencialmente que servirá exclusivamente para obtener elementos de juicio que sustente a la presente investigación.

1. Lea determinadamente las interrogantes del cuestionario
2. Responda con sinceridad
3. Conteste en forma clara y precisa
4. Marque con una **X** en el casillero de la alternativa que usted considere conveniente.

## **CUESTIONARIO**

1.- ¿Estudiantes y profesionales de Ingeniería Civil han utilizado métodos prácticos y sencillos para la obtención de resultados en lo que respecta al cálculo de columnas de Hormigón Armado?

**SI NO**

2.- ¿Cree usted que utilizar programas informáticos ayudará a optimizar el tiempo en el diseño de columnas de hormigón armado?

**SI NO**

3.- ¿En qué campo cree usted que será aprovechado los métodos de cálculo de hormigón armado? En el campo profesional o estudiantil?

**a) CAMPO ESTUDIANTIL**

**b) CAMPO LABORAL**

4.- ¿Cree usted que un programa informático ayudaría a calcular y diseñar columnas de hormigón armado sin el error a equivocarse?

**SI NO TALVEZ**

5.- ¿Qué programa cree usted que sería el más adecuado para realizar el cálculo de columnas de hormigón armado?

**EXCEL**

**VISUAL BASIC**

**ETABS**

## **APROBACIÓN DEL TUTOR**

Cumpliendo con lo que estipula la Tutoría, CERTIFICO: que el informe final del trabajo de investigación sobre el tema: “:MÉTODOS DE CÁLCULO Y SU INCIDENCIA EN EL DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO.” elaborado por el autor: Claudio Xavier Suarez Hidalgo, egresado de esta facultad, Carrera de Ingeniería Civil, considero que dicho informe investigativo reúne los requisitos y méritos suficientes para ser sometido a la evaluación del jurado examinador designado por el H. Consejo de Pregrado.

Ambato, Octubre de 2012

Ing. Carlos de la Torre

.....  
TUTOR

## **AUTORÍA DEL TRABAJO DE GRADO**

Los criterios emitidos en el trabajo de investigación: “Métodos de Cálculo y su Incidencia en Dimensionamiento de Columnas de Hormigón Armado.”, como también los contenidos, análisis, conclusiones y propuesta son de exclusiva responsabilidad del autor de este trabajo de grado.

Ambato, Octubre de 2012

EL AUTOR

.....  
Claudio Xavier Suárez

## DEDICATORIA

Dedico con todo amor y cariño este proyecto:

A **DIOS** todo poderoso y a la **VIRGENCITA DE AGUA SANTA** por darme la oportunidad de vivir y sentir esta carrera tan hermosa.

A mis padres tan bondadosos, que sin su apoyo no llegaría hasta aquí.

**LUIS**, gracias papito por enseñarme que la vida sin Dios no vale nada y que hay que ser perseverantes para poder triunfar.

**ZONNIA** gracias mamita por su infinito amor y por estar a mi lado en las buenas y en las malas.

Por ustedes soy lo que soy, Les amo tanto.

A mi esposa amada **TERESA DEL PILAR**, mi complemento, mi dicha, mi orgullo, **MI AMOR**: usted a sido fuerte en los momentos donde yo he sido débil por eso y mucho más, Es y será el complemento de mi vida, **LE AMO** mi amor por siempre.

A mi vida misma **YANELYS VALENTINA** que solo con su presencia llena mi corazón, **MIJITA** tú eres la razón de mi vivir.

A mis hermanas **CRISTINA Y PAMELA**, a mi papito **BALLO** a mi tía **MARCITA**, a mama **ANGELICA** y como no dedicar este proyecto a mi **MAMA OLGUITA** (como quisiera que este aquí), que desde el cielo me estará cuidando y bendiciendo.

A mis segundos padres y hermanas Tío Rolan, Tío Danny, Tía Chelo, Vane, Wendy Danielita y Magalita, que me dieron la mano para salir adelante.

DEDICATORIA CON TODO MI CORAZON...

Xavier

### AGRADECIMIENTO

Agradezco a DIOS CREADOR y a la VIRGEN SANTISIMA, a mis PADRES LUIS Y ZONNIA, a mi amada familia: mi esposa TERE y mi pequeño amor YANELYS, a mis queridas hermanas CRIS Y PAME, a mi abuelito bello BALLITO, a mi TIA MARCITA y a toda mi Familia.

Mi gratitud a la **UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO** en especial a la **FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y MECANICA** por formarme, educarme y darme tanto, a mi tutor de tesis **Ing. MSc CARLOS DE LA TORRE** por brindarme su conocimiento, su motivación y su paciencia incondicional, virtudes tan grandes que posee por lo cual se ha ganado mi gran admiración, al Ing y amigo WILMER SUAREZ por su tiempo y ayuda en la realización de este proyecto, **DIOS LES PAGUE**.

A mi mejores amigos de toda la vida en especial a Gabo, Lili, Marcelo, Byron, Andrés y Lore, gracias por formar parte de mi vida.

MIL GRACIAS A TODOS.

Xavier



## ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS

Páginas preliminares

Página de título o portada

Página de aprobación por el tutor

Página de autoría de la tesis

Dedicatoria

Agradecimiento

Índice general de contenidos

Índice de tablas y figuras

Resumen Ejecutivo

## INDICE GENERAL

### CAPÍTULO I

1.- El Problema.....	1
1.1.-El Tema.....	1
1.2.- Planteamiento del Problema.....	1
1.2.1.-Contextualización.....	1
1.2.2.- Análisis Crítico.....	2
1.2.3.- Prognosis.....	3
1.2.4.- Formulación del Problema.....	3
1.2.5.- Interrogantes.....	3
1.2.6.- Delimitación del Objetivo de Investigación.....	3
1.3.-Justificación.....	4
1.4.-Objetivos.....	4
1.4.1.- General.....	4
1.4.2.- Específicos.....	5

### CAPÍTULO II

2.- Marco Teórico.....	6
2.1.-Antecedentes Investigativos.....	6
2.2.-Fundamentación Filosófica.....	15
2.3.- Fundamentación Legal.....	15
2.3.-Categorías Fundamentales.....	16

2.3.1.-Supraordinación de las Variables.....	16
2.4.- Hipótesis.....	16
2.5.-Señalamiento de Variables de la Hipótesis.....	16
2.5.1.-Variable Independiente.....	16
2.5.2.-Variable Dependiente.....	16

### **CAPÍTULO III**

3.- Metodología.....	17
3.1.- Enfoque Investigativo.....	17
3.2.- Modalidad Básica de la Investigación.....	17
3.3.- Nivel o Tipo de Investigación.....	17
3.4.- Población y Muestra.....	17
3.5.- Operacionalización de Variables.....	18
3.6.- Recolección de Información.....	20
3.7.- Procesamiento y Análisis.....	20

### **CAPÍTULO IV**

4.- Análisis e Interpretación de Resultados.....	21
4.1.- Análisis de los Resultados.....	21
4.2. Interpretación de Resultados.....	26
4.3.- Verificación de Hipótesis.....	30

## **CAPÍTULO V**

Conclusiones y Recomendaciones.....	32
5.1.- Conclusiones.....	32
5.2.- Recomendaciones.....	33

## **CAPÍTULO VI**

6.- Propuesta.....	34
6.1.- Datos Informativos.....	34
6.2.- Antecedentes de la Propuesta.....	34
6.3.- Justificación.....	34
6.4.- Objetivos.....	36
6.4.1.-General.....	36
6.4.2.- Específicos.....	36
6.5.- Análisis de Factibilidad.....	37
6.6.- Fundamentación.....	37
6.6.1.-Dimensionamiento de Columnas de Hormigón Armado.....	37
6.6.1.1.- Definiciones Generales.....	37
6.6.1.2.- Columna.....	37
6.6.1.3.- Módulo de Elasticidad.....	37
6.6.1.4.- Límite de Proporcionalidad.....	37
6.6.1.5.- Límite Elástico.....	38
6.6.1.6.- Límite de Fluencia.....	38
6.6.1.7.- Diagrama de Interacción.....	38
6.6.1.8.- Diseño a Última Resistencia.....	38
6.6.1.9.- Factor de Reducción de Resistencia.....	38

6.6.2.-Tipos de Columnas.....	39
6.6.3.- Clasificación de las Columnas.....	40
6.6.3.1.- Por la Longitud.....	40
6.6.3.2.- Columnas Cortas.....	40
6.6.3.3.- Columnas Largas.....	41
6.6.3.4.- Columnas Intermedias.....	41
6.6.3.5.- Por el Tipo de Esfuerzo Transversal.....	42
6.6.3.5.1.- Columnas con Estribo.....	42
6.6.3.5.2.- Columnas con Sunchos o Hélices.....	43
6.6.3.5.3.- Columnas Compuestas.....	44
6.6.3.6.- Por la Carga Aplicada.....	44
6.6.3.6.1.- Columnas Cargadas Axialmente.....	44
6.6.3.6.2.- Columnas Cargadas Excéntricamente.....	44
6.6.4.- Columnas Cortas Bajo Carga Axial Simple.....	45
6.6.5.-Columnas Cortas Bajo Carga Axial Excéntrica en una Dirección.....	50
6.6.6.-Columnas Cortas bajo Carga Axial Excéntrica en dos Direcciones.....	53
6.6.6.1.- Comportamiento y modos de falla de elementos sujetos a flexocompresión.....	53
6.6.6.2.- Formula de Bresler.....	54
6.6.7.- Normativas para el diseño de columnas de Hormigón Armado.....	57
6.6.8.- Diagrama de Iteración.....	58
6.6.8.1.- Falla Balanceada.....	60
6.6.8.2.- Falla a Tracción.....	60
6.6.8.3.- Falla a Compresión.....	61
6.6.9.- Ejercicios Explicativos para el Diseño de Columnas de Hormigón Armado.....	63
6.7.-Metodología modelo Operativo.....	82

6.7.1.- Manual de uso para cálculo de columnas de hormigón Armado rectangulares y cuadradas.....	82
6.8.- Administración.....	86
6.8.1.-Recursos Económicos.....	86
6.8.2.-Recursos Técnicos.....	86
6.8.3.-Recursos Administrativos.....	86

## MATERIALES DE REFERENCIA

Bibliografía

Formato de Encuesta

Anexos

## ÍNDICE DE TABLAS Y GRÁFICOS

## TABLA

Tabla1 Factores $\alpha$ según la ubicación de la columna.....	13
--	----

## FIGURAS

Fig 1 Tipos de secciones de columnas.....	9
Fig 2 Formas de tomar las cargas en columnas.....	8
Fig 3 Gráfica de la Resistencia de un Estribo Según su Forma.....	10
Fig 4 Tipos de Columnas de Concreto Armado.....	11
Fig 5 Diagrama de Interacción para la resistencia nominal de una Columna....	13
Fig 6 Columna Cuadrada.....	39
Fig 7 Columna Rectangular.....	39
Fig 8 Columna Circular.....	40
Fig 9 Columna con estribos.....	42
Fig 10 Columnas con sunchos o Hélices.....	43
Fig 11 Columnas cargadas Excentricamente.....	45
Fig 12 Curvas carga-deformación unitaria de columnas cortas bajo compresión axial.....	48
Fig 13 Elementos equivalentes sujetos a Flexocompresión.....	50
Fig 14 Diagrama de interacción típico para una sección rectangular.....	52
Fig 15 Superficies de Interacción.....	55
Fig 16 Diagrama de Interacción.....	59
Fig 17 Diagrama de deformación para fallas de columnas sometidas a P (carga) y M (momento).....	61
Fig 18 Datos para el proceso de cálculo de Columnas de Hormigón Armado.....	83
Fig 19 Pre diseño de columna a diseñarse cuadrada o rectangular.....	83

Fig 20 Distribución de acero.....	84
Fig 21 Acero impuesto en las diferentes caras.....	84
Fig 22 Datos para el cálculo del diagrama de Iteración.....	85
Fig 23 Comprobación por BRESLER y deducción de la columna.....	85

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL  
PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO ACADÉMICO DE INGENIERO CIVIL

MÉTODOS DE CÁLCULO Y SU INCIDENCIA EN EL  
DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO

Autor: Claudio Xavier Suárez Hidalgo

Tutor: Ing. Carlos de la Torre

## RESUMEN EJECUTIVO

El desarrollo de la sociedad exige construcciones cada vez más numerosas en plazos menores, siendo la tecnología el recurso necesario para afrontarlos.

Este trabajo se centra en un programa para el cálculo y diseño de columnas cuadradas y rectangulares de hormigón armado.

Mediante un estudio estadístico se aprecia las condiciones que poseen estudiantes en el diseño de columnas de Hormigón Armado concluyendo que dichos cálculos



son tediosos y largos por lo que el programa da alternativas prácticas en el cálculo. A más de esto se selecciona el programa computacional más práctico y entendible para el desarrollo de dicho estudio, arrojando datos y cálculos reales en el diseño de columnas de Hormigón Armado.

El Diseño y dimensionamiento de columnas se lo realizó en Microsoft Office Excel 2010 con macros (Visual Basic) comprobando mediante métodos de cálculo su buen funcionamiento y resultados. A su vez el presente trabajo permite que estudiantes e Ingenieros inmersos en la carrera, hagan uso de este programa facilitándoles el diseño y la resolución de problemas.