TESIS
IC2000
C38

UNIVERSIDAD CATOLICA ANDRES BELLO
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

ALGORITMO COMPUTACIONAL PARA AUTOMATIZAR EL DISEÑO DE COLUMNAS COMPLETAS DE ACERO EN EDIFICIOS APORTICADOS

REALIZADO POR CASTILLO G., José Gerardo
DELGADO P., Mery Rosa

PROFESOR GUIA Ing. Mario Paparoni

FECHA Octubre 2000

INDICE

ÍNDICE

SUMARIO **3**

NOTACIÓN Y UNIDADES **4**

INTRODUCCIÓN **10**
Alcance y Limitaciones 11
Antecedentes de la Investigación 12

CAPÍTULO I **14**

1. Filosofía del Diseño **14**
1.1. Método de los Estados Límites 14
1.2. Comparación entre Normas y Métodos. Hipótesis y Requisitos para el Diseño. 18

CAPÍTULO II **22**

2. Metodología del Diseño **22**
2.1. Combinaciones de Carga 23
Efectos P-Δ 28
2.2. Determinación de la Capacidad de la Sección 31
2.2.1. Clasificación de las Secciones 31
2.2.2. Determinación de la Capacidad a Compresión 35
2.2.2.1. Pandeo Flexional: 37
2.2.2.2. Pandeo Torsional: 40
2.2.3. Determinación de la Capacidad a Flexión 41
2.2.3.1. Pandeo Local del Alma: 44
2.2.3.2. Pandeo Local de las Alas: 45
2.2.3.3. Pandeo Lateral Torsional: 46
2.2.4. Miembros sometidos a Solicitaciones Combinadas 48
2.3. Combinación o Superposición de Teorías. Método de Diseño Propuesto 49
2.3.1. Representación Gráfica de las Ecuaciones de Interacción 49
2.3.2. Consideraciones Adicionales para el Diseño 54

CAPÍTULO III **56**

3. Desarrollo de la aplicación **56**
3.1. El Programa 56

3.2. Requerimientos del Sistema. Configuración 57
3.2.1. Hardware 57
3.2.2. Software 57
3.3. Estructura del Programa 58
3.4. Entrada de Datos 59
3.4.1. Solicitaciones 59
3.4.2. Datos del Perfil 61
3.4.3. Valores de Diseño 62
3.5. Resultados 64
3.5.1. Gráficos de Diseño 64
3.5.2. Resultados Numéricos 65
3.6. Utilidades del Programa 65
3.6.1. Calculadora 66
3.6.2. Cálculo de Coeficientes B_1 y B_2 66

CAPÍTULO IV **67**

4. Aplicación del Programa Dicol 2.0 **67**
4.1. Cálculo Manual 67
4.1.1. Clasificación de la sección (Tabla 4.1, 1618-98) 72
4.1.2. Resistencia a Compresión 73
4.1.3. Resistencia a Flexión 73

CONCLUSIONES **83**

RECOMENDACIONES **85**

BIBLIOGRAFÍA **87**

SUMARIO

SUMARIO

El presente Trabajo Especial de Grado, se realizó con el fin de buscar un método más sencillo para el diseño de las columnas en edificios aporticados de acero, comparado con los métodos usados tradicionalmente.

Para esto, se desarrolló una aplicación en Lenguaje Visual Basic, capaz de integrar los conceptos de dominios de resistencia y funciones de solicitaciones, obteniendo como resultado, toda la información requerida por el proyectista para el diseño de columnas en edificios aporticados de acero.

El método consiste esencialmente en "superponer" las solicitaciones a las que está sometida la columna en estudio, con el diagrama de capacidades de la sección seleccionada, permitiendo de esta manera que, con un solo golpe de vista, se puedan tomar las decisiones generales sobre todo el conjunto de miembros, piso a piso, que forman la columna, apreciando con facilidad el comportamiento de cada perfil sin estudiar a fondo los detalles y así, evitar la ejecución de tareas complejas, ya que simplemente al contrastar las solicitaciones con el dominio general, se puede observar si el perfil cumple o no con los requerimientos.

La aplicación desarrollada, permite al Ingeniero Estructural diseñar la columna de un edificio en toda su altura de manera rápida y efectiva, permitiendo además adquirir "sensibilidad" del problema, ya que se aprecian fácilmente las magnitudes de los efectos estudiados de forma global, y no se limita a una simple verificación matemática de una ecuación.

NOTACIÓN Y UNIDADES

NOTACIÓN Y UNIDADES

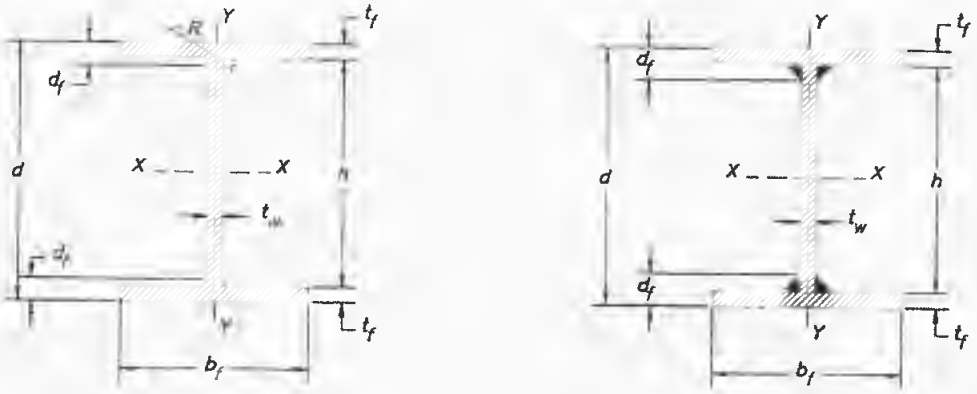
A	Área de la sección transversal. [cm^2]
A_e	Área efectiva. [cm^2]
B_1, B_2	Coeficientes usados en el cálculo de M_u para solicitaciones de flexión y fuerza normal determinados en un análisis de primer orden. [·]
C_b	Coeficiente de flexión que depende del gradiente de momentos. [·]
C_m	Coeficiente aplicado al término de flexión en la fórmula de interacción N-M de miembros prismáticos y que depende de la curvatura causada en el miembro por los momentos actuantes. [·]
$C_{m\gamma}$	Coeficiente aplicado al término de flexión en la fórmula de interacción N-M de miembros de altura variable y que depende de las tensiones normales en el extremo más pequeño del miembro. [·]
CP	Acciones permanentes. [kgf, kgf-m]
CV	Acciones variables. [kgf, kgf-m]
CVt	Acción variable en techos y cubiertas. [kgf, kgf-m]
Cw	Constante de alabeo. [cm^6]
E	Módulo de elasticidad del Acero. [kgf/cm^2]
F_{cr}	Tensión crítica. [kgf/cm^2]
F_{cft}, F_{cry}, F_{crz}	Tensión de pandeo flexotorsional en perfiles solicitados a compresión. [kgf/cm^2]
F_e	Tensión de pandeo elástico. [kgf/cm^2]
F_{ex}	Tensión de pandeo elástico con respecto al eje mayor. [kgf/cm^2]
F_{ey}	Tensión de pandeo elástico con respecto al eje menor. [kgf/cm^2]
F_{ez}	Tensión de pandeo elástico torsional. [kgf/cm^2]
F_L	El menor valor entre (F_{yf} - F_r) y F_{yw}. [kgf/cm^2]
F_r	Tensiones residuales de compresión en el ala. [kgf/cm^2]
F_u	Resistencia mínima de agotamiento en tracción especificada para el

	tipo de acero utilizado. [kgf/cm^2]
F_y	Tensión cedente mínima especificada para el tipo de acero utilizado. [kgf/cm^2]
G	Módulo de elasticidad al corte del acero, igual a E/2.6. [kgf/cm^2]
H	Fuerzas horizontales. [kgf]
I	Momento de inercia. [cm^4]
J	Constante de torsión uniforme (Constante de Saint-Venant). [kgf]
L	Luz. [m]
	Altura. [m]
	Longitud real no arriostrada lateralmente. [m]
L_b	Longitud no arriostrada lateralmente; distancia entre puntos que estén arriostrados contra el desplazamiento lateral del ala comprimida o contra la torsión de la sección transversal. [m]
L_p	Límite de la longitud no arriostrada lateralmente para desarrollar plenamente la capacidad plástica a flexión. Considerando una distribución uniforme de momento ($C_b = 1.0$). [m]
L_{pd}	Valor límite de la longitud no arriostrada lateralmente en un análisis plástico. [m]
L_r	Límite de la longitud no arriostrada lateralmente en pandeo lateral torsional. [m]
M	Momento flector. [kgf-m]
M_1	El menor de los momentos que actúan en el extremo de la longitud no arriostrada de una viga o viga – columna. [kgf-m]
M_2	El mayor de los momentos que actúan en el extremo de la longitud no arriostrada de una viga o viga – columna. [kgf-m]
M_A, M_B, M_C	Valor absoluto de los momentos calculados a 0.25 L_b, 0.50 L_b y 0.75 L_b, respectivamente. [kgf-m]
M_{cr}	Momento crítico de pandeo elástico. [kgf-m]

M_{lt}	Momento mayorado en el miembro debido solamente al desplazamiento lateral del pórtico. [kgf-m]
$M_{máx}$	Valor absoluto del momento máximo en el segmento entre arriostramientos. [kgf-m]
M_t	Resistencia teórica a la flexión. [kgf-m]
M_{nt}	Momento mayorado en el miembro suponiendo que no hay desplazamiento lateral del pórtico. [kgf-m]
M_{ox}, M_{oy}	Resistencia teórica a flexión de una columna en presencia de fuerza normal en ausencia del otro momento ortogonal. [kgf-m]
M_p	Momento plástico teórico. [kgf-m]
M_{pa}	Momento plástico teórico modificado por carga normal. [kgf-m]
M_{pe}	Momento plástico teórico modificado por carga normal. [kgf-m]
M_r	Momento límite de pandeo; igual a M_{cr} cuando y $C_b = 1.0$. [kgf-m]
M_{rcx}, M_{rcy}	Resistencia teórica a flexión en una columna, reducida por la presencia de fuerza normal. [kgf-m]
M_u	Momento flector mayorado. [kgf-m]
M_y	Momento correspondiente a la cedencia de la fibra más extrema en una distribución elástica. [kgf-m]
N_e	Carga Normal de pandeo elástico. [kgf]
N_{e1}, N_{e2}	Carga Normal de pandeo elástico en pórticos arriostrados y pórticos no arriostrados, respectivamente, calculada según la fórmula de Euler. [kgf]
N_t	Resistencia teórica a fuerza normal de tracción o compresión. [kgf]
N_u	Solicitación mayorada de tracción o compresión normal. [kgf]
R	Factor de reducción de respuesta, definido en la Norma COVENIN – MINDUR 1756-98. [·]
R_t	Resistencia teórica. [kgf, kgf-m]
S	Acciones sísmicas. [kgf, kgf-m]

S_H	Componente horizontal de la acción sísmica. [kgf]
S_x	Módulo elástico de la sección con respecto a su eje mayor. [cm^3]
W	Acciones eólicas. [kgf, kgf-m]
Z	Módulo plástico de la sección. [cm^3]
b_{cf}	Ancho del ala de la columna. [mm]
b_f	Ancho del ala. [mm]
d	Altura total de un miembro.[mm]
d_f	Distancia desde la cara exterior del ala al borde del filete del alma de un perfil laminado o la distancia equivalente en una sección soldada. [mm]
h	Distancia libre entre las alas de una viga en la sección considerada. [mm]
h_e	En un perfil soldado, el doble de la distancia entre el baricentro de la sección y la cara interna del ala comprimida. [mm]
k	Factor de longitud efectiva en un miembro prismático. [·]
k_z	Factor de longitud efectiva para pandeo torsional. [·]
r	Radio de giro gobernante. [cm]
$\overline{r_o}$	Radio polar de giro con respecto al centro de corte. [cm]
r_x, r_y, r_z	Radio de giro con respecto a los ejes X, Y, Z, respectivamente. [cm]
t	Espesor. [mm]
t_f	Espesor del ala. [mm]
t_w	Espesor del alma. [mm]
x_o, y_o	Coordenadas del centro de corte con respecto al baricentro de la sección. [cm]
Δ_{oh}	Deslizamiento lateral del entrepiso en consideración. [cm]
Ω_o	Factor de sobrerresistencia aplicado a la componente horizontal del sismo. [·]

γ	Factor de mayoración de solicitaciones. [·]
λ	Parámetro de esbeltez local de un elemento, definida la esbeltez local como su relación anchura / espesor. [·]
λ_c	Parámetro de esbeltez de una columna que separa el dominio del pandeo elástico del inelástico. [·]
λ_e	Parámetro de esbeltez equivalente. [·]
λ_{ef}	Parámetro de esbeltez efectiva. [·]
λ_p	Parámetro de esbeltez local límite para clasificar un elemento como de sección compacta. [·]
λ_{pl}	Parámetro de esbeltez local límite para clasificar un elemento como de sección plástica. [·]
λ_r	Parámetro de esbeltez local límite para clasificar un elemento como de sección no compacta. [·]
ϕ	Factor e minoración de la resistencia teórica. [·]
ϕ_a	Relación del área efectiva de la sección transversal de un miembro comprimido normalmente respecto a su área total. [·]
ϕ_{as}	Factor de reducción por efecto de pandeo local igual al producto de $\phi_a \phi_s$. [·]
ϕ_b	Factor de minoración de la resistencia teórica a flexión. [·]
ϕ_c	Factor de minoración de la resistencia teórica a compresión. [·]
ϕ_s	Factor de reducción de tensiones normales donde la relación anchura / espesor de elementos no rigidizados excede los valores límites dados en la Tabla 4.1. [·]
ν	Coeficiente de Poisson. [·]



Notación Sección Doble T

INTRODUCCIÓN

INTRODUCCIÓN

El creciente uso de las estructuras en acero plantea la necesidad e importancia de buscar métodos de diseño más sencillos para los miembros Estructurales, comparados con los usados tradicionalmente.

El diseño de estructuras de acero mediante programas de computación, por lo general suministra información que no está correlacionada. Cada sección es tratada independientemente de las demás, dándose los resultados como información de si la sección pre-escogida es o no adecuada para las solicitaciones resultantes.

Esto trae como consecuencia, que en la mayoría de los casos, el Ingeniero Estructural no perciba las relaciones inevitables que existen entre las solicitaciones de pisos sucesivos.

Así como tampoco percibe la magnitud de la discrepancia que puede haber entre "no satisfactorio" y "satisfactorio", que, además de convertir el proceso de diseño en algo parecido a la revisión de una lista de lotería, es decir, a la observación y contraste de números que aparentemente son estadística y funcionalmente independientes.

En esta modalidad de diseño, se pierde mucho tiempo en verificaciones innecesarias, y no se adquiere la llamada "sensibilidad".

Esta situación puede resolverse si decidimos tratar las solicitaciones como funciones y las resistencias o capacidades como dominios de aceptación (siempre cerrados).

El Método de Diseño que se propone en el presente Trabajo Especial de Grado, logra integrar en una sola imagen imprimible desde la pantalla del

computador, toda la información de diseño necesaria para calcular una columna de un edificio en toda su altura.

El método consiste esencialmente en "superponer" las solicitaciones a las que está sometida la columna en estudio, con el diagrama de capacidades de la sección seleccionada, permitiendo de esta manera que, con un solo golpe de vista, se puedan tomar las decisiones generales sobre todo el conjunto de miembros, piso a piso, que forman la columna, apreciando con facilidad el comportamiento de cada perfil sin estudiar a fondo los detalles, y así evitar la ejecución de tareas complejas, ya que simplemente al contrastar las solicitaciones con el dominio general, se puede observar si el perfil cumple o no con los requerimientos. Además, se pueden apreciar las magnitudes de las tensiones y las capacidades de las secciones de una forma global, tratando el problema como un todo, y no como elementos independientes, adquiriendo sensibilidad ante el problema estudiado.

ALCANCE Y LIMITACIONES

La aplicación desarrollada, se basa en la Norma COVENIN – MINDUR 1618-98: *"Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites"* y en la Norma COVENIN – MINDUR 1756-98: *"Edificaciones Sismorresistentes"*.

El programa es aplicable para columnas de acero de sección I ó H, en edificaciones aporticadas con no más de 20 pisos de altura, y con igual longitud de entrepiso en todos los niveles analizados.

El análisis contempla secciones laminadas o soldadas, tanto nacionales como importadas.

No son considerados perfiles con otro tipo de sección por no ser tan comunes como columnas en edificaciones, aunque no se descarta su estudio en trabajos posteriores.

No se contempla el uso de secciones compuestas, como por ejemplo dos perfiles U dispuestos en forma de "doble T" o dos pares de ángulos en forma de "doble T", ya que por lo general los perfiles I ó H requeridos en edificaciones son fáciles de conseguir, por lo que el uso de secciones compuestas sólo ocurre en casos muy particulares.

Tampoco se incluyen los perfiles tubulares, que se rigen por normas y manuales particulares del *Steel Tube Institute of North America* con el copatrocinio del *American Institute of Steel Construction, AISC*, y el *American Iron and Steel Institute, AISI.*

ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

Los Diagramas de Interacción o Diagramas M-N constituyen una herramienta gráfica que facilita la resolución de problemas de diseño de columnas, en especial de columnas cortas de concreto armado.

El término "diagrama de interacción" se usa internacionalmente desde los años 50 para los ábacos que describen la resistencia flexoaxial de las columnas de cualquier material sometidas a tensiones normales, o sea, al conjunto de fuerzas axiales N y momentos flectores Mx, My simultáneos bajo condiciones prefijadas y cuando son coplanares (pues el problema es tridimensional).

Un diagrama de interacción no es más que una figura cerrada que permite visualizar el dominio de resistencia que puede alcanzar el miembro en estudio, permitiendo analizar el problema como un todo.

El trabajo más completo relacionado con la aplicación de los Diagramas de Interacción en nuestro país, fue realizado por el Dr. Joaquín Marín, quien posteriormente con el Ing. Antonio Güell publicó un manual para el cálculo de

columnas de concreto armado en el cual explica de forma clara la realización de dichos diagramas.

En 1993, los Ingenieros Carlos Clemente y Adriano Costa, realizaron un Trabajo Especial de Grado titulado *"Diagramas de Interacción por Flexión y Carga Axial, para Tensiones Admisibles. Solución General. Aplicación a secciones de acero del mercado nacional"*, el cual explica de una manera clara como se realizan los Diagramas de Interacción para algunos perfiles de acero, basándose en los criterios establecidos en la Norma Venezolana COVENIN – MINDUR 1618-82: *"Estructuras de Acero para Edificaciones. Proyecto, Fabricación y Construcción"*, y algunas consideraciones expuestas en el Manual de Proyectos de Estructuras de Acero SIDOR, Tomo I. Dichos diagramas se realizaron tanto para la Teoría Plástica como para la Teoría Elástica, establecidas ambas como criterios de diseño en la Norma.

Los Diagramas de Interacción para los distintos perfiles de acero estudiados se realizaron con un programa de computación desarrollado en Lenguaje Pascal.

CAPÍTULO I
FILOSOFÍA DEL DISEÑO

CAPÍTULO I

1. Filosofía del Diseño

1.1.Método de los Estados Límites

Un estado límite se define como la situación más allá de la cual una estructura, miembro o componente Estructural queda inútil para su uso previsto, bien sea por su falla resistente, deformaciones, vibraciones excesivas, inestabilidad, deterioro, colapso o cualquier otra causa.

El objetivo del diseño por el Método de los Estados Límites, es el de mantener o conservar una probabilidad baja de alcanzar o llegar a un estado límite preestablecido para una dada tipología Estructural.

Para cumplir con este objetivo, es necesario garantizar que las demandas de rigidez, resistencia, estabilidad y de absorción y disipación de energía sobre la estructura, sus miembros y juntas, no excedan la de los mismos (Ver Figura 1).

Como se muestra en la Tabla 1[1], tomada de la Norma COVENIN – MINDUR 2004-98: *"Terminología de las Normas Venezolanas Covenin – Mindur de Edificaciones"*, las solicitaciones se multiplican por sus factores de mayoración para cuantificar la demanda y simultáneamente las resistencias teóricas se multiplican por sus factores de minoración para calcular la capacidad.

[1] Corresponde a la Tabla 3 de la Norma COVENIN – MINDUR 2004-98: *"Terminología de las Normas Venezolanas Covenin – Mindur de Edificaciones"*.

Condición Fundamental: $\overline{D}_{uik} = \sum_j \gamma_{kj} \underset{ij}{C} \{\overline{A}_j\} \leq \varphi_i \overline{R}_{ti}$

Nomenclatura general	**DEMANDA**	$\leq$	**CAPACIDAD**
Nomenclatura Estructural	**SOLICITACIONES**	$\leq$	**RESISTENCIAS**
Conocimientos necesarios:	**Análisis**		**Materiales**

Resistencias teóricas $\mathbf{R_t}$ ("nominales" según ACI y AISC)

Factores de minoración de Resistencias ϕ

Resistencias minoradas (de "diseño" según ACI y AISC)

Acciones previstas (**CP**, **CV**, **SIS**, **W**...)

Cálculos Estructurales (Análisis)

Factores de Mayoración de Solicitaciones γ

Combinaciones de Solicitaciones mayoradas o Demanda local de Resistencia ("resistencia requerida" según el ACI y AISC).

Factores de Seguridad:

A = Acciones previstas: **CP**, **CV**, **SIS**, **W**... j tipos.

C = Operador que simboliza los Cálculos Estructurales ("Análisis" Estructural): convierte las Acciones j en Solicitaciones i.

$\mathbf{D_u}$ = Demanda local de Resistencia o Solicitaciones correspondientes a un Estado Límite (no se use la letra S), tiene i componentes: $\mathbf{N_u}$, $\mathbf{M_u}$, $\mathbf{V_u}$, $\mathbf{T_u}$, $\mathbf{q_u}$, $\mathbf{u_u}$...

$\mathbf{R_t}$ = Capacidad o Resistencia teórica, hay i componentes: $\mathbf{N_t}$, $\mathbf{M_t}$, $\mathbf{V_t}$, $\mathbf{T_t}$, $\mathbf{q_t}$, $\mathbf{u_t}$...

i = Índice identificador de los componentes de la Resistencia.

j = Índice identificador del tipo de Acciones supuestas y cuantificadas.

k = Índice de las Combinaciones de Solicitaciones prescritas por las Normas.

γ = Factores de Mayoración de Solicitaciones, según la Combinación k y Acción j.

ϕ = Factores de Minoración de Resistencias, depende de cuál es el componente i.

$\overline{}$ = (raya superior) denota que la variable es un vector: un conjunto de valores en diferentes sitios de la estructura.

Tabla 1. Esencia, Nomenclatura y Notación propuesta del Diseño Estructural en el Estado Límite de Resistencia.

La Norma considera básicamente dos estados límites:

a) Estado Límite de Agotamiento Resistente:

Define la seguridad ante acciones extremas durante la vida útil esperada de la estructura, y comprende las verificaciones por resistencia, estabilidad, volcamiento, colapso y cualquier otra falla Estructural que afecte la seguridad y la vida.

Figura 1. Filosofía del Diseño de Los Estados Límites

Los factores de minoración de las resistencias teóricas y de mayoración de las solicitaciones, reflejan la incertidumbre con que pueden determinarse las resistencias y solicitaciones. Estos factores toman en cuenta las imprecisiones inevitables de la teoría, las variaciones en las propiedades de los materiales y en las dimensiones de las piezas, así como también la incertidumbre en la transformación de las acciones en solicitaciones. Este criterio suministra un margen de confiabilidad para acciones inesperadas o no contempladas, pero no contra los errores grandes o negligencia en la estimación de las mismas.

b) Estado Límite de Servicio:

Define los requisitos funcionales y se relaciona con la durabilidad y funcionamiento bajo condiciones normales de servicio que puedan afectar el confort de los usuarios.

El criterio de estado límite de servicio es el de prevenir la interrupción en el uso funcional y daños a las estructuras durante su uso normal diario.

Haciendo una generalización de la Tabla 3 de la Norma COVENIN – MINDUR 2004-98, se ha propuesto la siguiente ecuación para el estado límite de servicio en términos de deformación:

$$\phi.\Delta_{ni} \geq L.\left(\sum_{i}^{n} \gamma_i.Q_i\right) \qquad \text{(Ec.1-1)}$$

donde:

Δ_{ni} = deformación correspondiente al Estado Límite considerado (deriva, rotación en las rótulas plásticas, etc.).

L = operador fuerza – deformación.

$\sum_{i}^{n} \gamma_i.Q_i$ = demanda local de resistencia o solicitaciones mayoradas sobre la estructura (incluyendo acciones sísmicas).

Existen tres tipos de comportamiento Estructural que pueden llevar al estado límite de servicio:

- Excesivo daño local por cedencia, pandeo, deslizamiento, o agrietamiento que puede requerir un excesivo mantenimiento u ocasionar corrosión.

- Excesiva flecha o rotación que puede afectar la apariencia, función, o drenaje de la estructura, o que puede causar daños a componentes no Estructurales y sus conexiones.

- Vibración excesiva producida por viento o cargas variables transitorias que afectan el bienestar de los ocupantes de la estructura o la operación de equipos mecánicos.

La verificación del estado límite de servicio concierne al adecuado desempeño de las condiciones de solicitación. Si bien se supone comportamiento elástico, algunos componentes Estructurales deberán ser estudiados con respecto a su comportamiento bajo las acciones que actúan a largo plazo.

Las solicitaciones y sus apropiadas combinaciones, así como los valores límites aceptables deben ser estudiados cuidadosamente por el Ingeniero Estructural, tomando en consideración la reacción de los ocupantes a la respuesta de la estructura.

1.2. Comparación entre Normas y Métodos. Hipótesis y Requisitos para el Diseño.

La Norma COVENIN – MINDUR 1618-82: *"Estructuras de Acero para Edificaciones. Proyecto, Fabricación y Construcción"*, se basa en el Método de las Tensiones Admisibles, el cual establece como criterios de diseño uno basado en la Teoría Elástica y otro en la Teoría Plástica.

El Diseño Elástico establece que los miembros se dimensionarán para resistir las tensiones producidas por las cargas de servicio previstas, calculadas de acuerdo a

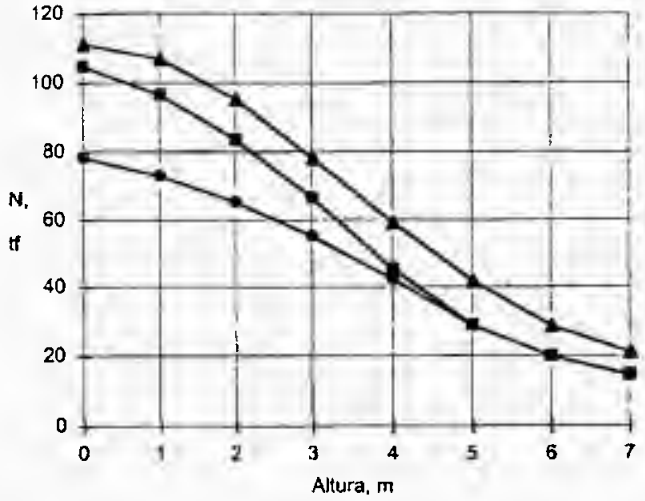
la Teoría Elástica y limitadas por las tensiones admisibles especificadas en el Capítulo 7 de la Norma.

En el Diseño Plástico los miembros de pórticos continuos o las partes continuas de pórticos se podrán dimensionar basándose en su agotamiento resistente, a fin de soportar las cargas de servicio previstas multiplicadas por los factores de mayoración prescritos, dentro de los límites establecidos en la Parte 3 de la Norma, tratado en el Capítulo 25.

A diferencia de la Norma COVENIN 1618-82, la COVENIN – MINDUR 1618-98: *"Estructuras de Acero para Edificaciones Métodos de los Estados Límites"*, está basada, como su nombre lo indica, en el Método de los Estados Límites. Este Método involucra consideraciones explícitas sobre los Estados Límites, los factores de mayoración de las solicitaciones y los factores de minoración de la resistencia teórica, los cuales han sido obtenidos probabilísticamente a fin de tener un método de diseño más racional, confiable y en la mayoría de los casos con una economía global. Además, facilita el uso de la Norma COVENIN – MINDUR 1756-98: "*Edificaciones Sismorresistentes*", en la cual se establecen Niveles de Diseño en las diferentes zonas sísmicas del país.

El Método de los Estados Límites unifica los criterios de diseño utilizados en la Norma COVENIN – MINDUR, basados en la Teoría Plástica y la Teoría Elástica, y es por esto que no deben esperarse diseños radicalmente diferentes entre un método y otro, ya que la calibración de la nueva Norma se ha hecho a partir de diseños representativos realizados con los métodos anteriores. En la Figura 2, se puede apreciar las diferencias que existen al determinar la capacidad de una columna según el método de diseño. El Método del AISC-LRFD corresponde al Método de los Estados Límites, mientras que el AISC-ASD corresponde al Método de las Tensiones Admisibles. En esta figura se puede observar que la resistencia de una columna

diseñada con el LRFD es mayor que la de una columna diseñada con el ASD, lo que incide directamente en el costo de la misma.



Resistencia comparativa de Columna VP 300x41.3 según los métodos de diseño AISC.

AISC-LRFD; acero A36, $F_y = 2530$ kgf / cm^2; $c_{as} = 0.982$

AISC-ASD; acero A572 Gr. 50, $F_y = 3515$ kgf / cm^2; $c_{as} = 0.946$

AISC-ASD; acero A36, $F_y = 2530$ kgf / cm^2; $c_{as} = 0.981$

Figura 2. Resistencia Comparativa de Columna según los Métodos de Diseño

El Método de los Estados Límites permite el uso de métodos de análisis plásticos y elásticos, siempre que se cumplan los siguientes requisitos:

1. Los aceros utilizados cumplen con los requisitos del Capitulo 5 y exhiben las características tensión – deformación que se exigen para la redistribución de momentos.

2. Las relaciones anchura / espesor[2] cumplen con los correspondientes requisitos para el tipo de sección establecidos en el Capítulo 4.

3. Los miembros están arriostrados lateralmente de acuerdo con los requisitos para cada Nivel de Diseño, ND.

4. Existen rigidizadores en el alma de los miembros en aquellos puntos de aplicación de cargas donde se espere la formación de rótulas plásticas.

5. Los empalmes en las vigas y las columnas se han diseñado conforme a los requisitos del Artículos 21.7.

6. Los miembros no están sometidos a grandes cargas de impacto o fatiga, y se ha tomado en cuenta la influencia de las deformaciones inelásticas sobre la estabilidad y capacidad de la estructura.

[2] A pesar de que en la Norma COVENIN 1618-98 se refieren a relaciones ancho / espesor, para efectos de este trabajo se considerará el hecho de que el término "ancho" corresponde a un adjetivo, por lo que la palabra adecuada en este caso es el sustantivo "anchura".

CAPÍTULO II
METODOLOGÍA DEL DISEÑO

CAPÍTULO II

2. Metodología del Diseño

El objetivo principal del presente Trabajo Especial de Grado, es el desarrollo de una aplicación capaz de integrar los conceptos de dominios de resistencia y funciones de solicitaciones, obteniendo como resultado, toda la información requerida por el proyectista para el diseño de columnas en edificios aporticados de acero.

Para poder obtener una aplicación que fuera útil, y no sólo un programa que generara valores "aleatorios" que revisten poca o ninguna importancia para el diseño de los miembros, se decidió utilizar el lenguaje de Programación Visual Basic, conjuntamente con la aplicación EXCEL, de Microsoft Office, ya que permite crear una interfaz gráfica amigable para el usuario, y realizar las operaciones y cálculos necesarios de manera confiable.

De esta manera, se pudo desarrollar una herramienta eficaz, ya que se logra reducir en un gran porcentaje, las operaciones y verificaciones que los métodos tradicionales de cálculo imponen, permitiendo realizar el diseño de una columna en toda su altura, en un tiempo considerablemente más corto que el necesario por otros métodos.

El programa se basa en la teoría de que todo miembro Estructural tiene una capacidad o resistencia definida, que depende de parámetros tales como sus propiedades geométricas, módulos de sección, inercias, longitud, etc.

Tales resistencias se pueden representar mediante figuras cerradas (dominios), generándose una serie de gráficos que nos proporcionan toda la información acerca de la capacidad resistente de una cierta sección.

En cuanto a las solicitaciones a que esta expuesta la columna, el programa considera que las mismas se pueden representar mediante "funciones", y no como valores aislados, permitiendo apreciar las relaciones que, inevitablemente, existen entre pisos sucesivos.

Finalmente, uniendo ambos conceptos, se obtienen los gráficos de diseño que superponen capacidades resistentes con solicitaciones, obteniendo en una sola imagen de pantalla, toda la información requerida para el diseño de una columna en toda su altura.

El desarrollo de la aplicación, se fundamenta principalmente en las disposiciones de la Norma COVENIN – MINDUR 1618-98: *"Estructuras de Acero para edificaciones. Método de los Estados Límites"* y, como se dijo anteriormente, es aplicable sólo a perfiles laminados o soldados, de sección I ó H.

A continuación se presenta la formulación y el fundamento teórico en el cual se basa la aplicación, según las disposiciones de la Norma.

2.1.Combinaciones de Carga

Las columnas, al igual que las juntas y conexiones y la estructura en general, deben diseñarse para que cumplan con los requisitos exigidos por el Método de los Estados Límites, establecido en la Norma.

Deben tener la resistencia, rigidez, estabilidad y tenacidad para soportar las acciones y consecuentemente las combinaciones de carga que se establecen en dicha Norma.

Como lo indica la Norma en su Capítulo 10, *Acciones e Hipótesis de Solicitaciones*, se considerarán las siguientes acciones:

CP Acciones permanentes debidas al peso propio de la estructura. Están definidas en el Capítulo 4 de la Norma COVENIN – MINDUR 2002: *"Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones"*.

CV Acciones Variables debidas al uso y ocupación de la edificación. Están definidas en el Capítulo 5 de la Norma COVENIN – MINDUR 2002: *"Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones"*.

CVt Acciones variables en techos y cubiertas, definidas en la Sección 5.2.4 de la Norma COVENIN – MINDUR 2002: *"Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones"*.

W Acciones accidentales debidas al viento, en la Norma COVENIN – MINDUR 2003: *"Acciones del Viento sobre las Construcciones"*.

S Acciones accidentales debidas al sismo, las cuales se determinan según el criterio establecido en la Norma COVENIN – MINDUR 1756-98: *"Edificaciones Sismorresistentes"*.

Las solicitaciones mayoradas para la columna en estudio, se determinarán a partir de la hipótesis de solicitaciones que sea más desfavorable.

Se considerarán las siguientes hipótesis o combinaciones de solicitaciones:

GRUPO I	$1.4 \cdot CP$	(10-1)
	$1.2 \cdot CP + 1.6 \cdot CV + 0.5 \cdot CVt$	(10-2)
	$1.2 \cdot CP + 1.6 \cdot CVt + (0.5 \cdot CV$ ó $0.8 \cdot W)$	(10-3)
	$1.2 \cdot CP + 1.3 \cdot W + 0.5 \cdot CV + 0.5 \cdot CVt$	(10-4)
	$0.9 \cdot CP + 1.3 \cdot W$	(10-5a)
	$0.9 \cdot CP - 1.3 \cdot W$	(10-5b)
	$1.2 \cdot CP + \gamma \cdot CV + S$	(10-6a)
	$1.2 \cdot CP + \gamma \cdot CV - S$	(10-6b)
	$0.9 \cdot CP + S$	(10-7a)
	$0.9 \cdot CP - S$	(10-7b)
GRUPO II	$1.2 \cdot CP + \gamma \cdot CV + \Omega_0 S$	(10-9a)
	$1.2 \cdot CP + \gamma \cdot CV - \Omega_0 S$	(10-9b)
	$0.9 \cdot CP + \Omega_0 S$	(10-10a)
	$0.9 \cdot CP - \Omega_0 S$	(10-10b)[3]

El Grupo I corresponde a las hipótesis de solicitaciones para el Estado Límite de Agotamiento Resistente. El efecto más desfavorable puede ocurrir cuando una o más solicitaciones no están actuando, por lo que todas las combinaciones indicadas en este grupo deben ser investigadas.

Conforme al Artículo 8.6 de la Norma COVENIN – MINDUR 1756-98: *"Edificaciones Sismorresistentes"*, se deberán incluir los efectos ortogonales de la acción sísmica.

[3] La numeración de las combinaciones de carga corresponde a la utilizada en la Norma Covenin – Mindur 1618-98: *"Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites"*.

Según este Artículo, se deberá incorporar el cien por ciento (100 %) del sismo en una dirección principal con el treinta por ciento (30 %) del sismo en la dirección ortogonal y viceversa, con todos los signos posibles.

Para ilustrar el cumplimiento de este Artículo, se tomará como ejemplo la hipótesis de solicitación (10-7a). Según la Norma, esta combinación se debe escribir de la siguiente manera:

$$0.9 \cdot CP + [100\% \cdot S_x + 30\% \cdot S_y] \quad \text{(en dirección x)}$$

$$0.9 \cdot CP + [30\% \cdot S_x + 100\% \cdot S_y] \quad \text{(en dirección y)}$$

El Grupo II corresponde a los requisitos sismorresistentes adicionales exigidos en la Norma. Estas combinaciones, incorporan el factor de sobrerresistencia del sistema Estructural, Ω_0, para tomar en cuenta la sobrerresistencia inherente al Tipo de sistema Estructural durante el máximo sismo probable, ya que las fuerzas normales calculadas en las columnas usando el sismo de diseño especificado pueden ser excedidas como resultado de la reducción de las fuerzas sísmicas elásticas por efecto de la ductilidad, y que, usualmente, este tipo de análisis no incorpora explícitamente la concurrencia de aceleraciones verticales. Las combinaciones propuestas suministran una aproximación al efecto vertical del sismo, la combinación (10-9) como la demanda mínima a compresión de la columna y la (10-10) como la demanda mínima a tracción.

Los miembros sometidos a estas solicitaciones y en los cuales se esperen incursiones inelásticas cumplirán con lo dispuesto en la Sección 5.2.1. de la Norma COVENIN – MINDUR 1618-98.

El factor de sobrerresistencia del sistema Estructural resistente a sismos, tendrá los siguientes valores:

- Todos los sistemas aporticados, $\Omega_0 = 3$
- Pórticos con diagonales excéntricas y sistemas con muros Estructurales, $\Omega_0 = 2.5$
- Todos los otros sistemas que cumplen con los requisitos de las Partes 2 y 5, $\Omega_0 = 2$

De acuerdo a su criterio, el Ingeniero Estructural formulará las hipótesis de solicitaciones adecuadas a fin de seleccionar el efecto más desfavorable y también verificará el Estado Límite de Servicio.

Al graficar los diferentes casos o combinaciones de solicitaciones se obtiene un gráfico o nube de solicitaciones, similar al que se muestra en la Figura 3.

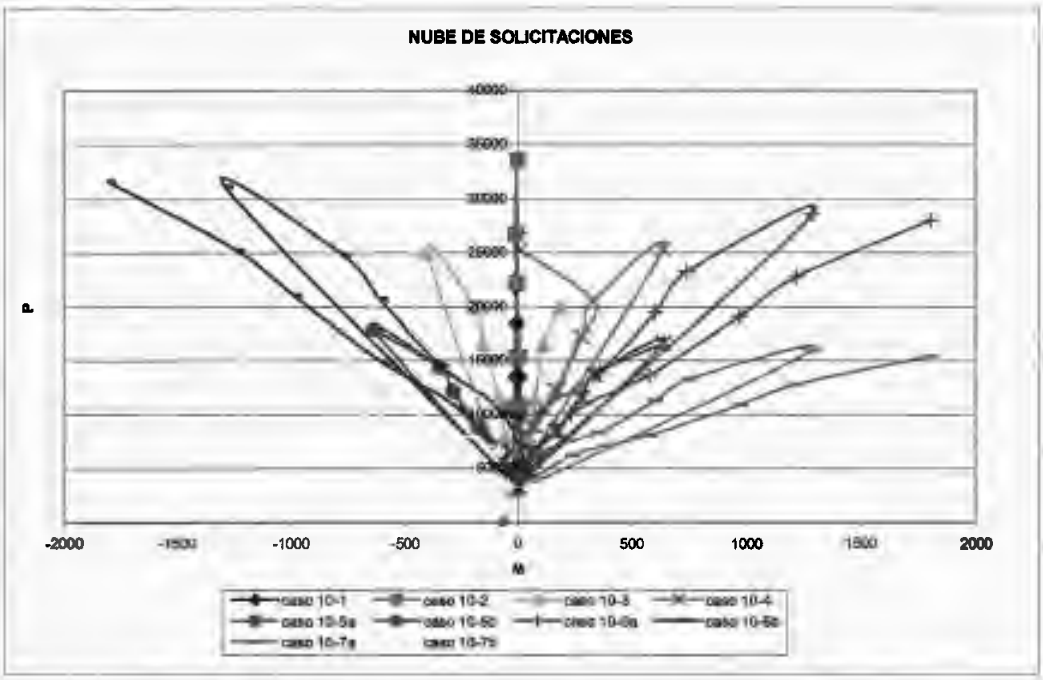


Figura 3. Nube de Solicitaciones

Para las Columnas, una vez calculadas las fuerzas en los extremos superior e inferior, se determinarán las máximas solicitaciones (envolvente) de la Fuerza Axial y Momento Flector, tomando para ello el caso más desfavorable de las combinaciones de carga en cada extremo.

El usuario del programa tendrá dos opciones al momento de introducir las solicitaciones en la aplicación, una de ellas consiste en conocer cual es el caso más desfavorable e introducir la información referente a carga axial, momento inferior y superior para cada piso, o introducir las solicitaciones N_u, M_{ux} y M_{uy} superior e inferior causados por CP, CV, CVt, S y W para cada piso, y a partir de estos datos el programa calculará cada uno de los casos de carga antes mencionados.

Efectos P-Δ

Para un valor dado de las cargas aplicadas, el pórtico tiene un valor de deriva Δ, que no es más que el desplazamiento horizontal relativo entre dos niveles consecutivos debido a las cargas laterales, y cuyos valores máximos se encuentran especificados en la Norma COVENIN – MINDUR 1756-98.

En pórticos no arriostrados se generan momentos adicionales en las columnas y vigas del sistema resistente a cargas laterales, conocidos como momentos P-Δ, donde P es la sumatoria de cargas gravitacionales por encima del piso[4] y Δ la deriva del entrepiso. Al incrementarse la carga, se incrementa el efecto P-Δ por lo que deben ser considerados en el diseño.

Para estructuras diseñadas sobre la base de un análisis elástico, el Ingeniero Estructural podrá usar un análisis de primer orden y los factores de amplificación B_1 y

[4] El término "piso" se refiere clara y llanamente a donde se pisa. En las edificaciones, se refiere a la superficie horizontal soportante que constituye el nivel inferior de cada entrepiso. No se debe confundir con el término "entrepiso", que se refiere al espacio comprendido entre un piso y el piso o techo superior siguiente, excluyendo los sótanos y áticos.

B_2. Los momentos no asociados a desplazabilidad se multiplicarán por el factor B_1 y los producidos por fuerzas que ocasionan desplazabilidad por B_2.

Para determinar los factores B_1 y B_2 se utilizará el procedimiento aproximado que se describe a continuación, el cual se encuentra en la Sección 9.5 de la Norma COVENIN - MINDUR 1618-98.

Se calcula el valor de C_m el cual es un coeficiente basado en un análisis de primer orden suponiendo que no hay desplazamiento lateral del pórtico y cuyo valor se tomará como se indica a continuación:

a) Para miembros comprimidos que no estén solicitados por cargas transversales entre sus apoyos en el plano de flexión:

$$C_{mx} = 0.6 - 0.4 \cdot \frac{M_1}{M_2} \qquad \text{(Ec. 1)}$$

Donde M_1/M_2 es la relación entre el menor y el mayor momento en los extremos de cada porción del miembro no arriostrado en el plano de flexión bajo consideración, M_1/M_2 es positiva cuando la flexión produce doble curvatura en el miembro y negativa cuando produce curvatura sencilla.

b) Para miembros comprimidos solicitados por cargas transversales o momentos entre sus apoyos, el valor de C_m puede determinarse mediante análisis. En lugar de este análisis, pueden utilizarse los siguientes valores:

   a. Para miembros solicitados por una carga distribuida o una serie de cargas puntuales entre sus apoyos, $C_m = 1.0$

   b. Para miembros solicitados por cargas concentradas o momentos entre sus apoyos, $C_m = 0.85$.

Cálculo de Ne_{1x} y Ne_{1y}

$$Ne_{1x} = \frac{A \cdot F_y}{\lambda_c^2} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot A}{\left(k_x \cdot L / r_x\right)} \qquad \text{(Ec. 2)}$$

$$Ne_{1y} = \frac{A \cdot F_y}{\lambda_c^2} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot A}{\left(k_y \cdot L / r_y\right)} \qquad \text{(Ec. 3)}$$

Cálculo de B_1

$$B_{1x} = \frac{C_{mx}}{1 - \left(N_u / Ne_{1x}\right)} \geq 1 \qquad \text{(Ec. 4)}$$

$$B_{1y} = \frac{C_{my}}{1 - \left(N_u / Ne_{1y}\right)} \geq 1 \qquad \text{(Ec. 5)}$$

Cálculo de B_2

$$\Delta_{ohx} = 0.8 \cdot R \cdot \Delta e_{ix} \qquad \text{(Ec. 6)}$$

$$\Delta_{ohy} = 0.8 \cdot R \cdot \Delta e_{iy} \qquad \text{(Ec. 7)}$$

$$B_{2x} = \frac{1}{1 - \left(\Sigma N_u \cdot \frac{\Delta oh_x}{\Sigma H_x \cdot L}\right)} \qquad \text{(Ec. 8)}$$

$$B_{2y} = \frac{1}{1 - \left(\Sigma N_u \cdot \frac{\Delta oh_y}{\Sigma H_y \cdot L}\right)} \qquad \text{(Ec. 9)}$$

$$\text{ó} \quad B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma N_u}{\Sigma Ne_2}} \qquad \text{(Ec. 10)}$$

Donde Δ_{oh} es el desplazamiento lateral del entrepiso en consideración. Cuando los desplazamientos sean ocasionados por la acción sísmica se calcularán conforme al Capítulo 10 de la Norma COVENIN – MINDUR 1756-98: *"Edificaciones Sismorresistentes"*.

2.2. Determinación de la Capacidad de la Sección

2.2.1. Clasificación de las Secciones

Con el objeto de facilitar el diseño de los miembros Estructurales, la Norma introduce el concepto de clasificación de la sección transversal, en función de las relaciones anchura / espesor de los elementos que la conforman.

Según este concepto, se pueden tener 4 tipos de sección:

a) Secciones para Diseño Plástico: aquellas que alcanzan el momento plástico y lo conservan durante las rotaciones necesarias para la redistribución de momentos en la estructura. Este tipo de secciones podrán ser diseñadas por métodos de análisis plástico, con las limitaciones impuestas en el Artículo 1.6 de la Norma. Estas secciones tienen una relación anchura / espesor menor o igual al valor límite λ_{pd}.

b) Secciones Compactas: son aquellas secciones que alcanzan el momento plástico pero sin la capacidad de rotación bajo la magnitud constante del momento plástico. Estas secciones tienen una relación anchura / espesor menor o igual al valor límite λ_p.

c) Secciones No Compactas: son aquellas que desarrollan el momento correspondiente a la iniciación de la tensión cedente antes de que ocurra el pandeo local. Estas secciones no son propensas al pandeo local, y poseen relación anchura / espesor mayor que λ_p pero menor o igual a λ_r.

d) Secciones con Elementos Esbeltos: tienen como estado límite de agotamiento resistente el pandeo local del ala comprimida y/o el pandeo del alma. Estas secciones tienen una relación anchura / espesor superior al valor límite λ_r.

A través de la clasificación de la sección, se le permite al Ingeniero tomar decisiones de si cambiar o no el perfil, cuando se detecta que el mismo es propenso al pandeo local, o no cumple con los requisitos establecidos según el Nivel de Diseño, basados en las consideraciones del Capítulo 11 de la Norma.

De acuerdo a este Capítulo, para estructuras con Nivel de Diseño ND2 o ND3, sólo se admiten secciones plásticas o compactas. Es por esto, que es importante darle al Ingeniero la "señal de alerta", para que realice un diseño que cumpla cabalmente con todos los requisitos exigidos por la Norma.

Los valores de las relaciones anchura / espesor se obtienen de la Tabla 4.1 de la Norma.

En la Tabla 2 se presentan los valores límites para secciones I ó H que considera el programa.

DESCRIPCIÓN DEL ELEMENTO	RELACIÓN ANCHURA ESPESOR	VALORES LIMITES		
		Sección plástica	**Sección compacta**	**Sección no compacta**
		λ_{pd}	λ_p	λ_r
Alas solicitadas por flexión	$\frac{b_f}{2t_f}$	$0.3\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.376\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	Si el perfil es soldado $0.937\sqrt{\frac{E}{F_L/k_c}}$ (a), (b) Si el Perfil es laminado $0.816\sqrt{\frac{E}{F_L}}$ (a)
Almas solicitadas simultáneamente a compresión y flexión	$\frac{h}{t_W}$	Para $\frac{N_u}{\phi_b N_y} \leq 0.125$		$5.61\sqrt{\frac{E}{F_y}}\left[1-\frac{0.74N_u}{\phi_b N_y}\right]$
		$3\sqrt{\frac{E}{F_y}}\left[1-\frac{1.54N_u}{\phi_b N_y}\right]$	$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}\left[1-\frac{2.75N_u}{\phi_b N_y}\right]$	
		Para $\frac{N_u}{\phi_b N_y} > 0.125$		
		$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}\left[2.33-\frac{N_u}{\phi_b N_y}\right] \geq 1.46\sqrt{\frac{E}{F_y}}$		

Tabla 2. Valores Límites de las relaciones anchura / espesor

Notas de la Tabla 2:

(a) El valor de F_L es igual a:

$$F_L = F_y - F_r \qquad \text{(Ec. 11)}$$

donde F_r es la tensión residual de compresión en el ala, igual a:

$F_r = 700$ kgf/cm^2 en perfiles laminados en caliente

$F_r = 1160$ kgf/cm^2 en perfiles soldados

(b) $k_c = \dfrac{4}{\sqrt{\dfrac{h}{t_w}}}$ acotado entre los siguientes límites $0.35 \leq K_c \leq 0.763$

Como en el programa se consideran varias combinaciones de solicitaciones y múltiples entrepisos simultáneamente, el valor de N_u es tomado como la mayor carga axial a la que esta expuesta la columna, en cualquiera de las combinaciones y entrepisos estudiados.

Es importante destacar, que los valores límites de las relaciones anchura / espesor para el alma, no son más que los correspondientes al caso de almas solicitadas en compresión por flexión, multiplicados por un factor de reducción menor que la unidad.

Por esta razón, el programa hace la consideración de que N_u es el mayor valor de la carga axial, ya que es el que hace que el factor de reducción sea mayor, es decir, corresponde al caso más desfavorable.

2.2.2. Determinación de la Capacidad a Compresión

Para el cálculo de la capacidad a compresión normal de una sección I ó H, el programa se basa en los requisitos del Capítulo 15 de la Norma que se presentan a continuación.

- Longitud Efectiva: se define como el producto de la longitud no arriostrada, L, y el factor de longitud efectiva k, que puede ser obtenido mediante nomogramas, cálculos matemáticos aproximados, etc. Alternativamente, se pueden utilizar los valores de la Figura 4.

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
La forma de la columna pandeada se muestra con la línea de trazos						
Valor teorico de k.	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores recomendados para el diseño cuando las restricciones reales se aproximan a las ideales.	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Símbolos para las restricciones en los extremos.	Rotación restringida y traslacion restringida.			Rotación restringida y traslacion libre		
	Rotación libre y traslacion restringida.			Rotación libre y traslacion libre.		

Figura 4. Valores Típicos del Factor de Longitud Efectiva k

- Relación de Esbeltez: se define como la relación entre la longitud efectiva y el radio de giro, ambos referidos al eje de flexión. Este valor no excederá de 200.

En caso de que esto suceda, se mostrará una advertencia al usuario, para que cambie el perfil por otro más adecuado.

Para el caso de perfiles de doble simetría, como los que considera el programa, la resistencia minorada a compresión normal, $\phi_c N_t$, será el menor valor que se obtenga de analizar los posibles modos de pandeo flexional y torsional de la sección del miembro comprimido. Los posibles modos de pandeo que pueden ocurrir en un perfil, se ilustran en la Figura 5.

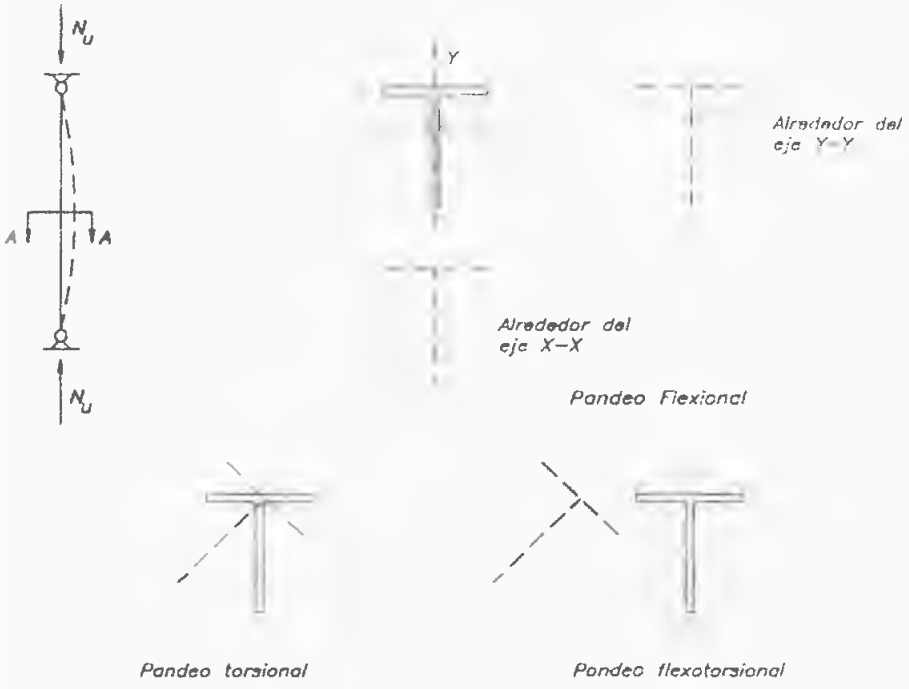


Figura 5. Modos de Pandeo

El pandeo local se ha incluido en la formulación de los modos de pandeo mediante el factor de reducción por efecto del pandeo local ϕ_{as}.

2.2.2.1.Pandeo Flexional:

Si $\lambda_C \sqrt{\phi_{as}} \leq 1.5$

$$F_{cr} = \phi_{as} . \left[0.658^{\phi_{as} . \lambda_c^2} \right] F_y \qquad \text{(Ec. 12)}$$

Si $\lambda_C \sqrt{\phi_{as}} > 1.5$

$$F_{cr} = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^{\ 2}} \right] . F_y \qquad \text{(Ec. 13)}$$

En las formulas anteriores:

$$\lambda_C = \frac{K.L}{r.\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \qquad \text{(Ec. 14)}$$

$$\frac{K.L}{r} \text{ es el mayor valor entre } \begin{cases} \dfrac{K_x.L}{r_x} \\ \dfrac{K_y.L}{r_y} \end{cases}$$

Por lo general, en este tipo de perfiles, y para las longitudes usuales, el modo de pandeo flexional controla el diseño de los miembros, por lo que la revisión por pandeo torsional, se realizará sólo como comprobación.

El valor de ϕ_{as} es un coeficiente de reducción por efectos del pandeo local de la sección.

Para su cálculo, se toman en consideración los requisitos expuestos en el Apéndice A de la Norma, que se presentan a continuación:

$$\phi_{as} = \phi_a . \phi_s \qquad \text{(Ec. 15)}$$

Cálculo de ϕ_s:

Si $\lambda_f \leq \lambda_{rf}$

$$\phi_s = 1 \text{ (no existe pandeo local en el ala)}$$

Si $\lambda_f > \lambda_{rf}$

Se estudian los siguientes casos:

- Si $0.55\sqrt{\frac{E}{F_y}} < \lambda_f < 1.02\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$\phi_S = 1.415 - 0.751(\lambda_f)\sqrt{\frac{F_y}{E}} \qquad \text{(Ec. 16)}$$

- Si $\lambda_f \geq 1.02\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$\phi_S = \frac{0.67E}{F_y(\lambda_f)^2} \qquad \text{(Ec. 17)}$$

Cálculo de ϕ_a:

Si $\lambda_w \leq \lambda_{rw}$

$$\phi_a = 1 \text{ (No hay pandeo local del alma)}$$

Si $\lambda_w > \lambda_{rw}$

$$\phi_a = \frac{A_{ef}}{A} \qquad \text{(Ec. 18)}$$

El valor del Área Efectiva, A_{ef}, se determina mediante un proceso iterativo.

En primer lugar, se calcula el siguiente valor:

$$f = 0.90.\phi_S.F_y \qquad \text{(Ec. 19)}$$

Con este valor se calcula:

$$\frac{b_e}{t} = \frac{2730}{\sqrt{f}}\left[1 - \frac{480}{\lambda_W \sqrt{f}}\right] \qquad \text{(Ec. 20)}$$

Luego, se procede a determinar el área efectiva:

$$A_{ef} = A - \left(\lambda_W - \frac{b_e}{t}\right).t_W^{\,2} \qquad \text{(Ec. 21)}$$

De esta manera se obtienen:

$$\phi_a = \frac{A_{ef}}{A} \qquad \text{(Ec. 22)}$$

$$\phi_{as} = \phi_S.\phi_a \qquad \text{(Ec. 23)}$$

$$F_{cr} = \phi_{as}.F_y \qquad \text{(Ec. 24)}$$

Con el valor de F_{cr}, se vuelve a obtener f:

$$f = 0.85.F_{cr} \qquad \text{(Ec. 25)}$$

Posteriormente, se vuelven a calcular los valores de $\frac{b_e}{t}$, A_{ef} y ϕ_a, obteniéndose un segundo valor de ϕ_{as}.

Este proceso se realiza un mínimo de 2 veces, para obtener un buen grado de precisión en los cálculos.

Es importante destacar, que en la mayoría de los casos, el pandeo local no representa un problema si se utilizan perfiles diseñados para ser empleados como columnas, ya que en la mayoría de los casos, el fabricante cumple las relaciones anchura / espesor.

Se podrían presentar problemas al utilizar perfiles que fueron diseñados como vigas, pero en ese caso, con el cálculo del factor de reducción ϕ_{as}, se toma en consideración este efecto.

En todo caso, el programa le advierte al usuario cuando se presenta esta situación, para que antes de iniciar el cálculo, decida si quiere continuar con el diseño con el perfil escogido, o si por el contrario, decide cambiarlo por uno que cumpla con las relaciones anchura / espesor de sus elementos.

2.2.2.2.Pandeo Torsional:

Si $\lambda_e \sqrt{\phi_{as}} \leq 1.5$

$$F_{cr} = \phi_{as} \left[0.658^{\phi_{as} \cdot \lambda_e^2} \right] F_y \qquad \text{(Ec. 26)}$$

Si $\lambda_e \sqrt{\phi_{as}} > 1.5$

$$F_{cr} = \left[\frac{0.877}{\lambda_e^2} \right] F_y \qquad \text{(Ec. 27)}$$

En las formulas anteriores:

$$\lambda_e = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \qquad \text{(Ec. 28)}$$

La tensión F_e, se calculará de acuerdo con la simetría de la sección transversal del miembro comprimido. En el caso de las secciones contempladas en el programa, secciones doblemente simétricas, F_e se calcula de la siguiente manera:

$$F_e = \left[\frac{\pi^2.E.C_w}{(K_z.L)^2} + G.J\right].\frac{1}{A.r_0^2} \qquad \text{(Ec. 29)}$$

En la expresión anterior:

$$r_0 = \sqrt{r_x^2 + r_y^2} \qquad \text{(Ec. 30)}$$

$$K_z.L \text{ es el mayor valor entre } \begin{cases} K_x.L \\ K_y.L \end{cases}$$

$$G = \frac{E}{2.6} \qquad \text{(Ec. 31)}$$

Al final de este proceso, se escoge el menor de los 2 valores de F_{cr} obtenidos. La capacidad a compresión normal de la sección, viene dada por la fórmula:

$$\phi_c.N_t = 0.85.F_{cr}.A \qquad \text{(Ec. 32)}$$

2.2.3. Determinación de la Capacidad a Flexión

La metodología de diseño de miembros en flexión según el Método de los Estados Límites, representa un cambio radical frente a la tradicional metodología de las Tensiones Admisibles. En esta nueva metodología se establece una clara interrelación entre el pandeo local y el pandeo general del miembro.

La formulación, definición y organización de los miembros en flexión en el Método de los Estados Límites, está determinada por su comportamiento en general, tal y como se muestra en las Figura 6.

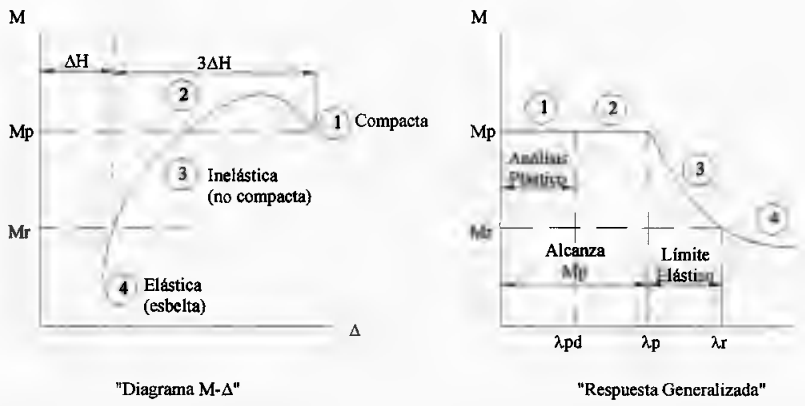


Figura 6. Comportamiento General de los Miembros en Flexión

Las etapas indicadas en el diagrama M-Δ, muestran que el comportamiento está controlado por el pandeo local de las alas o del alma, o por pandeo lateral.

Las secciones compactas lateralmente arriostradas, pueden alcanzar el momento plástico M_p y desarrollar una capacidad de rotación de 3ΔH, suficiente para la redistribución de momentos del análisis plástico (etapa 1) en el Nivel de Diseño ND1. A medida que se incrementa la separación entre arriostramientos laterales, la sección puede ser capaz de alcanzar el momento plástico, pero la rotación es insuficiente para permitir un análisis plástico (etapa 2). Entre M_p y M_r, pueden ocurrir diferentes modos de pandeo. M_r define el Límite de comportamiento inelástico. El pandeo que ocurre en (3) es inelástico, como el que ocurre en las secciones no compactas (etapa 3). El pandeo típico de las secciones esbeltas ocurre en las etapa 4.

La resistencia minorada a flexión será calculada como $\phi_b.M_t$, donde ϕ_b es el factor de minoración de la resistencia teórica a flexión, M_t, de acuerdo a los requisitos establecidos en el Capítulo 16 de la Norma.

La resistencia teórica, será el menor valor que se obtenga de analizar los Estados Límites de Agotamiento Resistente por pandeo local de las alas y/o alma, por cedencia, y por pandeo lateral torsional.

Se alcanzará el Estado Límite de Agotamiento Resistente por cedencia en los miembros de sección plástica o compacta arriostrados lateralmente, cuando la longitud entre arriostramientos, L_b, es menor o igual al valor límite de la longitud no arriostrada para diseño por análisis plástico, L_p.

Para determinar la capacidad a flexión de la sección, se deben calcular en primer lugar los siguientes parámetros:

$$C_1 = \frac{\pi}{S_x}\sqrt{\frac{E.G.J.A}{2}} \qquad \text{(Ec. 33)}$$

$$C_2 = \frac{4.C_w}{I_y}.\left(\frac{S_x}{G.J}\right)^2 \qquad \text{(Ec. 34)}$$

$$L_r = \frac{r_y.C_1}{F_L}\sqrt{1+\sqrt{1+C_2.F_L^{\,2}}} \qquad \text{(Ec. 35)}$$

$$L_p = 1.74.r_y.\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad \text{(Ec. 36)}$$

$$M_{px} = F_y.Z_x \leq 1.5.F_y.S_x \qquad \text{(Ec. 37)}$$

$$M_{py} = F_y.Z_y \leq 1.5.F_y.S_y \qquad \text{(Ec. 38)}$$

$$M_{rx} = F_L.S_x \qquad \text{(Ec. 39)}$$

$$M_{ry} = F_y.S_y \qquad \text{(Ec. 40)}$$

Posteriormente, se deben analizar cada uno de los siguientes estados límites:

2.2.3.1.Pandeo Local del Alma:

La capacidad a flexión determinada por pandeo local del alma, se ilustra en la Figura 7.

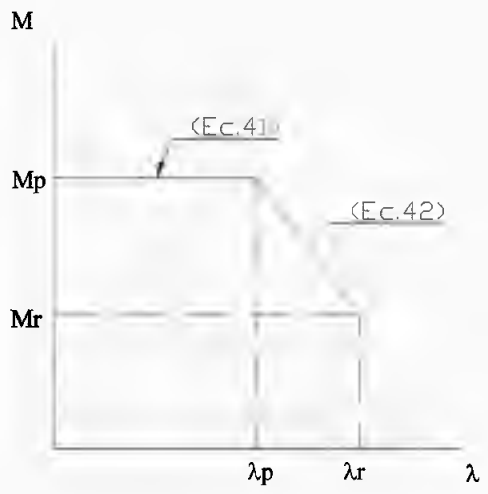


Figura 7. Pandeo Local del Alma

Según la Figura 7, se distinguen 2 casos:

Si $\lambda_w \leq \lambda_{pw}$

No existe pandeo local del alma, y la capacidad a flexión corresponde al momento plástico.

$$M_t = M_p \qquad \text{(Ec. 41)}$$

Si $\lambda_{pw} < \lambda_w \leq \lambda_{rw}$

$$M_t = M_p - (M_p - M_r)\left[\frac{\lambda_w - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}}\right] \qquad \text{(Ec. 42)}$$

2.2.3.2.Pandeo Local de las Alas:

La capacidad a flexión determinada por pandeo local de las alas, se ilustra en la Figura 8.

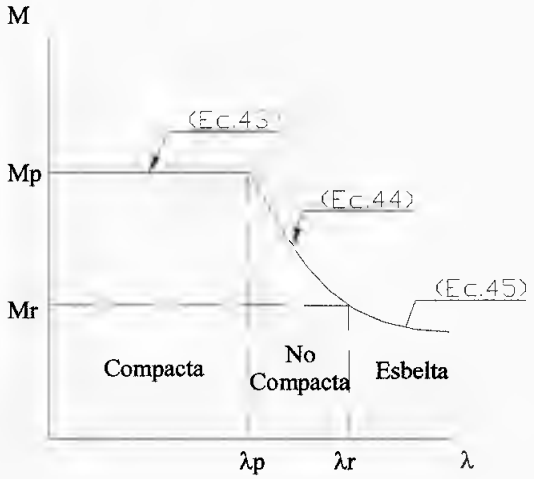


Figura 8. Pandeo Local de las Alas

Según la Figura 8, se distinguen 3 casos:

Si $\lambda_f \leq \lambda_{pf}$

No hay pandeo local de las alas, y la capacidad a flexión corresponde al momento plástico.

$$M_t = M_p \qquad \text{(Ec. 43)}$$

Si $\lambda_{pf} < \lambda_f \leq \lambda_{rf}$

$$M_t = M_p - (M_p - M_r)\left[\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right] \qquad \text{(Ec. 44)}$$

Si $\lambda_f > \lambda_{rf}$

$$M_t = F_{cr}.S \leq M_p \qquad \text{(Ec. 45)}$$

En esta expresión, el valor de F_{cr} se calcula de la siguiente manera:

$$F_{cr} = 0.67\frac{E}{\lambda_f^2} \quad \text{(Perfiles Laminados)} \qquad \text{(Ec. 46)}$$

$$F_{cr} = 1.84x10^6.\frac{K_C}{\lambda_f^2} \quad \text{(Perfiles Soldados)} \qquad \text{(Ec. 47)}$$

2.2.3.3.Pandeo Lateral Torsional:

Este Estado Límite es aplicable solamente a los miembros solicitados a flexión alrededor de su eje mayor.

Este caso se ilustra en la Figura 9.

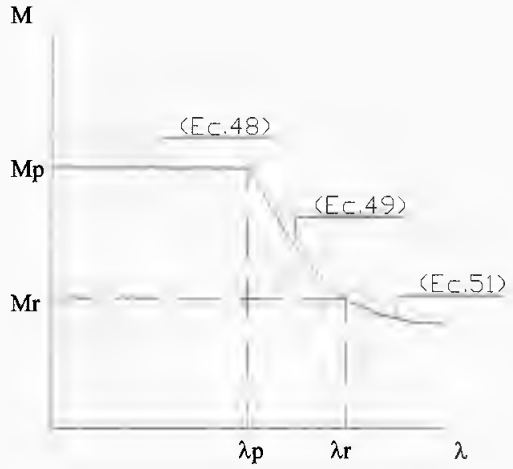


Figura 9. Pandeo Lateral Torsional

Según la Figura 9, se distinguen 3 posibilidades:

Si $L_b \leq L_p$ y la sección es plástica o compacta, el momento resistente corresponde al momento plástico.

$$M_t = M_p \qquad \text{(Ec. 48)}$$

Si $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_t = C_b.\left[M_p - \left(M_p - M_R\right)\right].\left[\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right] \leq M_p \qquad \text{(Ec. 49)}$$

En esta expresión, C_b es un coeficiente de modificación para diagramas de momento no uniforme, estando arriostrados ambos extremos del segmento de la columna, y se calcula según la siguiente expresión, válida sólo para diagramas de momentos lineales:

$$C_b = \frac{12.5M_{MAX}}{2.5M_{MAX} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \qquad \text{(Ec. 50)}$$

En donde, M_{MAX} es el momento máximo en el segmento entre arriostramientos y M_A, M_B y M_C son los momentos a la distancia 0.25; 0.50; y 0.75 veces la longitud del segmento entre arriostramientos, respectivamente.

El valor de C_b se puede tomar de manera conservadora como 1.

Si $L_b > L_r$

$$M_t = M_{cr} \leq M_p \qquad \text{(Ec. 51)}$$

Donde el valor de M_{cr} se obtiene de la siguiente manera:

$$M_{cr} = C_b.\frac{\pi}{L_b}\sqrt{E.I_y.G.J + \left(\frac{\pi.E}{L_b}\right)^2.I_y.C_w} \qquad \text{(Ec. 52)}$$

Después de finalizar este análisis, se debe escoger el menor momento de los obtenidos en los 3 casos estudiados.

La capacidad a flexión viene dada por la expresión:

$$\phi_b.M_t = 0.90.M_t \qquad \text{(Ec. 53)}$$

Este análisis se realiza tanto para el eje x como para el eje y, excepto en el caso del análisis del Estado Límite por pandeo local del alma, en donde no aplica el análisis según el eje y.

2.2.4. Miembros sometidos a Solicitaciones Combinadas

Después de haber obtenido los valores de las resistencias a compresión y flexión, según lo establecido en los Capítulos 15 y 16 de la Norma, se procede a realizar la superposición o combinación de ambos efectos, tal y como lo establecen los requisitos del Capítulo 18.

Los miembros sometidos a compresión normal y flexión simultáneas, se dimensionarán para satisfacer las siguientes fórmulas de interacción N-M:

Si $\frac{N_u}{\phi_c N_t} \geq 0.2$

$$\frac{N_u}{\phi_c N_t} + \frac{8}{9}\left[\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{tx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ty}}\right] \leq 1.0 \qquad \text{(Ec. 54)}$$

Si $\frac{N_u}{\phi_c N_t} < 0.2$

$$\frac{N_u}{2.\phi_c N_t} + \left[\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{tx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ty}}\right] \leq 1.0 \qquad \text{(Ec. 55)}$$

Se puede apreciar, que la primera de las expresiones es aplicable en el caso en que la carga axial es predominante sobre el momento. Caso contrario aplica la otra ecuación, donde el momento predomina sobre la carga axial.

2.3. Combinación o Superposición de Teorías. Método de Diseño Propuesto

2.3.1. Representación Gráfica de las Ecuaciones de Interacción

Como la característica principal de la aplicación es la de obtener una serie de gráficos de diseño para las columnas de una estructura, es necesario interpretar de manera gráfica las ecuaciones propuestas en la Norma.

Tomemos por ejemplo la expresión correspondiente a la Ecuación (55) y estudiemos en detalle que significado tienen cada uno de sus términos.

Los términos $\phi_c N_t$, $\phi_b M_{tx}$ y $\phi_b M_{ty}$ representan las capacidades a compresión normal, flexión en "x" y flexión en "y", respectivamente. Cada uno de ellos es un valor fijo para cada perfil y longitud, por lo que se puede decir que son constantes.

Los términos N_u, M_{ux}, M_{uy} representan las solicitaciones de compresión normal, flexión en x y flexión en y, respectivamente. Todos estos términos son variables y dependen del caso o combinación de carga estudiado.

Si escribimos de nuevo la ecuación, tenemos lo siguiente:

$$\frac{N_u}{K_1} + \left[\frac{M_{ux}}{K_2} + \frac{M_{uy}}{K_3} \right] \leq 1.0 \qquad \text{(Ec. 56)}$$

Esta expresión corresponde la ecuación canónica de un plano. Si hacemos los respectivos cambios de signo con cada uno de los términos, obtenemos las ecuaciones de 8 planos distintos, que intersectandose en el espacio forman un volumen de interacción, de forma octaédrica, similar al que se muestra en la Figura 10.

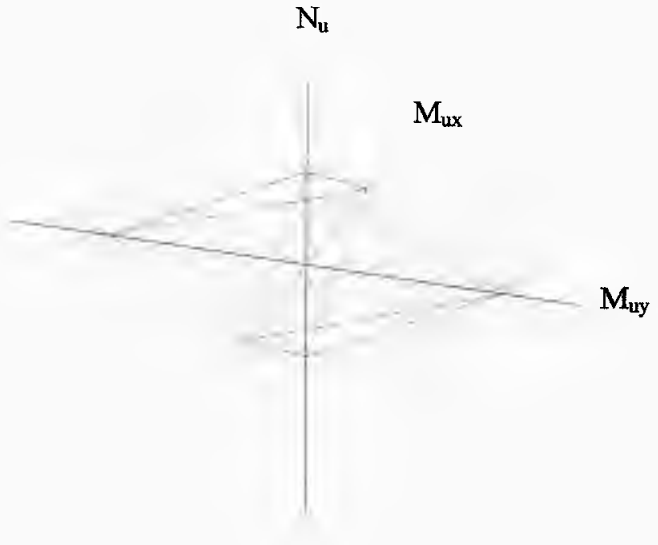


Figura 10. Volumen de Interacción

Si repetimos este procedimiento con la otra ecuación, obtenemos otro volumen de interacción, pero con límites distintos, como se muestra en la figura 11.

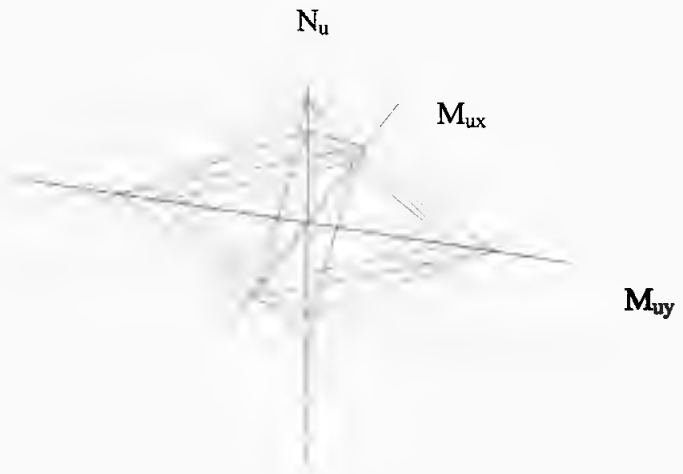


Figura 11. Superposición de Volúmenes de Interacción

El volumen de diseño, será aquél que contenga las soluciones de ambas ecuaciones de interacción, es decir, la intersección de ambos sólidos, tal y como se muestra en la Figura 12.

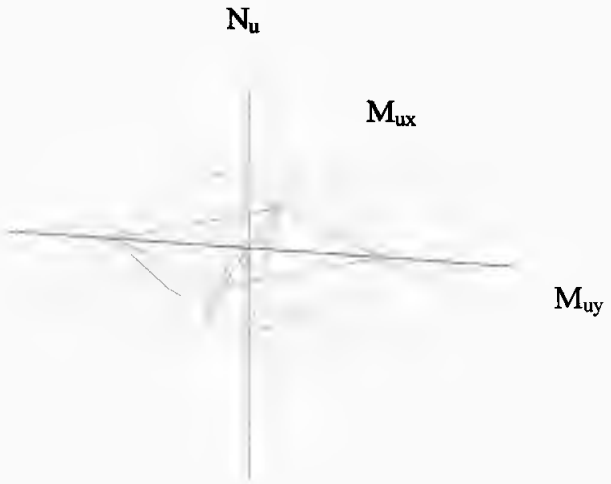
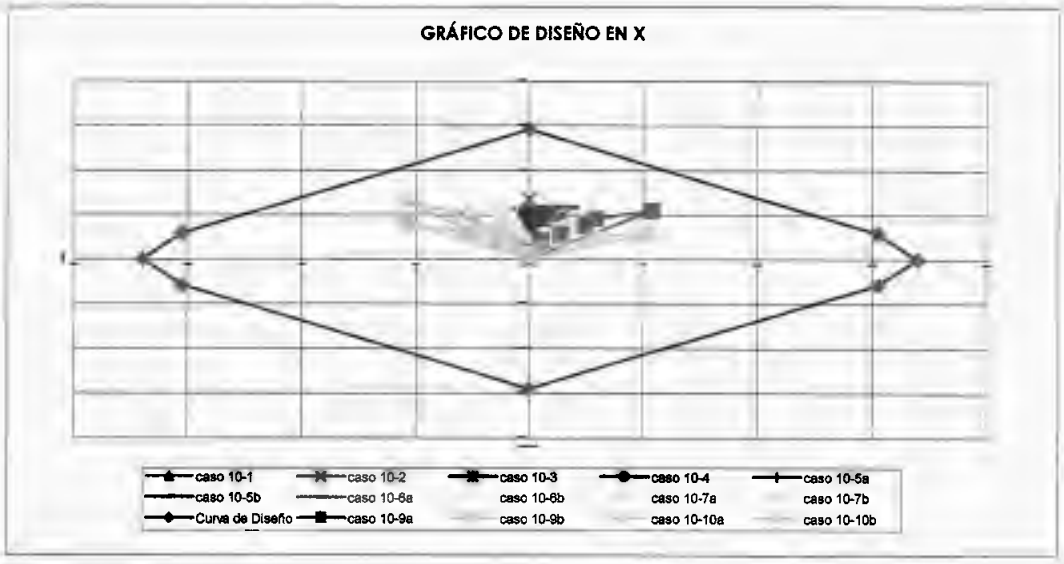


Figura 12. Volumen de Diseño

Después de haber obtenido el volumen de interacción de diseño, basta con verificar que las solicitaciones provenientes de las distintas combinaciones de carga, queden comprendidas dentro de dicho dominio de resistencia, para así, poder afirmar, que el perfil seleccionado cumple con todos los requisitos.

Para efectos de diseño, y para una mayor facilidad de visualización, no se trabajará con el volumen de interacción, sino con sus proyecciones en los planos M_{ux}– N_u y M_{uy} – N_u, haciendo en cada caso, una de las coordenadas igual a cero, generándose los gráficos mostrados en la Figura 13.



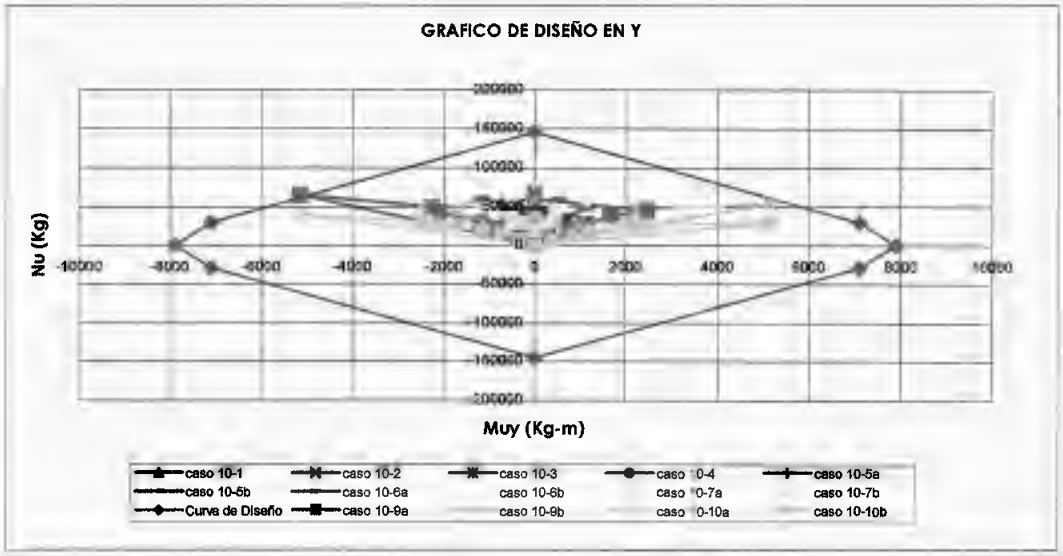


Figura 13. Gráficos de Diseño

En este caso, el proceso de diseño consistirá en verificar que las solicitaciones queden contenidas dentro de los 2 diagramas de interacción. Sólo si se cumple esta condición, podremos decir que el perfil cumple con los requerimientos.

Esta forma de proceder, facilita la visualización del problema en 2 direcciones ortogonales entre sí por separado, permitiendo apreciar las diferencias que puedan existir entre ambas.

Esta manera de representar las capacidades, permite al Ingeniero adquirir "sensibilidad" del problema estudiado, apreciando fácilmente las magnitudes de los efectos estudiados, y no se limita a una simple verificación matemática de una ecuación.

Para un Ingeniero, el poder apreciar los problemas estudiados en forma gráfica, representa una gran ventaja, ya que le permite apreciar cosas que no se ven en los procedimientos y verificaciones algebraicas. De allí, la importancia y utilidad del método propuesto.

2.3.2. Consideraciones Adicionales para el Diseño

El tamaño de columnas o perfil a usar, al igual que en el concreto reforzado, está afectado en primer lugar por las solicitaciones o combinaciones de carga que debe soportar y en segundo lugar esta relacionado con las conexiones viga – columna.

A medida que aumenta la carga aplicada en las columnas, es necesario colocar perfiles de acero mucho más grandes, más robustos, que cumplan con los requisitos de resistencia que exige la Norma.

Después de los terremotos de Northridge (1994) y Hyogo – Ken Nambu (1995), se modificaron sustancialmente los conceptos de diseño, introduciendo el concepto de Nivel de Diseño. A mayor Nivel de Diseño, las limitaciones y requisitos son más exigentes.

Ocurrió entonces una sistematización de las enseñanzas de los terremotos, se reconoce que las soldaduras, las estructuraciones y las dimensiones no eran adecuadas, existía poca consideración de la conexión en el nodo debido a una optimización por peso en el diseño.

Después del terremoto, se adoptó una filosofía de diseño de columnas fuertes – vigas débiles, de manera que la principal fuente de disipación de energía este constituida por la formación de rótulas plásticas en las vigas, a una cierta distancia de la cara de la columna, y de esta forma se previenen la fractura frágil y el pandeo local, así como la formación de rótulas plásticas en las columnas, ya que estos pueden conducir a un desempeño inadecuado del pórtico a pesar del buen comportamiento de las conexiones.

Aparece entonces una mayor preocupación por el nodo o conexión viga – columna, lo cual requiere uso de planchas adosadas a las columnas, que desde el punto de vista económico resultan costosas, es preferible colocar un perfil más

robusto, manteniendo la misma altura, que tenga mayor espesor de alma y de esta forma se evite el uso de planchas adosadas.

El uso de perfiles más robustos contribuye al hecho de que el pandeo local ϕ_{as} no controle el proceso, ya que la relación anchura / espesor de los elementos de la sección transversal suministran la necesaria estabilidad ante el pandeo del miembro.

Las tensiones de corte en el alma de la columna pueden ser de magnitudes muy grandes cuando dos o más miembros que se conecten a ella están en un plano común. Tales almas deberán reforzarse cuando las fuerzas mayoradas superen la resistencia minorada de la columna. No será necesario reforzar la conexión cuando $\sum Fu \leq \phi Rv$ o cuando el espesor requerido por la demanda sea menor que el espesor del alma de la columna.

La cedencia de la zona del panel afecta la rigidez de todo el pórtico, y por esto, la resistencia de agotamiento debida a los efectos de segundo orden pueden ser significativos. Debido a lo mencionado anteriormente, pueden ser consideradas como casos de carga las expresiones que aparecen en la Sección 11.4.7.*Relación de momentos en los nodos*, así como las de la Sección 20.7 *Corte en el Panel de conexión Viga - Columna.*

CAPÍTULO III
DESARROLLO DE LA APLICACIÓN

CAPÍTULO III

3. Desarrollo de la aplicación

3.1.El Programa

El programa DICOL 2.0, se desarrolló en Lenguaje Visual Basic 6.0, en conjunto con la aplicación de Microsoft Office, Excel, ya que permiten crear una interfaz gráfica bastante amigable para el usuario, lo que hace que el manejo del programa sea muy fácil.

El mismo se basa en todas las consideraciones expuestas en los capítulos anteriores, y tiene como objeto el diseño de columnas de una manera rápida y segura en edificios aporticados en acero.

La aplicación cuenta con una serie de módulos de procedimiento o sub-rutinas, que son llamadas cada vez que se necesiten. Así mismo, posee una base de datos desarrollada en Microsoft Access, que contiene más de 60 registros de perfiles, tanto nacionales como importados, para poder ser utilizados en el diseño, y así evitar que el usuario tenga que consultar catálogos de perfiles durante el proceso. De todas maneras, se le da la posibilidad al usuario de introducir nuevos datos de perfiles, si los mismos no se encuentran en la base de datos.

3.2.Requerimientos del Sistema. Configuración

3.2.1. Hardware

COMPONENTE	MÍNIMO	RECOMENDADO
Procesador	Intel 486DX 66MHz	Pentium III 500MHz o superior.
Memoria	16MB	64MB o superior.
Espacio disponible en Disco Duro	35MB	45MB o superior
Monitor	VGA (640x480, 256 colores)	SVGA (800x600 High Color 16bits) o superior.
CD - ROM	2x o superior	12x o superior
Tarjeta de Audio	Ninguna	16bits o superior
Mouse	Dispositivo o Apuntador	Mouse Compatible

3.2.2. Software

TIPO	VERSIÓN MÍNIMA	VERSIÓN RECOMENDADA
Sistema Operativo	Windows 95	Windows 98 o superior
Aplicación	Excel 97	Excel 2000 Access 2000

3.3. Estructura del Programa

3.4. Entrada de Datos

3.4.1. Solicitaciones

Las solicitaciones a las que esta expuesta la columna, se pueden introducir de 2 maneras:

a) Conociendo previamente los valores que controlan el diseño, es decir, los valores de N_u, M_{ux} y M_{uy} para cada piso, tanto en el extremo superior como en el inferior de la columna en estudio. En este caso, el usuario debe hacer **click** en el ícono **Solicitaciones** y luego hacer **click** en la pestaña **Solicitaciones Simples**, donde se desplegará una pantalla que le permite al usuario introducir los valores de las solicitaciones en cada entrepiso. Después de finalizado el proceso, se debe hacer **click** en el botón **Siguiente** para continuar con el diseño.

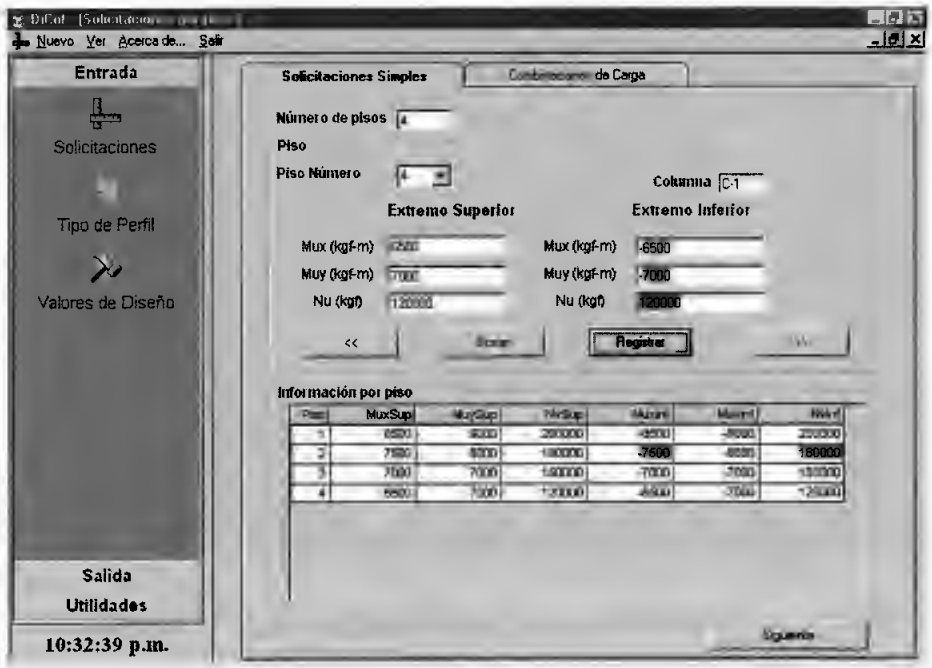


Figura 14. Entrada de Solicitaciones. Caso más desfavorable

b) Calculando todos los casos o combinaciones de solicitaciones. En este caso, el usuario debe hacer **click** en el ícono **Solicitaciones** y luego hacer **click** en la pestaña **Combinaciones de Carga**, desplegándose una pantalla que permite introducir los valores referentes a CM, CV, CVt, W y S para cada entrepiso, en los extremos inferior y superior, a través de un archivo de Microsoft Excel. Para esto, debe hacer **click** en el ícono **Introducir Datos**, el cual desplegará un hoja de Excel en donde el usuario debe introducir todos los valores requeridos. Posteriormente, tendrá que cerrar la hoja para volver a la pantalla de la aplicación. Podrá también introducir los factores de mayoración de las solicitaciones por Efectos de Segundo Orden (B_1 y B_2). En caso de no hacerlo, el programa los toma igual a 1. A continuación, deberá hacer **click** en el botón siguiente para seguir con el diseño.

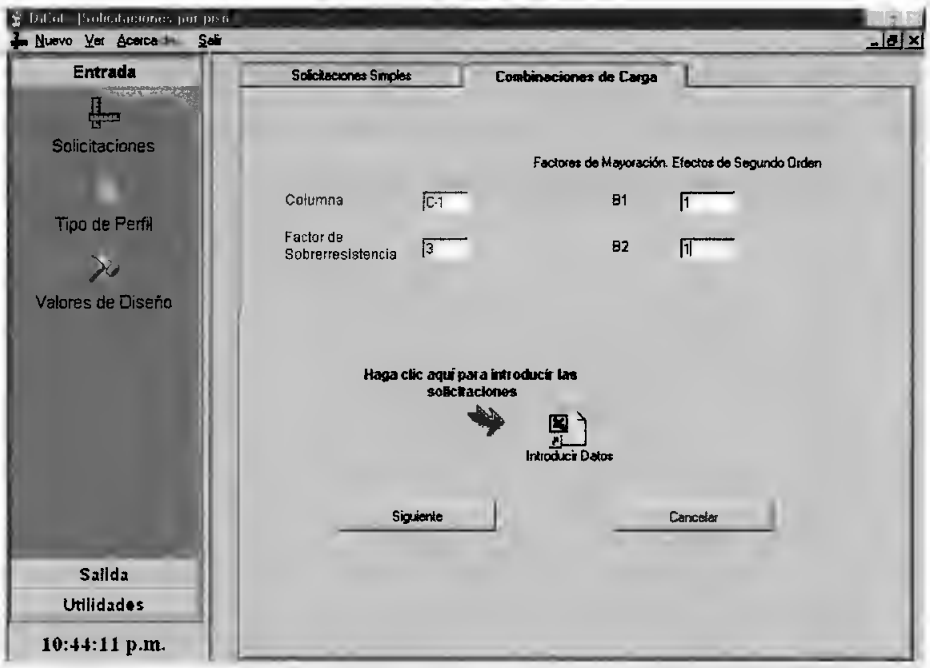


Figura 15. Entrada de Solicitaciones. Todas las Combinaciones de Carga

Después de finalizado el proceso, se debe hacer **click** en el botón Siguiente para continuar con el diseño.

3.4.2. Datos del Perfil

Después de introducir las solicitaciones, se despliega la pantalla **Tipo de Perfil**, que le permite al usuario escoger el tipo de perfil a utilizar en el diseño de la columna.

Los datos referentes al perfil, se pueden introducir de dos maneras:

a) Escogiendo uno de los perfiles almacenados en la base de datos, donde se encuentran los datos geométricos de la sección transversal del perfil, momentos de inercia, módulos de sección, radios de giro, etc.

b) Agregando un nuevo perfil desde la pantalla, para lo cual, el usuario debe hacer **click** en el botón **Nuevo Perfil**, que se encuentra en la parte superior derecha de la pantalla. Se desplegará una ventana donde el usuario debe introducir todos los datos del perfil. Posteriormente se hace **click** en el botón **Registrar** para agregar el perfil a la base de datos del programa. También existe la posibilidad de borrar perfiles de la base de datos, haciendo **click** en el botón **Eliminar Perfil.**

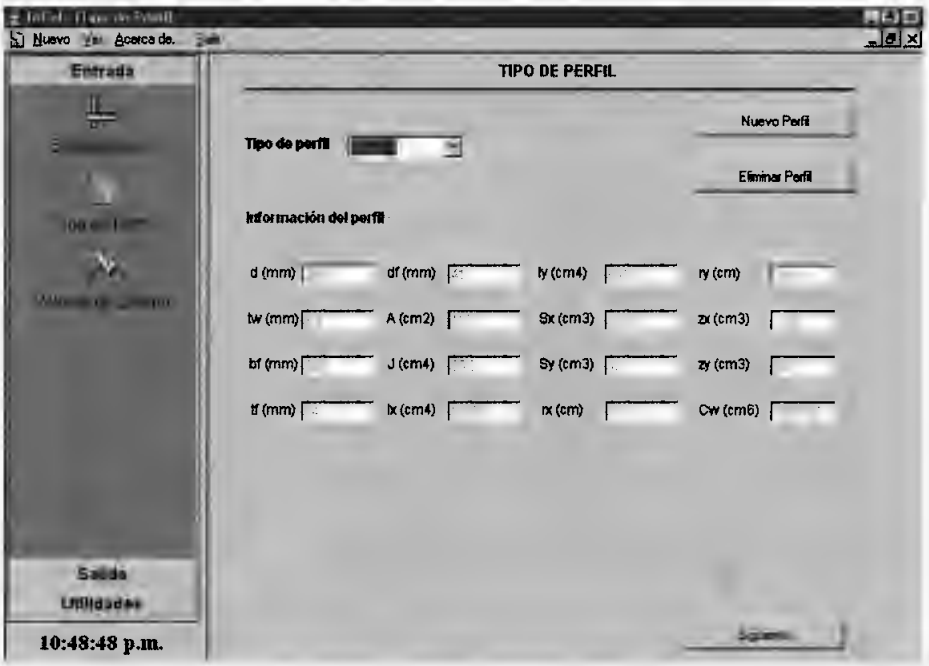


Figura 16. Datos del Perfil

Después de tener los datos del perfil, se hace **click** en el botón **Siguiente** para continuar con el diseño

3.4.3. Valores de Diseño

Después de introducir los datos del perfil, se desplegará la pantalla **Valores de Diseño**, en la que el usuario debe suministrar los valores del coeficiente de longitud efectiva, F_y, la longitud del perfil, el nivel de diseño, el valor de F_r, el módulo de elasticidad y el valor de C_b.

Posteriormente, se hace **click** en el botón **Registrar**, para que el programa proceda a revisar la sección, y verifique si la misma cumple con los requisitos establecidos en la Norma, según las datos suministrados por el usuario.

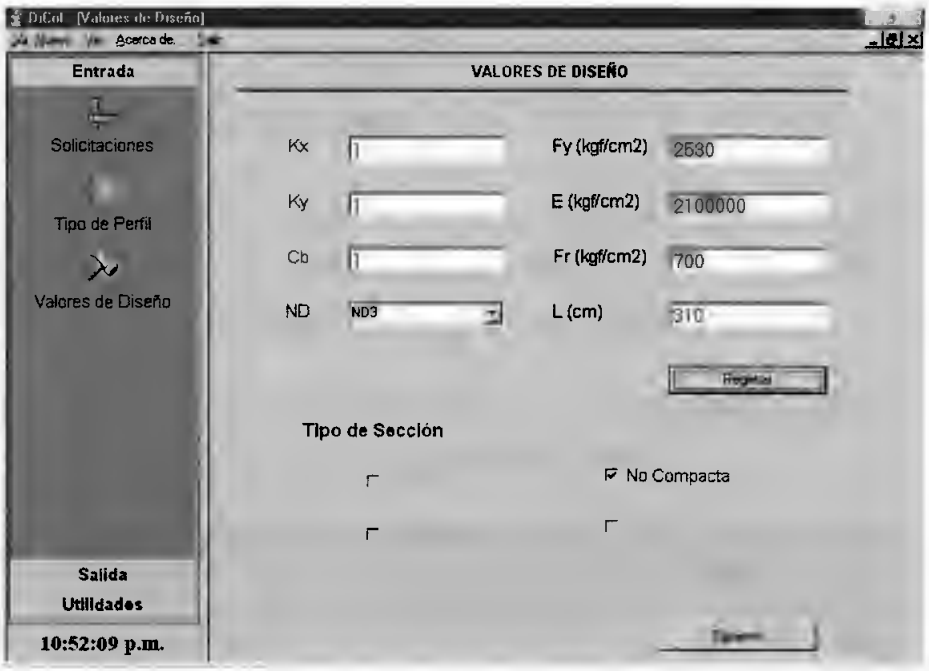


Figura 17. Valores de Diseño

En caso de que la sección no cumpla con los requisitos normativos, se pueden presentar varios casos o mensajes de alerta:

- Cuando la relación de esbeltez es mayor a 200, se desplegará un mensaje advirtiendo al usuario para que coloque un perfil más grande.
- Cuando el tipo de sección no corresponde al Nivel de Diseño seleccionado, se desplegará un mensaje para que se cambie el tipo de perfil.
- Cuando hay pandeo local de las almas y/o alas, se desplegará un mensaje para que el usuario decida si quiere continuar con ese perfil, o si por el contrario decide cambiarlo, para lo que se regresará a la ventana anterior.

3.5.Resultados

3.5.1. Gráficos de Diseño

Haciendo **click** en el botón **Gráficos de Diseño**, se desplegará en primer lugar el Gráfico de Diseño en X. Posteriormente, podrá pasar a ver el Gráfico de Diseño en Y, para lo cual debe hacer **click** en el botón **Gráfico de Diseño en Y** .

En caso de que el usuario este conforme con los resultados, puede proceder a imprimirlos, haciendo **click** en el botón **Imprimir Gráfico.**

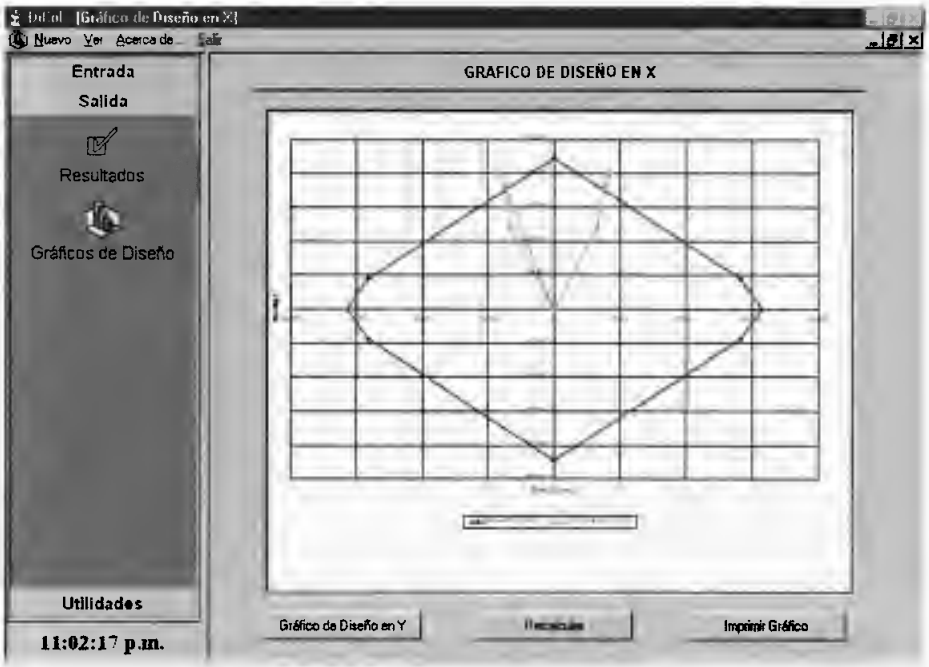


Figura 18. Gráficos de Diseño

Si por el contrario, no esta conforme con el resultado, o el perfil no cumple con los requerimientos, el usuario puede hacer **click** en el botón **Recalcular**, para introducir un nuevo tipo de perfil, y volver a realizar el diseño.

3.5.2. Resultados Numéricos

Como complemento a los gráficos, haciendo **click** en el ícono **Resultados**, se desplegará una pantalla con los resultados numéricos del diseño realizado, o sea, los valores de la capacidad resistente a compresión normal, flexión en x, flexión en y, los valores de L_p, L_r, el tipo de sección utilizada, clasificación de la sección y número o identificación de la columna. Haciendo **click** en el botón **Imprimir Resultados**, se puede obtener un reporte con estos valores.

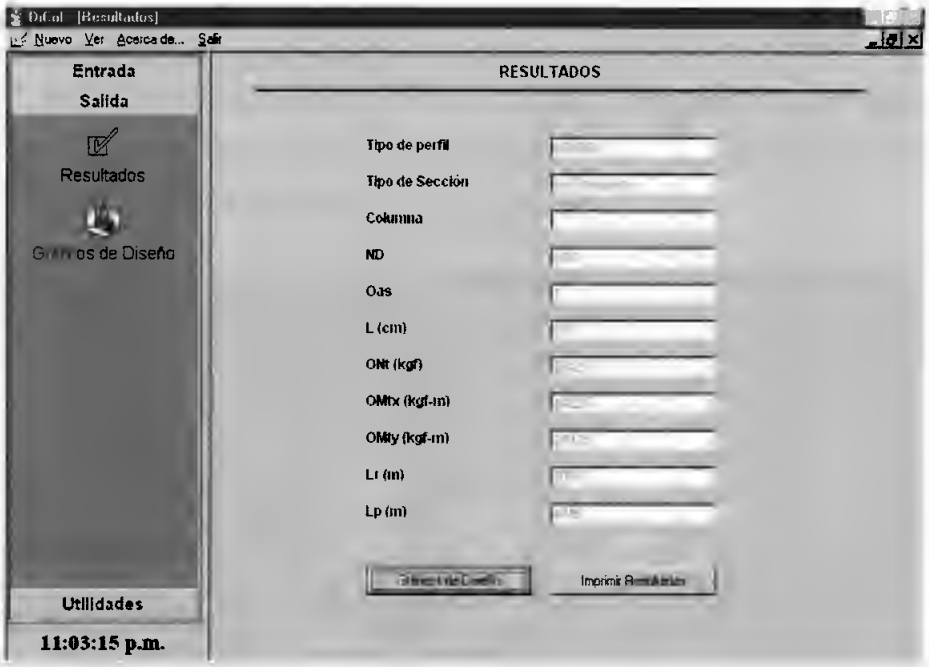


Figura 19. Resultados Numéricos

3.6. Utilidades del Programa

Como complemento del programa, se incluyen algunas utilidades que pueden servirle al usuario para obtener los datos que requiere el programa.

3.6.1. Calculadora

Haciendo **click** en la ícono **Calculadora**, aparece automáticamente la calculadora de Windows.

3.6.2. Cálculo de Coeficientes B_1 y B_2

Programa que permite realizar el cálculo de los coeficientes de mayoración de las solicitaciones por Efectos de Segundo Orden (B_1 y B_2), basado en las consideraciones de los capítulos anteriores.

Para esto, el usuario debe hacer **click** en el ícono **Utilidades** y posteriormente en el ícono **Efectos Pdelta**, desplegándose una pantalla que le pide los parámetros necesarios al usuario para el cálculo de estos coeficientes.

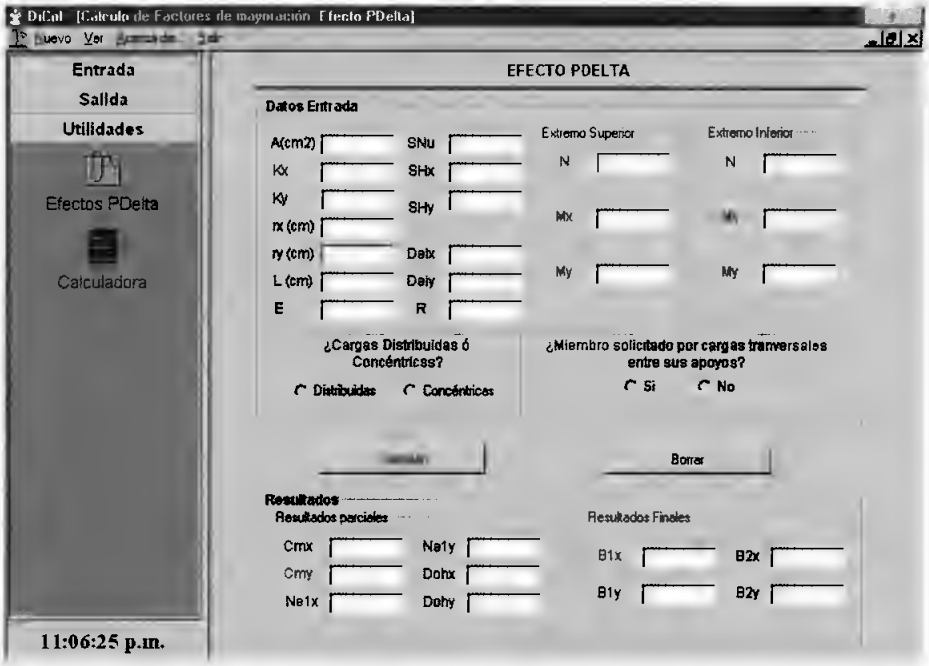


Figura 20. Utilidades del Programa. Cálculo de Factores de Mayoración por Efectos de Segundo Orden

CAPÍTULO IV
APLICACIÓN DEL PROGRAMA DICOL 2.0

CAPÍTULO IV

4. Aplicación del Programa Dicol 2.0

En este capítulo, se ilustrará el uso del programa Dicol 2.0 para el Diseño de las Columnas de un Edificio de 7 pisos, con entrepisos de altura 3.10m, utilizando para ello los resultados arrojados por el Programa de Análisis Estructural SAP2000.

Es importante recordar, que el objetivo de este trabajo no es el cálculo de solicitaciones, sino el de la realización de las combinaciones de carga establecidas en la Norma para el Diseño de las Columnas, por lo que no se hará mucho énfasis en este punto durante el desarrollo del ejemplo.

En primer lugar se realizará el diseño de la columna manualmente, empleando las ecuaciones y requisitos expuestos en los capítulos anteriores. Posteriormente, se compararán los resultados obtenidos con los arrojados por el Programa Dicol 2.0.

4.1. Cálculo Manual

Verificar el perfil HEA240, en acero 2530 kgf/cm^2.

Para la estructura en consideración:

La estructura se diseña con ND3, con R = 6.0, en ambas direcciones.

Propiedades del perfil

PERFIL HEA240

d (mm)	= 230	I_x (cm^4)	= 7760
b_f (mm)	= 240	S_x (cm^3)	= 675
d_f (mm)	= 33	Z_x (cm^3)	= 745
t_f (mm)	= 12	I_y (cm^4)	= 2770
t_w (mm)	= 7.5	S_y (cm^3)	= 231
A (cm^2)	= 76.8	Z_y (cm^3)	= 352
r_y (cm)	= 6	J (cm^4)	= 41.6
r_x (cm)	= 10.1	C_w (cm^6)	= 3.28x10^5

DATOS DE ENTRADA. SOLICITACIONES (unidades en kg y m)

Ω_0=	3	Ver 10.3.1	B_1=	1	B_2=	1

	piso	CP				CV				CVt				W				S			
		Nx	Mx	Ny	My	Nx	Mx	Ny	My	Nx	Mx	Ny	My	Nx	Mx	Ny	My	Nx	Mx	Ny	My
Extremo superior	1	-52331	3217	-52331	3217	-21172	0	-21172	0	-1677	0	-1677	0	16	-3217	16	-3217	-4	-6616	-4	-6616
	2	-45196	4057	-45196	4057	-17866	0	-17866	0	-1686	0	-1686	0	20	-4057	20	-4057	-0,43	-9212	-0,43	-9212
	3	-38377	3583	-38377	3583	-14691	0	-14691	0	-1704	0	-1704	0	20	-3583	20	-3583	2	-8951	2	-8951
	4	-31754	2982	-31754	2982	-11591	0	-11591	0	-1731	0	-1731	0	21	-2982	21	-2982	5	-8120	5	-8120
	5	-25302	2354	-25302	2354	-8551	0	-8551	0	-1769	0	-1769	0	23	-2354	23	-2354	8	-6910	8	-6910
	6	-18981	1721	-18981	1721	-5552	0	-5552	0	-1818	0	-1818	0	25	-1721	25	-1721	10	-5372	10	-5372
	7	-12748	1089	-12748	1089	-2582	0	-2582	0	-1873	0	-1873	0	27	-1089	27	-1089	15	-3458	15	-3458
	8	-6682	411	-6682	411	412	0	412	0	-1984	0	-1984	0	35	-412	35	-412	10	-1306	10	-1306
Extremo inferior	1i	-52331	-4822	-52331	-4822	-21172	0	-21172	0	-1677	0	-1677	0	16	4822	16	4822	-4	10220	-4	10220
	2i	-45196	-4163	-45196	-4163	-17866	0	-17866	0	-1686	0	-1686	0	20	4163	20	4163	-0,43	9777	-0,43	9777
	3i	-38377	-3382	-38377	-3382	-14691	0	-14691	0	-1704	0	-1704	0	20	2866	20	2866	2	8779	2	8779
	4i	-31754	-2744	-31754	-2744	-11591	0	-11591	0	-1731	0	-1731	0	21	2744	21	2744	5	7727	5	7727
	5i	-25302	-2100	-25302	-2100	-8551	0	-8551	0	-1769	0	-1769	0	23	2100	23	2100	8	6339	8	6339
	6i	-18981	-1460	-18981	-1460	-5552	0	-5552	0	-1818	0	-1818	0	25	1460	25	1460	10	4644	10	4644
	7i	-12748	-829	-12748	-829	-2582	0	-2582	0	-1873	0	-1873	0	27	829	27	829	15	2653	15	2653
	8i	-6682	-234	-6682	-234	412	0	412	0	-1984	0	-1984	0	35	234	35	234	10	681	10	681

CASOS DE CARGA SEGÚN LA NORMA COVENIN 1618-98 : ***Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites***

	piso	caso 10-1			caso 10-2			caso 10-3			caso 10-4			caso 10-5a			caso 10-5b		
		N	Mx	My	N	Mx	My	N	Mx	My	N	Mx	My	N	Mx	My	N	Mx	My
Extremo superior	1	146527	4504	4504	195022	3860	3860	152133	3873	3860	148402	-322	-322	94154	-1287	-1287	94237	7077	7077
	2	126549	5680	5680	167328	4868	4868	131732	4884	4868	127970	-406	-406	81301	-1623	-1623	81405	8925	8925
	3	107456	5016	5016	140820	4300	4300	112249	4316	4300	108448	-358	-358	69027	-1433	-1433	69131	7883	7883
	4	88911	4175	4175	115032	3578	3578	93340	3595	3578	89477	-298	-298	57103	-1193	-1193	57212	6560	6560
	5	70846	3296	3296	89857	2825	2825	74937	2843	2825	70985	-235	-235	45484	-942	-942	45603	5179	5179
	6	53147	2409	2409	65139	2065	2065	56924	2085	2065	52859	-172	-172	34101	-688	-688	34231	3786	3786
	7	35694	1525	1525	40731	1307	1307	39171	1328	1307	34980	-109	-109	22876	-436	-436	23017	2396	2396
	8	18710	575	575	16702	493	493	22330	521	493	17518	-42	-42	11937	-166	-166	12119	906	906
Extremo inferior	1i	146527	-6751	-6751	195022	-5786	-5786	152133	-5786	-5786	148402	482	482	94154	1929	1929	94237	-10608	-10608
	2i	126549	-5828	-5828	167328	-4996	-4996	131732	-4996	-4996	127970	416	416	81301	1665	1665	81405	-9159	-9159
	3i	107456	-4735	-4735	140820	-4058	-4058	112249	-4058	-4058	108448	-333	-333	69027	682	682	69131	-6770	-6770
	4i	88911	-3842	-3842	115032	-3293	-3293	93340	-3293	-3293	89477	274	274	57103	1098	1098	57212	-6037	-6037
	5i	70846	-2940	-2940	89857	-2520	-2520	74937	-2520	-2520	70985	210	210	45484	840	840	45603	-4620	-4620
	6i	53147	-2044	-2044	65139	-1752	-1752	56924	-1752	-1752	52859	146	146	34101	584	584	34231	-3212	-3212
	7i	35694	-1161	-1161	40731	-995	-995	39171	-995	-995	34980	83	83	22876	332	332	23017	-1824	-1824
	8i	18710	-328	-328	16702	-281	-281	22330	-281	-281	17518	23	23	11937	94	94	12119	-515	-515

Nmax	146527	195022	152133	148402	94154	94237
Nmax	195022					

	piso	caso 10-6a				caso 10-6b				caso 10-7a				caso 10-7b			
		Nx	Mx	Ny	My	Nx	Mx	Ny	My	Nx	Mx	Ny	My	Nx	Mx	Ny	My
Extremo superior	1	167944	-4740	167944	-4740	167933	12461	167933	12461	94201	-5706	94201	911	94191	11496	94191	4880
	2	144203	-7107	144203	-7107	144202	16844	144202	16844	81353	-8324	81353	888	81352	15627	81352	6415
	3	121484	-7337	121484	-7337	121489	15936	121489	15936	69076	-8412	69076	539	69081	14861	69081	5910
	4	99385	-6978	99385	-6978	99398	14134	99398	14134	57151	-7872	57151	248	57164	13240	57164	5120
	5	77816	-6158	77816	-6158	77837	11808	77837	11808	45533	-6864	45533	46	45554	11102	45554	4192
	6	56645	-4918	56645	-4918	56671	9049	56671	9049	34153	-5435	34153	-63	34179	8533	34179	3161
	7	35740	-3189	35740	-3189	35779	5802	35779	5802	22927	-3515	22927	-57	22966	5476	22966	2018
	8	15200	-1205	15200	-1205	15226	2191	15226	2191	12015	-1328	12015	-22	12041	2068	12041	762
Extremo inferior	1i	167944	7500	167944	7500	167933	-19072	167933	-19072	94201	8946	94201	-1274	94191	-17626	94191	-7406
	2i	144203	7715	144203	7715	144202	-17706	144202	-17706	81353	8963	81353	-814	81352	-16457	81352	-6680
	3i	121484	7354	121484	7354	121489	-15471	121489	-15471	69076	8369	69076	-410	69081	-14457	69081	-5678
	4i	99385	6752	99385	6752	99398	-13338	99398	-13338	57151	7576	57151	-152	57164	-12515	57164	-4788
	5i	77816	5721	77816	5721	77837	-10761	77837	-10761	45533	6351	45533	12	45554	-10131	45554	-3792
	6i	56645	4285	56645	4285	56671	-7789	56671	-7789	34153	4723	34153	79	34179	-7351	34179	-2707
	7i	35740	2454	35740	2454	35779	-4444	35779	-4444	22927	2703	22927	50	22966	-4195	22966	-1542
	8i	15200	605	15200	605	15226	-1166	15226	-1166	12015	675	12015	-6	12041	-1096	12041	-415
		167944		167944		167933		167933		94201		94201		94191		94191	

	piso	caso 10-9a				caso 10-9b				caso 10-10a				caso 10-10b			
		Nx	Mx	Ny	My	Nx	Mx	Ny	My	Nx	Mx	Ny	My	Nx	Mx	Ny	My
Extremo superior	1	167950	-15988	167950	-15988	167926	23708	167926	23708	94208	-16953	94208	-16953	94184	22743	94184	22743
	2	144204	-22768	144204	-22768	144201	32504	144201	32504	81354	-23985	81354	-23985	81352	31287	81352	31287
	3	121481	-22553	121481	-22553	121493	31153	121493	31153	69073	-23628	69073	-23628	69085	30078	69085	30078
	4	99377	-20782	99377	-20782	99407	27938	99407	27938	57142	-21676	57142	-21676	57172	27044	57172	27044
	5	77803	-17905	77803	-17905	77851	23555	77851	23555	45520	-18611	45520	-18611	45568	22849	45568	22849
	6	56628	-14051	56628	-14051	56688	18181	56688	18181	34136	-14567	34136	-14567	34196	17665	34196	17665
	7	35714	-9067	35714	-9067	35804	11681	35804	11681	22901	-9394	22901	-9394	22991	11354	22991	11354
	8	15183	-3425	15183	-3425	15243	4411	15243	4411	11998	-3548	11998	-3548	12058	4288	12058	4288
Extremo inferior	1i	167950	24874	167950	24874	167926	-36446	167926	-36446	94208	26320	94208	26320	94184	-35000	94184	-35000
	2i	144204	24335	144204	24335	144201	-34327	144201	-34327	81354	25584	81354	25584	81352	-33078	81352	-33078
	3i	121481	22279	121481	22279	121493	-30395	121493	-30395	69073	23293	69073	23293	69085	-29381	69085	-29381
	4i	99377	19888	99377	19888	99407	-26474	99407	-26474	57142	20711	57142	20711	57172	-25651	57172	-25651
	5i	77803	16497	77803	16497	77851	-21537	77851	-21537	45520	17127	45520	17127	45568	-20907	45568	-20907
	6i	56628	12180	56628	12180	56688	-15684	56688	-15684	34136	12618	34136	12618	34196	-15246	34196	-15246
	7i	35714	6964	35714	6964	35804	-8954	35804	-8954	22901	7213	22901	7213	22991	-8705	22991	-8705
	8i	15183	1762	15183	1762	15243	-2324	15243	-2324	11998	1832	11998	1832	12058	-2254	12058	-2254
		167950		167950		167926		167926		94208		94208		94184		94184	

SOLUCIÓN

4.1.1. Clasificación de la sección (Tabla 4.1, 1618-98)

Alas

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = \frac{240}{2 \cdot 12} = 10$$

$$\lambda_{pd} = 0.30 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.30 \cdot \sqrt{\frac{2.1 \cdot 10^6}{2530}} = \mathbf{8.64}$$

$$\lambda_f > \lambda_{pd}$$

$$\lambda_{pd} = 0.376 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = \mathbf{0.376} \cdot \sqrt{\frac{2.1 \cdot 10^6}{2530}} = \mathbf{10.83}$$

$$\lambda_f < \lambda_p$$

Alma

$$\lambda_W = \frac{h}{t_w} = \frac{230 - 2 \cdot 33}{7.5} = 21.87$$

$N_u = 195tf$

$N_y = A \cdot F_y = 76.8 \cdot 2530 = 194tf$

Entonces considerando flexocompresión:

$$\frac{N_u}{N_y} = \frac{195}{194} = 1 > 0.125$$

$$< 1.12 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \cdot \left[2.33 - \frac{N_u}{\phi_b \cdot N_y} \right] = 39.33$$

$$< 1.46 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 42.06$$

La sección se clasifica como COMPACTA

4.1.2. Resistencia a Compresión

$$\frac{k \cdot L}{r_x} = \frac{1 \cdot 310}{10.1} = 30.69$$

$$\frac{k \cdot L}{r_y} = \frac{1 \cdot 310}{6} = 51.67 \quad \text{Controla}$$

Pandeo Flexional (Sección 15.5.2)

$$\lambda_c = \frac{k \cdot L}{\pi \cdot r} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{51.67}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{2530}{2.1 \cdot 10^6}} = 0.57 < 1.5$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\phi_{as} \cdot \lambda_c^2}\right] \cdot F_y = \left[0.658^{0.571^2}\right] \cdot 2530 = 2207 \text{kgf/cm}^2$$

$$N_t = A \cdot F_{cr} = 76.8 \cdot 2207 = 169531 \text{kgf}$$

$$\phi \cdot N_t = 0.85 \cdot 169531 = 144102 \text{kgf}$$

4.1.3. Resistencia a Flexión

$$C_1 = \frac{\pi}{S_x} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot G \cdot J \cdot A}{2}} = \frac{\pi}{675} \cdot \sqrt{\frac{2.1 \cdot 10^6 \cdot \left(2.1 \cdot 10^6 / 2.6\right) \cdot 41.6 \cdot 76.8}{2}} = 242265$$

$$C_2 = 4 \cdot \frac{C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{G \cdot J}\right)^2 = 1.9 \cdot 10^{-7} \text{cm}^4 / \text{kgf}$$

$$F_L = 2530 - 700 = 1830 \text{kgf/cm}^2$$

$$L_r = \frac{r_y . C_1}{F_L} \sqrt{1 + \sqrt{1 + C_2 . F_L^{\,2}}} = 12.00 \text{m}$$

$$L_p = 1.74 . r_y . \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.01 \text{m}$$

Como $L_p < L < L_r$

$$M_{px} = F_y.Z_x \leq 1.5.F_y.S_x$$

$$M_{px} = 2530 \cdot 745 = 18849 kgf \cdot m \leq 1.5.F_y.S_x = 25616 kgf \cdot m$$

$$M_{py} = F_y.Z_y \leq 1.5.F_y.S_y$$

$$M_{py} = 2530 \cdot 352 = 8906 kgf \cdot m > 1.5.F_y.S_y = 8766 kgf \cdot m$$

$$\text{entonces } M_{py} = 8766 kgf \cdot m$$

$$M_{rx} = S_x \cdot F_L = 675 \cdot 1830 = 12352.5 kgf \cdot m$$

$$M_{tx} = C_b.\left[M_{px} - \left(M_{px} - M_R\right)\right].\left[\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right] = 18873 kgf \cdot m \leq M_p$$

$$M_{ty} = C_b.\left[M_{py} - \left(M_{py} - M_R\right)\right].\left[\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right] = 8736 kgf \cdot m \leq M_p$$

$$\phi M_{tx} = 16904 kgf \cdot m$$

$$\phi M_{tx} = 7863 kgf \cdot m$$

Para graficar los diagramas de interacción, utilizamos la siguiente formulación:

Si $\frac{N_u}{\phi_c N_t} \geq 0.2$

$$\frac{N_u}{\phi_c N_t} + \frac{8}{9}\left[\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{tx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ty}}\right] \leq 1.0$$

Si $\frac{N_u}{\phi_c N_t} < 0.2$

$$\frac{N_u}{2.\phi_c N_t} + \left[\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{tx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ty}}\right] \leq 1.0$$

No se trabajará con el volumen de interacción, sino con sus proyecciones en los planos M_{ux}– N_u y M_{uy} – N_u, haciendo en cada caso, una de las coordenadas igual a cero, generándose los gráficos mostrados a continuación:

GRÁFICO DE DISEÑO EN X

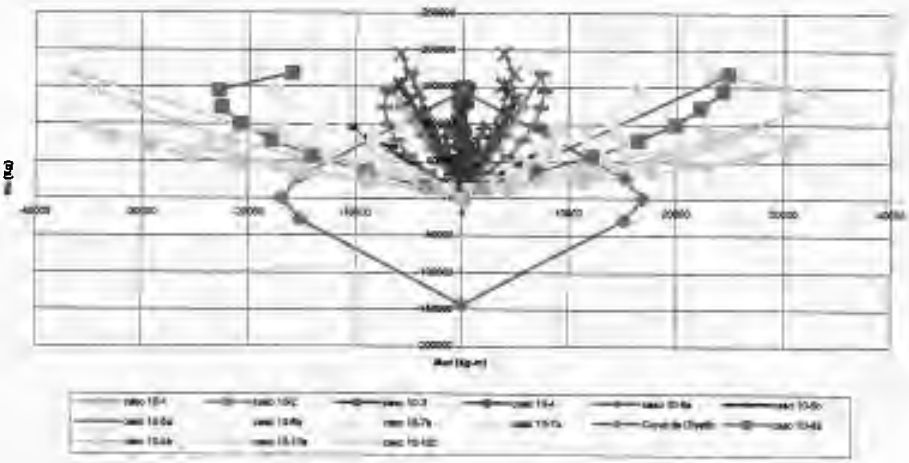
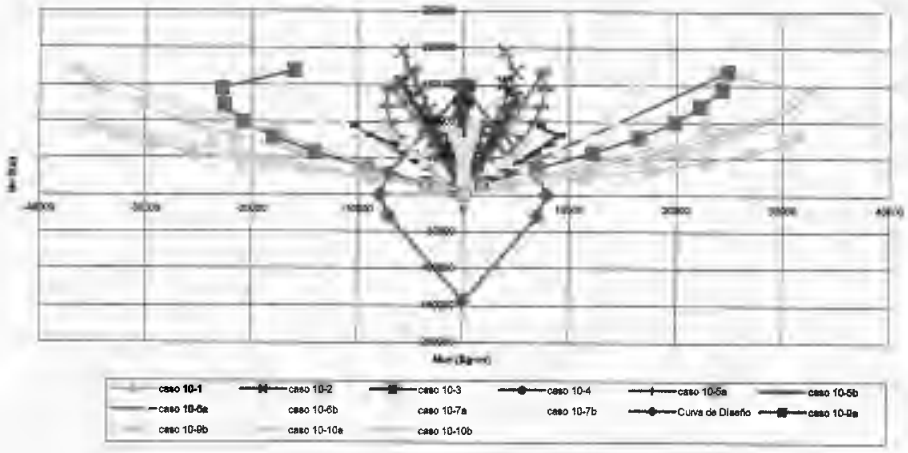


GRAFICO DE DISEÑO EN Y



Podemos observar que el perfil escogido sólo cubre la demanda de los pisos superiores, por lo que es necesario buscar otro perfil que resista las solicitaciones de los pisos restantes. Utilizando la aplicación desarrollada se selecciona otro perfil que cubra las demandas.

A continuación se presentan en las siguientes tablas, los resultados obtenidos en el cálculo manual de la columna.

DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DE UN PERFIL I Ó H, PARA SU USO COMO COLUMNA EN EDIFICACIONES

1-.Entrada de Datos

PERFIL	d (mm)	b_f (mm)	d_f (mm)	t_f (mm)	t_w (mm)	A (cm²)	r_y (cm)	r_x (cm)	I_x (cm⁴)	S_x (cm³)	Z_x (cm³)	I_y (cm⁴)	S_y (cm³)	Z_y (cm³)	J (cm⁴)	C_w (cm⁶)
HEA240	230	240	33	12	7,5	76,8	6	10,1	7760	675	745	2770	231	352	41,6	3,28E+05

2-.Clasificación de la Sección

Tipo de Sección	COMPACTA

Nivel de Diseño	ND3

2.1-. ALAS

λ_{pf}	λ_{pdf}	λ_{rf}
10,83	8,64	27,64

λ_f
10,00

2.2-. ALMA

λ_{pw}	λ_{pdw}	λ_{rw}
42,06	42,06	28,24

λ_w
21,87

3-.Valores de Diseño

L (cm)	K_x	K_y	ϕ_{as}	C_{bx}	C_{by}	F_y (Kg/cm2)	E (Kg/cm2)	Fr (Kg/cm2)
310	1	1	1	1	1	2530	2,10E+06	700

NO HAY PROBLEMAS DE ESBELTEZ

4-.Capacidad a Compresión

F_{cr} (Kg/cm2)	2207

ϕN_n (Kg)	**144102**

5-.Capacidad a Flexión

C_1	C_2	L_r (m)	M_{rx} (Kg-m)	M_{ry} (kg-m)	L_p (m)	M_{px} (Kg-m)	M_{py} (Kg-m)
242265	1,9E-07	12,00	12353	5844	3,01	18849	8766

M_{nx} (Kg-m)	18782
M_{ny} (Kg-m)	8736

ϕM_{nx} (Kg-m)	**16904**
ϕM_{ny} (Kg-m)	**7863**

DICOL 2.0 Programa para el Diseño de Columnas Completas de Acero en Edificios Aporticados

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO. UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO. FACULTAD DE INGENIERÍA. ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

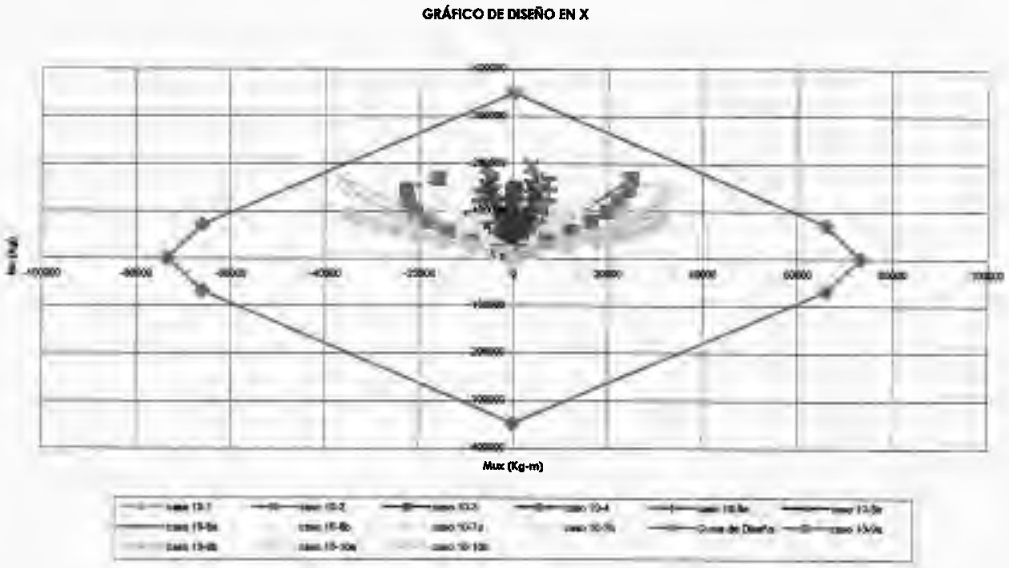
OCTUBRE 2000

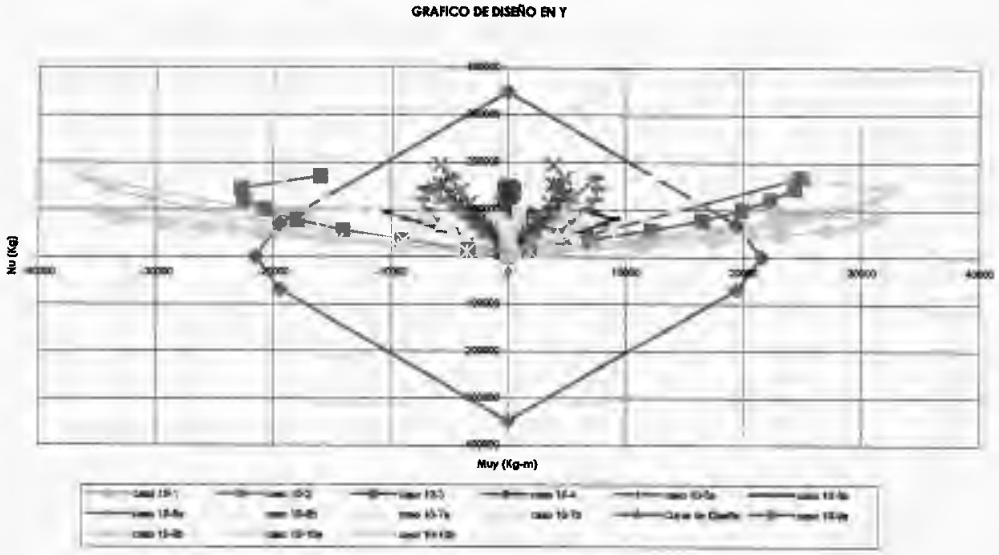
RESULTADOS DEL DISEÑO

Tipo de Perfil	HEA240
Tipo de Sección	COMPACTA
Columna	B-2
Nivel de Diseño	ND3
ϕ_{as}	1,00
L (cm)	310
ϕN_t (kgf)	144102
ϕM_{tx} (kgf-m)	16904
ϕM_{ty} (kgf-m)	7863
L_r (m)	12,00
L_p (m)	3,01

MRDP/JGCG

Se elige entonces un perfil HEA450 obteniendo los siguientes resultados:





Observamos que en la dirección X el perfil cubre la demanda mientras que en la otra dirección no.

DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DE UN PERFIL I Ó H, PARA SU USO COMO COLUMNA EN EDIFICACIONES

1-.Entrada de Datos

PERFIL	d (mm)	b_f (mm)	d_f (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A (cm^2)	r_y (cm)	r_z (cm)	I_z (cm^4)	S_z (cm^3)	Z_z (cm^3)	I_y (cm^4)	S_y (cm^3)	Z_y (cm^3)	J (cm^4)	C_w (cm^6)
HEA450	440	300	48	21	11,5	178	7,29	18,9	63700	2900	3220	9465	631	966	244	4,15E+06

2-.Clasificación de la Sección

Tipo de Sección	PLÁSTICA

Nivel de Diseño	ND3

2.1-. ALAS

λ_{pf}	λ_{pdf}	λ_{rf}
10,80	8,64	27,54

λ_{ef}
7,14

2.2-. ALMA

λ_{pw}	λ_{pdw}	λ_{rw}
59,66	59,66	104,08

λ_{ew}
29,91

3-.Valores de Diseño

L (cm)	K_z	K_y	ϕ_{as}	C_{bx}	C_{by}	F_y (Kg/cm2)	E (Kg/cm2)	Fr (Kg/cm2)
310	1	1	1	1	1	2530	2,10E+06	700

NO HAY PROBLEMAS DE ESBELTEZ

4-.Capacidad a Compresión

F_{cr} (Kg/cm2)	2307

ϕN_c (Kg)	**349006**

5-.Capacidad a Flexión

F_1	C_2	L_r (m)	M_{rx} (Kg-m)	M_{ry} (kg-m)	L_p (m)	M_{px} (Kg-m)	M_{py} (Kg-m)
207910	3,8E-07	13,11	53070	15964	3,65	81466	23946

M_{px} (Kg-m)	81466
M_{py} (Kg-m)	23946

ϕM_{nx} (Kg-m)	**73319**
ϕM_{ny} (Kg-m)	**21552**

DICOL 2.0 Programa para el Diseño de Columnas Completas de Acero en Edificios Aporticados

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO. UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO. FACULTAD DE INGENIERÍA. ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

OCTUBRE 2000

RESULTADOS DEL DISEÑO

Tipo de Perfil	HEA450
Tipo de Sección	PLÁSTICA
Columna	B-2
Nivel de Diseño	ND3
ϕ_{as}	1,00
L (cm)	310
ϕN_t (kgf)	349008
ϕM_{tx} (kgf-m)	73319
ϕM_{ty} (kgf-m)	21552
L_r (m)	13,11
L_p (m)	3,65

MRDP/JGCG

Después de observar y analizar los resultados del diseño, podemos ver que el Programa Dicol 2.0 arroja resultados confiables, ya que la formulación empleada en la programación corresponde a la expuesta en la Norma COVENIN-MINDUR 1618-98. Además, por ser una interfaz gráfica, enfoca de una manera diferente lo referente al diseño de columnas, permitiendo al Proyectista tener una mayor sensibilidad del problema.

Con el uso del Programa Dicol 2.0, se logran reducir enormemente los tiempos necesarios para la realización del proyecto, optimizando así el trabajo del Ingeniero Proyectista, y permitiéndole dedicar más tiempo al ajuste del diseño de la columna en estudio.

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES

Después de haber realizado el estudio y análisis de los resultados obtenidos, se puede llegar a las siguientes conclusiones:

- La resistencia del perfil cuando flecta alrededor del eje de mayor inercia, es mucho más grande que cuando flecta alrededor de su eje de menor inercia. Es por esto, que en la mayoría de los casos, la resistencia alrededor del eje y, es la que domina el diseño de la columna en estudio.

- Cuando el perfil trabaja de forma simétrica, los puntos de momento máximo están sobre el eje de momentos, es decir, el diagrama es doblemente simétrico.

- Es posible desarrollar herramientas computacionales que permitan efectuar el diseño de columnas de forma rápida y precisa.

- El método de diseño propuesto en el presente trabajo, constituye una herramienta útil para el diseño de una columna en toda su altura de manera rápida y efectiva, comparado con los métodos tradicionales de diseño.

- Los dominios de los Diagramas de Interacción o Diagramas M-N, tienen propiedades geométricas descriptibles, lo que permite que puedan ser acotados y recordados con facilidad.

- Cuando se incluyen las combinaciones de solicitaciones (10-9) y (10-10), todas las demás combinaciones se pueden descartar en gran parte de los casos, ya que estas dos son las que van a controlar el diseño.

- El problema del pandeo local de las secciones no es relevante en la mayoría de los casos, si se utilizan perfiles diseñados para ser empleados como columnas.

- A medida que la relación de esbeltez de la columna es mayor, la capacidad a compresión normal de la columna disminuye, por lo que el dominio de resistencia es más pequeño.

- A medida que aumenta la longitud de la columna, su dominio de resistencia es más pequeño.

- La resolución de problemas mediante métodos gráficos, le permite al Ingeniero apreciar con facilidad las magnitudes de los efectos estudiados, algo que no es fácil de ver procedimientos y verificaciones algebraicas.

RECOMENDACIONES

RECOMENDACIONES

Debido a la extensión del tema estudiado en el presente trabajo, existen puntos de suma importancia que podrían ser investigados y desarrollados más a fondo. Algunos de estos puntos podrían ser:

- Dar continuidad al presente trabajo para incorporar el uso de secciones compuestas, ya que en algunos casos, se realizan las columnas con la unión de varios perfiles, para obtener una mayor efectividad y mejor comportamiento del miembro.

Figura 21. Secciones Compuestas

- Extender el trabajo a otros perfiles de sección abierta, tales como C y L, y también a las secciones cajón y tubulares.

- Estudio del nodo viga – columna en acero. Tomar en cuenta como posibles casos de carga las expresiones que aparecen en la Sección 11.4.7.*Relación de momentos en los nodos*, así como las de la Sección 20.7 *Corte en el Panel de conexión Viga – Columna.*

- Aplicar el método de diseño propuesto en este Trabajo a secciones de concreto, tomando en cuenta las expresiones particulares para este caso.

- Estudiar más a fondo el cálculo de las solicitaciones, a fin de conseguir un patrón que caracterice el comportamiento de las mismas.

- Incorporar criterios que optimicen la selección de las secciones de las columnas a emplear a lo largo de su altura.

BIBLIOGRAFÍA

BIBLIOGRAFÍA

- BRESLER, LIN y SCALZI. "Diseño de Estructuras de Acero". Editorial Limusa. México 1980. 926 pp.
- CLEMENTE, Carlos y Adriano COSTA. "Diagramas de Interacción por Flexión y Carga Axial para tensiones admisibles. Solución General. Aplicación a Secciones de Acero del Mercado Nacional". Trabajo Especial de Grado (UNIMET). Caracas 1993.
- Norma Venezolana COVENIN-MINDUR 1618-98: "Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites". Caracas 1999.
- Norma Venezolana COVENIN-MINDUR 1618-82: "Estructuras de Acero para Edificaciones. Proyecto, Fabricación y Construcción. Caracas 1982.
- Norma Venezolana COVENIN-MINDUR 1756-98: "Edificaciones Sismorresistentes". Funvisis. Caracas 1998.
- Norma Venezolana COVENIN-MINDUR 2002-88: "Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones". Caracas 1998.
- Norma Venezolana COVENIN-MINDUR 2004-98: "Terminología de las Normas Venezolanas Covenin-Mindur de Edificaciones". Joaquín Marín. Caracas 1999.
- GUTIÉRREZ, Arnaldo. "Perfiles Laminados de Acero Estructural. Tablas de Diseño según la Norma Venezolana COVENIN-MINDUR 1618-98". Universidad Católica Andrés Bello. Facultad de Ingeniería. Caracas 2000.

- CHEN, W.F. y T. ASTUTA. "THEORY OF BEAM-COLUMNS. Space behavior and design". Volumen 2. Mc Graw Hill International Book Company. Estados Unidos de América. 1977. 732 pp.

- Manual de Estructuras de Acero. Tomo I. Productora de Perfiles "PROPERCA", C.A. Primera Edición. Caracas 1997.

- PETROUTSOS, Evangelos. "VISUAL BASIC 6". Ediciones ANAYA Multimedia, S.A. Madrid, 1999.

- MARTIN, Mindi y Otros. "Microsoft EXCEL 2000". Ediciones ANAYA Multimedia, S.A. Madrid, 1999.