

Nº 64
RES.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

“CRITERIO DE DISEÑO POR L.R.F.D.
PARA ESTRUCTURAS METALICAS,
AYUDAS Y APLICACIONES”

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A N :
BRUNO ISLAS MONTIEL
MARCO ANTONIO MALDONADO TOVAR
GILBERTO MONTERO CARDENAS

DIRECTOR DE TESIS:
M. I. TOMAS SANCHEZ REYES



MEXICO, D. F.,

1992

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

I N D I C E

	Pag.
Introducción	3
I .- Principios generales del L.R.F.D.	7
I.1 Estados límite	9
II .- Definición de términos y Consideraciones Grales.	19
II.1 Tipos de estructuras	19
II.2 Area de las secciones transversales	20
II.3 Estabilidad y relaciones de esbeltez	21
II.4 Relación ancho grueso y pandeo local	22
II.5 Anexo	27
III .- Miembros en tensión	36
III.1 Estados límite	38
III.2 Resistencia de diseño	38
IV .- Miembros en compresión	40
IV.1 Estados límite	41
IV.2 Resistencia de diseño	41
V .- Miembros en flexión	47
V.1 Estados límite	47
V.2 Resistencia de diseño en flexión	49
V.3 Resistencia de diseño al cortante	53
V.4 Flexión y cortante combinados	56
VI .- Miembros en flexocompresión	57
VI.1 Métodos de análisis y diseño	58
VI.2 Estados límite	59
VI.3 Columnas en estructuras Regulares	59
VI.4 Columnas en estructuras Irregulares	64
VII .- Conexiones	65
VII.1 Conexiones mínimas y excentricidades	66
VII.2 Soldaduras	66
VII.3 Tornillos, barras roscadas y remaches	74
VIII.- Ayudas de diseño y ejemplos	78
VIII.1 Tablas, Graficas	78
VIII.2 Ejemplos de tensión	88
VIII.3 Ejemplos de compresión	90
VIII.4 Ejemplos de flexión	94
VIII.5 Ejemplos de flexocompresión	104
VIII.6 Ejemplos de conexiones	114

	Pag.
IX .- Programas de computadora	120
IX.1 Tensión	136
IX.2 Compresión	139
IX.3 Flexión	141
IX.4 Flexocompresión	143
IX.5 Factor de reducción Q_s	148
X .- Proyecto	149
Conclusiones	180
Bibliografía	181

I N T R O D U C C I O N .

La Ingeniería Estructural ha experimentado muchos cambios significativos durante las últimas décadas, y los conocimientos de la teoría estructural se extienden ya desde el rango elástico hasta el rango inelástico del comportamiento del material. La aplicación de los principios de la mecánica teórica ha fomentado un mayor refinamiento en el análisis y diseño de estructuras metálicas. Se han llevado a cabo investigaciones de laboratorio y estudios de campo, con el objeto de encontrar la relación entre el comportamiento real de las estructuras y las predicciones teóricas, fomentándose últimamente los enfoques probabilísticos.

El mejoramiento de los aceros estructurales y los métodos de fabricación han proporcionado mayores incentivos para el desarrollo de técnicas racionales y correctas. Un buen diseño se debe basar necesariamente en el conocimiento profundo de los principios fundamentales de la mecánica estructural, la comprensión cabal del comportamiento de las estructuras reales, y la apreciación de sus relaciones con las estructuras idealizadas, así como en la conciencia de requisitos prácticos tales como fabricación, posibilidades de construcción, seguridad y economía.

A raíz de los sismos de septiembre de 1985 se hicieron modificaciones en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. Sin embargo aunque en las Normas Técnicas Complementa-

rias de 1987 (N.T.C.), se recogen algunas enseñanzas de dichos sismos, - no fueron éstas las principales causas de dichas modificaciones; de hecho, la revisión de éstas estaba ya muy adelantada a esa fecha.

En éstas Normas Técnicas Complementarias, se han incorporado los resultados de cerca de quince años de estudios analíticos y experimentales, relacionados con el comportamiento y diseño de elementos y estructuras de acero, y con la aplicación del criterio de Diseño por Factores de Carga y Resistencia, (LRFD "Load and Resistance Factor Design") a estructuras metálicas. La utilización de factores de carga y resistencia no es algo nuevo, puesto que existen diversos países, principalmente europeos en los que dichos factores se han incorporado en sus códigos de diseño. En particular, tanto Canadá como Estados Unidos han adoptado recientemente normas basadas en esa filosofía, ejerciendo una influencia significativa sobre las nuestras. Fue a partir de 1986 que el AISC publicó la primera edición del Manual de Construcción de Acero con el criterio LRFD.

Este criterio es un enfoque diferente para diseño de estructuras de acero para edificios; fue ideado para ofrecer al diseñador mayor flexibilidad y sobre todo una mayor racionalidad en cuanto a planteamiento, hipótesis y resultado. Una investigación sobre elementos con conexiones rígidas ha mostrado que provee estructuras de acero, aparentemente más económicas. También han aumentado de manera significativa, los conocimientos necesarios para mejorar el enfoque semi probabilístico característico del diseño por estados límite.

Todo lo anterior ha permitido estructurar las N.T.C. de 1987, de la manera más adecuada para ser utilizadas dentro de un marco de referencia basado en el diseño por factores de carga y resistencia. Así, ya no se tratan por separado los diseños elástico y plástico, sino que cada uno de ellos se emplea para investigar los estados límite para los que sea más apropiado. Por ejemplo, en el diseño de vigas el estado límite de falla de interés puede ser la formación de un mecanismo con articulaciones plásticas o el pandeo local por flexotorsión; el primer caso se estudia con métodos plásticos,-

en tanto el segundo con la teoría elástica, corregida por plastificación parcial del material cuando sea necesario. Los estados límite de servicio (deflexiones, etc) se revisan siempre con la teoría elástica.

De acuerdo al criterio de estados -- límite de falla, las estructuras deben dimensionarse de manera que la -- resistencia de diseño de toda sección con respecto a cada fuerza o momen-- to interno que en ella actué (fuerza axial, fuerza cortante, momento -- flexionante, momento de torsión) o a la combinación de dos o más de -- ellos, sea igual o mayor que el o los valores de diseño de dichas fuer-- zas o momentos internos. Las resistencias de diseño deben incluir el -- factor de reducción F_R correspondiente. Las fuerzas y momentos internos de diseño se obtienen multiplicando por el factor de carga correspondien-- te los valores de las fuerzas y momentos internos calculados bajo accio-- nes nominales.

El primer paso en la solución de un -- problema de diseño estructural, es la identificación clara y concisa, de todos los estados límite, de falla y de servicio, que han de revisarse, -- los que están relacionados con las características de la estructura y -- las solicitaciones que habrá de soportar. Enseguida se dimensionan los -- elementos estructurales de manera que el sistema tenga una seguridad -- aceptable ante todos los estados límite de falla posibles y, posterior-- mente se revisan los de servicio. Es claro que todo el proceso de dise-- ño ha de basarse, primero, en la identificación de los estados límite de interés, para no dejar sin estudio, alguna condición potencialmente crí-- tica y, segundo, en el desarrollo de métodos para evaluar las resisten-- cias correspondientes.

De la precisión con que se establez-- can los estados límite y las solicitaciones que habrán de considerarse -- en cada uno, y de la confiabilidad de los métodos y fórmulas de diseño, -- dependen a su vez el valor de los factores de carga y resistencia que -- incorporan la seguridad deseada al diseño.

Como un resultado de estos fenómenos, -- se concluye que el diseño estructural debe basarse, necesariamente, en --

un concepto de seguridad que incluye la probabilidad de rebasar el límite de utilidad estructural.

En base al método del LRFD para diseño, el objetivo de este trabajo es el generar ayudas para una mejor comprensión de la aplicación de las Normas Técnicas Complementarias (NTC) para estructuras metálicas, para que las personas que recurran a ellas tengan una forma más expedita para dimensionar las estructuras.

Cabe esperar que este trabajo sea de utilidad a las personas que tienen que aplicar las N.T.C. teniendo ya conocimientos elementales de estructuras metálicas.

Este trabajo consta de los siguientes temas: Introducción, Capítulo I Principios Generales del LRFD, Capítulo II Definición de Términos y Consideraciones Generales, Capítulo III -- Miembros en Tensión, Capítulo IV Miembros en Compresión, Capítulo V -- Miembros en Flexión, Capítulo VI Miembros en Flexocompresión, Capítulo VII Conexiones, Capítulo VIII Programas para Computadora, Capítulo IX -- Anexos y Ejercicios.

Cada uno de éstos temas cuenta con la ayuda de Tablas, gráficas y ejemplos de diseño de miembros aislados, así como también programas para computadora que facilitan la solución de estos mismos. Estas ayudas y ejemplos se encuentran en anexos al final del trabajo y están divididos de acuerdo a los temas en que se divide éste.

Como parte final se presentan dos ejemplos de estructuras completas que engloban de manera conjunta, la aplicación de los temas aquí estudiados

C A P I T U L O I .

PRINCIPIOS GENERALES DEL LRFD.

Uno de los aspectos que más ha preocupado al ingeniero civil y al estructurista en particular, es la seguridad de las estructuras que crea. En un principio este concepto se basaba únicamente en la experiencia e intuición del diseñador, después empezó a ser expresado formalmente en el llamado coeficiente de seguridad al incorporarse en el diseño la teoría de la elasticidad, lo cual no permite conocer el grado de seguridad real contra la falla de las estructuras que se obtienen al aplicarlo. Con la utilización de los factores de carga y la resistencia última de miembros y estructuras se presenta una mejoría sobre el tratamiento anterior, pero tampoco permite resolver el problema principal de definir el concepto de seguridad racionalmente. Para resolver este problema debe tenerse en cuenta que las cargas que obran sobre las estructuras, las propiedades mecánicas y geométricas de los materiales utilizados en ellas y la calidad de la mano de obra, son cantidades variables además de la incertidumbre por los errores introducidos por las suposiciones y la falta de exactitud de los métodos de análisis y diseño.

Por lo tanto, el diseño estructural debe basarse en un concepto de seguridad que incluya la probabilidad de falla, pero no de una manera completa, ya que los fenómenos variables mencionados no son necesariamente aleatorios, además de la dificultad de incluir conceptos probabilísticos en diseños prácticos y de la falta de información completa sobre esos fenómenos. Sin embargo, se han buscado

procedimientos que permitan incorporar en el diseño consideraciones estadísticas relativas a las cargas, resistencias, propiedades geométricas, etc., mediante la teoría de probabilidades, con la intención de obtener estructuras con una confiabilidad más uniforme y mejorar la metodología de diseño, para lo que el enfoque más conveniente al parecer en la práctica, resulta ser el diseño basado en estados límite (diseño por medio de factores de carga y resistencia), resolviendo los problemas siguientes:

- a) Definición clara e inequívoca de los estados límite de la estructura para obtener un margen de seguridad correcto con respecto a ellos.
- b) Evaluación de la probabilidad de que se alcance un cierto estado límite mediante estadísticas obtenidas del análisis de los fenómenos aleatorios.
- c) Definición de la probabilidad admisible de que se presenten.
- d) Seguridad de que la probabilidad de que se alcance un estado límite no sea mayor que la admisible mediante un procedimiento operativo práctico con la ayuda de coeficientes en el cálculo.

Este criterio está basado en los dos aspectos siguientes:

- 1.- Hay cargas externas aplicadas a la estructura que corresponden a cada uno de los estados límite que deben estudiarse, los cuales al crecer ocasionarán que la estructura alcance eventualmente el estado límite en estudio.
- 2.- Se define como Función de Carga S el efecto producido por las acciones externas que corresponde al estado límite en estudio y como Función de Resistencia R la respuesta de la estructura a la función de carga.

I.1 ESTADOS LIMITE.

Se tienen dos tipos de estados límite;

a) Estados Límite de resistencia o de falla, y b) Estados Límite de servicio.

a) Estados límite de resistencia.

Corresponden al agotamiento definitivo de la capacidad de carga de la estructura o de algunos de sus miembros asociado con un colapso total ó parcial, ó al hecho de que la estructura, sin agotar su capacidad de carga, sufra daños irreversibles -- que afecten su resistencia ante nuevas aplicaciones de cargas ó experimentalmente deformaciones inelásticas de magnitud inaceptable; en éste último caso puede haber dificultades para definir el estado límite, ya que al no agotarse la capacidad de carga, cabe preguntarse qué tan grandes son los daños para considerar este aspecto como un estado límite de resistencia.

-Estado límite de colapso. Este se alcanza cuando las resistencias máximas se utilizan simultáneamente en un número de secciones transversales suficiente para que la estructura, o parte de ella, se convierta en un mecanismo, incapaz de satisfacer las condiciones de equilibrio si se aumentan las cargas.

En la mayoría de los casos se justifica suponer un comportamiento plástico completo y utilizar el análisis plástico para definir este estado límite, como es el caso en que las resistencias máximas se alcanzan al mismo tiempo en todas las secciones de una estructura que definen el mecanismo constituyendo el llamado estado-límite de mecanismo; pero hay casos en que deben emplearse teorías plásticas modificadas, o la teoría elástica, como cuando las características de deformación de la estructura hacen imposible que se llegue a la carga que corresponde al mecanismo de colapso, y el pandeo local de almas o patines puede también reducir la resistencia máxima por debajo de la prevista en el análisis plástico.

-Estado límite de inestabilidad. Este estado depende básicamente de la rigidez de los elementos que componen a la estructura y de imperfecciones en su simetría. Se alcanza cuando la estructura en conjunto o parte de ella, pierde por completo su rigidez, lo que ocasiona con frecuencia un colapso repentino. En las estructuras que se diseñen tomando en cuenta este estado límite puede usarse la teoría de elasticidad o de plasticidad, cualquiera de ellas de segundo orden; debiendo considerar, en ocasiones, métodos de análisis y diseño que permitan determinar el comportamiento posterior al pandeo, sobre todo en miembros de paredes delgadas.

-Estado límite de fractura frágil. La ocurrencia de este tipo de fracturas depende fundamentalmente de las propiedades del material con que está hecho el elemento estructural, de la forma y características de los detalles de la estructura (empalmes, conexiones entre miembros, etc.) de la temperatura y de la velocidad de aplicación de las cargas. Pueden evitarse casi siempre en estructuras de acero como cuando se tiene una temperatura de trabajo muy baja, para lo cual se utilizan materiales de ductilidad adecuada a esa temperatura y diseñando los detalles de tal forma que no haya muescas que produzcan concentraciones de esfuerzos.

Salvo casos especiales en que la posibilidad de este tipo de fracturas es determinada por la resistencia de la estructura y sus condiciones de carga, generalmente son iniciadas por algún tipo de esfuerzo residual, por lo que el diseño referente al riesgo de falla frágil no puede hacerse normalmente utilizando el criterio de estados límite.

-Estado límite de fatiga. La fatiga se define por la amplitud de los esfuerzos que causa la ruptura de una conexión, barra o estructura, al aplicarse un número determinado de ciclos de carga. Se analiza con métodos elásticos ya que se presenta deformaciones plásticas casi nulas.

Como puede observarse, se puede utilizar la teoría elástica o la plástica según el comportamiento de la estructura relacionado con el estado límite de resistencia en estudio.

b) Estados límite de servicio.

Se determinan de acuerdo a los criterios que gobiernan el uso normal de las construcciones relativos a deformaciones inaceptables, desplazamientos, vibraciones, etc., o daños que afecten su funcionamiento correcto, pero no su capacidad para soportar cargas: Se distinguen los siguientes:

-Estado límite de deformaciones. - -

Aquí se pueden distinguir varios estados límite como la apariencia, la sensación de inseguridad de los usuarios de la construcción, los cambios en las cargas como consecuencias de las deformaciones, y el riesgo de daños en otras partes de la construcción, o en equipos que haya en ella; pero no es posible dar valores permisibles en los primeros casos, por lo que estas deformaciones permisibles se relacionan generalmente con el riesgo de que si se exceden se produzcan daños en otras partes del edificio, como muros de relleno, cancelas y ventanas, dependiendo por lo tanto de los elementos que pueden ser dañados y no de la estructura en sí.

-Estado límite de durabilidad. Estã-

determinado principalmente por la corrosión de las estructuras de acero, y solo se puede incluir en el criterio de estados límite si se sustituyen las cargas por condiciones climáticas y la resistencia mecánica por la resistencia a la corrosión.

Debido a las características de los estados límite de servicio casi siempre se emplea la teoría de la elasticidad para investigarlos.

Una vez que se han determinado los --

estados límite de interés en un problema dado, el diseño estructural consiste en asegurarse de que hay una probabilidad suficientemente pequeña de que la resistencia de diseño correspondiente a cada uno de ellos sea menor que la sollicitación de diseño asociada a él. El criterio de diseño se expresa por medio de la fórmula general:

$$\phi R_n \geq \gamma_A \sum_{i=1}^n \gamma_i S_i \quad \text{A}$$

donde; el lado izquierdo corresponde a la resistencia de la estructura - en que R_n es la resistencia nominal calculada con alguna fórmula y basada en las propiedades físicas y geométricas nominales del material y del elemento estructural, que es una fuerza generalizada (mto. flexionante, fuerza axial, fuerza cortante, etc.) asociada a un estado límite; ϕ es un factor de resistencia sin dimensiones siempre menor que 1, y que tiene en cuenta las incertidumbres asociadas con la determinación de la resistencia.

El lado derecho corresponde a las acciones que actúan sobre la estructura, en que γ_A es un factor de análisis, que tiene en cuenta las incertidumbres del análisis estructural; S_i es el efecto medio producido por la carga i y γ_i es el factor de carga correspondiente, que refleja sobrecargas potenciales y las incertidumbres inherentes a la determinación de los efectos de las cargas; γ_A y γ_i son cantidades sin dimensiones y S_i son fuerzas generalizadas. El signo \sum_i indica la combinación de efectos que provienen de causas diferentes, - por ejemplo, si solo se consideran los efectos producidos por cargas - muertas y vivas:

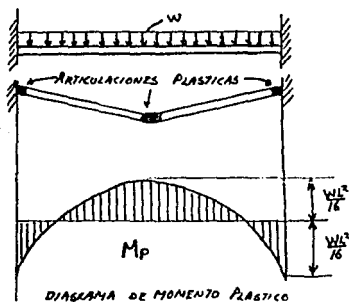
$$\gamma_A \sum_{i=1}^n \gamma_i S_i = \gamma_A (\gamma_m S_m + \gamma_v S_v)$$

donde: S_m y S_v son los efectos medios producidos por las cargas muertas y vivas, respectivamente, y γ_m y γ_v son los factores de carga correspondientes:

Escogiendo valores adecuados de ϕ , γ_A y γ_i puede lograrse que la probabilidad de falla se mantenga dentro -

de los límites deseados.

EJEMPLO: Sea una viga de sección transversal constante, empotrada en los dos extremos y con carga uniforme, con características de ductibilidad adecuadas (material dúctil, elementos planos que la componen no tiene relaciones ancho/grueso excesivas, y provista de contraventeo).



Como se observa, el estado límite de resistencia se alcanza cuando se forma un mecanismo de colapso, con articulaciones plásticas en los extremos y en el centro del claro; esto sucede cuando los momentos exterior e interior en las secciones mencionadas alcanzan valores nominales iguales respectivamente a $\frac{wL^2}{16}$ y $Z\sigma_y$, donde Z es el módulo de sección plástica de la sección transversal de la viga.

Por lo tanto $\phi R_n = \phi Z \sigma_y$ y $\phi S = \phi \frac{wL^2}{16}$ y el estado límite de resistencia por formación de mecanismo de colapso -- queda definido por:

$$\phi Z \sigma_y = \phi \frac{wL^2}{16}$$

El lado de la ec. (A) correspondiente a las solicitaciones, introduce en el diseño estructural con este nuevo-

criterio, algunos conceptos nuevos. Ya no se usan valores extremos de las cargas, sino que todas ellas son valores medios, valores mas probables de las cargas. Los factores de carga del LRFD tienen en cuenta la variabilidad.

Las acciones se subdividen de acuerdo con su duración y frecuencia, aspectos que determinan la probabilidad de que se presenten en combinación; LRFD permite la elección de combinaciones de cargas basadas en posibilidades conservadoras, pero realistas.

Así, las cargas muertas tienden a ser menos variables que las que se aplican durante períodos cortos como las de viento o las sísmicas.

Las cargas vivas dependen del destino del edificio. Se utilizará el valor medio de alguna de las tres intensidades posibles siguientes de acuerdo con la combinación de acciones para la que se este diseñando:

Intensidad media, que se sumará al valor medio de las acciones permanentes, para estimar efectos a largo plazo.

Intensidad instantánea (ó carga viva-sostenida), que se emplea para combinaciones que incluyan acciones permanentes y accidentales.

Intensidad máxima, que se utiliza en combinaciones que incluyan tan solo acciones permanentes.

Como la carga muerta está presente -- siempre, se combina con la carga viva máxima, pero si hay una tercera -- acción simultánea, se toma la intensidad instantánea, como es el caso en que se toma en cuenta en el diseño la combinación formada por carga mueru

ra, viento o sismo, y carga viva instantánea.

Se han realizado estudios probabilísticos en E.U. que han llevado a los siguientes valores de la carga viva en oficinas:

cánea: $12 \text{ lb/ft}^2 (\approx 60 \text{ kg/m}^2)$

-Valor medio de la carga viva instantánea que es aproximadamente la cuarta parte de la carga especificada para diseño basado en esfuerzos permisibles.

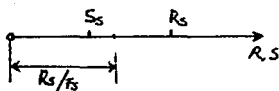
-Valor medio de la carga viva máxima:

$$15 + 760 / \sqrt{A_i} \leq 60 \text{ lb/ft}^2 ; (72.7 + 1135 / \sqrt{A_i} \leq 293 \text{ kg/m}^2)$$

donde A_i es el área de influencia y se toma igual al doble del área tributaria para vigas y a cuatro veces esa área para columnas.

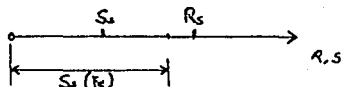
CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL.

Como ya se dijo anteriormente las - - principales variables que intervienen en el diseño, la resistencia R y - los efectos de las solicitaciones S , no pueden determinarse con exactitud, sino que se encuentran arriba o abajo de ciertos valores medios, y la medida estadística de su variación es la desviación estándar. En la siguiente figura se ilustran los criterios generales de diseño, donde S_s y R_s representan el efecto de las cargas de trabajo especificadas y la - resistencia especificada mínima.



DISEÑO POR ESFUERZOS PERMISIBLES

"La resistencia dividida entre F_s debe ser mayor que la solicitación"

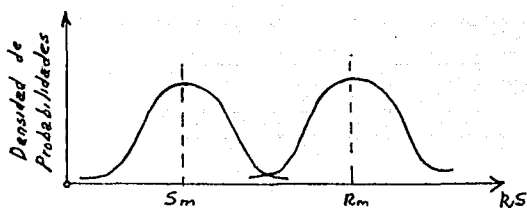


DISEÑO PLÁSTICO

"La solicitación multiplicada por F_c debe ser menor que 1/2 resistencia"

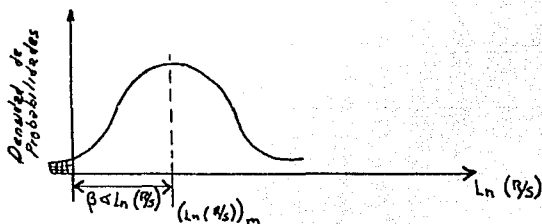
Tanto FS como FC tienen el objeto de proporcionar un margen de seguridad entre R_s y S_s , para tomar en cuenta la posibilidad de que la carga real sea mayor que la especificada y/o -- que la resistencia real sea menor que la especificada.

Tanto los efectos de las cargas como las resistencias tienen distribuciones probabilísticas en curvas con forma de campana, con un valor medio y una desviación estándar.



Para garantizar la seguridad estructural se debe tener una probabilidad aceptablemente pequeña de que se exceda un este límite cuando $S > R$, lo cual se logra con FS ó FC; por lo tanto para obtener un margen de seguridad adecuado desde un punto de vista probabilístico se utiliza el siguiente procedimiento:

Un estado límite no se excede cuando $R - S \geq 0$, ó $R/S \geq 1 \Rightarrow \ln(R/S) \geq 0$, cuya distribución se muestra a continuación:



La probabilidad de que se exceda el estado límite en estudio queda representada por el área sombreada - - - (Ln(R/S) es negativo); mientras menor sea, más confiable será el elemento estructural, lo que se logra cuando crece la distancia del valor medio de Ln(R/S) al origen, la que depende del ancho de la curva de distribución de probabilidades caracterizada por su desviación estándar - - - $\sqrt{\text{Ln}(R/S)}$, y de un factor β llamado índice de seguridad que mientras - - - aumenta, disminuye la probabilidad de que se exceda el estado límite.

Como sólo se conocen los valores medios y las desviaciones estándar, obtenidas del análisis de datos sobrecargas y propiedades de los materiales y haciendo algunas simplificaciones se llega a la siguiente fórmula para calcular el índice de seguridad:

$$\beta = \frac{\text{Ln}(R_m/S_m)}{\sqrt{V_R^2 + V_S^2}}$$

Donde R_m y S_m son los valores medios de resistencia y sollicitación y V_R y V_S son los coeficientes de variación correspondientes.

Para determinar la resistencia R_m y su coeficiente de variación V_R se utiliza un procedimiento que involucra la aleatoriedad de dicha resistencia, la cual proviene de la variabilidad inherente en las propiedades mecánicas de los materiales, de las variaciones en dimensiones (tolerancias) y de las incertidumbre en la teoría que sirve como base para definir la resistencia del miembro.

De igual manera, para obtener S_m y V_S , se toman en cuenta las incertidumbres debidas al uso de métodos de análisis estructural simplificados, las incertidumbres de la transformación de las cargas en los efectos que producen.

El índice de seguridad β es una medida relativa de la seguridad estructural, que debe especificarse para - -

desarrollar un conjunto consistente de criterios de diseño. En general, se utiliza un procedimiento que recibe el nombre de Calibración que tiene la ventaja de utilizar la experiencia de muchos años y de que no necesita conocer la distribución de probabilidades de R/S y se evita la necesidad de expresar la seguridad en términos de probabilidades absolutas. Básicamente, consiste en asignar un valor a β de tal forma que con el nuevo criterio (LRFD) se obtenga el mismo grado de confiabilidad que con los métodos de diseño existentes en varios elementos estructurales comunes, como vigas libremente apoyadas, columnas con carga axial, miembros en tensión, pernos de alta resistencia, soldaduras de filete, etc.; estudiando un espectro completo de solicitaciones de diseño, caracterizadas por áreas tributarias y cargas muertas variables.

Los coeficientes de variación y los índices de seguridad pueden variarse, para cada caso, para reflejar condiciones particulares referentes a incertidumbres en las propiedades mecánicas de los materiales, calidad de la mano de obra, etc. También puede variar el valor del índice de seguridad conforme a la importancia de la estructura y al tipo de falla que pueda presentarse.

El LRFD se calibró para varios casos estándar, y los valores escogidos para β , que sirven como base para obtener los factores de carga y resistencia, representan la relación entre este código de diseño y el propuesto para la calibración, y al ser constantes, proporcionan una confiabilidad más uniforme que la que se obtiene con las normas de diseño anteriores.

CAPITULO II.

DEFINICION DE TERMINOS Y CONSIDERACIONES GENERALES.

II.1 TIPOS DE ESTRUCTURAS.

El nuevo Reglamento de Construcción del D.F. considera dos tipos de estructuras que son:

ESTRUCTURAS TIPO 1.

Estas son llamadas estructuras continuas o marcos rígidos, ya que con los elementos que las componen están unidos por conexiones rígidas capaces de reducir a un mínimo las rotaciones relativas entre extremos de las barras que concurren hacia ellas. De lo anterior se desprende que el análisis se basa en suponer que los ángulos entre las barras permanecerán iguales antes y después de deformarse la estructura. Dichas conexiones deben ser capaces de transmitir 1.25 veces el momento de diseño que haya en el extremo de cada barra, cuando sea necesario se deberá tomar en cuenta los efectos de las fuerzas cortantes o normales; también multiplicadas por 1.25, que actúen en la conexión ver fig. 1.

ESTRUCTURAS TIPO 2.

Son aquellas estructuras en que las conexiones permiten rotaciones relativas, y que son capaces de transmitir las fuerzas cortantes y normales, así como también son capaces de - -

transmitir los momentos no mayores del 20% de los momentos resistentes - de diseño.

Estas estructuras pueden usarse en -- elementos secundarios y se aceptan en marcos principales si se utilizan muros, marcos rígidos, o una combinación de ellos, que junto con las lasas u otros diafragmas horizontales, proporcionen a la estructura en general una rigidez lateral adecuada y capacidad para resistir las fuerzas horizontales que puedan obrar sobre ella. ver fig. 2

II.2 AREAS DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES.

Area Total, A_t

El área total de un miembro, A_t , es - el área completa de su sección transversal.

Area neta, A_n

El área neta de un miembro es la suma de los productos grueso por el ancho neto de cada una de las partes que la componen. Cuando hay varios agujeros en una normal al eje de la pieza, el ancho neto se obtiene restando al ancho total la suma de los anchos de los agujeros.

Para miembros en tensión el diámetro del agujero se incrementa en 1.5 mm. En miembros en cortante se considera el diámetro normal y en miembros en compresión se considera el ancho total.

$$d_t = d_{\text{nominal}} + 1.5 \text{ mm}$$

$$d_v = d_{\text{nominal}}$$

Cuando los agujeros estan dispuestos en diagonal o en zig-zag, el ancho neto se calcula de la misma manera que en el reglamento anterior considerando las diferentes trayectorias para ver a cual de ellas le corresponde el ancho neto menor.

$$\text{Ancho Neto} = B_n = B_t - n_d + \frac{S^2}{4g}$$

Area Neta Efectiva, A_e .

En miembros sujetos a tensión axial, se calcula como sigue.

--Cuando la carga se trasmite por medio de tornillos, remaches ó soldaduras, colocados en todas las partes que componen la sección transversal del miembro.

$$A_e = A_n$$

--Cuando la carga se trasmite por medio de tornillos ó remaches colocados solo en algunas de las partes que forman la sección transversal.

$$A_e = U A_n$$

--Cuando la carga se trasmite por medio de soldadura en algunas de las partes que forman la sección transversal.

$$A_e = U A_t$$

En las fórmulas anteriores U es un factor de reducción de área cuyos valores se obtienen de la sección 2.1.3 de Las Normas Técnicas Complementarias para Estructuras Metálicas.

II.3 ESTABILIDAD Y RELACIONES DE ESBELTEZ.

En lo que concierne a este tema, se

continúa con los mismos lineamientos que considera el reglamento anterior.

$$\frac{KL}{r} = \text{Relación de esbeltez}$$

donde:

L : Longitud libre de columna

K : Factor de longitud efectiva

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

Los valores de K se obtienen con la sección 2.2.2 de las N.T.C. y con ayuda de los Nomogramas de JACKSON Y MORELAND, incluidos en el anexo correspondiente a este capítulo.

11.4 RELACIONES ANCHO GRUESO Y PANDEO LOCAL.

Las N.T.C. (1987) consideran cuatro tipos de secciones que son:

-Sección tipo 1 (Secciones para diseño plástico). Son secciones que alcanzan el momento plástico y pueden conservarlo durante las rotaciones necesarias para la redistribución de esfuerzos en la sección.

-Secciones tipo 2 (secciones compactas). Son secciones que pueden alcanzar el momento plástico, pero no permiten rotaciones bajo momento constante de esa magnitud.

-Secciones tipo 3 (secciones no compactas). Son secciones que pueden alcanzar el momento correspondiente a la iniciación del flujo plástico.

-Secciones tipo 4 (secciones esbel-
tas). Son secciones que tienen como límite de resistencia el pandeo lo-
cal en algunas de las placas que forman la sección.

Las relaciones ancho / grueso de los
elementos planos de los tres primeros tipos de secciones no deben exce-
der los valores de la tabla 3.3 de las N.T.C.

ANCHO en Elementos NO ATIESADOS Y ATIESADOS.

Elementos planos no atiesados: Son -
aquéllos que están soportados a lo largo de uno solo de los bordes para-
lelos a la dirección de la fuerza de compresión y su ancho se toma como
sigue:

- a) En placas, la distancia del borde libre a la primera línea
de soldaduras, remaches o tornillos. Ver fig. 3.a
- b) En flns de ángulos, patines de canales y zetas, y almas de
tés, la dimensión nominal total. Ver fig. 3.b
- c) En patines de secciones I, H y T, la mitad de la dimensión
nominal total. Ver fig. 3.c
- d) En perfiles hechos con lamina doblada, la distancia del --
borde a la iniciación de la curva que une el elemento conside-
rado con el resto del perfil. Ver fig. 3.d

Elementos Planos Atiesados: Son los-
que están soportados a lo largo de los dos bordes paralelos a la direc-
ción de la fuerza de compresión. Su ancho se toma como sigue:

- a) En patines de secciones en cajón hechas con cuatro placas,
la distancia entre líneas adyacentes de soldaduras, rema-
ches o tornillos. Ver fig. 4.a

- b) En patines de secciones laminadas en cajón, la distancia libre entre almas menos los radios de las dos curvas de -- unión. Ver fig. 4.b
- c) En almas de secciones en cajón hechas con cuatro placas, la distancia entre líneas adyacentes de remaches o tornillos o en secciones soldadas, la distancia libre entre patines. Ver fig. 4.c
- d) En almas de secciones laminadas en caliente o dobladas - en frío, la distancia entre las iniciaciones de las curvas - de unión con los elementos de soporte. Ver fig. 4.d

GRUESO.

En elementos de grueso uniforme, éste se toma igual al valor nominal. En patines de espesor variable, se toma el grueso nominal medido a la mitad de la distancia entre el borde y la cara del alma.

En secciones circulares huecas la relación ancho / grueso se sustituye por el cociente diámetro exterior / grueso de la pared. Ver fig. 5

Secciones tipo 4 (esbeltez).

Elementos planos no atiesados.

En elementos o miembros estructurales que contienen elementos planos cuya relación ancho/grueso es mayor al límite correspondiente a secciones tipo 3, debe incluirse un factor de reducción Q_s , dado por las ecs. 2.3.1 a 2.3.4:

a) Para Angulas Aisladas

$$Si \quad 640 / \sqrt{F_y} < b/t < 1300 / \sqrt{F_y} \quad ,$$

$$Q_s = 1.340 - 0.00053 (b/t) \sqrt{F_y} \quad \dots \quad (2.3.1)$$

$$Si \quad b/t \geq 1300 / \sqrt{F_y} \quad ,$$

$$Q_s = 1.090000 / [F_y (b/t)^2] \quad \dots \quad (2.3.2)$$

- b) Para ángulos o placas que sobresalen de columnas u otros miembros comprimidos y para patines comprimidos de vigas y traves armadas

$$\text{Si } 830/\sqrt{F_y} < b/t < 1470/\sqrt{F_y};$$

$$Q_s = 1.415 - 0.00052 (b/t) \sqrt{F_y} \dots (2.3.3)$$

$$\text{Si } b/t \geq 1470/\sqrt{F_y};$$

$$Q_s = 1400000/[F_y (b/t)^2] \dots (2.3.4)$$

de las N.T.C.; en la determinación de la Resistencia de diseño. Para facilidad de trabajo estas ecs. se encuentran tabuladas y graficadas en el capítulo: Ayudas de Diseño (tabla 1 y 2; gráfica 1 y 2.)

Elementos planos atiesados.

Para determinar las propiedades geométricas para calcular la resistencia de diseño, en estos elementos debe incluirse un ancho reducido; b_e , dado por las siguientes ecuaciones:

- a) Para patines de secciones cuadradas o rectangulares huecas con $t = \text{cte.}$

$$b_e = \frac{2730 t}{\sqrt{f}} \left[1 - \frac{540}{(b/t) \sqrt{f}} \right] \leq b \quad (11.2)$$

- b) Para cualquier otro elemento plano atiesado comprimido uniformemente.

$$b_e = \frac{2730 t}{\sqrt{f}} \left[1 - \frac{490}{(b/t) \sqrt{f}} \right] \leq b \quad (11.3)$$

En donde; b = Ancho del elemento comprimido (cm)

t = Grueso del elemento comprimido (cm)

f = Esfuerzo de compresión existente en el elemento atiesado, basado en las propiedades geométricas que se emplean para calcular la resistencia de diseño del elemento estructural del que forma -

parte (Kg/cm^2).

Ver figura 4 del anexo II.5.

II.5 A N E X O

- FIG. 1. - CONEXION RIGIDA (Reduce a un mínimo -
la rotación relativa)
- FIG. 2. - CONEXION CON ROTACION (Permite rotacio-
nes relativas)
- FIG. 3. - ELEMENTOS PLANOS NO ATIEZADOS
- FIG. 4. - ELEMENTOS PLANOS ATIEZADOS
- FIG. 5. - SECCIONES CIRCULARES HUECAS
- Ejemplo 1. - Area neta
- Ejemplo 2. - Relación de esbeltez
- Ejemplo 3. - Pandeo Local

fig. 1

CONEXION CONTINUA TIPICA
(remachada)

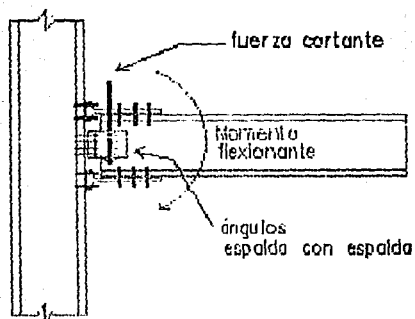
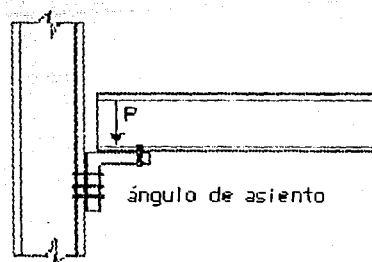
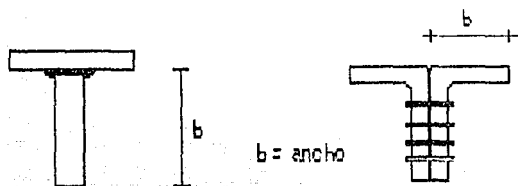


fig. 2

CONEXION CON ROTACION (remachada)
no usada para grandes cargas

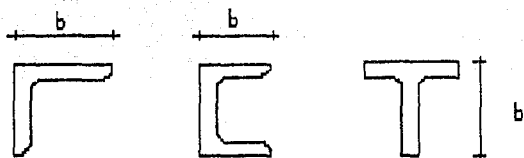


Elementos planos no afilados

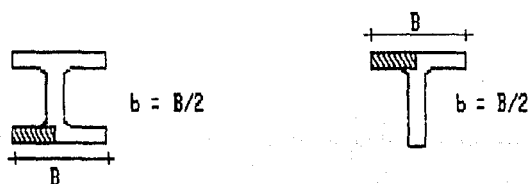


b = ancho

figuras 3-a



figuras 3-b



figuras 3-c



figura 3-d

Elementos planos atiesados

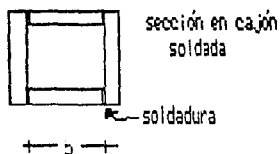


Figura 4-a

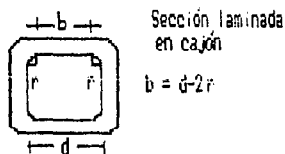


Figura 4-b

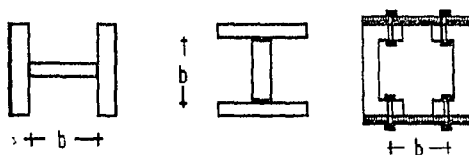


Figura 4-c

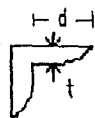


Figura 4-d

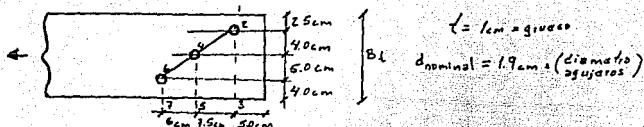


Figura 5

secciones Circulares huecas

EJEMPLO 1 AREA NETA.

Otener el área neta del siguiente miembro.



Se considerarán las trayectorias posibles para determinar a cual de ellas le corresponde el ancho neto menor para el cálculo del área neta.

a) Trayectoria 1, 2, 3 $B_{total} = 15.5 \text{ cm.}$

$$(dv + 1.5) = 1.9 + 0.15 = 2.05 \text{ cm.}$$

$$\text{Ancho neto} = B_n = 15.5 - 2.05 = \underline{13.45 \text{ cm.}}$$

b) Trayectoria 1, 2, 4, 5 $B_t = B_{total} = 15.5$

$$nd = 2(dv + 1.5 \text{ mm}) = 2(2.05) = 4.1 \text{ cm}$$

$$B_n = B_t - nd + \frac{6^2}{4g} \quad \frac{6^2}{4g} = \frac{7.5^2}{4(4)} = 3.52 \text{ cm.}$$

$$B_n = 15.5 - 4.1 + 3.52 = 14.92 \text{ cm.}$$

c) Trayectoria 1, 2, 4, 6, 7 $B_n = B_t - nd + \left(\frac{6^2}{4g}\right) + \left(\frac{6^2}{4g}\right)$

$$B_t = 15.5 \text{ cm.}$$

$$nd = 3(1.9 + .15) = 6.15 \text{ cm.}$$

$$\left(\frac{6^2}{4g}\right) = \frac{7.5^2}{4(4)} = 3.52 \text{ cm.}$$

2-4

$$\left(\frac{5}{4g}\right) = \frac{6^2}{4(5)} = 1.8 \text{ cm.}$$

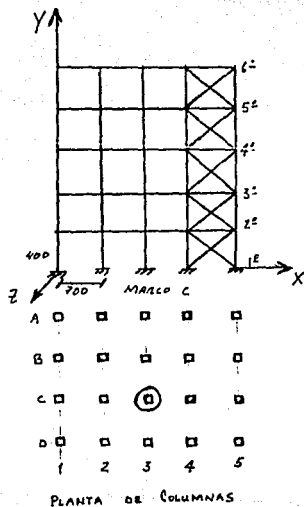
$$Bt = 15.5 - 6.15 + 3.52 + 1.8 = \underline{14.67 \text{ cm.}}$$

$$Bn \text{ menor} = 13.45 \text{ cm.} \quad An = Bn \cdot xt = 13.45 \times 1 = 13.45 \text{ cm.}$$

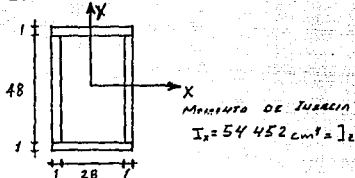
$$An = 13.45 \text{ cm.}$$

EJEMPLO 2 REL. DE ESBELTEZ

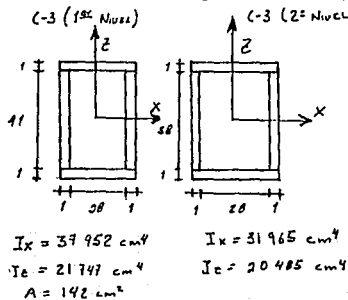
Calcular la relación de esbeltez Kl/r de la columna del eje C marcada en un círculo, entre el primer y segundo nivel.



TODAS LAS VIGAS DE LA ESTRUCTURA SON PERFILES EN CAJON CON LA SIG. SECCION:



CONSIDERE LAS SIGUIENTES COLUMNAS:



Obtencion de $(Kl/r)_z$

Se tomará el valor recomendado por las especificaciones para marcos contraventeados:

$$K_z = 1$$

$$\text{radio de giro } r_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{21747}{142}} = 12.38 \text{ cm.}$$

$$\therefore \left(\frac{KL}{r} \right)_z = \frac{1 \times 400}{12.38} = \underline{\underline{32.31}}$$

† Obtención de $\left(\frac{KL}{r} \right)_x$

Se utilizará el monograma para marcos no arriestrados.

$$\psi = \frac{\sum (I_c/L_c)}{\sum (I_b/L_b)}$$

Del monograma

$$\psi_1 = 1.0 \text{ (por estar empotrada); } \psi_2 = \frac{37,952}{400} + \frac{31965}{400}}{2 \times \frac{54452}{700}} = 1.12 \left. \begin{array}{l} \text{Con } \psi_1 \text{ y } \psi_2 \\ K_x = 1.34 \end{array} \right\}$$

$$\text{radio de giro } r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{37952}{142}} = 16.35 \text{ cm}$$

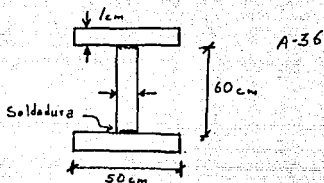
$$\therefore \left(\frac{KL}{r} \right)_x = \frac{1.34 \times 400}{16.35} = \underline{\underline{32.78}}$$

Solución:

$$\text{Rige la mayor} = \frac{KL}{r} = 32.78$$

EJEMPLO 3 : PANDEO LOCAL.

Determinar si la siguiente sección formada por tres placas soldadas tiene pandeo local.



Comparando las relaciones b/t de las placas con los límites fijados en la tabla 2.3.1 de las N.T.C.

-En los patines (piezas soportadas en un borde):

$$\frac{b}{t} = \frac{50/2}{1} = 25$$

$$\text{De la tabla : } \frac{b}{t} \text{ máx} = \frac{830}{\sqrt{F_y}} = \frac{830}{\sqrt{2530}} = 16.50$$

como; $25 > \frac{b}{t} \text{ máx} = 16.50 \implies$ Se presenta pandeo local.

-En el alma (piezas soportadas en dos bordes);

$$\frac{b}{t} = \frac{60}{1} = 60$$

$$\text{De la tabla: } \frac{b}{t} \text{ máx} = \frac{2100}{\sqrt{F_y}} = \frac{2100}{\sqrt{2530}} = 41.8$$

como $60 > \frac{b}{t} \text{ máx} = 41.8 \implies$ Hay pandeo local

Debido a que se presenta pandeo local, la capacidad de esa sección deberá determinarse considerandola como tipo 4.

En el siguiente capítulo se estudiará este caso de pandeo local.

C A P I T U L O I I I .

MIEMBROS EN TENSION.

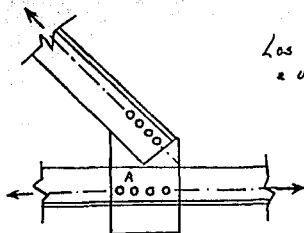
Según la teoría en que se basa el diseño elástico, la aparición del esfuerzo de fluencia en un punto cualquiera de una sección transversal, constituye el límite de utilidad estructural de una barra en tensión. Sin embargo, si el comportamiento es dúctil, la iniciación del flujo plástico en una zona de concentración de esfuerzos ocasionada, por ejemplo por un agujero, tiene poco significado en lo que se refiere a la resistencia real del miembro, mientras que la fuerza que produce la plastificación total sí constituye un límite de utilidad estructural, pues ocasiona elongaciones grandes e incontrolables que, además, pueden precipitar la falla del sistema estructural del que forma parte la barra. Así, aunque la resistencia a la ruptura suele ser mayor que el producto del área de la sección transversal por el esfuerzo de fluencia del material, a causa principalmente, del endurecimiento por deformación que precede a la ruptura, el flujo plástico general del miembro constituye un estado límite de falla.

Por otro lado, si la barra en tensión se une al resto de la estructura con remaches o tornillos, sus extremos se debilitan por los agujeros necesarios para colocarlos, y la falla puede producirse por fractura en el área neta bajo una fuerza menor que la ocasionaría el flujo plástico de la sección total. La fractura en la sección neta constituye, pues, un segundo estado límite de falla

Se presenta una situación semejante - cuando el miembro en tensión está conectado al resto de la estructura a través de algunas, pero no de todas las partes que la componen, aunque - la conexión sea soldada.

Los agujeros no se tienen en cuenta - cuando se revisa el flujo plástico generalizado porque, por sus pequeñas dimensiones, influyen poco en él.

Esta sección es aplicable a miembros - prismáticos sujetos a tensión axial producida por fuerzas que actúan a - lo largo de su eje centroidal. Cuando haya excentricidades importantes - en las conexiones, sus efectos deben tenerse en cuenta en el diseño del - miembro.



-Carga excéntrica aplicada en una conexión de armadura.

Cuando se espera que el elemento es-- tructural en estudio vaya a quedar sometido durante su vida útil a un -- número muy elevado de ciclos de carga, en el cálculo de su resistencia - se tiene en cuenta la posibilidad de una falla por fatiga.

III.1 ESTADOS LIMITE.

Por las razones que se explicaron anteriormente, los estados límite para el diseño de miembros en tensión son los de flujo plástico en la sección total y de fractura en el área neta.

III.2 RESISTENCIA DE DISEÑO.

La resistencia de diseño R_t de un elemento estructural en tensión es igual, por consiguiente, al menor de los valores siguientes:

- a) Estado límite de flujo plástico en la sección total:

$$F_R = 0.90$$

$$R_t = A_t F_y F_R \quad (3.1.1)$$

- b) Estado límite de fractura en la sección neta:

$$F_R = 0.75$$

$$R_t = A_e F_u F_R \quad (3.1.2)$$

A_t es el área total de la sección transversal del miembro en cm^2 , A_e el área neta efectiva en cm^2 , F_y el valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del material en Kg/cm^2 y F_u el esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión.

El modo de falla depende de la relación entre el área neta efectiva y el área total, y de las propiedades mecánicas del acero.

Los dos estados límite mencionados --

corresponden a barras que se comportan de manera dúctil hasta la falla; la situación cambia cuando se pierde la ductilidad, lo que puede suceder si el miembro trabaja a temperaturas muy bajas o bajo cargas que producen impacto, o queda sometida a un número muy elevado de ciclos de carga y descarga que ocasionan una falla por fatiga.

En miembros sin agujeros, conectados por medio de soldaduras colocadas en todos los elementos que componen su sección transversal, el área neta efectiva de la ec. (3.1.2) es igual a la área total. Si hay agujeros entre las conexiones soldadas de los extremos del elemento, o si las conexiones contienen soldaduras de tapón ó de ranura, en esa ecuación se usa el área neta efectiva a través de los agujeros.

CAPITULO IV:

MIEMBROS EN COMPRESION.

En las N. T. C. se trata en esta sección miembros prismáticos sometidos a compresión axial producida por -- fuerzas que actúan a lo largo de sus ejes centroidales, aunque el estu-- dio de la columna aislada comprimida axialmente, sólo constituye un ante-- cedente necesario para resolver el problema mucho más complejo de los -- elementos estructurales flexocomprimidos, ya que en la práctica, las co-- lumnas trabajan casi siempre en flexocompresión y suelen estar ligadas a otros elementos, dependiendo su comportamiento, en gran parte, del de la estructura completa; además, las columnas reales tienen imperfecciones - iniciales; ni su eje es una línea recta, ni las cargas están aplicadas - exactamente en los centroides de las secciones extremas, lo que ocasiona que la compresión no sea rigurosamente axial, por lo que se producen des-- de un principio deflexiones laterales y momentos flexionantes que crecen con más rapidez que la carga y ocasionan, finalmente, la falla del miem-- bro por la acción combinada de compresión y flexión. Sin embargo, duran-- te muchos años las columnas se han tratado como si fuesen perfectas y su falla se produjese por pandeo, conservándose rectas hasta el agotamiento de su rigidez lateral, siendo éste uno de los métodos que se tienen en - la actualidad para determinar la resistencia máxima, la cual es igual a la menor de las cargas críticas de pandeo, elástico ó inelástico de la - columna perfecta. Según el otro método, es igual a la resistencia últi-- ma de columnas con imperfecciones iniciales, que se introducen en el pro-- blema suponiendo que su eje no es recto cuando empiezan a aplicarse las-

cargas, presentándose un problema de inestabilidad que se soluciona trazando una curva acción-desplazamiento y determinando la carga correspondiente a su punto más alto.

IV.1 Estados límite.

En el diseño de miembros comprimidos-
hechos con secciones tipo 1, 2 ó 3, se considera el estado límite de - -
inestabilidad por flexión; en secciones tipo 4 se considera, además, el
estado límite de pandeo local. En columnas de sección transversal con -
uno o ningún eje de simetría, como ángulos o técs, o con dos ejes de simetría, pero bajo rigidez torsional, como las secciones en forma de cruz o
las formadas por placas de pequeño espesor, se tendrán en cuenta también
los estados límite de pandeo por flexotorsión y por torsión, los cuales
no se incluyen en las N.T.C.

IV.2 Resistencia de diseño.

La resistencia de diseño R_c de este -
tipo de elementos se determina para cada caso particular, debiendo revisar
todos los estados límites pertinentes para identificar el crítico al
que corresponde dicha resistencia de diseño. Esto es, se determina para
secciones tipo 1, 2 ó 3 (inestabilidad por flexión) y para secciones tipo
4 (inestabilidad por pandeo local).

IV.2.1 Estado límite de pandeo por flexión.

En las N.T.C. del reglamento de 1976,
se utilizaban expresiones basadas en el comportamiento de la columna perfecta
para determinar la resistencia de diseño de todas las columnas - -
(ec. 3.2.2 y 3.2.3); ahora se propone una ecuación adicional, la 3.2.1.-
la cual es una representación analítica simplificada de las curvas múlti

ples propuestas por el S.S.R.C., que es aplicable a las columnas de más interés en muchos casos prácticos, sobretodo en edificios urbanos. Dichas curvas se fundamentan en lo siguiente.

La resistencia de las columnas y la forma de la curva que la relaciona con la esbeltez son función de factores geométricos (forma y tamaño de las secciones transversales, desviaciones del eje de la columna respecto a la línea recta que une los centroides de sus secciones extremas, excentricidades en la aplicación de la carga, eje de las secciones transversales alrededor del eje que se presenta la flexión durante el pandeo). Factores que dependen del material (tipo de acero, caracterizado por el esfuerzo de fluencia y la forma de la gráfica esfuerzo-deformación, magnitud y distribución de los esfuerzos residuales) y del proceso de fabricación (columnas laminadas en caliente, fabricadas con placas soldadas, perfiles formados en frío, métodos empleados para enderezarlas). Todos estos factores se tienen en cuenta cuando la curva de diseño se determina experimentalmente, puesto que se ensayan columnas reales, pero es difícil incluirlos en modelos analíticos, por lo que sólo se consideran de manera explícita los más importantes, y los restantes se tienen en cuenta introduciendo en el diseño, un factor de seguridad adecuado, en forma de factores de carga y resistencia apropiados.

El número y la variedad de los factores que intervienen en el problema hacen que no sea conveniente utilizar una sola curva para determinar la resistencia de todos los tipos de columnas, ya que al emplear una curva única se penalizan las secciones más eficientes, o se diseñan las menos eficientes con una seguridad inadecuada. Para obtener un nivel de seguridad uniforme, cualquiera que sea el método que se emplee en la determinación de las curvas de diseño, han de utilizarse varias, que correspondan a grupos de columnas de características similares; se llega así al concepto de las curvas múltiples.

Como las ecuaciones que describen - analíticamente a las curvas mencionadas son bastante complejas, se han determinado expresiones simplificadas, como la ec. 3.2.1, que proporcionan, de manera mucho más sencilla, resultados suficientemente precisos. Aunque de poca utilidad para tabular la resistencia de las columnas en función de su esbeltez, las ecuaciones simplificadas son convenientes cuando se incorporan a programas de computadora.

Por lo tanto:

- a) Miembros de sección transversal H, I o rectangular hueca.

$$FR = 0.90$$

$$R_c = \frac{F_y}{[1 + \lambda^{2n} - 0.15\lambda^{2n}]^{1/n}} A_t F_A \leq F_y A_t F_A \quad (3.2.1)$$

donde: A_t en el área total de la sección transversal de la columna en cm^2 .

$\lambda = \frac{K_L}{r} \sqrt{\frac{F_y}{n^2 E}}$ en que $\frac{K_L}{r}$ es la relación de esbeltez efectiva máxima de la columna.

- n es un coeficiente adimensional, que dependen del tipo de acero, forma de la sección transversal y proceso de fabricación de la columna. En las Normas se indica su valor para cada caso particular.

- b) Las siguientes ecuaciones, 3.2.2 y 3.2.3, se conservan para ángulos, canales y tés en compresión y, en general, para todas las columnas que no han sido objeto de investigaciones como las que llevaron a la obtención de las curvas múltiples.

$$F_A = 0.85$$

$$\text{Si } \frac{K_L}{r} \geq \left(\frac{K_L}{r}\right)_c, R_c = \frac{20,120,000}{\left(\frac{K_L}{r}\right)^2} A_t F_A \quad (3.2.2) \text{ Pandeo elástico}$$

$$\text{Si } \frac{K_L}{r} < \left(\frac{K_L}{r}\right)_c, R_c = A_t F_y \left[1 - \frac{\left(\frac{K_L}{r}\right)^2}{2\left(\frac{K_L}{r}\right)_c^2}\right] F_A \quad (3.2.3) \text{ Pandeo inelástico}$$

donde $(KL/r)_c = \frac{6340}{\sqrt{F_y}}$, valor que separa los intervalos de pandeo elástico e inelástico.

IV.2.2 Estado límite de pandeo local.

Cuando las relaciones ancho/ grueso de los elementos planos exceden los límites de las secciones tipo 3, se consideran como secciones tipo 4, las cuales tienen como estado límite - el pandeo local. Las N.T.C. contemplan este caso mediante expresiones - basadas en la resistencia posterior al pandeo de este tipo de secciones, la cual tiene importancia cuando se trata de elementos atiesados, debido a que las condiciones de apoyo de los bordes dan lugar a la aparición de un elemento adicional de resistencia, no así en elementos planos no atiesados. Por lo tanto, se tienen métodos diferentes para el cálculo de la resistencia en uno y otro caso.

-Elementos planos no atiesados.

En la determinación de la resistencia de diseño de elementos planos no atiesados comprimidos (tipo 4), y en la de miembros estructurales que contienen elementos planos de este tipo, - debe incluirse un factor de reducción Q_s , que se calcula con la ecuaciones (2.3.1) a (2.3.4) de las Normas Técnicas:

a) Para ángulos aislados:

$$\text{Si } 640/\sqrt{F_y} < b/t < 1300/\sqrt{F_y} : Q_s = 1,340 - 0.00053 (b/t) \sqrt{F_y} \quad (2.3.1)$$

$$\text{Si } b/t \geq 1300/\sqrt{F_y} : Q_s = 1090000 / [F_y(b/t)^2] \quad (2.3.2)$$

b) Para ángulos o placas que sobresalen de columnas u otros miembros comprimidos y para patines comprimidos de vigas y traves armadas.

$$\text{Si } 830/\sqrt{F_y} < b/t < 1470/\sqrt{F_y} : Q_s = 1.415 - 0.00052 (b/t) \sqrt{F_y} \quad (2.3.3)$$

$$\text{Si } b/t \geq 1470/\sqrt{F_y} ; Q_s = 1400000 / [F_y(b/t)^2] \quad (2.3.4)$$

-Elementos planos atiesados.

En la determinación de las propiedades geométricas necesarias para calcular la resistencia de diseño de miembros estructurales que contienen elementos planos atiesados comprimidos (tipo 4), debe utilizarse un ancho efectivo reducido b_e , que es un concepto simplificador de la distribución no uniforme de esfuerzos a lo largo de los bordes cargados al iniciarse el pandeo, presentándose intensidades máximas en los bordes longitudinales y disminuyendo hacia el centro. Se determina con las expresiones (2.3.5) y (2.3.6) de las Normas Técnicas Complementarias:

- a) Para patines de sección cuadradas o rectangulares huecas, con paredes de grueso uniforme:

$$b_e = \frac{2730}{\sqrt{f}} t \left[1 - \frac{540}{(b/t)\sqrt{f}} \right] \leq b \quad (2.3.5)$$

- b) Para cualquier otro elemento plano atiesado comprimido uniformemente:

$$b_e = \frac{2730}{\sqrt{f}} \times \left[1 - \frac{480}{(b/t)\sqrt{f}} \right] \leq b \quad (2.3.6)$$

donde:

b = ancho del elemento comprimido, en cm.

b_e = ancho efectivo reducido, en cm.

t = grueso del elemento comprimido, en cm.

f = esfuerzo de compresión existente en el elemento atiesado, producido por las solicitaciones de diseño, basado en las propiedades geométricas que se emplean para calcular la resistencia de diseño del elemento estructural del que forma parte, en Kg / cm².

-Secciones formadas por elementos pla-

nos atiesados y elementos planos no atiesados.

En la determinación de la resistencia de este tipo de secciones interviene el factor de pandeo local dado por:

$$Q = Q_s \times Q_a$$

donde: Q_a es el cociente del área efectiva de la sección dividida entre su área total, y el área efectiva es igual a la total menos la suma de los productos $(b - b_e) t$ de todos los elementos planos atiesados que haya en la sección.

Para todas estas secciones tipo 4, la resistencia de diseño, R_c , se determina, cualquiera que sea la forma de la sección, como sigue:

$$\text{Si: } KL/r \geq (KL/r)_c^* \quad : \quad R_c = \frac{20120 \ 000}{(KL/r)^2} \quad A_t \ F_R \quad (3.2.4)$$

$$\text{Si: } KL/r < (KL/r)_c^* \quad : \quad R_c = Q A_t F_y \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2(KL/r)_c^{*2}} \right] F_R \quad (3.2.5)$$

donde:

$$(KL / r)_c^* = 6340 / \sqrt{Q F_y} \quad : \quad F = 0.75$$

En miembros de sección transversal -- H o rectangular hueca, los valores de R_c obtenidos con (3.2.4) y (3.2.5) no deben ser mayores que los obtenidos con la ec. (3.2.1) multiplicadas por el factor Q .

En secciones formadas exclusivamente por elementos planos atiesados $Q_s = 1$, y en secciones formadas por elementos planos no atiesados $Q_a = 1$.

C A P I T U L O V.

MIEMBROS EN FLEXION.

Esta parte de las normas trata sobre el diseño de elementos que trabajan principalmente a flexión, producida por cargas transversales o por momentos aplicados en sus extremos, acompañada casi siempre por fuerzas cortantes.

Se aplica a vigas laminadas y a traveses formados por placas soldadas, de sección I o en cajón, con dos ejes de simetría cargadas en uno de los planos de simetría, y a canales con las cargas situadas en un plano paralelo al alma, que pasa por el centro de torsión, o restringidas contra la rotación alrededor del eje longitudinal en las secciones en las que están aplicadas las cargas y en los apoyos. También se aplica a barras de sección transversal maciza, circular, cuadrada o rectangular, estas últimas flexionadas alrededor de su eje de menor momento de inercia, y a barras de sección transversal circular hueca.

V.1 Estados Límite.

Estados límite de servicio.

En el diseño de elementos en flexión se consideran los estados límite de servicio de deformaciones excesivas y de vibraciones, así como los propios de todas las estructuras de ace-

ro, como por ejemplo el de corrosión.

Estados límite de falla.

Cuando los elementos planos que componen las secciones tienen relaciones ancho/ grueso reducidas, para las que el pandeo local no es crítico, y el patín comprimido de la viga esta soportado lateralmente en forma continúa, o en puntos suficientemente -- cercanos para que el pandeo lateral tampoco lo sea, los estados límite de falla corresponden al agotamiento de la resistencia por flexión, cortante o una combinación de ambas sollicitaciones, y se presentan sin que la viga se salga del plano que ocupa inicialmente, en el que están aplicadas las cargas, y sin que se deformen sus secciones transversales. -- Las formas de falla correspondientes son por formación de un mecanismo -- con articulaciones plásticas, agotamiento de la resistencia a la flexión en la sección crítica, en miembros que no admiten redistribución de momentos, iniciación del flujo plástico en la sección crítica, plastificación del alma por cortante, o por flexión y cortante combinados. Bajo -- ciertas condiciones puede ser necesario considerar también el estado límite de falla por fatiga.

Si la flexión se presenta alrededor -- de los ejes centroidales y principales de mayor momento de inercia de -- las secciones transversales, y no se cuenta con elementos exteriores que impidan el desplazamiento lateral del patín comprimido, las vigas tienden a flexionarse lateralmente y retorcerse, constituyendo el estado límite de falla de pandeo lateral por flexotorsión. Es especialmente crítico en vigas cuyas secciones transversales tienen un momento de inercia alrededor del eje de flexión varias veces mayor que alrededor del otro -- eje centroidal y principal, y si además su resistencia a la torsión es -- baja, siendo esta la razón del por qué el pandeo lateral por flexotorsión suele ser más importante en vigas de sección I, y sobre todo si son de gran peralte, que en traveses en cajón.

Debe tenerse en cuenta también la posibilidad de que almas o patines se pandeen localmente, ya que este fenómeno, característico de secciones de paredes delgadas, puede ocasionar, por sí solo o en combinación con pandeo lateral, el agotamiento de la resistencia. Los perfiles laminados, en particular, generalmente tienen relaciones ancho/ grueso adecuadas para que no haya problemas de pandeo local; no así en secciones armadas económicas, en las que además el esfuerzo cortante es mayor.

V.2 Resistencia de diseño en flexión.

La resistencia de diseño en flexión M_d , de los elementos inicialmente mencionados, se determina dividiéndolos en miembros soportados lateralmente ($L \leq L_u$) y en miembros no soportados lateralmente ($L > L_u$); donde L es la distancia entre puntos del patín comprimido de una viga soportados lateralmente y L_u es la longitud máxima no soportada lateralmente para la que el miembro puede desarrollar todavía el momento plástico M_p , sin exigirse capacidad de rotación.

En la figura V.1 se resumen los aspectos más importantes relativos a la determinación de la resistencia de diseño de miembros de sección transversal I o en cajón, flexionados alrededor de su eje de mayor momento de inercia,

V.2.1 Miembros soportados lateralmente.

Son aquellos en los que el patín comprimido está soportado lateralmente en forma continua, o está provisto de soportes laterales con separaciones L no mayores que L_u .

La resistencia de diseño se obtiene, dependiendo del tipo de sección, así:

a) Para secciones tipo 1 o 2:

$$M_R = F_R Z F_y = F_R M_p.$$

Si las secciones son tipo 1 y la distancia entre puntos del patín comprimido soportados lateralmente no excede de L_p , puede utilizarse la teoría plástica, en zonas de formación de articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso. L_p es la longitud máxima no soportada lateralmente para la que el miembro puede desarrollar todavía el momento plástico M_p , y conservar durante las rotaciones necesarias para la formación del mecanismo de colapso.

b) Para secciones tipo 3:

$$M_R = F_R S F_y = F_R M_y$$

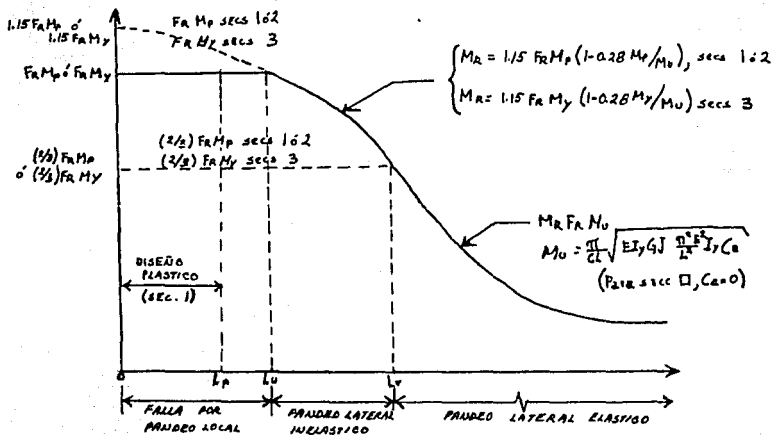
Se puede interpolar el valor de M_c comprendido entre $F_R M_y$ y $F_R M_p$, para secciones I o H, según se indica en las normas.

Si las secciones tipo 1, 2 ó 3 son de sección transversal circular o cuadrada, hueca o maciza, o si la viga -- (de cualquier sección) se flexiona alrededor del eje de menor momento de inercia, no habrá límites en la longitud sin soporte lateral, y la resistencia de diseño se determina con las ecuaciones anteriores.

c) Para secciones tipo 4:

En las normas se indica como tratarse este tipo de secciones, utilizando un criterio de diseño determinado para obtener M_R , distinguiéndose tres casos; el alma y el patín comprimido corresponden al tipo 4; los patines cumplen los requisitos de las secciones tipo 1, 2 ó 3, y las almas son tipo 4 y; las almas cumplen los requisitos de las secciones tipo 1, 2 ó 3, y los patines son tipo 4.

Fig. V.1
(RESISTENCIA DE DISEÑO DE MIEMBROS EN FLEXIÓN)



En las Normas se proporcionan expresiones para calcular los logitudes-
 L_p , L_u y L_r .

V.2.2 Miembros no soportados lateralmente.

Son aquellos en los que el patín comprimido está provisto de soportes laterales con separaciones mayores que L_u .

La resistencia de diseño se obtiene:

- Para secciones tipo 1 ó 2 con dos ejes de simetría, flexionadas-alrededor del eje de mayor momento de inercia:

Si $\mu > 2/3 M_p$, $M_R = 1.15 F_R M_p (1 - 0.28 M_p/\mu)$, pero no mayor que $F_R M_p$.

Si $\mu < 2/3 M_p$, $M_R = F_R \mu$.

En donde el momento resistente nominal de la sección μ , cuando el pandeo lateral se inicia en el intervalo elástico, para vigas de sección transversal I o H, laminadas o hechas con tres placas soldadas, es igual a:

$$\mu = \frac{\pi}{cL} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L}\right)^2 I_y C_a}$$

En donde J y C_a son las constantes de torsión de Saint Venant y por alabeo de la sección.

En las normas se presenta una simplificación a esta expresión, así como también expresiones para obtener el coeficiente C , el cual puede tomarse conservadoramente igual a 1.

b) Para secciones tipo 3 ó 4 con dos ejes de simetría y para canales en las que está impedida la rotación alrededor del eje longitudinal, flexionadas alrededor del eje de mayor momento de inercia:

Si $\mu \leq 2/3 M_y$, $M_R = 1.15 M_y (1 - 0.28 M_y/\mu)$, pero no mayor que $F_R M_y$ para secciones tipo 3 ni que el valor dado por la ec. 3.3.5 ó 3.3.6 de las Normas.

Si $\mu > 2/3 M_y$, $M_R = F_R \mu$, donde μ se obtiene como se mencionó anteriormente.

En todas las ecuaciones anteriores $F_R = 0.90$.

Del estudio de esta parte de las Normas, se observa que hay dos diferencias principales entre éstas y las de

1976: El uso de la expresión completa para evaluar el momento crítico de pandeo elástico, conservando las dos contribuciones a la resistencia a la torsión de la viga, torsión de Saint Venant y resistencia al alabeo, y el uso de una curva empírica de transición para describir el pandeo lateral inelástico, tal como se muestra en la fig. V.1.

V.3 Resistencia de diseño al cortante.

Esta sección se aplica al alma (o almas, en el caso de miembros de alma múltiple, como las secciones en cajón) de vigas y traveses de sección transversal con dos ejes de simetría, sometidas a fuerzas cortantes alojadas en uno de los planos de simetría, cuando el diseño queda regido por alguno de los estados límite de resistencia al cortante.

El alma de una viga o trabe armada sometida a cortante puro puede fallar por flujo plástico, sin pandeo local prematuro, por pandeo inelástico o por pandeo elástico. En cualquiera de estos dos casos puede tomarse como estado límite la iniciación del pandeo o la resistencia última del alma, incluyendo la resistencia posterior a la iniciación del pandeo que se desarrolla en almas provistas de atiesadores transversales adecuados, debido a la formación de un campo de tensión diagonal.

En la fig. V.2 se ilustran los aspectos de las Normas referentes a la resistencia de diseño al cortante.

La resistencia de diseño al cortante, V_R , de una viga o trabe de eje recto y sección transversal constante, de sección I, C o en cajón es:

$$V_R = V_n F_R$$

donde: $F_R = 0.90$ y V_n es la resistencia nominal, que se determina como sigue, teniendo en cuenta si la sección tiene una o más almas.

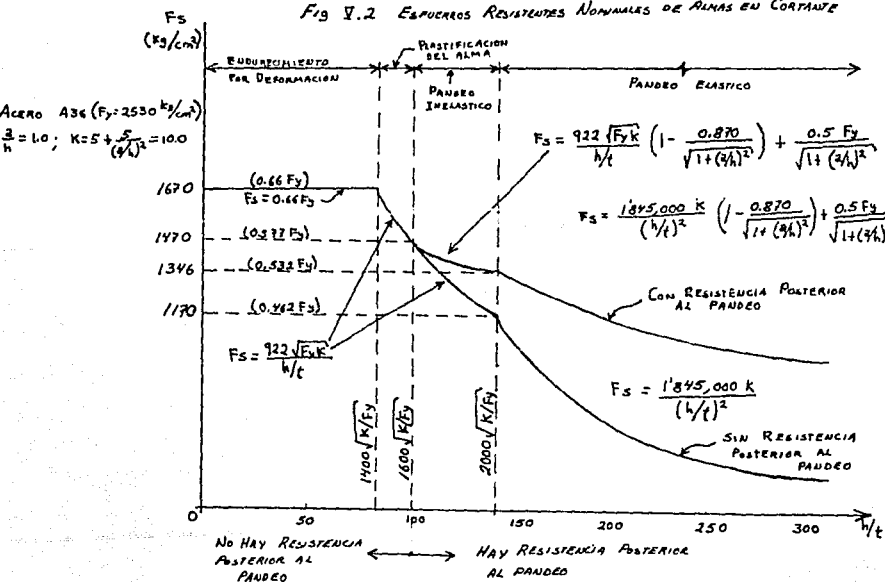
El esfuerzo crítico de un alma atiesada transversalmente que falla por cortante en el intervalo inelástico -- está dado por:

$$\bar{\sigma}_{cr} = \sqrt{\frac{0.80 \bar{\sigma}_u \pi^2 E}{12 (1-u^2)}} \left(\frac{t}{h}\right)^2 K$$

Igualando el segundo miembro a $0.66 F_y$ (esfuerzo cortante de falla que toma en cuenta el efecto de endurecimiento por deformación en almas de esbeltez reducida) y despejando h/t se obtiene la esbeltez máxima del alma hasta la que puede llegarse al endurecimiento por deformación sin pandeo prematuro;

a) Si $\frac{h}{t} \leq 1400 \sqrt{\frac{K}{F_y}}$, $V_n = 0.66 F_y A_a$

Fig 9.2 ESFUERZOS RESISTENTES NOMINALES DE ALMAS EN CORTANTE



El comportamiento elástico termina -- cuando $\sigma_{cr} = \alpha_0 \sigma_y$, de manera que la relación h/t que separa las formas de pandeo elástico e inelástico es:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{12 (I_x^3)} \left(\frac{t}{n}\right)^2 \quad K = 0.8 \frac{F_y}{\sqrt{3}} \Rightarrow \frac{h}{t} = 2000 \sqrt{\frac{k}{F_y}}$$

El pandeo inelástico se evalúa con la ecuación empírica $F_s = \frac{922 \sqrt{F_y K}}{(h/t)}$ y para esbeltez h/t hasta 1600 $\sqrt{K/f_y}$ el alma se plastifica por cortante sin pandeo prematuro, aunque no llega al endurecimiento por deformación; por lo tanto:

- b) Si $1400 \sqrt{\frac{K}{F_y}} \leq \frac{h}{t} \leq 1600 \sqrt{\frac{K}{F_y}}$, $V_n = \frac{922 \sqrt{F_y K}}{h/t} A_a$ (plastificación del alma por cortante)
- c) Si $1600 \sqrt{\frac{K}{F_y}} < \frac{h}{t} \leq 2000 \sqrt{\frac{K}{F_y}}$ (Pandeo Inelástico)

Se consideran dos casos:

C1) $V_n = \frac{922 \sqrt{F_y K}}{h/t} A_a$ (Iniciación del Pandeo del Alma)

La resistencia posterior al pandeo se determina con el modelo de -- Thürlimann-Basler, que también sirvió de base para las normas de 1976:

C2) $V_n = \left[\frac{922 \sqrt{F_y K}}{h/t} \left(1 - \frac{0.870}{\sqrt{1+(a/h)^2}}\right)^2 + \frac{0.50 F_y}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right] A_a$ (Por tensión diagonal)

El esfuerzo de falla por pandeo elástico, sin considerar la formación del campo de tensión diagonal, vale:

$$F_s = \sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{12 (I_x^3)} \left(\frac{t}{h}\right)^2 K = \frac{1845000}{(h/t)^2} K, \text{ por lo tanto:}$$

- d) Si $2000 \sqrt{K/F_y} \leq \frac{h}{t}$ (Pandeo Elástico)

Se consideran dos casos:

$$d1) V_n = \frac{1845000}{(h/t)^2} K A_a \text{ (iniciación del Pandeo del Alma)}$$

$$d2) V_n = \left[\frac{1845000}{(h/t)^2} \left(1 - \frac{0.870}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right) + \frac{0.50F_y}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right] A_a \text{ (Por tensión -- Diagonal)}$$

Aa= Area del Alma, a=separación entre atiesados transversales y K es un coeficiente que se calcula como se indica en las Normas.

V.4 Flexión y Cortante combinados.

Se revisa este caso cuando se necesitan atiesados transversales y el cociente V_D/M_D está comprendido entre los límites:

$$(1.33 V_R/M_R) \geq V_D/M_D \geq (0.6 V_R/M_R),$$

debiéndose satisfacer las 3 condiciones siguiente:

- $V_D \leq V_R$
- $M_D \leq M_R$
- $0.727 \frac{M_D}{M_R} + 0.455 \frac{V_D}{V_R} \leq 1.0$

donde: M_D y V_D son el momento flexionante y la fuerza cortante de diseño.

C A P I T U L O VI.

- MIEMBROS EN FLEXOCOMPRESION.

Esta parte de las Normas es la que ha experimentado mayores cambios. En ella se trata el diseño de miembros - de eje recto y sección transversal constante, con dos ejes de simetría, - sujetos a compresión y a flexión biaxial, llamados comúnmente como columnas; para lo cual las estructuras se clasifican en "regulares" e "irregulares". Las estructuras regulares son las que están formadas por marcos planos, provistos o no de contraventeo vertical, con o sin muros de rigidez, paralelos o casi paralelos, ligados entre sí, en todos los niveles, por sistemas de piso de resistencia y rigidez suficientes para obligar a que todos los marcos y muros trabajen en conjunto para soportar las fuerzas laterales, producidas por viento o sismo, y para proporcionar a la estructura la rigidez lateral necesaria para evitar problemas de pandeo de conjunto bajo cargas verticales; siendo todos los marcos planos de -- características geométricas semejantes y todas las columnas de cada entrepiso de la misma altura, aunque ésta varía de un entrepiso a otro. - Ejemplos de Estructuras regulares son la mayor parte de los edificios -- urbanos, de departamentos y oficinas.

Las estructuras irregulares son aquellas en las que los elementos que las componen no constituyen marcos planos y no presentan las características anteriores, como lo son las estructuras de muchos salones de espectáculos y construcciones fabriles.

VI.1 Métodos de análisis y diseño.

Los elementos mecánicos de diseño - - pueden obtenerse con un análisis de primer orden, basado en la geometría inicial de la estructura, o con uno de segundo orden en el que se tomen en cuenta, como mínimo, los incrementos de las fuerzas internas producidos por las cargas verticales al actuar sobre la estructura deformada y, cuando sean significativos, la influencia de la fuerza axial en las rigideces y factores de transporte de las columnas y en los momentos de empotramiento, así como los efectos de la plastificación parcial de la estructura.

En las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de 1987 se ha buscado eliminar el mayor número posible de las incertidumbres asociadas con el uso de las ecuaciones de interacción tradicionales, como lo son el grado de seguridad desconocido, revisión poco clara de los estados límite de interés al no individualizarlos, extrapolación de fórmulas a fenómenos distintos de los originales - con los que fueron deducidas, entre otras. Sin embargo, se ha conservado dentro de límites razonables el trabajo numérico necesario para resolver los problemas rutinarios de diseño.

Para lograr esto se recomiendan ahora nuevas ecuaciones de diseño que provienen del estudio del comportamiento, hasta el colapso, de miembros flexocomprimidos largos con esfuerzos-residuales e imperfecciones geométricas, y no de la adaptación arbitraria de fórmulas deducidas originalmente con objetivos muy diferentes, y se ha tratado, dentro de lo posible, de individualizar y estudiar por separado cada uno de los estados límite de interés. Esto se ha logrado, principalmente, en las estructuras regulares; en las columnas que forman parte de estructuras irregulares se han conservado básicamente los procedimientos de diseño de normas anteriores.

VI.2 Estados Límite.

Deben considerarse los siguientes estados límite de falla:

- Pandeo de conjunto de un entrepiso, bajo carga vertical.
- Pandeo individual de una o más columnas, bajo carga vertical.
- Inestabilidad de conjunto de un entrepiso, bajo cargas verticales y horizontales combinadas.
- Falla individual de una o más columnas bajo cargas verticales y horizontales combinadas, por inestabilidad o porque se agote la resistencia de alguna de sus secciones extremas.
- Pandeo local.

Debe considerarse también un estado límite de servicio, de deformaciones laterales de entrepiso.

VI.3 Columnas en estructuras regulares.

Si las secciones transversales de las columnas son tipo 1 ó 2, han de satisfacerse simultáneamente las dos condiciones siguientes, con las que se revisan, respectivamente, la resistencia de las secciones extremas y la posible falla por inestabilidad -- (columna completa):

$$\left(\frac{M_{uox}}{N_{pcx}} \right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{uoy}}{M_{pcy}} \right)^{\alpha} \leq 1.0 \quad (VI.1)$$

$$\left(\frac{M_{uox}}{M_{ucx}} \right)^{\beta} + \left(\frac{M_{uoy}}{M_{ucy}} \right)^{\beta} \leq 1.0 \quad (VI.2)$$

donde: α y β son coeficientes que dependen de la magnitud de la fuer-

za axial de diseño, P_u , y de la geometría de las secciones transversales de la columna, y M_{uox} , M_{uoy} , $M_{\bar{u}ox}$ y $M_{\bar{u}oy}$ son los momentos de diseño, -- calculados como se indica más adelante. Los denominadores son momentos-resistentes de diseño que se determinan, en todos los casos, incluyendo la fuerza de diseño de compresión y también, en la ec.V.2, el posible -- pandeo lateral. En las Normas se proporcionan fórmulas para evaluar -- M_{pcx} , M_{pcy} , M_{ucx} y M_{ucy} , así como los coeficientes α y β . Si éstos últimos no se conocen se toman conservadoramente iguales a 1.

Para secciones tipo 3 ó 4 se recomiendan ecuaciones de interacción basadas en el comportamiento elástico de -- las columnas.

VI.3.1 Determinación de los momentos de diseño M_{uox} , M_{uoy} , $M_{\bar{u}ox}$ y $M_{\bar{u}oy}$.

a) Análisis de primer orden.

Si las fuerzas normales y los momentos se obtienen por medio de un análisis convencional de primer orden, -- los momentos de diseño se determinan como sigue:

$$M_{uo} = M_{ti} + B_2 M_{tp} \quad (VI.3)$$

$$M_{\bar{u}o} = B_1 M_{ti} + B_2 M_{tp} \quad (VI.4)$$

En la ec. (VI.3) M_{ti} es el momento de diseño en el extremo en consideración de la columna, y en la ec. -- (VI.4) es uno de los momentos de diseño que actúa en los dos extremos, -- producidos, en ambos casos, por cargas que no ocasionan desplazamientos laterales apreciables de esos extremos. Los momentos M_{tp} , son análogos a los M_{ti} , pero producidos por cargas que sí ocasionan desplazamientos -- laterales apreciables de los extremos de la columna.

En marcos que forman parte de estruc-

turas regulares provistas de contraventeos o muros de cortante de rigidez adecuada para que puedan desprejiciarse los efectos de esbeltez debidos a desplazamientos laterales de entrepiso desaparece el término $B_2 M_p$, y los momentos M_{ti} son la suma de los producidos por las cargas verticales y las horizontales.

$$B_1 = \frac{C}{1 - \frac{P_u}{R_c P_E}} \geq 1 \quad (VI.5)$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{R_c (\sum P_E)}} \quad (VI.6)$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u \Delta_{OH}}{R_c (\sum H) L}} \quad (VI.7)$$

C es un coeficiente que depende de la ley de variación del momento flectionante.

En la ec. (VI.5) se calcula la carga P_E con un coeficiente K que corresponde a columnas cuyos extremos no se desplazan lateralmente, mientras que en las (VI.6) y (VI.7) se usa un valor K en el que se tiene en cuenta que los desplazamientos laterales de entrepiso son significativos.

$$P_E = A t r^2 E / (KL/r)^2$$

$\sum P_E$ = suma de cargas críticas de pandeo elástico de todas las columnas del entrepiso en consideración, en el plano que se esté analizando.

$\sum P_u$ = suma de fuerzas axiales de diseño en todas las columnas del entrepiso en estudio.

Δ_{OH} = desplazamiento horizontal relativo de los niveles que limitan el entrepiso en estudio.

$\sum H$ = suma de todas las fuerzas horizontales de diseño que obran encima de entrepiso en consideración (fuerza cortante de diseño en el entrepiso.)

L = altura del entrepiso.

En las Normas se indican las simplificaciones en la determinación de los momentos de diseño para entrepisos - cuyo diseño queda regido por cargas verticales únicamente, lo que es frecuente en edificios de poca altura y en los entrepisos superiores de edificios altos.

b) Análisis de segundo orden.

Si las fuerzas normales y los momentos se obtienen por medio de un análisis de segundo orden, o si se demuestra que los efectos de segundo orden no son significativos, los momentos de diseño se determinan como sigue:

$$M_{uo} = M_{ti} + M_{tp}$$

$$M_{do} = B_1 (M_{ti} + M_{tp})$$

Las literales significan lo mismo que en las ecs. (VI.3) y (VI.4), -- pero P_2 se calcula con $K \leq 1$.

VI.3.2 Determinación de cargas críticas.

Pueden utilizarse métodos racionales -- que tengan en cuenta, cuando sean significativos, los efectos de la plastificación parcial que suele preceder a la falla por pandeo.

La carga crítica de un entrepiso puede evaluarse con las siguientes fórmulas aproximadas:

$$\text{Si } P_{cr} \leq \sum P_y / 2, \quad P_{cr} = F_R R_L / 1.2 \quad (\text{VI.8})$$

$$\text{Si } P_{cr} > P_y / 2, \quad P_{cr} = F_R \sum P_y \left(1 - \frac{0.3 \sum P_y}{R_L} \right) \quad (\text{VI.9})$$

donde: P_{cr} es la carga crítica de diseño de pandeo con desplazamiento lateral del entrepiso, $P_y = \sum A_t F_y$ es la suma de fuerzas axiales que, obrando por sí solas, ocasionarían la plastificación de todas las columnas del entrepiso, R es la rigidez del entrepiso, determinada por medio de un análisis elástico de primer orden, y L es la altura del entrepiso $F = 0.90$

En la obtención de la rigidez de entrepiso R deben incluirse todos los marcos, muros y contraventeos que lo constituyen y contribuyen a su rigidez lateral en la dirección analizada, y $\sum P_y$ corresponde a todas las columnas consideradas al calcular R .

VI.3.3 Análisis de segundo orden.

Se realizará un análisis de segundo orden siempre que sea posible, y sobre todo en estructuras importantes.

En las Normas se trata un procedimiento aproximado para calcular los momentos de segundo orden en los extremos de columnas cuyo diseño queda regido por combinación de cargas verticales y horizontales, y que sólo en estructuras regulares proporciona resultados aceptables.

Consiste en evaluar por separado los momentos producidos por los dos tipos de cargas, utilizando métodos convencionales de análisis de primer orden, y en multiplicar los momentos ocasionados por las cargas horizontales por un factor de amplificación (definido en las normas). Los momentos finales de segundo orden se obtienen sumando los de carga vertical de primer orden con los producidos por cargas horizontales amplificadas.

Finalmente todas las fuerzas internas y, en especial, los momentos en las trabes deben incrementarse de manera

que se cumpla el equilibrio con los momentos amplificados de las columnas.

VI.4 Columnas en estructuras irregulares.

Como los métodos recomendados para el diseño de estructuras regulares no son aplicables en algunos casos, y en otros no se ha demostrado que lo sean, se emplean en las NTC 87 básicamente las fórmulas de las NTC 76, tanto para revisar las secciones extremas como para la columna completa.

CAPITULO VII.

CONEXIONES.

En el diseño de estructuras de acero debe presentarse particular interés en el diseño y construcción de las conexiones ya que deben ser capaces de transmitir los elementos mecánicos calculados en los miembros que ligen, satisfaciendo, al mismo tiempo, las condiciones de restricción y continuidad supuestas en el análisis de la estructura.

Las conexiones se forman con elementos de unión (atiesadores, placas, ángulos, ménsulas) y con conectores (soldaduras, tornillos y remaches). Pueden ser de dos tipos: flexibles o rígidos. Las conexiones flexibles de vigas permitirán el giro del extremo de las vigas permitiéndose la deformación inelástica de la conexión y generalmente se diseñarán sólo para transmitir fuerza cortante. Las conexiones rígidas usadas en los extremos de vigas, traveses o armaduras que forman parte de estructuras continuas serán diseñadas para el efecto combinado de las fuerzas y momentos originados por la rigidez de las uniones, para transmitir 1.25 veces las fuerzas internas de diseño, o para la resistencia de diseño íntegra del miembro al que corresponden.

En los anexos se presentan dos croquis que ejemplifican cada tipo de conexión.

VII.1 Conexiones mínimas y excentricidades.

Las N.T.C. fijan para las conexiones de estructuras del tipo 2 o de barras sometidas a fuerzas axiales, diseñadas para transmitir fuerzas calculadas, una capacidad mínima de 5000 Kg.

El número mínimo de remaches o tornillos en una conexión será de dos. Posteriormente se indicarán los tamaños y longitudes mínimos de soldaduras.

En conexiones de diagonales de celosías de secciones compuestas, apoyos de largueros y otros casos en que las fuerzas que deben transmitirse no se calculan o son de magnitud muy pequeña, los límites anteriores pueden disminuirse.

También se indican los casos en que deben tomarse en cuenta las excentricidades que se generen en las conexiones.

VII.2 Soldaduras.

La soldadura es el medio de fijación más utilizado para uniones permanentes; en estructuras metálicas permite simplificar enlaces y nudos de barras con notable economía, por reducción de peso del elemento proyectado.

El tipo de soldadura aplicable en la construcción metálica es el de arco eléctrico con electrodo metálico, aplicado manual, semiautomático o automáticamente.

Metal de Aportación:

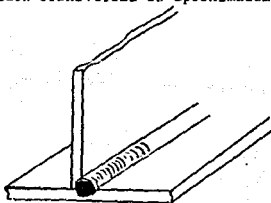
Se usará el electrodo, o la combinación de electrodo y fundente, adecuados al material base que se esté soldando, teniendo especial cuidado en aceros con altos contenidos de carbón u otros elementos aleados, y de acuerdo con la posición en que se deposite la soldadura.

-Soldadura Compatible con el Metal Base:

Para que una soldadura sea compatible con el metal base, tanto el esfuerzo de fluencia mínimo como el esfuerzo mínimo de ruptura en tensión del metal de aportación depositado, sin mezclar con el metal base, deben ser iguales o ligeramente mayores que los correspondientes del metal base. Las soldaduras manuales E60XX o E70XX que producen metal de aportación con esfuerzos mínimos especificados de fluencia de 3500 y 4000 Kg/cm^2 , son compatibles con el acero A36, cuyos esfuerzos mínimos especificados de fluencia y ruptura en tensión son - - 2500 y 4100 Kg/cm^2 .

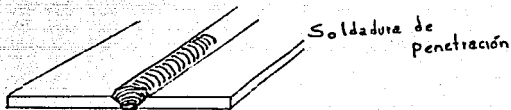
-Tipos de Soldadura:

a) Soldadura de Filete. Se obtiene depositando un cordón de metal de aportación en ángulo diedro formado por los bordes de dos piezas. Su sección transversal es aproximadamente triangular.

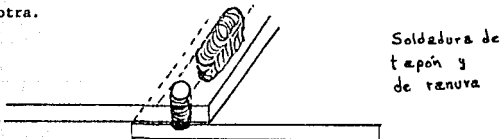


Soldadura de Filete

b) Soldadura de Penetración. Se obtiene depositando metal de aportación entre los bordes de dos placas que pueden estar alineadas en un mismo plano. Pueden ser de penetración completa o incompleta, según que la fusión de la soldadura y el metal base abarque todo o parte del espesor de las placas o de la más delgada de ellas.

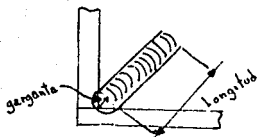


c) y d) Soldadura de Tapón y de Ranura. Se hacen en placas trasladadas, rellenando por ejemplo, con metal de aportación, un agujero, circular o alargado, hecho en una de ellas, cuyo fondo esta constituido por la otra.



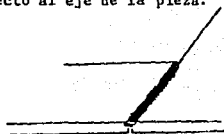
-Dimensiones Efectivas de Soldaduras.

a) El área efectiva de una soldadura de penetración o de filete es el producto de su longitud efectiva por el tamaño efectivo de su garganta.

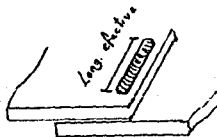
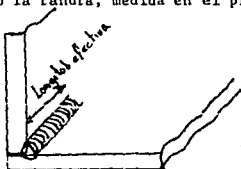


b) El área efectiva de soldaduras de tapón o de ranura es el área de la sección transversal nominal del tapón o la ranura, medida en el plano de la superficie de la falla.

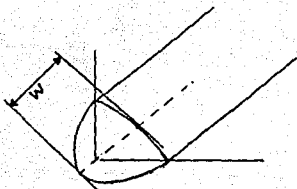
c) La longitud efectiva de una soldadura a tope entre dos piezas es igual al ancho de la pieza más angosta, aún en el caso de soldaduras inclinadas respecto al eje de la pieza.



d) La longitud efectiva de una soldadura de filete es igual a la longitud total del filete de tamaño completo, incluyendo retornos cuando los haya. Si la soldadura de filete está depositada en un agujero circular o en una ranura, la longitud será igual a la del eje del cordón, trazado por el centro del plano que pasa por la garganta, pero el área efectiva no será mayor que el área nominal de la sección transversal del agujero o la ranura, medida en el plano de la superficie de falla.



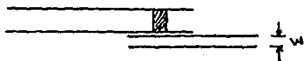
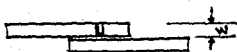
e) El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura de filete es la distancia más corta de la raíz a la cara de la soldadura diagramática, sin incluir el refuerzo de la misma.



$W = \text{GARGANTA}$

f) El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura de penetración completa, es igual al grueso de la más delgada de las placas unidas.

Tamaño efectivo W



g) El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura de penetración parcial es el indicado en la tabla 5.2.1.

h) El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura acampanada, depositada entre dos barras de sección transversal circular o entre una barra y una placa, está indicada en la tabla 5.2.2.



-Resistencia de Diseño.

La resistencia de diseño de las soldaduras es igual al menor de los productos $F_R \cdot F_{MB}$ y $F_R \cdot F_S$, donde F_{MB} y F_S son, respectivamente, las resistencias nominales del metal base y del metal del electrodo.

En la tabla 5.2.3 se proporcionan los valores de F_R , F_{MB} y F_S .

Es conveniente en algunos casos hacer el diseño de las soldaduras, teniendo en cuenta la posibilidad de falla por fatiga.

-Soldaduras de Filete.

a) Tamaño mínimo. Los tamaños mínimos admisibles de soldaduras de filete, son las que se muestran en la tabla 5.2.5. El tamaño de la soldadura queda determinado por la más gruesa de las partes unidas.

b) Tamaño máximo. El tamaño máximo de las soldaduras de filete colocadas a lo largo de los bordes de placas o perfiles es:

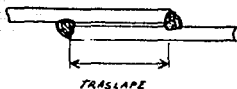
En los bordes de material de grueso menor de 6.3 mm.
(1/4", el grueso del material.

En los bordes de material de grueso igual o mayor que 6.3 mm. (1/4"), el grueso del material menos 1.5 mm.
(1/16")

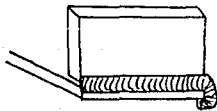
c) Longitud. La longitud mínima efectiva de una soldadura de filete utilizada para transmitir fuerzas será no menor que cuatro veces su tamaño nominal.

d) Soldaduras intermitentes. Pueden usarse soldaduras de filete -- intermitentes en los casos en que la resistencia requerida sea menor que la de una soldadura de filete continua del tamaño permitido más pequeño. La longitud efectiva de un segmento de una soldadura intermitente no será nunca menor de cuatro veces el tamaño de la soldadura, con un mínimo de 40 mm.

e) Juntas Traslapadas. El traslape no será menor que cinco veces el grueso de la más delgada de las partes que se estén uniendo, con un mínimo de 25 mm. y se deben colocar cordones en ambos bordes.



f) Remates de los cordones de soldaduras de filete. Siempre que sea factible, los cordones de soldaduras de filete que llegan a un extremo de la pieza deben rematarse dando vuelta a la esquina, en forma continua en una longitud no menor que dos veces el tamaño del filete, con un mínimo de 1 cm.

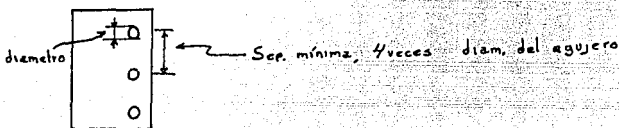


Remate de Soldadura

-Soldadura de Tapón y de Ranura.

Pueden utilizarse para transmitir -- fuerzas cortantes en juntas traslapadas, para evitar el pandeo de las -- partes conectadas y para unir elementos componentes de miembros compuestos.

El diámetro de los agujeros para soldaduras de tapón no será menor que el grueso de la parte que los contiene más 8 mm. pero no excederá de 2.25 veces el espesor del metal de soldadura. La distancia mínima entre centros de soldaduras de tapón será de 4 veces el diámetro de los agujeros.

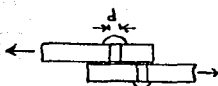


La longitud de la ranura para una soldadura de ranurano excederá de diez veces el grueso de la soldadura. El ancho de la ranura no será menor que el grueso de la parte que la contiene más 8 mm. sin exceder 2.25 veces el espesor del metal de soldadura.

VII.3 Tornillos, barras roscadas y remaches.

VII.3.1 Resistencia de diseño en tensión o cortante.

Esta se obtiene multiplicando el factor de resistencia F_R por el área nominal de la sección transversal de la parte del vástago no roscada y por la resistencia nominal correspondiente a esa parte del vástago. En la tabla 5.3.2. se dan los factores de resistencia y las resistencias nominales.



Junta Traslapada

$$A = A_{\text{trabajo}} = \frac{\pi d^2}{4}$$

Falla por cortante.



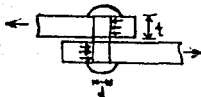
Junta a tope (cortante doble)

$$A_{\text{trabajo}} = \frac{2 \pi d^2}{4}$$

$$R_d = F_R A R_n$$

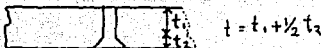
VII.3.2 Resistencia al aplastamiento.

El área resistente efectiva al aplastamiento de tornillos, barras roscadas y remaches se calcula multiplicando su diámetro por longitud de aplastamiento, que es el grueso de la placa en que están colocados.



$$A_{\text{trabajo}} = d \times t$$

Si los remaches o tornillos son de -- cabeza embutida, para calcular la longitud de aplastamiento se resta la mitad de la profundidad de la cabeza.



La resistencia de diseño al aplastamiento entre un tornillo o remache y la pieza en que está colocado es:

$$R_d = F_R R_n, \text{ donde } R_n = 3dtFu, \quad F_R = 0.85$$

en que F_u es su esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión.

VII.3.3 Resistencia de diseño en juntas que trabajan por fricción.

Los tornillos de alta resistencia que se consideran en las normas deben satisfacer los requisitos de alguna de las clasificaciones ASTM-A325 o ASTM-A490 y deben apretarse hasta que haya en ellos una tensión no menor que la indicada en la tabla 5.3.1.

La resistencia de diseño de un tornillo de una junta que no deba deslizar bajo cargas de trabajo es igual al producto del factor de resistencia $F_R = 1.0$ por la resistencia nominal al cortante dada en la tabla 5.3.3. y por el área nominal de la parte no roscada del vástago del tornillo. Se dan algunas otras especificaciones al respecto.

VII.3.4 Resistencia en tensión y cortante combinadas en conexiones por aplastamiento.

Los tornillos y remaches sujetos a tensión y cortante combinados se dimensionarán de manera que el esfuerzo de tensión f_t en el área nominal A_b del vástago, producido por cargas de diseño, no exceda el valor calculado con la fórmula de la tabla 5.3.4.--

que se aplicable en cada caso. El esfuerzo cortante producido por las cargas de diseño, f_v , no debe exceder el valor calculado de acuerdo con el inciso 5.3.3.

En las N.T.C., se dan las especificaciones referentes al tamaño de los agujeros y para el caso de agarres -- largos. Así como también referentes a la separación mínima y distancia mínima al borde, necesarias para evitar fallas por desgarramientos; y -- algunas otras especificaciones, finalizando este tema con conexiones rígidas entre vigas y columnas.

VII.3.5 Conexiones rígidas entre vigas y columnas.

En esta sección de las normas se proporcionan los lineamientos aplicables al diseño de conexiones entre vigas y columnas en estructuras tipo I, las cuales se definen como la zona completa de intersección de los miembros que, generalmente, es la parte de la columna, incluyendo atiesadores horizontales o placas adosadas a su alma, que queda comprendido entre los planos horizontales que pasan por los bordes superior e inferior de la viga de mayor peralte.

Como ya se mencionó anteriormente, la resistencia de la conexión de cada viga debe ser suficiente para transmitir 1.25 veces los elementos mecánicos de diseño en el extremo de la viga, sin que sea necesario exceder las cantidades indicadas en las normas.

Asimismo, se dan las condiciones necesarias para que la resistencia de una conexión viga-columna sea adecuada para desarrollar la resistencia de la viga, así como los factores que determinan la necesidad de utilizar atiesadores y la manera de diseñarlos, y otros requisitos adicionales.

Posteriormente se muestra un ejemplo de una conexión rígida viga-columna en el Anexo correspondiente al capítulo.

VIII AYUDAS DE DISEÑO Y EJEMPLOS

(Tablas, gráficas y nomogramas)

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

TABLA 1 PARA ANGULOS
AISLADOS

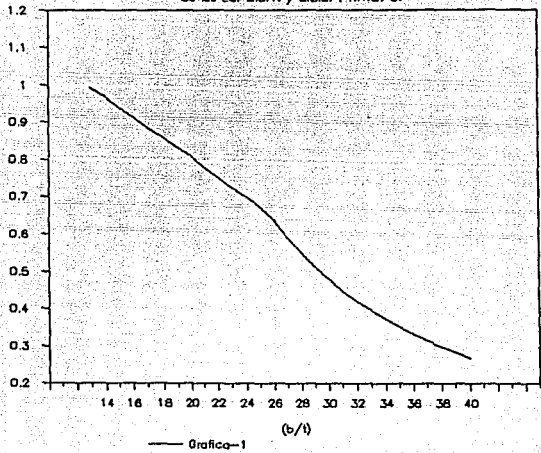
b / t	Qs
13	0.3934
14	0.3668
15	0.3401
16	0.3135
17	0.2868
18	0.2601
19	0.2335
20	0.2068
21	0.1802
22	0.1535
23	0.1268
24	0.1002
25	0.6735
26	0.6373
27	0.5505
28	0.5435
29	0.5123
30	0.4787
31	0.4483
32	0.4207
33	0.3956
34	0.3727
35	0.3517
36	0.3324
37	0.3147
38	0.2983
39	0.2832
40	0.2693

TABLA 2 PARA ANGULOS O FLACAS
QUE SOBRESALEN DE CO-
LUMNAS U OTROS MIEN-
BROS COMPRIMIDOS Y PA-
RA PATINES COMPRIMIDOS
DE VIGAS Y TRABES AR-
MADAS.

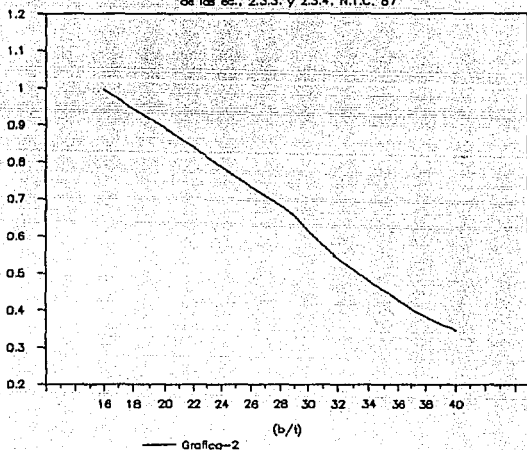
b / t	Qs
16	0.3965
17	0.3703
18	0.3442
19	0.3180
20	0.2918
21	0.2657
22	0.2396
23	0.2134
24	0.1872
25	0.1611
26	0.1349
27	0.1087
28	0.0826
29	0.0565
30	0.0304
31	0.0042
32	0.0001
33	0.0000
34	0.0000
35	0.0000
36	0.0000
37	0.0000
38	0.0000
39	0.0000
40	0.0000

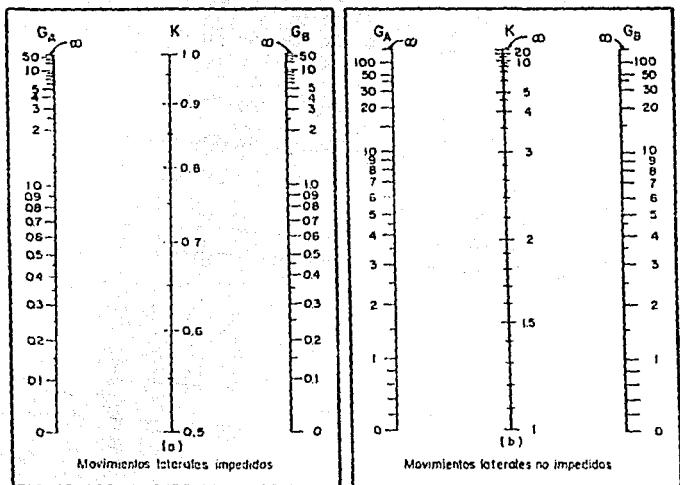
$Q_s - b/t$ para $F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$
de las ec. 2.3.1. y 2.3.2. . N.T.C. 87

5



$Q_s - b/t$ para $F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$
de las es. 2.3.3. y 2.3.4. N.T.C. 87








$$G = \frac{\sum (I_c / L_c)}{\sum (I_t / L_t)}$$

- I_c, I_t , momentos de inercia de columnas y traveses, respectivamente, alrededor de un eje perpendicular al plano de pandeo
- L_c, L_t , longitudes de columnas y traveses, respectivamente, entre puntos soportados lateralmente
- G_A, G_B , valores de G para los extremos A y B de la columna en consideración

Ad 3. Nomogramas para determinar longitudes efectivas, KL , de miembros flexocomprimidos

<p>La línea punteada indica la forma de la columna pandeada</p>	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
<p>Valores teóricos de K</p>	0.50	0.70	1.0	1.0	2.0	2.0
<p>Valores de K recomendados para diseño cuando las condiciones reales se aproximan a las ideales</p>	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
<p>Condiciones en los extremos</p>	   ?	<p>Rotación y traslación impedidas</p> <p>Rotación libre y traslación impedida</p> <p>Rotación impedida y traslación libre</p> <p>Rotación y traslación libres</p>				

Ad 2. Valores del coeficiente K para determinar la longitud efectiva de columnas aisladas

TABLA 5.2.1

TAMAÑO EFECTIVO DE LA GARGANTA DE SOLDADURA DE PENETRACION PARCIAL

PROCESO DE SOLDADURA	POSICION	ANGULO EN LA RAIZ DE LA RANURA	TAMAÑO EFECTIVO DE LA GARGANTA
SOLDADURA MANUAL CON ELECTRODO RECUBIERTO O AUTOMATICA DE ARCO SUMERGIDO	TODAS	ENTRE 45° Y 60°	PROFUNDIDAD DEL BISEL MENOS 1.5 ^{MM}
		MAYOR O IGUAL A 60°	PROFUNDIDAD DEL BISEL
SOLDADURA PROTEGIDA CON GASES O CON ELECTRODO CON COBRA - ZON DE FUNDENTE.	TODAS	MAYOR O IGUAL A 60°	PROFUNDIDAD DEL BISEL
	HORIZONTAL O PLANA	ENTRE 45° Y 60°	PROFUNDIDAD DEL BISEL
	VERTICAL O SOBRE CABEZA	MAYOR O IGUAL A 60°	PROFUNDIDAD DEL BISEL MENOS 1.5 ^{MM}

TABLA 5.2.2 TAMAÑO EFECTIVO DE LA GARGANTA DE SOLDADURAS ACAMPANADAS

TIPO DE SOLDADURA	PAIS (1) DE LA RANURA O PLACA DOBLADA	TAMAÑO EFECTIVO DE LA GARGANTA
RANURA ACAMPANADA (1)	CUALQUIERA	0.3 x
RANURA ACAMPANADA EN V (3)	CUALQUIERA	0.5 x (3)

(1) RANURA ACAMPANADA: (1)

(2) RANURA ACAMPANADA EN V: (2)

(3) 0.20 x PARA SOLDADURA PROTEGIDA CON GASES CUANDO R ≥ 25.4^{MM} (1")

TABLA 5.23 RESISTENCIAS DE DISEÑO DE SOLDADURAS

TIPO DE SOLDADURAS Y FORMA DE TRABAJO (1)	MATERIAL	FACTOR DE RESISTENCIA F_R	RESISTENCIA NOMINAL F_{M0} O F_S	NIVEL DE RESISTENCIA (2) (3) REQUERIDA EN LA SOLDADURA
SOLDADURAS DE PENETRACION COMPLETA (4)				
Tensión normal al área efectiva	Metal base	0,90	F_y	Debe usarse soldadura compatible con el metal base
Compresión normal al área efectiva				Puede usarse soldadura de resistencia igual o menor que la de la soldadura compatible con el metal base
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura				
Cortante en el área efectiva	Metal base	0,90	$0,60 F_u$	
	Electrodo	0,80	$0,60 F_{EXX}$	
SOLDADURAS DE PENETRACION PARCIAL (4)				
Tensión normal al área efectiva	Metal base	0,90	F_y	Puede usarse soldadura de resistencia igual o menor que la de la soldadura compatible con el metal base
	Electrodo	0,80	$0,60 F_{EXX}$	
Compresión normal al área efectiva	Metal base	0,90	F_y	
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura				
Cortante paralelo al eje de la soldadura	Metal base (6)	0,75	$0,60 F_{EXX}$	
	Electrodo			
SOLDADURAS DE FILETE (4)				
Cortante en el área efectiva	Metal base (6)	0,75	$0,60 F_{EXX}$	Puede usarse soldadura de resistencia igual o menor que la de la soldadura compatible con el metal base
	Electrodo			
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura (5)	Metal base	0,90	F_y	
SOLDADURAS DE TAPON O DE RANURA (4)				
Cortante paralelo a las superficies de falla (en el área efectiva)	Metal base (6)	0,75	$0,60 F_{EXX}$	Puede usarse soldadura de resistencia igual o menor que la de la soldadura compatible con el metal base
	Electrodo			

F_R .—Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del metal base.

F_u .—Esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión del metal base.

F_{EXX} .—Clasificación del electrodo (kg/cm²).

- 1 Para definición de áreas y tamaños efectivos véase 5.2.4.
- 2 Para "soldadura compatible con el metal base" véase 5.2.2.1.
- 3 Puede utilizarse soldadura cuya resistencia corresponda a una clasificación un nivel más alto (700 kg/cm²) que la soldadura compatible con el metal base.
- 4 Para los distintos tipos de soldadura véase 5.2.3.
- 5 Las soldaduras de filete o de penetración parcial que unen entre sí elementos componentes de miembros compuestos, tales como las que unen el alma y los patines de las trabes armadas, se diseñan sin tener en cuenta los esfuerzos de tensión o compresión, paralelos al eje de las soldaduras, que hay en los elementos conectados.
- 6 El diseño del metal base queda regido por la parte de estas Normas que sea aplicable en cada caso particular.

**TABLA 5.2.4 TAMAÑOS EFECTIVOS
DE LA GARGANTA DE SOLDADURAS
DE PENETRACION PARCIAL**

Espesor de la mas gruesa de las partes unidas (MM)	Tamaño efectivo minimo de la garganta (MM)
HASTA 6.3 , INCLUSIVE	3.2
MAS DE 6.3 HASTA 12.7	4.8
MAS DE 12.7 HASTA 19.1	6.3
MAS DE 19.1 HASTA 38.1	7.9
MAS DE 38.1 HASTA 57	9.5
MAS DE 57 HASTA 152	12.7
MAS DE 152	15.9

**TABLA 5.2.5 TAMAÑOS MINIMOS
DE SOLDADURA DE FILETE**

Espesor de la mas gruesa de las partes unidas (MM)	Tamaño ¹ efectivo minimo de la garganta (MM)
HASTA 6.3 , INCLUSIVE	3.2
MAS DE 6.3 HASTA 12.7	4.8
MAS DE 12.7 HASTA 19.1	6.3
MAS DE 19.1	7.9

¹ DIMENSION DE LA PIERNA DEL FILETE DE SOLDADURA

TAULA 5.3.2 RESISTENCIAS DE DISEÑO DE REMACHES, TORNILLOS Y BARRAS ROSCADAS

Elementos de unión	Resistencia en tornillo		Resistencia al cortante en conexiones por aplastamiento	
	Factor de resistencia, F_t	Resistencia nominal, k_g/cm^2	Factor de resistencia, F_t	Resistencia nominal, k_g/cm^2
Tornillos A307		3160 (1)	0,60	1900 (2)
Tornillos A325, cuando la rosca no está fuera de los planos de corte		6330		3100 (2)
Tornillos A325, cuando la rosca está fuera de los planos de corte		6330		2600 (2)
Tornillo A490, cuando la rosca no está fuera de los planos de corte		7900		4150 (2)
Tornillo A490, cuando la rosca está fuera de los planos de corte	0,75	7900	0,65	6300 (2)
Partes roscaadas que satisfacen los requisitos de , cuando la rosca no está fuera de los planos de corte		0,56 F_u (1)		0,15 F_u
Partes roscaadas que satisfacen los requisitos de , cuando la rosca está fuera de los planos de corte		0,56 F_u (1)		0,60 F_u
Remaches A502, grado 1, colocados en caliente		3100		2500 (2)
Remaches A502, grados 2 y 3, colocados en caliente		4200		3200 (2)

(1) Carga estática únicamente.

(2) Se permite que la rosca esté en los planos de corte.

(3) Cuando para unir miembros en tensión se emplean conexiones por aplastamiento con tornillos o remaches colocados en una longitud, medida paralelamente a la dirección de la fuerza, mayor que 125 cm, los valores tabulados se reducirán en 20 por ciento.

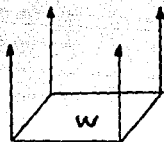
La nomenclatura utilizada para designar a los tornillos y remaches es la de A.S.T.M.

EJEMPLO TENSION:

Dimensionar los soportes de una plataforma sujeta a la estructura del edificio por medio de 4 soportes distribuidos uniformemente y soldados a la estructura. Despreciar los efectos por sismo.

La plataforma, tiene un peso total (carga viva + carga muerta) $W = 14$ TON .

SOLUCION :



$$W/4 = 14/4 = 3.5 \text{ ton}$$

cada soporte tendra que soportar una fuerza igual:

$$F = 3.50 \text{ ton}$$

Utilizando un perfil " L " angulo de lados iguales de sección 1" x 1/8" $A_t = 1.52 \text{ cm}^2$

Se tiene que la resistencia de diseño R_t de un elemento estructural en tensión, es la menor de la calculada :

a) Estado límite de flujo plástico

$$F_R = 0.90$$

$$R_t = A_t F_y F_R$$

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_t = 1.52(2530)(0.90) = 3461$$

b) Estado límite de fractura en la sección neta

$$F_R = 0.75$$

$$R_t = A_e F_u F_R$$

$$F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_e = U A_t$$

$U =$ coeficiente

reduccion de
area A_t

$$A_e = 0.85 A_t = 1.29$$

$$R_t = (1.29)(4080)(0.75) = 3947$$

∴
RIGE EL LIMITE DE FLUJO PLASTICO EN LA SECC:

$R_t = 3461 \text{ kg/cm}^2$ 3947

QUE ES MENOR A LA RESISTENCIA REQUERIDA
POR LO QUE UTILIZAREMOS UN PERFIL MAYOR

1 1/4" x 1/8" $A_t = 1.93 \text{ cm}^2$

a) $R_t = 1.93(2530)(0.90) = 4,395$

b) $R_t = (0.85 \times 1.93)(4080)(0.75) = 5,020$

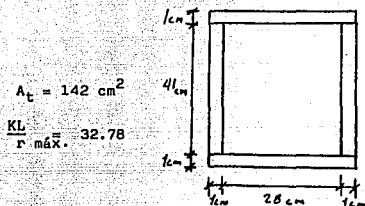
∴
 $R_t = 4395 \text{ kg}$

Con lo cual se obtiene que dicho perfil
es el adecuado para soportar dicha plataforma.

VIII.3

EJEMPLO COMPRESION.

Obtener la capacidad máxima a compresión axial de la columna indicada en el ejemplo 2. del anexo II.5.



$$A_t = 142 \text{ cm}^2$$

$$\frac{KL}{r} \text{ máx.} = 32.78$$

Acero
A-36

$$f_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E = 2040 \text{ 000 Kg/cm}^2$$

Identificación del tipo de sección para determinar el estado límite crítico;

*Revisión por Pandeo Local

De la tabla 2.3.1 de las N.T.C.: $\frac{b}{t} \text{ máx} = \frac{2100}{\sqrt{F_y}}$

$$\frac{b}{t} \text{ máx} = \frac{2100}{\sqrt{2530}} = 41.8$$

Comparando con la mayor relación $\frac{b}{t}$ de la sección: $\frac{b}{t} = \frac{41}{1} = 41$

∴ Como $41 < \frac{b}{t} \text{ máx} \Rightarrow$ NO hay pandeo local \Rightarrow Sección tipo 1, 2 ó 3.

= El estado límite crítico será el de inestabilidad por flexión.

*Estado límite de Inestabilidad por Flexión.

Se utiliza la ec. 3.2.1 de las Normas:

$$R_c = \frac{F_y}{[1 + \lambda^{2n-0.152n}]^{1/n}} \quad \text{At} F_R \leq F_y \quad \text{At} F_R \quad ; \quad F_R = 0.90$$

$$\text{donde } \lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} = 32.78 \sqrt{\frac{2530}{\pi^2 (2040000)}} = 0.367$$

$n = 1.4$ (de las normas)

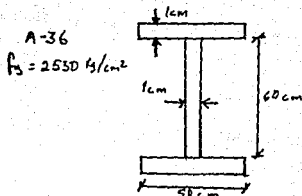
Por lo tanto:

$$R_c = \frac{2530}{\left[(1 + 0.367^{2 \times 1.4}) - 0.15(2 \times 1.4) \right]^{1/1.4}} (142)(0.90) = 311,103 \text{ Kg} \left\{ (2530)(142) \times \right. \\ \left. \times (0.90) = 323,334 \right.$$

$$\therefore R_c = 311,103 \text{ Kg.}$$

EJEMPLO COMPRESION.

Determinar la capacidad máxima de la columna formada por tres placas del ejemplo 3, del anexo II.5, sujeta a compresión axial, con una longitud de 500 cm., además está "perfectamente articulada" en sus extremos.



$$I_y = 2 \left(\frac{1 \times 50^3}{12} \right) + \frac{60 \times 1^3}{12} = 20838 \text{ cm}^4$$

$$A = 2 \times 1 \times 50 + 60 \times 1 = 160 \text{ cm}^2$$

$$r_{\min} = r_y = \sqrt{\frac{20838}{160}} = 11.41 \text{ cm.}$$

K = 1.0 (articulada)

$$\left(\frac{KL}{r} \right)_{\text{máx.}} = \frac{1.0 \times 500}{11.41} = 43.81$$

Del ejemplo 3, se concluyó que presenta pandeo local, por lo que su capacidad deberá determinarse considerándola como tipo 4.

ESTADO LIMITE DE PANDEO LOCAL.

+ Patín.

Con la ec. 2.3.3 de las N.T.C. : $830 / \sqrt{F_y} < b/t < 1470 / \sqrt{F_y}$
 $16.50 < 25 < 29.23$

$$\Rightarrow Q_s = 1,415 - 0,00052 (25) (\sqrt{2530}) = 0,761$$

+Alma.

Cálculo del ancho efectivo. En realidad el cálculo del ancho efectivo es dependiente del esfuerzo que exista en el elemento atiesado. Usando como f el valor máximo dado por las normas obtenido por el producto - $Q_s F_y \Rightarrow f = Q_s F_y = 0,761 (2530) = 1925 \text{ Kg/cm}^2$

De la ec. 2.3.6

$$b_e = \frac{2730 (1)}{\sqrt{1925}} \left[1 - \frac{480}{(60) \sqrt{2530}} \right] = 52.33 \text{ cm} \leq 60 \text{ cm.}$$

$$Q_a = \frac{\text{área efectiva}}{\text{área total}} = \frac{160 - (60 - 52.33) (1)}{160} = 0.952$$

$$Q = Q_b Q_a = (0.761) (0.952) = 0.724$$

$$(KL/r)_c^* = 6340 / \sqrt{Q F_y} = 6340 / \sqrt{0.724(2530)} = 148.14$$

$$\text{Como } \frac{KL}{r} < \left(\frac{KL}{r} \right)_c^* \Rightarrow \text{utilizar la ec. 3.2.5}$$

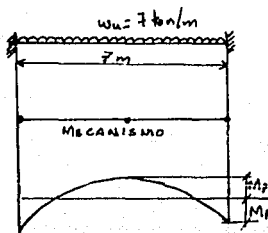
$$\therefore R_c = Q A_t F_y \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2 \left(\frac{KL}{r} \right)_c^{*2}} \right] F_a, \text{ con } F_a = 0.75$$

$$R_c = 0.724 (160) (2530) \left[1 - \frac{(43.81)^2}{2(148.14)^2} \right] 0.75 = R_c = 210,194 \text{ Kg.}$$

VIII.4

EJEMPLO. FLEXION.

Diseñar la siguiente viga de acero A-36, utilizando la teoría plástica. Considere que está soportada lateralmente en los apoyos y en el centro del claro.



$$M_p = \frac{w_u l^2}{16}$$

$$M_p = \frac{7 \times 7^2}{16} = 2,143,750 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$$

$$V_0 = \frac{7 \times 7}{2} = 24,500 \text{ Kg}$$

Seleccionando un perfil preliminar : $Z = \frac{M}{F_{y}}$, de la ec. 3.3.1

$$Z = \frac{2,143,750}{0.90 \times 2530} = 941 \text{ cm}^3$$

Se escogerá un perfil laminado IR 305 x 59.8 con $Z = 942 \text{ cm}^3$

+Revisión por pandeo local.

Comparando las relaciones ancho/grueso del alma y de los patines — con los V.M.A. especificados por las N.T.C. para secciones tipo 1.

$$\text{alma} = \frac{d_e}{t_a} = \frac{240}{7.5} = 32 < \frac{3500}{\sqrt{F_y}} = 69.6$$

$$\text{patines: } \frac{b}{2t_p} = \frac{203}{2 \times 13.1} = 7.7 < \frac{460}{\sqrt{F_y}} = 9.1$$

∴ Es aplicable la teoría plástica.

+ Revisión por pandeo lateral.

El patín comprimido estará soportado lateralmente en las secciones en que aparecen las articulaciones plásticas. $L = 7/2 = 3.5$ m.

Cálculo de L_p :

$$L_p = \frac{253000 + 155000 (M_i/M_p)}{F_y} r_y, \quad M_p = 942 \times 2530 = 2,383,260 \text{ Kg.}$$

$$L_p = \frac{253000 + 155000 (2,143,750/2,383,260)}{2530} \quad 4.9 = 7.6 \text{ m}$$

Como $L < L_p \Rightarrow$ no hay problemas de pandeo lateral.

+ Revisión por cortante

$$\text{Como } \frac{h}{t} = 32 < 1400 \sqrt{\frac{K}{F_y}} = 62.2 \Rightarrow \text{Usar la ec. 3.3.22}$$

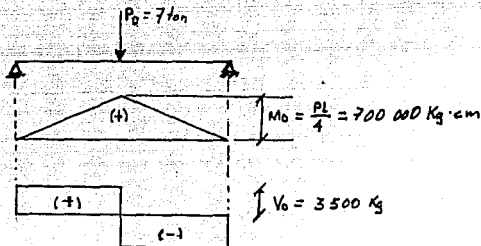
$$V_R = 0.66 F_y A_d F_e$$

$$V_R = 0.66 \times 2530 \times 22,725 \times 0.90 = 34,152 \text{ Kg.}$$

$$V_R > V_D$$

EJEMPLO. FLEXION.

Diseñar la siguiente viga, suponiendo que se encuentra soportada lateralmente en toda su longitud. Utilizando acero A-36. Además, la sección resultante debe alcanzar el momento plástico y, por ser isostática, no hay posibilidad de redistribución de momentos.



Por tratarse de una sección tipo 1 ó 2, de la ec. 3.3.1 de las N.T.C.

$$M_R = F_y Z \Rightarrow Z = \frac{700000}{0.90 \times 2530} = 307 \text{ cm}^3$$

Se escogerá una viga IR 254 x 25.3

Revisión por pandeo local.

Comparando las relaciones ancho/grueso del alma y de los patines con los valores máximos admisibles especificados por las N.T.C. para secciones Tipo 1 ó 2.

$$\text{alma ; } \frac{d_e}{t_a} = \frac{219}{6.1} = 35.9 < 69.6$$

$$\text{patines : } \frac{b}{2t_p} = \frac{102}{2 \times 8.4} = 6.1 < 9.1$$

La sección es tipo 1.

Por lo tanto, la viga alcanzará el estado límite correspondiente -- sin que se presenten fenómenos prematuros de pandeo local.

+Revisión por pandeo lateral.

Como la viga está soportada lateralmente en toda su longitud, no -- hay problemas de pandeo lateral.

+Revisión por cortante.

$$\text{Como } \frac{h}{t} = \frac{219}{6.1} = 35.9 < 1400 \sqrt{\frac{K}{F_y}} = 62.2 ;$$

$$V_R = 0.66 F_y A_n F_R$$

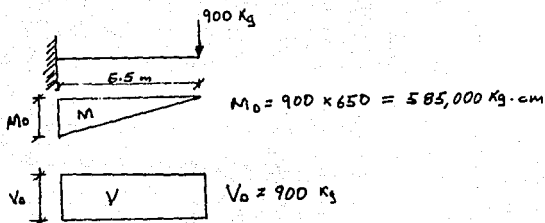
$$V_R = 0.66 \times 2530 \times 15.68 \times 0.90 = 23,560 \text{ Kg}$$

$$V_R > V_D$$

La viga está muy sobrada por cortante, lo que es frecuente en este tipo de problemas.

EJEMPLO. FLEXION.

Diseñar la siguiente viga. El acero es A-36.



Escogiendo una sección preliminar:

$$Z = \frac{585,000}{0.90 \times 2,530} = 257 \text{ cm}^3$$

Se revisará un perfil IR 254 x 22.3 con $Z = 262 \text{ cm}^3$.

→ Revisión por pandeo local.

$$\text{alma: } \frac{219}{5.8} = 37.8 < \frac{5800}{\sqrt{F_x}}$$

$$\text{patines: } \frac{102}{2 \times 6.9} = 7.4 < \frac{540}{\sqrt{F_y}}$$

∴ No ha problemas de pandeo local.

→ determinación del momento resistente. $L = 6.50 \text{ m}$.

$$C = 0.60 \times 0.40 (0/M_0) = 0.60$$

Cálculo de las longitudes L_u y L_r :

$$X_r = 2.4 C \left(\frac{d}{t}\right)^2 \frac{F_y}{E} = 2.4 \times 0.60 \left(\frac{25.4}{0.69}\right)^2 \times \frac{2,530}{2,040,000} = 2.42$$

$$X_u = 3.22 X_r = 3.22 (2.42) = 7.79$$

$$L_u = \frac{6.55}{X_u} \frac{d r y}{t} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}}$$

$$\therefore L_u = \frac{6.55}{7.79} \frac{25.4 \times 2.1}{0.69} \sqrt{1 + \sqrt{1 + (7.79)^2}} = 193.41 \text{ cm. } < L \Rightarrow \text{hay pandeo lateral.}$$

$$L_r = \frac{6.55}{2.42} \frac{25.4 \times 2.1}{0.69} \sqrt{1 + \sqrt{1 + (2.42)^2}} = 398 \text{ cm.}$$

Como $L > L_r \Rightarrow$ el estado límite crítico será el de pandeo lateral-elástico.

$$\therefore M_{\phi} = F_{\phi} M_u \quad , \quad \text{donde } M_u = 1/c \sqrt{M_{c1}^2 + M_{c2}^3}$$

$$M_{c1} = \frac{E A t}{(L/r_y)} = \frac{2,040,000 \times 28.5 \times 0.69}{(650/2.1)} = 129,607$$

$$M_{c2} = \frac{4.7 E A d}{(L/r_y)^2} = \frac{4.7 \times 2,040,000 \times 28.5 \times 25.4}{(650/2.1)^2} = 72,447$$

$$\Rightarrow M_u = \frac{1}{0.60} \sqrt{(129,607)^2 + (72,447)^2} = 247,468 \text{ Kg.cm.}$$

$$M_{\phi} = 0.90 \times 247,468 = 222,721 \text{ Kg. cm } < M_0$$

Por lo tanto se escogerá una sección mayor: IR 254 x 32.9 con

$$Z = 426 \text{ cm}^3$$

$$M_{c1} = \frac{2,040,000 \times 41.9 \times 0.91}{(650/3.4)} = 406,866$$

$$M_{c2} = \frac{4.7 \times 2,040,000 \times 41.9 \times 25.8}{(650/3.4)^2} = 283,591$$

$$\Rightarrow M_u = \frac{1}{0.60} \sqrt{(406,866)^2 + (283,658)^2} = 826,579 \text{ Kg.cm.}$$

$$M_L = 0.90 M_D = 743,921 \text{ Kg. cm} > M_D$$

+Revisión por cortante.

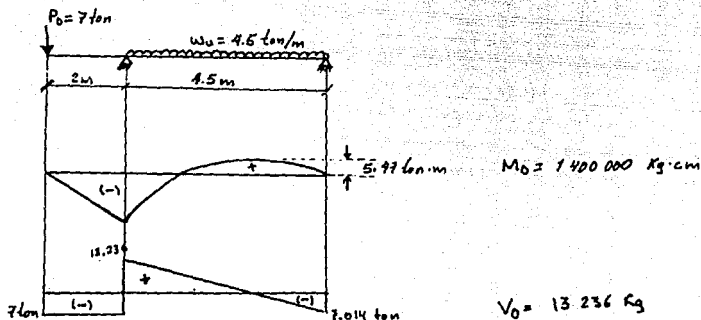
$$\text{Como } \frac{h}{t} = \frac{346}{7} = 49.4 < 1400 \sqrt{\frac{K}{F_y}} = 62.2 :$$

$$V_R = 0.66 F_y A_v F_L = 0.66 \times 2530 \times 28.21 \times 0.90$$

$$V_R = 42,395 \text{ Kg} > V_D$$

EJEMPLO. FLEXION.

Diseñar la viga de acero A-36 de la figura, suponiendo que está restringida contra pandeo lateral en los apoyos y en el extremo del voladizo.



Obtención preliminar de un perfil.

$$Z = \frac{M}{F_y} = \frac{1400000}{0.90 \times 2530} = 615 \text{ cm}^3$$

Se revisará un perfil laminado IR 356 x 38.9 con $Z = 659 \text{ cm}^3$.

+Revisión por pandeo local.

$$\text{alma : } \frac{d_e}{t_a} = \frac{306}{6.4} = 47.8 < \frac{5800}{\sqrt{F_y}}$$

$$\text{patines; } \frac{b}{2t_p} = \frac{128}{2 \times 10.7} = 5.98 < \frac{540}{\sqrt{F_y}}$$

No hay problemas de pandeo local.

+Obtención del momento resistente.

-Para el tramo A-B.

$$C = 0.60 + 0.40 M_1/M_2 = \underline{0.60}$$

Cálculo de la longitud L_u :

$$X_r = 2.4 (0.60) (35.3/1.07)^2 \times \frac{2,530}{2,040,000} = 1.94 ; X_u = 3.22(1.94) = 6.26$$

$$\therefore L_u = \frac{6.55}{6.26} \frac{35.3 \times 2.7}{1.07} \sqrt{1 + \sqrt{1 + (6.26)^2}} \Rightarrow L_u = 252.49 \text{ cm.}$$

Como $L_{A-B} < L_u$: este tramo no tiene problemas de pando lateral.

$$\Rightarrow M_R = 659 \times 0.90 \times 2,530 = 1,500,543 \text{ Kg.cm} > M_D$$

-Para el tramo B-C .

$$C = 0.60 - 0.40 M_1/M_2 = 0.60$$

Cálculo de las longitudes L_u y L_r :

$$L_u = 252.49 \text{ cm.}$$

$$L_r = \frac{6.55}{1.94} \frac{353 \times 2.7}{10.7} \sqrt{1 + \sqrt{1 + (1.94)^2}} = 536.5 \text{ cm.}$$

Como $L_u < L < L_r \Rightarrow$ el estado límite crítico será el de pando lateral enelástico.

$$\therefore M_R = 1.15 F_R M_p \left(1 - \frac{0.28 M_p}{M_u}\right) \leq F_R M_p \quad , M_p = ZF_y = 1,667,270 \text{ Kg.cm.}$$

$$\text{donde } M_u = 1/C \sqrt{M_{c1}^2 + M_{c2}^2}$$

$$M_{c1} = \frac{2040000 \times 49.6 \times 1.07}{(450/2.7)} = 649,601$$

$$M_{c2} = \frac{4.7 \times 2040000 \times 49.6 \times 35.3}{(450/2.7)^2} = 604,348$$

$$\Rightarrow \mu_u = \frac{1}{0.60} \sqrt{(649,601)^2 + (604,348)^2} = 1,478,755 \text{ Kg.cm.}$$

$$\therefore M_R = 1.15 \times 0.90 \times 1,667,270 \left(1 - \frac{0.28 \times 1,667,270}{1,478,755}\right) = 1,180,853 \text{ Kg.cm.}$$

Como $M_R < M_D \Rightarrow$ esta sección falla por pandeo lateral.

Seleccionando otra sección : IR 406 x 46.2 con $Z = 885 \text{ cm}^3$

$$M_p = 885 \times 2530 = 2,239,050 \text{ Kg. cm.}$$

$$M_{c1} = \frac{2040000 \times 58.8 \times 1.12}{(450/3)} = 895,642$$

$$M_{c2} = \frac{4.7 \times 2040000 \times 58.8 \times 40.3}{(450/3)^2} = 1,009,783$$

$$\mu_u = \frac{1}{0.60} \sqrt{(895,642)^2 + (1,009,783)^2} = 2,249,590 \text{ Kg. cm.}$$

$$\therefore M_R = 1.15 \times 0.90 \times 2,239,050 \left(1 - \frac{0.28 \times 2,239,050}{2,249,590}\right) = 1,671,580 \text{ Kg.cm}$$

$$M_R > M_D$$

+Revisión por cortante.

$$\text{Como } \frac{h}{t} = \frac{346}{7} = 49.4 < 1400 \sqrt{\frac{K}{F_y}} = 62.2:$$

$$V_R = 0.66 F_y A F_L$$

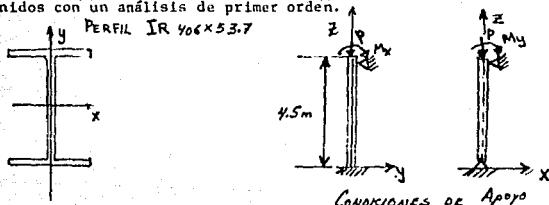
$$\therefore V_R = 0.66 \times 2530 \times 28.21 \times 0.90$$

$$V_R = 42,395 \text{ Kg} > V_D$$

VIII.5

EJEMPLO: FLEXOCOMPRESION.

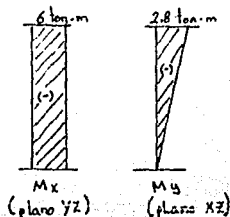
Revisar si la columna de acero A-36, que forma parte de una estructura regular contraventeada en ambos sentidos, es adecuada para soportar los elementos mecánicos últimos indicados obtenidos con un análisis de primer orden.



Elementos Mecánicos Últimos:

Diagrama de Momentos:

Extremo Superior	Extremo Inferior
$P_u = 18 \text{ Ton}$	$P_u = 18 \text{ Ton}$
$M_{t_i} \begin{cases} M_x = 6 \text{ Ton-m} \\ M_y = 2.8 \text{ Ton-m} \end{cases}$	$M_{t_i} \begin{cases} M_x = 6 \text{ Ton-m} \\ M_y = 0 \end{cases}$

+ Obtención de los Momentos de Diseño:

Como no hay problemas de pandeo de -- conjunto con desplazamientos laterales relativos: $B_2 = 0$ en las ecs. -- 3.4.11 y 3.4.12 de las N.T.C. :

$$\begin{aligned} \rightarrow M_{uo} &= M_{t_i} \\ M_{\phi o} &= B_1 M_{t_i} \end{aligned}$$

-Cálculo del factor de amplificación B_1 : $B_1 = \frac{C}{1 - \frac{P_u}{F_k P_E}} > 1$

Plano de flexión YZ :

$C_x = 0.6 + 0.4 (6/6) = 1.0$; $K=1$ por estar contraventeada.

$P_E = A t \eta^2 E / (K L / r_x)^2 = \frac{68.4 \times \eta^2 \times 2,040,000}{(1 \times 450 / 16.5)^2} = 1,851,522 \text{ Kg}$

$\therefore B_{1x} = \frac{1.0}{1 - \frac{18,000}{0.90 \times 1,851,522}} = \underline{1.011}$

Plano de flexión XZ:

$C_y = 0.6 + 0.4 (0/2.8) = 0.6$; $K=1$

$P = \frac{68.4 \times \eta^2 \times 2,040,000}{(1 \times 450 / 3.9)^2} = 103,440 \text{ Kg}$

$\therefore B_{1y} = \frac{0.6}{1 - \frac{18,000}{0.9 \times 103,440}} = 0.74 < 1 \Rightarrow B_{1y} = \underline{1.0}$

Momentos de Diseño:

Extremo Superior:	Extremo Inferior:	Para Columna Completa :
Muox= 6 Ton-m	Muox= 6 Ton-m	*Muox= 1.011x6= 6.07 Ton-m
Muoy=2.8 Ton-m	Muoy= 0'	*Muoy= 1.0 x 2.8=2.80Ton-m

+ Revisión de las secciones extremas.

Se utilizará la ec. 3.4.4. de las N.T.C.

$$\frac{P_u}{F_c P_f} + \frac{0.85 M_{uox}}{F_c M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_c M_{py}} \leq 1.0$$

donde:

$$P_y = A_c F_y = 68.4 \times 2,530 = 173,052 \text{ Kg.}$$

$$M_{px} = Z_x F_y = 1049 \times 2,530 = 2,653,970 \text{ Kg.cm}$$

$$M_{py} = Z_y F_y = 117 \times 2,530 = 296,010 \text{ Kg.cm}$$

Sustituyendo: Extremo Superior.-

$$\frac{18,000}{0.90 \times 173,052} + \frac{0.85 \times 600,000}{0.90 \times 2,653,970} + \frac{0.60 \times 280,000}{0.90 \times 296,010} = 0.116 + 0.213 + 0.631 = 0.96 < 1$$

Extremo Inferior.-

$$\frac{18,000}{0.90 \times 173,052} + \frac{0.85 \times 600,000}{0.90 \times 2,653,970} + 0 = 0.116 + 0.213 = 0.329 < 1$$

+ Revisión de la columna completa.

Se utilizará la ec. 3.4.9 :

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}}{M_m} + \frac{M_{uoy}}{F_c M_{py}} \leq 1.0$$

donde:

$$R_c = \frac{F_y}{[1 + \lambda^2 - 0.15] / n} \quad A_c F_c \leq F_y A_c F_c$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{n^2 E}} = \frac{1 \times 450}{3.1} \sqrt{\frac{2530}{n^2 \times 2040000}} = 1,293 ; n=1.4 ; F = 0.90$$

$$R_c = \frac{2530}{[1+(1.293)^2 + (0.15)^2]^{0.8}} \times 68.4 \times 0.9 = 70,088 \text{ Kg} < F_y A_t F_c$$

Mm = F_c Mpx , por estar soportada lateralmente.

$$Mm = 0.90 \times 2,653,970 = 2,388,573 \text{ Kg.cm}$$

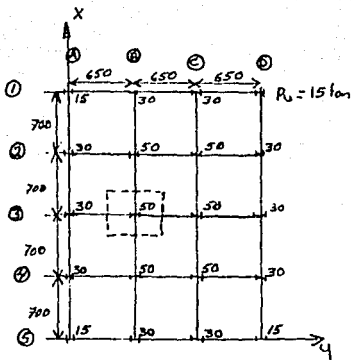
Sustituyendo:

$$\frac{18000}{70088} + \frac{607000}{2388573} + \frac{280000}{0.90 \times 296,010} = 0.257 + 0.254 + 1.051 = 1.56 > 1$$

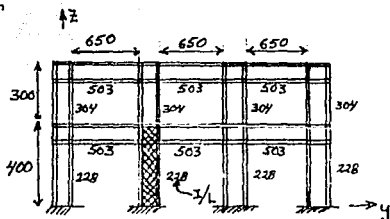
Como no se cumple la ec. 3.4.9 , se puede concluir que rige la falla por pandeo y por lo tanto habrá que proponer una sección transversal de mayores dimensiones, o usar una sección en cajón.

EJEMPLO. FLEXOCOMPRESION.

Revisar la columna ubicada en la intersección de los ejes B y 3 correspondiente a la planta baja de la estructura mostrada en la figura. Se dan como datos los valores de rigidez relativa, I/L, tanto de las columnas como de las trabes del marco del eje 3, así como los valores de carga última, Pu, de cada columna de la planta baja y los momentos últimos obtenidos del análisis de primer orden bajo condiciones de carga vertical y de sismo de la columna citada. Suponga que el marco del eje está perfectamente contraventado.

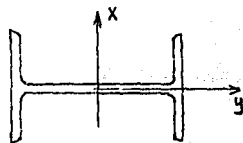


PLANTA DE COLUMNAS EN PLANTA BAJA.
(Valores de P_u en ton.)



MARCO DEL EJE 3 (NO CONTRAVENTADO)
(Valores de I/L en cm^3 .)

CONDICIÓN DE CARGA	ELEMENTOS MECANICOS ÚLTIMOS						
	EXTREMO SUPERIOR			EXTREMO INFERIOR			
	P_u (ton)	M_{ux} (ton-m)	M_{uy} (ton-m)	P_u (ton)	M_{ux} (ton-m)	M_{uy} (ton-m)	
CARGA VERTICAL	58.0	3.0	2.4	58.0	2.0	1.5	$\rightarrow M_x$
SISMO	0.0	9.0	7.6	0.0	11.0	8.5	$\rightarrow M_y$
TOTAL	58.0	12.0	10.0	58.0	13.0	11.0	



PERFIL IR 457 x 177.8
ACERO A-36

+ Determinación de los Momentos de Diseño.

Análisis en dirección del eje y: (Marco No Contraventado del Eje 3.)

Se utilizarán las ecs. (3.4.11) y (3.4.12) de las Normas.

$$M_{uo} = M_{ti} + B_1 M_{tp}$$

$$M_{uc} = 1,425 f B_2 M_{tp}$$

* Cálculo de B_1 .

$$B_1 = \frac{C}{1 - \frac{P_u}{F_L P_c}} \geq 1$$

$$C = 0.6 - 0.4 (2.0/3.0) = 0.333 ; P_c = A_c \bar{r}^2 E / (K L / r)^2$$

K se obtendrá mediante el nomograma (anexo) correspondiente a marcos contraventeados.

$$\psi = \frac{\sum (I_c / L_c)}{\sum (I_b / L_b)}$$

extremo superior:

$$\psi = \frac{304 + 228}{503 + 503} = 0.53$$

extremo inferior:

$$\psi = \frac{228}{\infty} = 0.0$$

Con $\psi = 0.53$ y $\psi = 0.0$, se obtiene $K = 0.59$

$$\therefore P_c = \frac{226.5 \times \pi^2 \times 2040 \text{ 000}}{(0.59 \times 400/20)^2} = 32,751,719 \text{ Kg}$$

$$B_1 = \frac{0.333}{1 - \frac{50000}{0.9 \times 32,751,719}} = 0.33 < 1 \Rightarrow B_1 = 1.0$$

Cálculo de B_2 .

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{F_c(\sum P_c)}} \geq 1$$

$$\sum P_u = 4 \times 15 + 10 \times 30 + 6 \times 50 = \underline{660,000 \text{ Kg}}$$

El valor de $\sum P_c$ se calculará con K- obtenido con el nomograma correspondiente a marcos no contraventeados.

Columnas ejes B y C :

$$\text{extremo sup. } \psi = 0.53$$

$$\text{extremo inf. } \psi = 0.0$$

$$\Rightarrow K = 1.1$$

Columnas ejes A y D :

$$\text{extremo sup. } \psi = \frac{304 + 228}{503} = 1.06$$

$$\text{extremo inf. } \psi = \frac{228}{\infty} = 0$$

$$\Rightarrow K = 1.19$$

$$\therefore P_L = \frac{226.5 \times 4 \times 2040000}{(1.1 \times 400/20)} = 9,422,210 \text{ Kg} \quad \therefore P_R = \frac{226.5 \times 6 \times 2040000}{(1.19 \times 400/20)} = 8,050,896 \text{ Kg}$$

$$\Rightarrow \sum P_c = 2(9,422,210) + 2(8,050,896) = \underline{34,946,212 \text{ Kg.}}$$

Sustituyendo:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{660,000}{0.9 \times 34,946,212}} = 1.02$$

Momentos de Diseño : M_{uox} y M_{uox}^*

Extremo Superior: $M_{uox} = 3.0 + (1.02)(9.0) = 12.18 \text{ Ton-m}$.

Extremo Inferior: $M_{uox} = 2.0 + (1.02)(11.0) = 13.22 \text{ Ton-m}$.

Columna Completa: $M_{uox}^* = (1.0)(2.0) + (1.02)(11.0) = 13.22 \text{ Ton-m}$.

Análisis en dirección del eje x : (Marco Contraventado del Eje B)

Como este marco está provisto de contraventeo, se pueden despreciar los efectos de esbeltez debidos a desplazamientos laterales de entrepiso: $B_2 M_{tp} = 0$

$$M_{uo} = M_{ti}$$
$$M_{uo}^* = B_1 M_{ti}$$

*Cálculo de B_1 . $C = 0.6 + 0.4 (1.0 / 1.0) = 0.96$ $R = 10$ (conservadismo)

$$P_L = A_b \pi^2 E / (K L / r)^2 = \frac{226.5 \pi^2 \times 3040000}{(1.0 \times 14.70 / 12)^2} = 1,317,941 \text{ Kg}$$
$$\therefore B_1 = \frac{0.96}{1 - \frac{0.96}{0.9 \times 1,317,941}} = 1.002$$

Momentos de Diseño : M_{uoy} y M_{uoy}^*

Extremo Superior: $M_{uoy} = 2.4 + 7.6 = 10.0 \text{ Ton-m}$.

Extremo Inferior: $M_{uoy} = 1.5 + 9.5 = 11.0 \text{ Ton-m}$.

Columna Completa: $M_{uoy}^* = (1.002)(11.0) = 11.022 \text{ Ton-m}$.

+ REVISION DE LAS SECCIONES EXTREMAS.

Utilizando la ec. 3.4.

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

Donde:

$$P_y = A_t F_y = 226.5 \times 2,530 = 573,045 \text{ Kg.}$$

$$M_{px} = Z_x F_y = 4227 \times 2,530 = 10,694,310 \text{ Kg-cm.}$$

$$M_{py} = Z_y F_y = 1132 \times 2,530 = 2,863,960 \text{ Kg-cm.}$$

Sustituyendo: Extremo Superior:

$$\frac{50,000}{0.90 \times 573,045} + \frac{0.85 \times 1,218,000}{0.90 \times 10,694,310} + \frac{0.60 \times 1,000,000}{0.90 \times 2,863,960} = 0.097 + 0.108 + 0.233 = 0.438 < 1$$

Extremo Inferior:

$$\frac{50,000}{0.90 \times 573,045} + \frac{0.85 \times 1,322,000}{0.90 \times 10,694,310} + \frac{0.60 \times 1,100,000}{0.90 \times 2,863,960} = 0.097 + 0.117 + 0.256 = 0.470 < 1$$

+ Revisión de la Columna Completa.

Utilizando la ec. 3.4.9

$$\frac{Pu}{Rc} + \frac{Muox}{Mm} + \frac{Muoy}{F_c Mpy} \leq 1.0$$

donde:

$$Rc = \frac{F_c}{[1 + \lambda^2 (0.15)^2] \sqrt{\lambda}} \text{At} F_R \leq F_y \text{At} F_R$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_{\max} = \frac{1.0 \times 400}{6.8} = 58.8$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} = 58.8 \sqrt{\frac{2530}{\pi^2 \times 2040000}} = 0.659 ; n=1.4 ; F_c = 0.90$$

$$\therefore Rc = \frac{2530}{[1 - (0.659)^2 + (0.15)^2]^{1/2}} \times 226.5 \times 0.9 = 423,881 \text{ Kg} < F_y \text{At} F_R$$

$$Mm = F_R \left[1.07 - \frac{(L/ry) \sqrt{F_y}}{26500} \right] Mpx \leq F_R Mpx$$

$$Mm = 0.90 \left[1.07 - \frac{(400/6.8) \sqrt{2530}}{26500} \right] \times 10,694,310 = 9,223,986 \text{ Kg-cm} < F_R Mpx$$

Sustituyendo:

$$\frac{50,000}{423,881} + \frac{1,322,000}{9,223,986} + \frac{1,102,200}{0.90 \times 2,863,960} = 0.118 + 0.143 + 0.428 = 0.69 < 1$$

Por lo tanto esta columna cumple con las condiciones de resistencia, aunque esta sobrada.

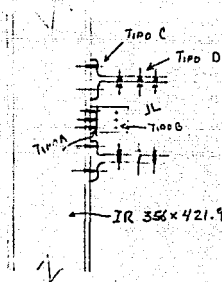
VIII.6

EJEMPLO. CONEXION VIGA-COLUMNA

Diseñe la siguiente conexión rígida, determinando:

- Las dimensiones de los ángulos espalda con espalda.
- El número de remaches A-502-1 (tipo A y tipo B).
- Las dimensiones de las viguetas recortadas de enlace.
- El número de remaches A-502-1 (tipo C)
- El número de tornillos A-325 (tipo D)

Por otros requisitos considere un diámetro $d=1''=25.4$ mm para todos los conectores. El acero de las piezas a conectar es A-36.



Elementos Mecánicos en el extremo de la viga:

Momento Flexionante:

$$M = 1'200,000 \text{ Kg-cm}$$

Fuerza Cortante:

$$V = 80,000 \text{ Kg}$$

$$M_D = 1.25 \times M = 1'500,000 \text{ Kg-cm}$$

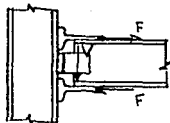
$$V_D = 1.25 \times V = 100,000 \text{ Kg}$$

Se hará la siguiente hipótesis:

La fuerza cortante es tomada por los ángulos espalda con espalda.

El momento flexionante es tomado por las viguetas recortadas, y es equivalente a un par de fuerzas cuyos valores son:

$$F = \frac{M}{d} = \frac{1'500,000}{38.1} = 39,370 \text{ kg}$$



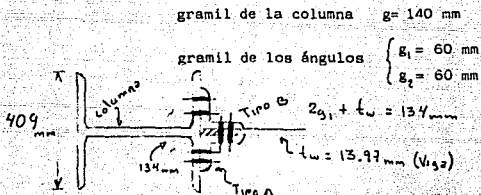
*Dimensiones de los ángulos espalda con espalda.

La dimensión máxima de los ángulos será el ancho del patín de la columna. $b_f = 409$ mm

El posible ancho de los ángulos sería: 395 mm

Proponiendo usar: 2 L de 152x152x10

-Cálculo del gramil:



Se forzará el gramil de la columna a 134 mm y se respetará el gramil de los ángulos.

*Cálculo del número de remaches A502-1 (tipo A)

Capacidad máxima de un remache:

-Al cortante simple:

$$R_v = F_R A_v R_n \quad \text{diámetro } d = 2.54 \text{ cm}$$

$$A_v = \frac{d(2.54)^2}{4} = 5.07 \text{ cm}^2$$

De la tabla 5.3.2: $F_R = 0.65$ y $R_n = 2530$ kg/cm

$$\therefore R_v = 0.65 \times 5.07 \times 2530 = 8,333 \text{ Kg}$$

-Al aplastamiento:

$$R_p = F_R 3dtFu \quad Fu = 4080 \text{ kg/cm}, F_R = 0.85$$

$$t = 1 \text{ cm}$$

$$R_p = 0.85 \times 3 \times 2.54 \times 1 \times 4080 = 26,426 \text{ kg}$$

Rige $R_v = 8,333$ kg

$$\# \text{ remaches/hilera} = \frac{V_o}{R_v \cdot N^2 \text{ hileras}} = \frac{100,000}{8,333 \times 4} = 3 \text{ remaches/hilera}$$

TOTAL: 12 remaches

-Separación= diámetro agujero estándar= $d+1.5= 2.69$ cm

$$\left\{ \begin{array}{l} 3d = 8.07 \text{ cm} \quad \leftarrow \text{Rige} \\ \frac{2P}{F_u F_u t} + \frac{d}{2} = \frac{2 \times 8,333}{0.85 \times 4080 \times 1} + \frac{2.69}{2} = 6.15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

*Cálculo del número de remaches A502-1 (tipo B)

Capacidad máxima de un remache

-Al cortante doble:

$$A_v = \frac{2n(2.54)^2}{4} = 10.13 \text{ cm}^2, \quad R_v = F_u A_v R_n$$

$$R_v = 0.65 \times 10.13 \times 2530 = 16,659 \text{ kg}$$

-Al apalstamiento:

$$R_p = F_u 3dt F_u$$

$$R_p = 0.85 \times 3 \times 2.54 \times 1.397 \times 4080 = 36,917 \text{ Kg}$$

$$\text{Rige } R_v = 16,659 \text{ Kg}$$

$$\# \text{ remaches/hilera} = \frac{100,000}{16,659 \times 2} = 3 \text{ remaches/hilera}$$

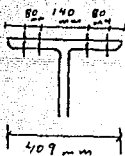
TOTAL: 6 remaches

-Separación:

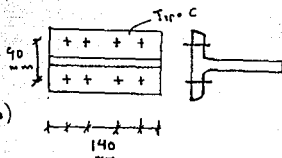
$$3d = 8.07 \text{ cm}$$

*Dimensiones de la vigueta de enlace.

Posición de los gramiles en la columna



Posición de los gramiles en la vigueta de enlace (Vigueta reortada)



Con la posición de los gramiles en la columna, se fijan los de la vigueta de enlace (en sus patines), pudiendose proponer 4 ó 8 remaches (tipo C) que a continuación se determinarán.

Con lo anterior y con la cantidad de tornillos (tipo D), se podrá determinar el tipo de perfil para la vigueta de enlace posteriormente.

*Cálculo del número de remaches A-502 (tipo C)

Estos están sujetos a una fuerza de tensión F, definida anteriormente.
 te. $F = 39,370 \text{ Kg}$

De la tabla 5.3.2.: $F_n = 0.75$ y $R_n = 3160 \text{ Kg/cm}$ (en tensión)

$$R_t = \frac{F}{\# \text{ remaches} \times A} \Rightarrow \# \text{ remaches} = \frac{F}{R_t \times A} = \frac{39,370}{2370 \times 5.07} = 3.28$$

se usaran 4 remaches (tipo C)
 al gramil de la columna

*Cálculo del número de tornillos A-325 (tipo D)

Estos trabajan a fricción.

Capacidad máxima de un tornillo:

Al cortante simple: $F_n = 1.0$

De la tabla 5.3.3 : $R_n = 1230 \text{ Kg/cm}$

$$\therefore R_v = F_n A_n R_n = 1 \times 5.07 \times 1230 = 6,236 \text{ Kg}$$

-Al aplastamiento:

Como no se conocen todavía las dimensiones de la vigueta recortada, se supondrá que esta tiene un espesor del patín no menor de 7 mm

$$\therefore R_p = F_n 3dt F_u = 0.85 \times 3 \times 2.54 \times 0.7 \times 4080 = 18,498 \text{ Kg}$$

$$\text{Rige } R_v = 6236 \text{ Kg}$$

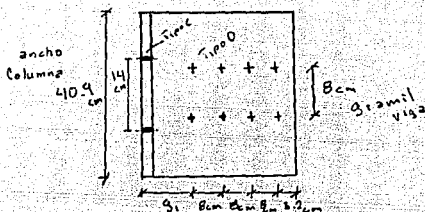
$$\# \text{ tornillos} = \frac{39,370}{6,236} = 6.3 \Rightarrow 7 \text{ tornillos}$$

Se usarán 8 tornillos (tipo D) para evitar excentricidades

*Determinando la vigueta recortada

Separación al borde cortando con soplete, de la tabla 5.3.7 : $1\frac{1}{2}" = 31.8$

Separación entre tornillos: $3d = 8.07 \text{ cm} = 80.7 \text{ mm}$



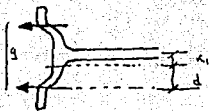
De la fig. se observa que se necesita un perfil que tenga una "T" de por lo menos 35 cm, lo que se logra con un perfil IR 457 x 52,2 en el que la distancia libre entre patines es de 39.2 cm, $g = 7.5$ cm y el espesor del alma es 0.76 cm, con lo que se cumplen los requisitos geométricos.

Espesor de patín = 1.08 cm

*Revisión del grueso de patin de la vigueta recortada, $t_f = 1.08$ cm

$$\frac{F}{2} = \frac{59,370}{2}$$

The diagram shows a T-section with a vertical force F applied at the top and bottom flanges. The critical section is indicated by a dashed line.



$$M = \frac{F}{2} d = 19,685 d ; \quad d = \frac{B}{2} - K_1 = \frac{9 \text{ cm}}{2} - 1.9 \text{ cm} = 2.6 \text{ cm}$$

$$\therefore M = 51,181 \text{ Kg-cm}$$

$$S_{rec} = \frac{M}{f_r \gamma_y} = \frac{51,181}{0.90 \times 2530} = 22.48 \text{ cm}^3$$

$$S = \frac{B t_f^2}{6} ; \quad B = \text{ancho de la columna} = 40.9 \text{ cm}$$

$$t_{rec} = \sqrt{\frac{6S}{B}} = \sqrt{\frac{6 \times 22.48}{40.9}} = 1.81 \text{ cm} > t_f = 1.08 \text{ cm}$$

Se propone ahora un perfil IR 457 x 96.7 con $t_f = 1.91$ cm

$$d = \frac{g}{2} - K_f = \frac{9}{2} - 2.2 = 2.3 \text{ cm}$$

$$\therefore M = 19,685 \times 2.3 = 45,275.5$$

$$S_{rel} = \frac{45,275.5}{0.90 \times 2530} = 19.88 \text{ cm}^3$$

$$t_{rel} = \sqrt{\frac{6 \times 19.88}{40.9}} = 1.71 < t_f = 1.91 \text{ cm}$$

Por lo tanto se acepta este perfil.

```
USE B:CONSTANT
SET TALK OFF
SET COLOR TO B/W,N/G,G
DO WHILE .T.
CLEAR
TEXT
```

IX.- PROGRAMAS DE COMPUTADORAS

MENU

(REVISION DE ESTRUCTURAS METALICAS)

- 1.- INTRODUCIR CONSTANTES
- 2.- ELECCION DE PERFIL A UTILIZAR
- 3.- REVISION POR TENSION
- 4.- REVISION POR COMPRESION
- 5.- REVISION POR FLEXION
- 6.- REVISION POR FLEXOCOMPRESION
- 7.- IMPRESION DE RESULTADOS
- 8.- SALIR DE PROGRAMA

```
ENDTEXT
WAIT 'pulse el numero de su eleccion -----?' TO SELECCION
IF SELECCION = '1'
DO B:INTROCON
ENDIF
IF SELECCION = '2'
DO B:VALORCON
ENDIF
IF SELECCION = '3'
DO B:TENSION
ENDIF
IF SELECCION = '4'
DO B:COMPRES
ENDIF
IF SELECCION = '5'
DO B:FLEXION
ENDIF
IF SELECCION = '6'
DO B:FLEXCOMP
ENDIF
IF SELECCION = '7'
DO B:IMPRESS
ENDIF
IF SELECCION = '8'
SET TALK ON
SET COLOR TO
CLEAR
CANCEL.
ENDIF
ENDDO
```

USE B:CONSTANT

```

SET TALK OFF
SEGURO = ' '
MFY    = 0
MFU    = 0
ME     = 0
ML     = 0
MK     = 0
CLEAR
TEXT

```

CONSTANTES A INTRODUCIR

```

=====
Fy --LIMITE INFERIOR DE FLUENCIA
    DEL MATERIAL
Fu --ESFUERZO MINIMO ESPECIFICADO
    DE RUPTURA EN TENSION
E  --MODULO DE ELASTICIDAD DEL
    ACERO
L  --LONGITUD DEL ELEMENTO A
    REVIZAR
K  --FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA
    DE COLUMNAS

```

ENDTEXT

```

@ 14,16 TO 20,59 DOUBLE
@ 15,18 SAY 'DAME EL VALOR DE Fy (Kg/cm2) ?' GET MFY
@ 16,18 SAY 'DAME EL VALOR DE Fu (Kg/cm2) ?' GET MFU
@ 17,18 SAY 'DAME EL VALOR DE E (Kg/cm2) ?' GET ME
@ 18,18 SAY 'DAME EL VALOR DE L ( cm ) ?' GET ML
@ 19,18 SAY 'DAME EL VALOR DE K (adimen) ?' GET MK
READ

```

DO WHILE .T.

@ 21,16 SAY 'ESTAS SEGURO DE LOS VALORES (S/N)' GET SEGURO

READ

IF SEGURO = 'N'.OR.SEGURO = 'n'

CLEAR

```

@ 10,15 SAY '          INTRODUCE LOS VALORES NUEVAMENTE'
@ 11,15 SAY '          PARA PODER ELEGIR LA SIGUIENTE '
@ 12,15 SAY '          OPCION '

```

@ 8,15 TO 14,60 DOUBLE

STORE 0 TO W

DO WHILE W<400

STORE W+1 TO W

ENDDO

DO B:INTROCON

ENDIF

IF SEGURO = 'S'.OR.SEGURO = 's'

CLEAR

@ 10,15 SAY ' LAS CONSTANTES HAN SIDO CARGADAS'

@ 11,15 SAY ' ELIGE OTRA OPCION '

@ 8,15 TO 14,60 DOUBLE

STORE 0 TO W

DO WHILE W<400

STORE W+1 TO W

ENDDO

REPLACE RT WITH 0,RC WITH 0,MRF WITH 0,MRFC WITH 0

REPLACE FY WITH MFY,FU WITH MFU,E WITH ME,L WITH ML

REPLACE K WITH MK

DO B:ESTRUCT

ENDIF

IF SEGURO # 'N'

CLEAR

@ 11,21 SAY ' SOLO PUEDE ELEGIR "S" O "N" '

@ 8,15 TO 14,60 DOUBLE

STORE 0 TO W

DO WHILE W<400

STORE W+1 TO W

ENDDO
ENDIF
ENDDO

* -- FIN DE PROGRAMA -- *

CLEAR

MZX =0
MZY =0
MJ =0
TEXT

MENU

=====
TIPOS DE PERFIL QUE SE PUEDEN
ELEGIR:
1.- ANGULO
2.- PERFIL H
3.- PERFIL I
4.- PERFIL RECTANGULAR HUECO
5.- OTRO TIPO DE PERFIL

ENDTEXT

WAIT 'PULSE EL NUMERO DE SU ELECCION ? ' TO OP
IF OP = '1'

USE B:ANGULOS

DO LISTA1

INPUT 'QUE NUMERO DE REGISTRO QUIERES UTILIZAR ? ' TO NUM

LOCATE FOR NUMERO =NUM

MPERFIL =PERFIL

MDCORTO =DCORTO

MDLARGO =DLARGO

MT =T

MPESO =PESO

MAT =AT

MIX =IX

MSX =SX

MRX =RX

MIY =IY

MSY =SY

MRY =RY

W = ' '

INPUT 'SE UTILIZARAN DOS ANGULOS ESPALDA C/ ESPALDA' TO W

IF W =S.OR.W =S

INPUT '(QUAL ES LA DISTANCIA ENTE EJES DE LOS ANG.? ' TO DE

INPUT '(DISTANCIA ENTRE NUDOS DE LA ARMADURA?' TO DIN

INPUT '(DISTANCIA ENTRE SECCIONES SOPORTADAS LATERALMENTE?'

INPUT ' ' TO DIS

INPUT '(DISTANCIA ENTRE PUNTOS DE UNION DE LOS DOS ANG.?'

INPUT ' ' TO DIPU

MIX =2*IX

MIY =2*(IY+AT*(DE)**2)

MAT =2*AT

MRX =SQR(MIX/MAT)

MRY =SQR(MIY/MAT)

KLR1 =DE/MRX

KLR2 =DIN/MRY

KLR3 =DIS/RZ

IF KLR1>KLR2.AND.KLR1>KLR3

MRS=MRX

ENDIF

IF KLR2>KLR1.AND.KLR2>KLR3

MRS=MRY

ELSE

MRS=RZ

ENDIF

ENDIF

ENDIF

IF OP = '2'.OR.OP = '3'

USE B:PERFILI

DO LISTA23

INPUT 'QUE NUMERO DE PERFIL QUIERES UTILIZAR ? ' TO NUM

LOCATE FOR NUMERO =NUM

MPERFIL =PERFIL

- 123 -

```

MDLARGO =D
MDCORTO =BF
MT =TF
MPESO =PESO
MAT =AT
MIX =IX
MSX =SX
MRX =RX
MIY =IY
MSY =SY
MRY =RY
MJ =J
MZX =ZX
MZY =ZY
ENDIF
IF OP ='4'
USE B:PERFILRH
DO LISTA4
INPUT 'QUE NUMERO DE PERFIL QUIERES UTILIZAR ? ' TO NUM
LOCATE FOR NUMERO =NUM
MPERFIL =PERFIL
MDLARGO =DLARGO
MDCORTO =DCORTO
MT =T
MPESO =PESO
MAT =AT
MIX =IX
MSX =SX
MRX =RX
MIY =IY
MSY =SY
MRY =RY
ENDIF
IF OP ='5'
DO LISTA5
USE B:PERFILT
INPUT '(QUE NUMERO DE PERFIL QUIERES UTILIZAR ? ' TO NUM
LOCATE FOR NUMERO =NUM
MPERFIL =PERFIL
MDLARGO =D
MDCORTO =BF
MT =TF
MPESO =PESO
MAT =AT
MIX =IX
MSX =SX
MRX =RX
MIY =IY
MSY =SY
MRY =RY
MJ =J
ENDIF
CLEAR
USE VALORCON.DBF
TEXT
( QUE ORIENTACION SE LE DARA A EL PERFIL ELEGIDO ? :
-- PARALELO A EJE X ( X )
-- PARALELO A EJE Y ( Y )
)
ENDTEXT
WAIT 'QUE ORIENTACION ? ' TO ORIENTA
REPLACE T WITH MT,AT WITH MAT,IX WITH MIX,SX WITH MSX,RX WITH MRX
REPLACE PERFIL WITH MPERFIL,DLARGO WITH MDLARGO,DCORTO WITH MDCORTO
REPLACE J WITH MJ,ZX WITH MZX,ZY WITH MZY,PESO WITH MPESO
REPLACE IY WITH MIY,SY WITH MSY,RY WITH MRY
REPLACE SENTIDO WITH ORIENTA
IF ORIENTA ='X'.OR.ORIENTA ='X'

```

```
REPLACE I WITH MIX,S WITH MSX,Z WITH MZX,R WITH MRX
ELSE
REPLACE I WITH MIY,S WITH MSY,Z WITH MZY,R WITH MRY
ENDIF
USE B:CONSTANT
REPLACE AT WITH MAT,R WITH MRS,PERFIL WITH MPERFIL
RETURN
* -- FIN DE PROGRAMA --*
```

*INICIA PROCESO DE LISTA1

*
 USE ANGULOS
 CLEAR

DATO = ' '
 S = 21
 B = 4
 WS HOJA = 0
 WS_LINESAS = 1
 WS_TOTAL = 0

@ 1,1 SAY 'NUMERO'
 @ 1,7 SAY ' PERFIL'
 @ 1,18 SAY 'DCORTO'
 @ 1,26 SAY 'DLARGO'
 @ 1,34 SAY 'T'
 @ 1,43 SAY 'PESO'
 @ 1,53 SAY 'AT'
 @ 1,62 SAY 'IX'
 @ 1,71 SAY 'SX'

DO WHILE .NOT. EOF()

@ B,1 SAY NUMERO
 @ B,7 SAY PERFIL
 @ B,18 SAY DCORTO
 @ B,26 SAY DLARGO
 @ B,34 SAY T
 @ B,43 SAY PESO
 @ B,53 SAY AT
 @ B,62 SAY IX
 @ B,71 SAY SX

SKIP

WS_LINESAS = WS_LINESAS + 1

B = B + 1

IF WS_LINESAS = 20

@ 25,10 SAY '

@ 26,10 SAY ' DESEAS VER OTROS PERFILES ? : ' GET DATO

READ

IF DATO = 'S' .OR. DATO = 's'

WS_LINESAS = 1

B = 4

CLEAR

@ 1,1 SAY 'NUMERO'
 @ 1,7 SAY ' PERFIL'
 @ 1,18 SAY 'DCORTO'
 @ 1,26 SAY 'DLARGO'
 @ 1,34 SAY 'T'
 @ 1,43 SAY 'PESO'
 @ 1,53 SAY 'AT'
 @ 1,62 SAY 'IX'
 @ 1,71 SAY 'SX'

ELSE

CLOSE DATABASES

RETURN

ENDIF

ENDIF

ENDDO

*

CLOSE DATABASES

* -- FIN DE PROGRAMA -- **

*INICIA PROCESO DE LISTA23

*

USE PERFILI

CLEAR

DATO = ' '
S = 21
B = 4
WS_HOJA = 0
WS_LINEAS = 1
WS_TOTAL = 0

@ 1,1 SAY 'NUMERO'
@ 1,7 SAY ' PERFIL'
@ 1,18 SAY 'D'
@ 1,26 SAY 'BF'
@ 1,34 SAY 'TF'
@ 1,43 SAY 'PESO'
@ 1,53 SAY 'AT'
@ 1,62 SAY 'IX'
@ 1,71 SAY 'SX'

DO WHILE .NOT. EOF()

@ B,1 SAY NUMERO
@ B,7 SAY PERFIL
@ B,18 SAY D
@ B,26 SAY BF
@ B,34 SAY TF
@ B,43 SAY PESO
@ B,53 SAY AT
@ B,62 SAY IX
@ B,71 SAY SX

SKIP

WS_LINEAS = WS_LINEAS + 1

B = B + 1

IF WS_LINEAS = 20

@ 25,10 SAY ' ' DESEAS VER OTROS PERFILES ? : ' GET DATO

@ 26,10 SAY ' ' DESEAS VER OTROS PERFILES ? : ' GET DATO

READ

IF DATO = 'S' .OR. DATO = 's'

WS_LINEAS = 1

B = 4

CLEAR

@ 1,1 SAY 'NUMERO'
@ 1,7 SAY ' PERFIL'
@ 1,18 SAY 'D'
@ 1,26 SAY 'BF'
@ 1,34 SAY 'TF'
@ 1,43 SAY 'PESO'
@ 1,53 SAY 'AT'
@ 1,62 SAY 'IX'
@ 1,71 SAY 'SX'

ELSE

CLOSE DATABASES

RETURN

ENDIF

ENDIF

ENDDO

*

CLOSE DATABASES

* -- FIN DE PROGRAMA -- **

*INICIA PROCESO DE LISTA4

*

USE PERFILRH

CLEAR

DATO = ' '
S = 21
B = 4
WS_HOJA = 0
WS_LINEAS = 1
WS_TOTAL = 0

@ 1,1 SAY 'NUMERO'
@ 1,7 SAY ' PERFIL'
@ 1,18 SAY 'DLARGO'
@ 1,26 SAY 'DCORTO'
@ 1,34 SAY 'T'
@ 1,43 SAY 'PESO'
@ 1,53 SAY 'AT'
@ 1,62 SAY 'IX'
@ 1,71 SAY 'SX'

DO WHILE .NOT. EOF()

@ B,1 SAY NUMERO
@ B,7 SAY PERFIL
@ B,18 SAY DLARGO
@ B,26 SAY DCORTO
@ B,34 SAY T
@ B,43 SAY PESO
@ B,53 SAY AT
@ B,62 SAY IX
@ B,71 SAY SX

SKIP

WS_LINEAS = WS_LINEAS + 1
B = B + 1

IF WS_LINEAS = 20

@ 25,10 SAY '

@ 26,10 SAY ' DESEAS VER OTROS PERFILES ? : ' GET DATO

READ

IF DATO = 'S' .OR. DATO = 's'

WS_LINEAS = 1

B = 4

CLEAR

@ 1,1 SAY 'NUMERO'
@ 1,7 SAY ' PERFIL'
@ 1,18 SAY 'DLARGO'
@ 1,26 SAY 'DCORTO'
@ 1,34 SAY 'T'
@ 1,43 SAY 'PESO'
@ 1,53 SAY 'AT'
@ 1,62 SAY 'IX'
@ 1,71 SAY 'SX'

ELSE

CLOSE DATABASES

RETURN

ENDIF

ENDIF

ENDDO

*

CLOSE DATABASES

* -- FIN DE PROGRAMA -- **

*INICIA PROCESO DE LISTAS

*

USE PERFILT

CLEAR

DATO = ' '
S = 21
B = 4
WS_HOJA = 0
WS_LINESAS = 1
WS_TOTAL = 0

@ 1,1 SAY 'NUMERO'
@ 1,7 SAY ' PERFIL'
@ 1,18 SAY 'D'
@ 1,26 SAY 'BF'
@ 1,34 SAY 'TF'
@ 1,43 SAY 'PESO'
@ 1,53 SAY 'AT'
@ 1,62 SAY 'IX'
@ 1,71 SAY 'SX'

DO WHILE .NOT. EOF()

@ B,1 SAY NUMERO

@ B,7 SAY PERFIL

@ B,18 SAY D

@ B,26 SAY BF

@ B,34 SAY TF

@ B,43 SAY PESO

@ B,53 SAY AT

@ B,62 SAY IX

@ B,71 SAY SX

SKIP

WS_LINESAS = WS_LINESAS + 1

B = B + 1

IF WS_LINESAS = 20

@ 25,10 SAY '

@ 26,10 SAY ' DESEAS VER OTROS PERFILES ? : ' GET DATO

READ

IF DATO = 'S' .OR. DATO = 's'

WS_LINESAS = 1

B = 4

CLEAR

@ 1,1 SAY 'NUMERO'
@ 1,7 SAY ' PERFIL'
@ 1,18 SAY 'D'
@ 1,26 SAY 'BF'
@ 1,34 SAY 'TF'
@ 1,43 SAY 'PESO'
@ 1,53 SAY 'AT'
@ 1,62 SAY 'IX'
@ 1,71 SAY 'SX'

ELSE

CLOSE DATABASES

RETURN

ENDIF

ENDIF

ENDDO

*

CLOSE DATABASES

* -- FIN DE PROGRAMA -- **

Structure for database: B:CONSTANT.dbf

Number of data records: 1

Date of last update : 12/30/91

Field	Field Name	Type	Width	Dec
1	PERF	Character	8	
2	FY	Numeric	4	
3	FU	Numeric	4	
4	E	Numeric	8	
5	QS	Numeric	6	4
6	AT	Numeric	6	2
7	AE	Numeric	6	2
8	L	Numeric	5	
9	R	Numeric	5	2
10	K	Numeric	3	1
11	RT	Numeric	9	2
12	RC	Numeric	9	2
13	MRF	Numeric	9	2
14	MRFC	Numeric	9	2
**	Total	**	92	

Structure for database: B:VALORCON.dbf

Number of data records: 1

Date of last update : 12/08/91

Field	Field Name	Type	Width	Dec
1	PERFIL	Character	9	
2	DCORTO	Numeric	5	
3	DLARGO	Numeric	6	2
4	T	Numeric	6	2
5	PESO	Numeric	7	2
6	AT	Numeric	7	2
7	IX	Numeric	7	2
8	SX	Numeric	7	2
9	RX	Numeric	7	2
10	IY	Numeric	7	2
11	SY	Numeric	7	2
12	RY	Numeric	7	2
13	J	Numeric	7	2
14	ZX	Numeric	7	2
15	ZY	Numeric	7	2
16	SENTIDO	Character	1	
Press any key to continue...				
17	I	Numeric	7	2
18	S	Numeric	7	2
19	Z	Numeric	7	2
20	R	Numeric	7	2
** Total **			133	

Structure for database: B:ANGULOS.dbf

Number of data records: 62

Date of last update : 01/20/87

Field	Field Name	Type	Width	Dec
1	NUMERO	Numeric	4	
2	PERFIL	Character	9	
3	DCORTO	Numeric	3	
4	DLARGO	Numeric	3	
5	T	Numeric	3	
6	PESO	Numeric	6	2
7	AT	Numeric	6	2
8	IX	Numeric	7	2
9	SX	Numeric	6	2
10	RX	Numeric	6	2
11	IY	Numeric	7	2
12	SY	Numeric	6	2
13	RY	Numeric	6	2
** Total **			73	

Structure for database: B:PERFILI.dbf

Number of data records: 48

Date of last update : 01/20/87

Field	Field Name	Type	Width	Dec
1	NUMERO	Numeric	4	
2	PERFIL	Character	9	
3	D	Numeric	5	
4	BF	Numeric	6	2
5	TF	Numeric	6	2
6	PESO	Numeric	6	2
7	AT	Numeric	6	2
8	IX	Numeric	8	2
9	SX	Numeric	7	2
10	RX	Numeric	6	2
11	IY	Numeric	7	2
12	SY	Numeric	6	2
13	RY	Numeric	6	2
14	J	Numeric	6	2
15	ZX	Numeric	6	2
16	ZY	Numeric	6	2
** Total **			101	

Structure for database: B:PERFILRH.dbf

Number of data records: 26

Date of last update : 01/20/87

Field	Field Name	Type	Width	Dec
1	NUMERO	Numeric	4	
2	PERFIL	Character	9	
3	DLARGO	Numeric	4	
4	DCORTO	Numeric	4	
5	T	Numeric	5	2
6	PESO	Numeric	6	2
7	AT	Numeric	6	2
8	IX	Numeric	6	2
9	SX	Numeric	6	2
10	RX	Numeric	6	2
11	IY	Numeric	6	2
12	SY	Numeric	6	2
13	RY	Numeric	6	2
**	Total	**	75	

Structure for database: B:PERFIL.dbf

Number of data records: 36

Date of last update : 01/21/87

Field	Field Name	Type	Width	Dec
1	NUMERO	Numeric	4	
2	PERFIL	Character	9	
3	D	Numeric	4	
4	BF	Numeric	6	2
5	TF	Numeric	6	2
6	PESO	Numeric	7	2
7	AT	Numeric	7	2
8	IX	Numeric	7	2
9	SX	Numeric	7	2
10	RX	Numeric	7	2
11	IY	Numeric	7	2
12	SY	Numeric	7	2
13	RY	Numeric	7	2
14	J	Numeric	7	2
**	Total	**	93	

USE B:VALORCON

IX.1 TENSION

CAT =AT
MAE = 0
CLEAR

TEXT

SE PROCEDERA A HACER LA REVISION
A LA TENSION DEL PERFIL ELEGIDO, EN
BASE A LOS CRITERIOS DEL L.R.F.D.
ASI COMO TAMBIEN EN LAS N.T.C. DE
1987.

ENDTEXT

@ 10,20 SAY 'EL PERFIL A UTILIZAR ES:'

@ 10,50 SAY PERFIL

IF PERFIL = 'ANGULO'.OR.PERFIL = 'PERFPTR'.OR.PERFIL = 'PERFPER'

@ 11,20 SAY 'DESIGNACION (TAMA%OS - ESPESOR) MM-MM'

@ 12,28 SAY DLARGO

@ 12,32 SAY ' '

@ 12,34 SAY DCORTO

@ 12,38 SAY '--'

@ 12,43 SAY T

ENDIF

IF PERFIL = 'PERFILI'.OR.PERFIL = 'PERFILH'.OR.PERFIL = 'PERFILT'

@ 11,20 SAY 'DESIGNACION (PERALTE - PESO) MM-Kg/M'

@ 12,33 SAY DLARGO

@ 12,40 SAY '--'

@ 12,43 SAY PESO

ENDIF

USE B:CONSTANT

REPLACE AT WITH CAT

FR =0.90

RT1 =AT*FY*FR

FR =0.75

@ 15,4 SAY '<<EL AREA TOTAL DE LA SECCION ELEGIDA ES>> AT= '

@ 15,51 SAY AT

@ 16,7 SAY ''

INPUT 'DAME EL VALOR DEL AREA EFECTIVA DE LA SECCION (Ae)=?' TO MAE

REPLACE AE WITH MAE

RT2 =AE*FU*FR

IF RT1 < RT2

CRT =RT1

CLEAR

@ 09,15 SAY ' ====='

@ 10,15 SAY ' = RIGE EL ESTADO LIMITE DE ='

@ 11,15 SAY ' = FLUJO PLASTICO EN LA SECCION ='

@ 12,15 SAY ' = TOTAL ='

@ 13,15 SAY ' ====='

@ 14,15 SAY ' POR LO QUE LA RESISTENCIA DE'

@ 15,15 SAY ' DISE%O << Rt >> ES IGUAL A: '

@ 16,30 SAY CRT

@ 16,43 SAY ' Kg'

STORE 0 TO W

DO WHILE W<1100

STORE W+1 TO W

ENDDO

ENDIF

IF RT1 > RT2

CRT =RT2

CLEAR

@ 09,15 SAY ' ====='

@ 10,15 SAY ' = RIGE EL ESTADO LIMITE DE ='

@ 11,15 SAY ' = FRACTURA EN LA SECCION NETA ='

@ 12,15 SAY ' ====='

@ 13,15 SAY ' POR LO QUE LA RESISTENCIA DE'

@ 14,15 SAY ' DISE%O A LA TENSION << Rt >> ES IGUAL A: '

```
@ 15,30 SAY CRT
@ 15,43 SAY ' Kg'
  STORE 0 TO W
DO WHILE W<5000
  STORE W+1 TO W
ENDDO
ENDIF
REPLACE RT WITH CRT
RETURN
* -- FIN DE PROGRAMA --*
```

USE B:CONSTANT
SET COLOR TO B/W,R/GR,G

IX. 2 COMPRESION

SEC = 0
OPCI = 0

CLEAR

@ 7,16 TO 13,61 DOUBLE
@ 9,19 SAY 'REVISION DE MIEMBROS DE ACERO EN'
@ 10,19 SAY 'COMPRESION , POR MEDIO DE LOS'
@ 11,19 SAY 'CRITERIOS DEL L.R.F.D. Y LAS'
@ 12,19 SAY 'N.T.C. DE 1978'
@ 14,19 SAY ' '

WAIT ' "PARA PROCEDER OPRIME UNA TECLA" ' TO 0

RE =K*L/R

CLEAR

@ 12,05 SAY 'LA RELACION DE ESBELTEZ ES KL/r ='

@ 12,40 SAY RE

INPUT 'QUE TIPO DE SECCION ES (1,2,3 o 4) ? ' TO SEC

IF SEC =1.OR.SEC =2.OR.SEC =3

CLEAR

@ 7,16 TO 18,70 DOUBLE

@ 9,19 SAY ' "SE REVISARA EL PANDEO POR FLEXION " '

@ 10,18 SAY ' EN LA ORIENTACION DE MAYOR RELACION DE ESBELTEZ '

@ 11,19 SAY ' '

@ 12,19 SAY ' (QUE TIPO DE PERFIL SE USARA ? ' '

@ 13,19 SAY ' '

@ 14,19 SAY ' 1.- PERFIL H'

@ 15,19 SAY ' 2.- PERFIL I'

@ 16,19 SAY ' 3.- PERFIL RECTANGULAR HUECO'

@ 17,19 SAY ' 4.- OTRO TIPO DE PERFIL'

@ 19,19 SAY ' '

INPUT ' DAME LA OPCION ELEGIDA (1,2,3 o 4) ? ' TO OPCI

IF OPCI =1.OR.OPCI =2.OR.OPCI =3

FR =0.9

CLEAR

TEXT

(LAS COLUMNAS, SON DE SECCION
H , I, RECT. HUECA LAMINADAS
O HECHAS CON PLACAS SOLDADAS,
OBTENIDAS CORTANDOLAS CON OXIGENO,
DE OTRAS PLACAS MAS ANCHAS?

ENDTEXT

WAIT ' "SI" O "NO" (S/N) ' TO ANS

IF ANS = 'S'.OR.ANS = 's'

N =1.4

ENDIF

IF ANS = 'N'.OR.ANS = 'n'

N =1.0

ENDIF

GAM =RE*SQRT(FY/((3.141592**2)*E))

RC1 = (FY/(1+GAM**(2*N)-0.15**(2*N))**(1/N))*AT*FR

RC2 =FY*AT*FR

IF RC1<RC2

RCO =RC1

ENDIF

IF RC1>RC2.OR.RC1 =RC2

RCO =RC2

ENDIF

ENDIF

IF OPCI =4

FR =0.85

REC =6340/SQRT(FY)

IF RE>REC.OR.RE=REC

CLEAR

@ 10,15 SAY 'SE PRESENTA PANDEO ELASTICO'

RCO =(20120000/(RE)**2)*AT*FR

ENDIF

```

IF RE<REC
  CLEAR
  @ 10,15 SAY 'SE PRESENTA PANDEO INELASTICO'
  RCO =AT*FY*(1-((RE)**2)/(2*(REC)**2))*FR
ENDIF
ENDIF
@ 15,15 SAY 'LA RESISTENCIA DE DISEÑO EN COMPRESION RESULTANTE'
@ 16,15 SAY 'PARA EL PERFIL SELECCIONADO ES:'
@ 17,14 SAY '=====,'
@ 18,20 SAY 'Rc='
SET DECIMALS TO 2
SET FIXED ON
@ 18,25 SAY RCO
@ 18,42 SAY 'Kg'
ENDIF
IF SEC =4
  CLEAR
  TEXT
  REVISANDO EL PANDEO LOCAL
  =====
  ENDTEXT
  WAIT ' "PARA PROCEDER OPRIME UNA TECLA" TO O
  DO B:COEFQS
  QR =QS
  FR =0.75
  RECC =6340/SQRT(QR*FY)
  IF RE>RECC.OR.RE=RECC
    RC1 =(20120000/RE**2)*AT*FR
  ENDIF
  IF RE<RECC
    RC1 =QR*AT*FY*(1-(RE**2)/(2*RECC**2))*FR
  ENDIF
  CLEAR
  TEXT
  (QUE TIPO DE PERFIL SE USARA?)
  =====
  1.- PERFIL TIPO H
  2.- PERFIL TIPO I
  3.- PERFIL RECTANGULAR HUECO
  4.- OTRO TIPO DE PERFIL
  ENDTEXT
  INPUT ' DAME TU OPCION (1,2,3 o 4) ? 'TO OPC1
  IF OPC1 =1.OR.OPCI=3
    FR=0.9
  TEXT
  (ES UNA SECCION HECHA CON PLACAS
  OBTENIDAS AL CORTAR CON OXIGENO
  OTRAS PLACAS MAS ANCHAS?)
  ENDTEXT
  WAIT '"SI" O "NO" (S/N) ?' TO ANS
  IF ANS ='S'.OR.ANS ='s'
    N =1.4
  ENDIF
  IF ANS ='N'.OR.ANS ='n'
    N =1.0
  ENDIF
  GAM =RE*SQRT(FY/(3.141592**2*E))
  RC2 =(QR*FY/(1+GAM**(2*N))-0.15**(2*N))**(1/N))*AT*FR
  RC3 =QR*FY*AT*FR
  IF RC2<RC3
    RC4 =RC2
  ENDIF
  IF RC2>RC3.OR.RC2=RC3
    RC4 =RC3
  ENDIF
  IF RC4<RC1

```

```

        RCO =RC4
    ENDIF
    IF RC4>RC1.OR.RC4=RC1
        RCO =RC1
    ENDIF
    ENDIF
    IF OPC1 =2.OR.OPCI =4
        RCO =RC1
    ENDIF
    CLEAR
@ 15,15 SAY 'LA RESISTENCIA DE DISEÑO EN COMPRESION PARA'
@ 16,15 SAY 'LA SECCION SELECCIONADA ES : '
@ 17,14 SAY '===== '
@ 18,20 SAY 'Rc = '
@ 18,25 SAY RCO
@ 18,42 SAY 'Kg'
    ENDIF
    STORE 0 TO W
    DO WHILE W<5000
    STORE W+1 TO W
    ENDDO
    REPLACE RC WITH RCO
    RETURN

```

USE B:CONSTANT

IX.3 FLEXION

M1 = 0
M2 = 0
M = 0

SECC = 0

CFY = FY

CE = E

CL = L

CR = R

USE B:VALORCON

FR = 0.9

CLEAR

@ 8,16 TO 13,55

@ 10,18 SAY 'REVISION POR FLEXION EN BASE '

@ 11,18 SAY 'A LAS N.T.C. DE 1978 '

@ 14,16 SAY ' '

TEXT

"INTRODUCE EL VALOR DE LOS MOMENTOS
FLEXIONANTES EN AMBOS EXTREMOS DE
EL TRAMO EN ESTUDIO"

ENDTEXT

INPUT '(EL VALOR DE M1? = ?' TO M1

INPUT '(EL VALOR DE M2? = ?' TO M2

IF PERFIL #'PERFIL#' AND PERFIL#'PERFILH'

INPUT 'NECESITO SABER EL VALOR DE Z (MODULO DE SECCION PLASTICA)=?' TO MZ

REPLACE Z WITH MZ

ENDIF

CUR = ' '

WAIT 'EL ELEMENTO SE FLEXIONA EN CURVATURA SIMPLE (S/N)?' TO CUR

IF CUR = 'S'.OR.CUR = 's'

C = 0.6 + 0.4 * M1 / M2

ENDIF

IF CUR = 'N'.OR.CUR = 'n'

C1 = 0.6 - 0.4 * M1 / M2

IF C1 < 0.4

C = 0.4

ELSE

C = C1

ENDIF

ELSE

C = 1.0

ENDIF

INPUT '(QUE TIPO DE SECCION ES (1,2 o 3) ?' TO SECC

XU = 7.7 * C * (DLARGO / T) ** 2 * CFY / CE

LU = (6.55 / XU) * (CR / T) * SQRT(1 + SQRT(1 + XU ** 2))

IF CL < LU.OR.CL = LU

CLEAR

TEXT

"EN ESTE MIEMBRO, EL PANDEO LATERAL NO ES CRITICO"

ES DECIR : << ESTA SOPORTADO LATERALMENTE >>

ENDTEXT

IF SECC = 1.OR.SECC = 2

MR = FR * Z * CFY

ENDIF

IF SECC = 3

MR = FR * S * CFY

ENDIF

@ 10,18 SAY 'EL MOMENTO RESISTENTE DE DISEÑO ES'

@ 11,18 SAY ' MR = '

@ 11,25 SAY MR

@ 11,50 SAY 'Kg-cm'

ELSE

CLEAR

TEXT

" EN ESTE MIEMBRO EL PANDEO LATERAL, ES CRITICO"

ES DECIR: << NO ESTA SOPORTADO LATERALMENTE >>

```

ENDTEXT
MU =1/C*SQRT((CE*AT*T/(CL/R))**2+(4.7*CE*AT*DLARGO/(CL/R)**2)**2)
?' '<< EL MOMENTO RESISTENTE NOMINAL ES:>>(Kg-cm) ="'
??MU
IF SECC =1.OR. SECC =2
  MP =Z*CFY
  IF MU >(2/3*MP)
    TEXT
      "RIGE EL PANDEO LATERAL << INELASTICO >>"
    ENDTEXT
    MR1 =1.15*FR*MP*(1-0.28*MP/MU)
    MR2 =FR*MP
    IF MR1 >MR2
      MR =MR2
    ENDIF
    IF MR1 <MR2 .OR. MR1=MR2
      MR =MR1
    ENDIF
  ELSE
    TEXT
      " RIGE EL PANDEO LATERAL << ELASTICO >> "
    ENDTEXT
    MR =FR*MU
  ENDIF
@ 10,18 SAY '" << EL MOMENTO RESISTENTE DE DISEÑO ES:>>"'
@ 11,20 SAY ' MR='
@ 11,25 SAY MR
@ 11,50 SAY 'Kg-cm'
ELSE
  MY =S*CFY
  IF MU >(2/3*MY)
    TEXT
      "PANDEO LATERAL INELASTICO"
    ENDTEXT
    MR1 =1.15*FR*MY*(1-0.28*MY/MU)
    MR2 =FR*MY
    IF MR1 >MR2
      MR =MR2
    ELSE
      MR =MR1
    ENDIF
  ELSE
    TEXT
      "PANDEO LATERAL ELASTICO"
    ENDTEXT
    MR =FR*MU
  ENDIF
@ 10,18 SAY '"<< EL MOMENTO RESISTENTE DE DISEÑO ES:>>"'
@ 11,20 SAY ' MR='
@ 11,25 SAY MR
@ 11,50 SAY 'Kg-cm'
ENDIF
ENDIF
W =0
DO WHILE W<5000
W =W+1
ENDDO
USE B:CONSTANT
REPLACE MRF WITH MR
RETURN
* -- FIN DE PROGRAMA --*

```


USE B:CONSTANT

IX.4 FLEXOCOMPRESION

ZX = 0

ZY = 0

MYI = 0

MXS = 0

PUS = 0

MYS = 0

PUI = 0

MXI = 0

CE=E

CL=L

CFY=FY

CQS=QS

USE B:VALORCON

IF PERFIL #'PERFILI'

TEXT

PARA EL PERFIL QUE ELIGIO, NO DE
TIENE EL VALOR DE LOS MODULOS DE
SECCION PLASTICA

ENDTEXT

INPUT 'CUAL ES EL VALOR DE Zx (cm3) ?' TO ZX

INPUT 'CUAL ES EL VALOR DE Zy (cm3) ?' TO ZY

ENDIF

CLEAR

TEXT

"PROCEDIMIENTO PARA LA REVISION DE
MIEMBROS FLEXOCOMPRESIONADOS".

=====

PARA PROCEDER NECESITA INTRODUCIR
LOS VALORES DE LAS FUERZAS (EN Kg)
Y MOMENTOS QUE ACTUAN SOBRE EL ELEMEN-
TO A REVIZAR (EN Kg-cm), TANTO EN EL
EXTREMO SUPERIOR COMO EN EL INFERIOR.

ENDTEXT

INPUT 'DAME VALOR DE LA FUERZA EN EXTREMO SUPERIOR (Pu)?' TO PUS

INPUT 'DAME VALOR DEL MOMENTO X EN EXTREMO SUPERIOR (Mx)?' TO MXS

INPUT 'DAME VALOR DEL MOMENTO Y EN EXTREMO SUPERIOR (My)?' TO MYS

INPUT 'DAME VALOR DE LA FUERZA EN EXTREMO INFERIOR (Pu)?' TO PUI

INPUT 'DAME VALOR DEL MOMENTO X EN EXTREMO INFERIOR (Mx)?' TO MXI

INPUT 'DAME VALOR DEL MOMENTO Y EN EXTREMO INFERIOR (My)?' TO MYI

IF PUS>PUI

PU=PUS

ELSE

PU=PUI

ENDIF

IF MXS>MXI

MX=MXS

ELSE

MX=MXI

ENDIF

IF MYS>MYI

MY=MYS

ELSE

MY=MYI

ENDIF

DESPLAZ = ' '

TEXT

(HAY PROBLEMAS DE PANDEO DE CONJUNTO CON
DESPLAZAMIENTOS LATERALES (S/N) ?

ENDTEXT

WAIT ' ' TO DESPLAZ

IF DESPLAZ ='N'.OR.DESPLAZ ='n'

CLEAR

@ 13,15 SAY 'PARA PROCEDER CON LOS CALCULOS'

@ 14,15 SAY 'NECESITO SABER DE QUE TIPO DE'

```

@ 15,15 SAY 'SECCION SE TRATA:'
@ 16,15 SAY '1.- SECCION TIPO 1'
@ 17,15 SAY '2.- SECCION TIPO 2'
@ 18,15 SAY '3.- SECCION TIPO 3'
@ 19,15 SAY '4.- SECCION TIPO 4'
INPUT '(SECCION (1,2,3 o 4) ?' TO SECC
MPX =ZX*CFY
MPY =ZY*CFY
FR =0.90
MRX =FR*MPX
MRY =FR*MPY
PY =AT*CFY
CX =0.6+0.4*(MXS/MXI)
PE =AT*3.1416**2*CE/(CL/RX)**2
B1X =CX/(1-PU/(FR*PE))
CY =0.6+0.4*(MYS/MYI)
PE =AT*3.1416**2*CE/(CL/RV)**2
B1Y =CY/(1-PU/(FR*PE))
MUOX =B1X*MX
MUOY =B1Y*MY
IF SECC =1.OR.SECC =2
CONDIS =PU/(FR*PY)+0.85*MXS/(FR*MPX)+0.60*MYS/(FR*MPY)
CONDII =PU/(FR*PY)+0.85*MXI/(FR*MPX)+0.60*MYI/(FR*MPY)
ELSE
IF SECC =3
MRX =FR*SX*CFY
MRY =FR*SY*CFY
ELSE
MRX =FR*CQS*SX*CFY
MRY =FR*CQS*SY*CFY
ENDIF
CONDIS =PU/(FR*PY)+MXS/MRX+MYS/MRY
CONDII =PU/(FR*PY)+MXI/MRX+MYI/MRY
ENDIF
IF CONDIS >1.OR.CONDII >1
CLEAR
TEXT
AL REVIZAR LAS SECCIONES EXTREMAS
SE ENCONTRO QUE <<ES INSUFICIENTE>>
EL PERFIL ELEGIDO DADO QUE "NO SA-
TISFACE LAS CONDICIONES DE DIS%O"
(Ec. 3.4.4) N.T.C. 1987.
ENDTEXT
ELSE
CLEAR
TEXT
AL REVIZAR LAS SECCIONES EXTREMAS
SE ENCONTRO QUE "SI SATISFACEN LAS
CONDICIONES DE DISE%O" (Ec. 3.4.4)
N.T.C. 1987.
ENDTEXT
ENDIF
TEXT
<< REVIZANDO LA COLUMNA COMPLETA >>
ENDTEXT
GAM =1*CL/RV*SQRT(CFY/(3.1416**2*CE))
N =1.4
FR =0.9
RC1 =(CFY/(1+GAM**(2*N)-0.15**(2*N))**(1/N))*AT*FR
RC2 =CFY*AT*FR
IF RC1<RC2
RCO =RC1
ELSE
RCO =RC2
ENDIF
Mm =FR*MPX

```

```

IF SECC =1.OR. SECC =2
  CONDIC =PU/RCO+MUOX/Mm+MUOY/ (FR*MPY)
ELSE
  CONDIC =PU/RCO+MUOX/MRX+MUOY/MRY
ENDIF
IF CONDIC>1
  TEXT
  AL REVIZAR LA COLUMNA COMPLETA
  SE ENCONTRO QUE NO SATISFACE LAS
  CONDICIONES DE DISEÑO (Ec. 3.4.9
  o Ec. 3.4.10 N.T.C.1987).
  ENDTEXT
ELSE
  TEXT
  AL REVIZAR LA COLUMNA COMPLETA
  SE ENCONTRO QUE SI SATISFACE LAS
  CONDICIONES DE DISEÑO (Ec.3.4.9
  o Ec.3.4.10 N.T.C. 1987).
  ENDTEXT
ENDIF

?'EL VALOR DE RC ='
?? RCO
?'EL VALOR DE MRx ='
??MRX
?'EL VALOR DE MRY='
??MRY
STORE 0 TO W
DO WHILE W<5000
STORE W+1 TO W
ENDDO
IF MRX>MRY
  MORF =MRY
ELSE
  MORF =MRX
ENDIF
USE B:CONSTANT
REPLACE MRFC WITH MORF
ELSE
  DO B:FLEXCO1
ENDIF
RETURN
* -- FIN DE PROGRAMA ---*

```

USE B:VALORCON

TEXT

PARA LA REVISION DE ESTRUCTURAS CON PROBLEMAS DE DESPLAZAMIENTO DE CONJUNTO (MARCOS NO CONTRAVENTEAOS), ES NECESARIO CONOCER LOS SIGIENTES DATOS:

-- EL VALOR DEL FACTOR DE AMPLIFICACION
" B2 " (Ec.3.4.14 DE LAS N.T.C.1987)

-- LA SUMA DE CARGAS CRITICAS DE PANDEO ELASTICO DE TODAS LAS COLUMNAS DEL ENTREPISO.
" Spe " ($P_e = AT \cdot (P_1)^{**2} / (K \cdot L / r)^{**2}$)

-- LA SUMA DE FUERZAS AXIALES DE DISEÑO DE TODAS LAS COLUMNAS DEL ENTREPISO EN CONSIDERACION " SPU "

-- LAS FUERZAS DE DISEÑO EN AMBOS EXTREMOS DEL ELEMENTO EN CONSIDERACION Pu columna

-- MOMENTOS EN LOS EXTREMOS PRODUCIDOS POR LA CARGA VERTICAL Mux y Muy

-- MOMENTOS EN LOS EXTREMOS PRODUCIDOS POR FUERZAS DE SISMO y/o VIENTO Muxs y Muys

ENDTEXT

B2 = 0

SPE = 0

SPU = 0

INPUT 'DAME EL VALOR DE Spe =?' TO SPE

INPUT 'DAME EL VALOR DE SPU =?' TO SPU

B2 = 1 / (1 - SPU / (0.9 * SPE))

IF B2 < 1

B2 = 1

ENDIF

? 'PARA EL EXTREMO <<SUPERIOR>> DAME EL VALOR DE: '

INPUT 'Pu = ?' TO PUS

INPUT 'Mux = ?' TO MUXS

INPUT 'Muy = ?' TO MUYS

INPUT 'Muxc = ?' TO MXSS

INPUT 'Muys = ?' TO MYSS

? 'PARA EL EXTREMO <<INFERIOR>> DAME EL VALOR DE: '

INPUT 'Pu = ?' TO PUI

INPUT 'Mux = ?' TO MUXI

INPUT 'Muy = ?' TO MUYI

INPUT 'Muxs = ?' TO MXSI

INPUT 'Muys = ?' TO MYSI

RETURN

*
*INICIA PROCESO DE REPORTES

*
USE CONSTANT
WS_HOJA = 0
WS_LINEAS = 0
WS_TOTAL = 0
WS_FECHA = DATE()
*

SET CONSOLE OFF
SET DEVICE TO PRINT
SET PRINT ON
SET DELETE ON

WS_HOJA = WS_HOJA + 1
@ PROW() +01,10 SAY 'FECHA : '
@ PROW() ,20 SAY WS_FECHA
@ PROW() ,68 SAY 'PÁGINA: '
@ PROW() ,76 SAY ' 1 '
@ PROW() +05,32 SAY '-----'
@ PROW() +01,32 SAY 'FACULTAD DE INGENIERIA'
@ PROW() +01,32 SAY '-----'
@ PROW() +02,25 SAY 'RESULTADOS DE REVISION DE LA ESTRUCTURA'
@ PROW() +01,25 SAY '-----'
@ PROW() +08,15 SAY 'FUERZA RESISTENTE A LA TENSION :'
@ PROW() ,64 SAY RT PICT '999,999,999.99'
@ PROW() +02,15 SAY 'FUERZA RESISTENTE A LA COMPRESION :'
@ PROW() ,64 SAY RC PICT '999,999,999.99'
@ PROW() +02,15 SAY 'FUERZA RESISTENTE A LA FLEXION :'
@ PROW() ,64 SAY MRF PICT '999,999,999.99'
@ PROW() +02,15 SAY 'FUERZA RESISTENTE A LA FLEJO-COMPRESION :'
@ PROW() ,64 SAY MRFC PICT '999,999,999.99'
@ PROW() +12,25 SAY '
EJECT

*
SET DEVICE TO SCREEN
SET CONS ON
SET PRINT OFF
CLOSE DATABASES
RESTORE SCREEN

* -- FIN DE PROGRAMA -- **

```

USE B:VALORCON          IX.5  FACTOR DE REDUCCION QS
IF PERFIL ='ANGULO'
  B =DLARGO
ENDIF
IF PERFIL ='PERFPER'.OR.PERFIL ='PERFPRT'
  B =DLARGO-4*T
ENDIF
IF PERFIL ='PERFILI'.OR.PERFIL ='PERFILT'.OR.PERFIL ='PERFILH'
  B =DCORTO/2
ENDIF
RELA =B/T
MQS =1.00
USE B:CONSTANT
CLEAR
TEXT

```

```

CALCULO DEL FACTOR DE REDUCCION " QS "
=====

```

```

( DE QUE TIPO DE ELEMENTO PLANO
SE TRATA ? :

```

- 1.- PARA ANGULOS AISLADOS
- 2.- PARA ANGULOS O PLACAS QUE SOBRESALEN DE COLUMNAS U OTROS MIEMBROS COMPRIMIDOS Y PARA PATINES COMPRIMIDOS DE VIGAS Y TRABES ARMADAS.

```

ENDTEXT
INPUT 'DAME TU OPCION DE TIPO DE ELEMENTO ?' TO ELEM
IF ELEM =1
  LI =640/SQRT(FY)
  LS =1300/SQRT(FY)
  IF RELA>LI.AND.RELA<LS
    MQS =1.340-0.00053*RELA*SQRT(FY)
  ENDIF
  IF RELA>LS.OR.RELA =LS
    MQS =1090000/(FY*RELA**2)
  ENDIF
ENDIF
IF ELEM =2
  LI =830/SQRT(FY)
  LS =1470/SQRT(FY)
  IF RELA>LI.AND.RELA<LS
    MQS =1.415-0.00052*RELA*SQRT(FY)
  ENDIF
  IF RELA>LS.OR.RELA =LS
    MQS =1400000/(FY*RELA**2)
  ENDIF
ENDIF
REPLACE QS WITH MQS
RETURN

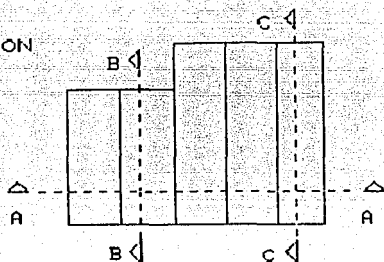
```

CAPITULO X

X.- PROYECTO

1.- Revisar y diseñar en caso necesario, las armaduras que constituyen el sistema de techo mostrado en la siguiente figura:

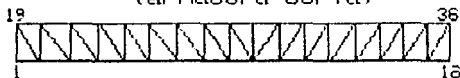
Planta
DE EDIFICACION



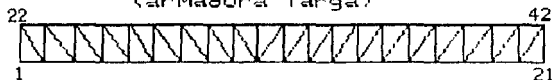
Corte A-A
(armadura diente de sierra)



Corte B-B
(armadura corta)



Corte C-C
(armadura larga)



Consideraciones:

El presente proyecto esta desarrollado a partir de tener la solución estructural de las armaduras y dientes de sierra, es decir, los elementos mecánicos, obtenidos estos por métodos tradicionales.

Tanto las cuerdas como las diagonales y los montantes de las armaduras larga y corta, y del diente de sierra es tñ formados por dos ángulos.

Los ángulos de las cuerdas están unidos entre sí en los nudos y en los puntos medios de todos los tableros, al igual que las diagonales. Los montantes son dos ángulos en cajón.

Se considera que las secciones intermedias a cada 5 m. de las armaduras largas y cortas están soportadas lateralmente, por la acción de apoyo de los dientes de sierra.

* Resistencia.

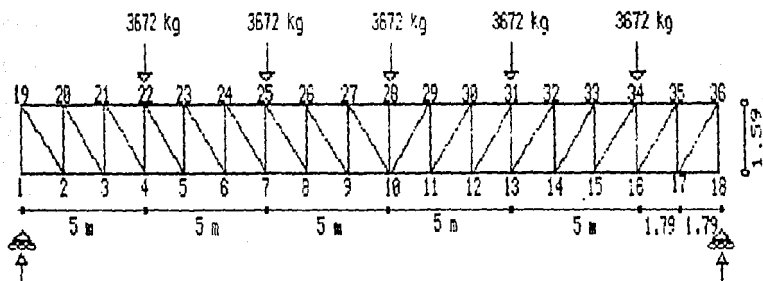
$$\text{Como } \frac{KL}{r} < \left(\frac{KL}{r} \right)_c^*$$

$$R_c = Q A_t F_y \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2(KL/r)_c^2} \right] F_R = 0.97 \times 2504 \times 2530 \left[1 - \frac{(53.24)^2}{2(128)^2} \right] 0.75$$

$$R_c = 42,101 \text{ Kg} > P_c$$

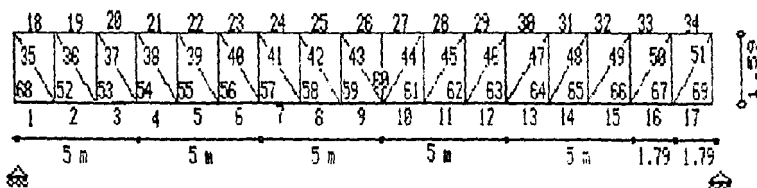
TRABE TIPO T1-T2 (armadura corta)

IDENTIFICACION DE NUDOS Y CARGAS DE DISEÑO



TRABE TIPO T1-T2 (armadura corta)

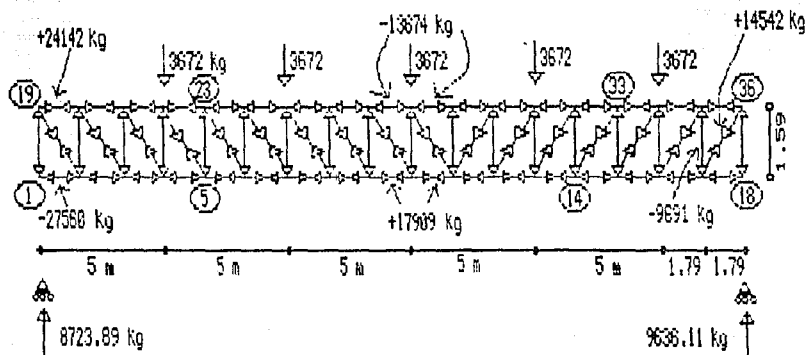
IDENTIFICACION DE BARRAS



TRABE TIPO T1-T2 (armadura corta)

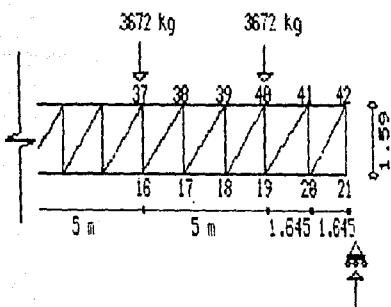
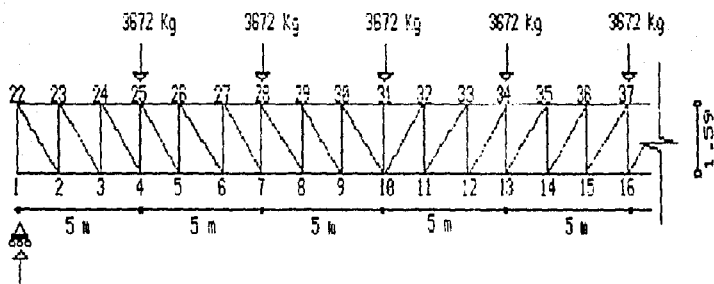
SOLUCION ARMADURA

-- se indican los valores MAXIMOS



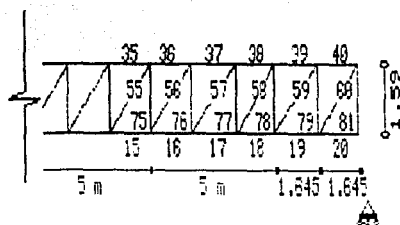
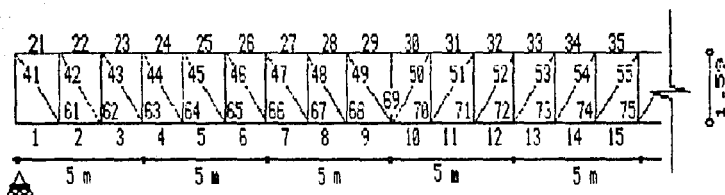
TRABE TIPO T3-T4 (armadura larga)

IDENTIFICACION DE NUDOS Y CARGAS DE DISEÑO



TRABE TIPO T3-T4 (armadura larga)

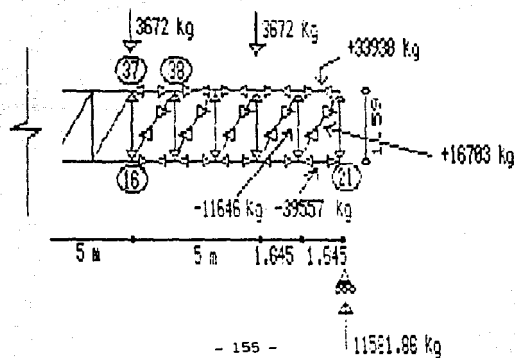
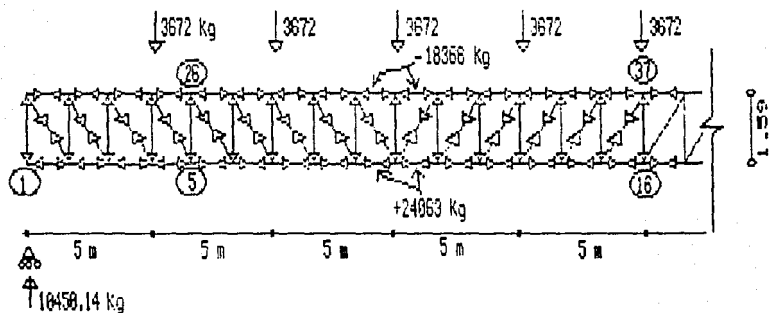
IDENTIFICACION DE BARRAS



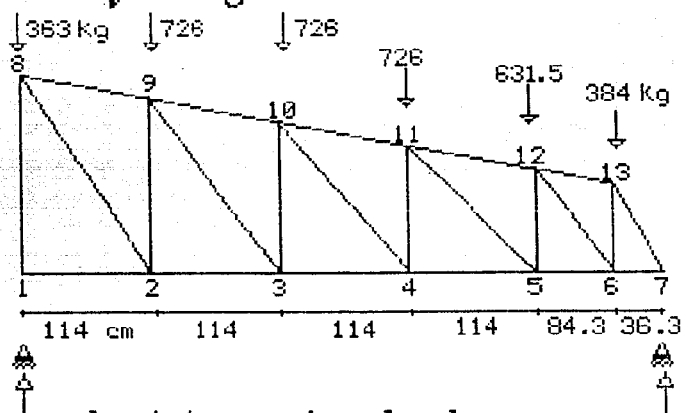
TRABE TIPO T3-T4 (armadura larga)

SOLUCION ARMADURA

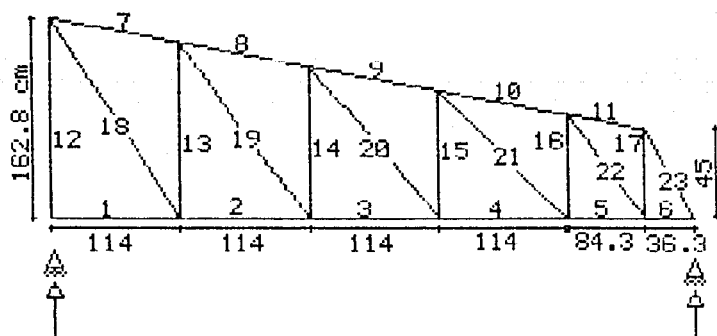
-- se indican los valores MÁXIMOS



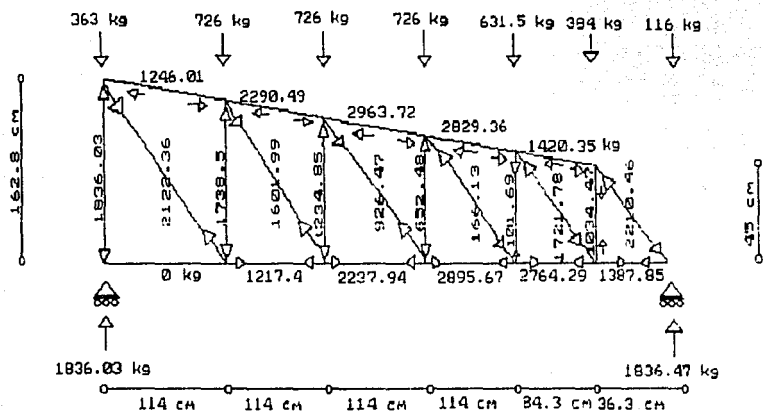
identificación de nudos y cargas de diseño



identificación de barras



solucion armadura (diente de sierra)



-Revisando por tensión:

Carga de tensión máxima: $P_t = 24,063 \text{ Kg}$ (Barra 10)

Flujo plástico en la sección total:

$$R_t = 0.9 \times 25.04 \times 2530 = 57,016 \text{ Kg}$$

Fractura en la sección neta:

$$R_t = 0.75 \times 0.65 \times 25.04 \times 4100 = 65,448 \text{ Kg}$$

$$R_t = 57,016 > P_t$$

∴ Se acepta este perfil.

DIAGONALES.

Revisar 27×51.5 ($2'' \times 2' \cdot 3/16''$)

Carga de tensión máxima: $P_t = 16,703 \text{ Kg}$ (Barra 60)

Flujo plástico en la sección total:

$$A_t = 2 \times 4.61 = 9.22 \text{ cm}^2$$

$$R_t = 0.9 \times 9.22 \times 2530 = 20,994 \text{ Kg}$$

Fractura en el área neta:

$$A_c = 0.85 \times 9.22 = 7.837 \text{ cm}^2$$

$$R_t = 0.75 \times 7.837 \times 4100 = 24,099 \text{ Kg}$$

$$R_t = 20,994 \text{ Kg} > P_t$$

∴ Se acepta este perfil.

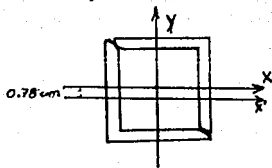
DIENTE DE SIERRA.

MONTANTES.

Revisar 2 □ 38x5 (1 1/2" x 1 1/2" x 5/16")

Carga de compresión máxima: $P_c = 1836 \text{ Kg}$ (Barral2)

*Propiedades geométricas.



$$\frac{b}{t} = \frac{3.8}{5} = 7.6 < \frac{640}{\sqrt{F_y}} \Rightarrow \text{No hay pandeo local}$$

$$A_L = 2 \times 3.43 = 6.86 \text{ cm}^2$$

$$I_{\min} = I_x = 2(4.58 + 3.43(0.78)^2) = 15.53 \text{ cm}^4$$

$$r_{\min} = r_y = \sqrt{\frac{15.53}{6.86}} = 1.51 \text{ cm}$$

$$L = 162.8 \text{ cm}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \times 162.8}{1.51} = 107.8$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_c = \frac{6340}{\sqrt{F_c}} = 126$$

*Resistencia.

Como $\frac{KL}{r} < \left(\frac{KL}{r}\right)_c$

$$P_c = A_L F_y \left[1 - \frac{F_y}{2(F_y - F_c)} \left(\frac{KL}{r} \right)^2 \right] \quad P_c = 6.86 \times 2550 \left[1 - \frac{2550}{2(2550 - 1836)} \left(\frac{107.8}{126} \right)^2 \right] = 8392 \text{ Kg}$$

$P_c = 8392 \text{ Kg} > P_c$ Esta es buena.

-Proponiendo 2 □ 32x3 (1 1/2" x 1 1/2" x 1/8")

$$A_L = 2 \times 1.93 = 3.86 \text{ cm}^2$$

$$I_{\min} = I_x = 2(1.83 + 1.93(1.12)^2) = 5.07 \text{ cm}^4$$

$$r_{\min} = r_y = \sqrt{\frac{5.07}{3.86}} = 1.20 \text{ cm}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \times 162.8}{1.20} = 135.67 > \left(\frac{KL}{r}\right)_c$$

$$P_c = \frac{20,120,000}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} A_L F_c = \frac{20,120,000}{(135.67)^2} \times 3.86 \times 2550 = 3587 \text{ Kg}$$

$P_c = 3587 \text{ Kg} > P_c$ - 159 -

CUERDA SUPERIOR.

Se usará un mismo perfil para las cuerdas.

Revisar $2 \Gamma 64 \times 5$ ($2 \frac{1}{2}'' \times 2 \frac{1}{2}'' \times 3/16''$)

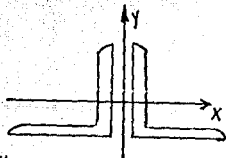
Carga de compresión máxima: $P_c = 2964$ Kg (Barra 9)

Como la cuerda está soportada lateralmente en cada nudo y, además, Y_y siempre será mayor que Y_x sólo se estudiarán dos posibilidades de pandeo para definir cuál es la crítica:

Pandeo alrededor del eje X de la sección completa. ($L = 116.68$ cm)

Pandeo alrededor del eje Z de un sólo ángulo. ($L = 58.34$ cm)

Las dos longitudes libres de pandeo corresponden, respectivamente, a la distancia entre nudos de la armadura y a la distancia entre puntos de unión de los dos ángulos espalda con -- espalda.



*Propiedades Geométricas.

$$A_t = 2 \times 5.81 = 11.62 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2 \times 22.89 = 45.78 \text{ cm}^4$$

$$k_x = \sqrt{\frac{45.78}{11.62}} = 1.985 \text{ cm}$$

$$k_z = 1.24$$

$$\frac{b}{t} = \frac{64}{5} = 12.8 = \frac{640}{\sqrt{F_y}} \Rightarrow \text{No hay pandeo local} \quad \left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{1 \times 116.68}{1.985} = 58.78 ; \left(\frac{KL}{r}\right)_z = \frac{1 \times 58.34}{1.24} = 47.05$$

La rel. de esbeltez crítica es:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = 58.78 < \left(\frac{KL}{r}\right)_z$$

*Resistencia

$$R_c = 11.62 \times 2530 \left[1 - \frac{(58.76)^2}{2(126)^2} \right] \text{ c. 45}$$

$$R_c = 22,210 \text{ kg} > P_c \rightarrow \text{Esta sobrada}$$

-Proponiendo 2 JL 32 x 3 (1 1/4" x 1/4" x 1/8")

$$A_t = 2 \times 1.93 = 3.86 \text{ cm}^2$$

$$I_c = 2 \times 1.83 = 3.66 \text{ cm}^4$$

$$r_s = \sqrt{\frac{3.66}{3.86}} = 0.97 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{Kt}{r} \right)_{cr} = \left(\frac{r_c}{r} \right)_{cr} = \frac{1 \times 116.6 \text{ MPa}}{0.97} = 120.29 \text{ MPa} \left(\frac{Kt}{r} \right)_{cr}$$

$$R_c = 3.86 \times 2530 \left[1 - \frac{(120.29)^2}{2(126)^2} \right] \text{ c. 95}$$

$$R_c = 4518 \text{ kg} > P_c$$

CUERDA INFERIOR.

Revisar 2 JL 51 x 5 (2" x 2" x 3/8")

Carga de tensión máxima: $P_t = 2896 \text{ Kg}$ (barra 4)

Flujo plástico en la sección total:

$$A_t = 2 \times 4.61 = 9.22 \text{ cm}^2$$

$$R_t = F_R A_t F_y$$

$$R_t = 0.90 \times 9.22 \times 2530 = 20,994 \text{ Kg}$$

Fractura en la sección neta:

$$A_e = 0.85 \times 9.22 = 7.84 \text{ cm}^2$$

$$R_t = F_R A_e F_u$$

$$R_t = 0.75 \times 7.84 \times 4100 = 24,108 \text{ Kg}$$

$$R_t = 20,994 \text{ Kg} >> P_t \text{ Está sobrada}$$

-Proponiendo 2 JL 25 x 3 (1" x 1" x 1/8")

$$A_t = 2 \times 1 = 3.04 \text{ cm}^2$$

$$R_t = 0.90 \times 3.04 \times 2530$$

$$R_t = 6922 \text{ Kg} > P_t$$

DIAGONALES.

Revisar 2 71' 38.5 (1 1/2" x 1 1/2" x 3/16")

Se revisará la barra 22 a compresión: $P_c = 1722 \text{ Kg}$

*Propiedades Geométricas.

$$A_t = 2 \times 3.43 = 6.86 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2 \times 4.58 = 9.16 \text{ cm}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{9.16}{6.86}} = 1.17 \text{ cm}; L = 95.56 \text{ cm}$$

$$r_y = 0.73 \text{ cm}; L = 47.78 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{1 \times 95.56}{1.17} = 81.68; \left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{1 \times 47.78}{0.73} = 65.45$$

La rel. de esbeltez crítica es: $\left(\frac{KL}{r}\right)_y = 65.45 < \left(\frac{KL}{r}\right)_x$

*Resistencia.

$$P_c = 6.86 \times 2530 \left[1 - \frac{(81.68)^2}{2(126)^2} \right] = 0.85$$

$$R_c = 11,653 \text{ Kg} > P_c \Rightarrow \text{Esta sobrada}$$

-Eponiendo. 2 71' 25 x 3 (1" x 1" x 1/8")

$$\frac{L}{r} = \frac{25}{5} = 5 < \frac{L}{r_0}$$

$$A_L = 2 \times 1.52 = 3.04 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2 \times 0.92 = 1.84 \text{ cm}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{1.84}{3.04}} = 0.79 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{KL}{r} = 1 \times \frac{95.56}{0.79} = 120.96 < \left(\frac{KL}{r}\right)_y$$

$$P_c = 3.04 \times 2530 \left[1 - \frac{(120.96)^2}{2(126)^2} \right] = 0.85 \quad P_c = 3525 \text{ Kg} > P_c$$

-Revisando por tensión:

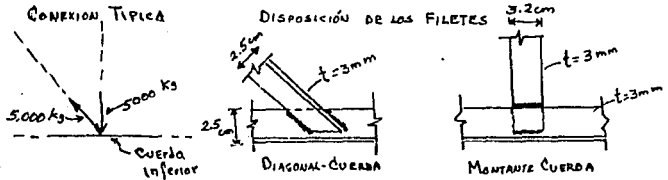
Carga de tensión máxima: $P_t = 2,122 \text{ Kg}$ (Barra 18)

$R_t = 6922 \text{ kg}$ P_t

(Calculado anteriormente),

CONEXIONES.

Por reglamento, las conexiones de barras sometidas a fuerzas axiales deben ser capaces de resistir una fuerza de diseño no menor de 5,000 Kg.; por lo tanto, las conexiones del diente de sierra se diseñarán para resistir esa fuerza; se harán soldadas con electrodos EGOXX ($F_u = 4100 \text{ Kg. cm}^2$).



$$P = \frac{5,000}{2} = 2,500 \text{ Kg.}$$

Resistencia de diseño: $R_s = F_R F_s A_e f$

De la tabla 5.2.3: $F_R = 0.75$ y $F_s = 0.60 F_{gxx}$

Se calculará la longitud necesaria, L_s , usando filetes de 3 mm.

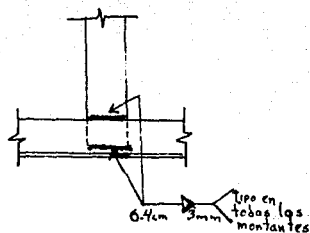
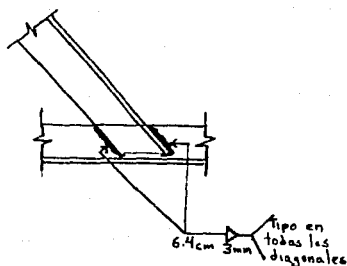
Garganta = $3 \cos 45^\circ = 2.12 \text{ mm.} = 0.212 \text{ cm.}$

Log. mínima = $4 \times 3 \text{ mm.} = 1.2 \text{ cm.}$ (Por reglamento)

Sustituyendo :

$$R_s = 0.75 \times 0.60 \times 4,100 \times 0.212 \times 1 = \underline{391 \text{ Kg./cm.}}$$

$$L_s = \frac{2,500}{391} = 6.4 \text{ cm.}$$



ARMADURA LARGA.

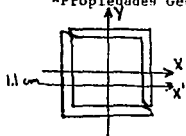
MONTANTES.

Se revisarán primero los montantes, -
ya que su tamaño determina la separación entre dos ángulos de las cuer-
das.

Revisar $2 \square 51 \times 5$ ($2'' \times 2'' \times 3/16''$)

Carga de compresión máxima: $P_c = 11,646 \text{ Kg}$ (Barra 7)

*Propiedades Geométricas.



$$A_t = 2 \times 4.61 = 9.22 \text{ cm}^2$$

$$I_{\min} = I_x = 2 (11.45 + 4.61 (1.1)^2) = 34.06 \text{ cm}^4$$

$$r_{\min} = r_x = \sqrt{\frac{34.06}{9.22}} = 1.92 \text{ cm}$$

$$L = 159 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{51}{5} = 10.2 < \frac{640}{\sqrt{F_y}} \Rightarrow \text{No hay pandeo local}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \times 159}{1.92} = 82.81$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_c = \frac{6340}{\sqrt{F_y}} = 126$$

*Resistencia.

$$\text{Como } \frac{KL}{r} < \left(\frac{KL}{r} \right)_c :$$

$$R_c = A_t F_y \left[1 - \frac{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}{2 \left(\frac{KL}{r} \right)_c^2} \right] F_R = 9.22 \times 2530 \left[1 - \frac{(82.8)^2}{2(126)^2} \right] 0.85$$

$$R_c = 15,545 \text{ Kg} > P_c$$

∴ Se acepta este perfil.

CUERDA SUPERIOR.

En este caso (L=33m) suele ser más -- económico emplear un mismo perfil en toda la cuerda que cambiarlo de un tramo a otro.

Revisar. $2 \text{ I } 102 \times 10 \quad (4'' \times 4'' \times \frac{3}{8}'')$

Carga de compresión máxima: $P_c = 18,366 \text{ Kg}$ (Barra 29 y 30)

Se estudiarán 3 posibilidades de pandeo, para determinar cuál de ellas es la crítica, en las dos primeras interviene la sección completa, formada por los dos ángulos y en la tercera uno solo de ellos:

Pandeo alrededor del eje X de la sección completa (L=1.667 m)

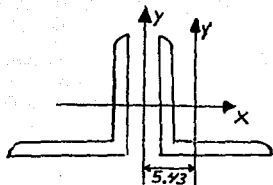
Pandeo alrededor del eje Y de la sección completa (L=5.00 m)

Pandeo alrededor del eje Z de un sólo ángulo (L=0.833 m)

Las tres longitudes libres de pandeo corresponden, respectivamente, a la distancia entre nudos de la armadura, la separación entre secciones soportadas lateralmente y la distancia

entre puntos de unión de los dos ángulos.

*Propiedades Geométricas:



$$\frac{b}{t} = \frac{10.2}{10} = 10.2 < \frac{610}{\sqrt{F_y}}$$

$$A_e = 2 \times 16.45 = 32.90 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2 \times 161.5 = 323 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2 \times (161.6 + 16.45(5.43)^2) = 1451 \text{ cm}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{323}{32.9}} = 3.14$$

$$r_y = \sqrt{\frac{1451}{32.9}} = 6.27 \text{ cm}$$

$$r_z = 1.98 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{1.667}{3.14} = 53.09; \left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{1.500}{6.27} = 23.92; \left(\frac{KL}{r}\right)_z = \frac{1.667}{1.98} = 8.42$$

La rel. de esbeltez crítica es:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_y = 23.92 < \left(\frac{KL}{r}\right)_c$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_z = 8.42$$

*Resistencia.

$$R_c = 30.7 \times 2530 \left[1 - \frac{(23.92)^2}{2(126)^2} \right] = 685$$

$$R_c = 63,463 \text{ kg} > P_c \Rightarrow \text{Esta es la controlada}$$

-Proponiendo 2 71 64 x 6 (2 1/2" x 2 1/2" x 1/4")

$$A_t = 2 \times 7.68 = 15.36 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2 (29.14 + 7.68(4.37)^2) = 351.61 \text{ cm}^4 \quad \frac{b}{t} = \frac{65}{6} = 10.83 < \frac{70}{\sqrt{F_y}}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{351.61}{15.36}} = 4.78$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_{\text{máx}} = \left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{1.500}{4.78} = 31.38 < \left(\frac{KL}{r}\right)_c$$

$$R_c = 15.36 \times 2530 \left[1 - \frac{(31.38)^2}{2(126)^2} \right] = 855$$

$$R_c = 21,650 \text{ kg} > P_c$$

-Revisando por tensión:

Carga de tensión máxima: $P_t = 33,938 \text{ Kg}$ (Barra 40)

Flujo plástico en la sección total:

$$R_t = F_R A_t F_y$$

$$R_t = 0.90 \times 15.36 \times 2530 = 37,975 \text{ Kg}$$

Fractura en la sección neta:

$$A_e = 0.85 A_t = 0.85 \times 15.36 = 13.056 \text{ cm}^2$$

$$R_t = F_R A_e F_u$$

$$R_t = 0.75 \times 13.056 \times 4,100 = 40,147 \text{ Kg}$$

$$R_t = 34,475 \text{ Kg} > P_t$$

CUERDA INFERIOR.

Revisar 2 JL 102 x 6 (4" x 4" x 4")

Carga de compresión crítica: $P_c = 38,227 \text{ Kg}$ (Barra 1)

*Propiedades Geométricas.

$$A_t = 2 \times 12.52 = 25.04 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2 \times 124.90 = 249.8 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2 (124.90 + 12.52 (5.31)^2) = 955.83 \text{ cm}^4$$

$$k_x = \frac{5.31}{2.00} = 2.655$$

$$k_y = \frac{955.83}{25.04} = 38.17$$

$$k_z = 2.00 \text{ cm}$$

$\frac{k_x}{L} = \frac{5.31}{10.2} = 0.5214 > \frac{k_y}{L} = \frac{38.17}{10.2} = 3.7421 \Rightarrow$ Estado límite de pandeo local.

$$\left(\frac{K L}{r}\right)_x = \frac{1 \times 10.2}{0.16} = 63.75; \left(\frac{K L}{r}\right)_y = \frac{1 \times 10.2}{0.16} = 63.75; \left(\frac{K L}{r}\right)_z = \frac{1 \times 10.2 \times 3.33}{2} = 16.83$$

La rel. de esbeltez crítica es $\left(\frac{KL}{r}\right)_c = 80.91$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_c = \frac{0.330}{\sqrt{0.12}} \quad Q = Q_1 Q_2 \dots Q_n \quad \text{(por tener elementos no atiesados)}$$

$$\text{Como } E30/\sqrt{F_y} < b/L = 17 < 1470/\sqrt{F_y}$$

$$Q_2 = 1.410 - 0.00057(17) \sqrt{2530} = 0.97$$

$$\Rightarrow \left(\frac{KL}{r}\right)_c = \frac{6340}{\sqrt{0.12 \cdot 2530}} = 128$$

*Resistencia

$$\text{Como } \frac{KL}{r} < \left(\frac{KL}{r}\right)_c$$

$$R_c = Q A_t F_y \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2(KL/r)_c^2} \right] F_{nc} = 0.97 \cdot 26.07 \cdot 2530 \left[1 - \frac{0.00057}{2(128)^2} \right] = 0.10$$

$$R_c = 36,880 \text{ Kg} < P_c \quad \text{No pasa por compresión (pandeo local).}$$

-Proponiendo \angle JL 59 x 5 (3.1/2" x 3.1/2" x 5/16")

$$A_t = 2 \times 13.48 = 26.96 \text{ cm}^2$$

$$I_y = (101.95 + 13.48 (5.06)^2) = 894.17 \text{ cm}^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{894.17}{26.96}} = 5.76 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{89}{8} = 11.125 < \frac{640}{F_y}$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_{\text{máx}} = \left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{1 \times 500}{5.76} = 86.81 < \left(\frac{KL}{r}\right)_c$$

$$R_c = 26.96 \times 2,530 \left[1 - \frac{(86.81)^2}{2(126)^2} \right] = 0.85$$

$$R_c = 44,217 \text{ Kg} > P_c$$

-Revisando por tensión:

$$\text{Carga de tensión máxima: } P_t = 24,063 \text{ Kg} \quad (\text{Barra 10})$$

Rige flujo plástico en la sección total:

$$Rt = 0.90 \times 26.96 \times 2,530$$

$$Rt = 61,388 \text{ Kg} > Pt$$

∴ Se acepta este perfil.

DIAGONALES.

Revisar 2 77 51 x 5 (2" x 2" x 3/16")

Carga de tensión máxima: $Pt = 16,703 \text{ Kg}$ (Barra 60)

Rige flujo plástico en la sección total:

$$At = 2 \times 4.61 = 9.22 \text{ cm}^2$$

$$Rt = 0.90 \times 9.22 \times 2530$$

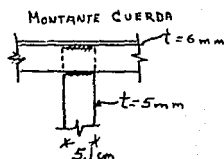
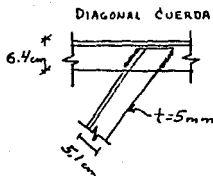
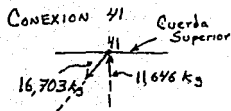
$$Rt = 20,994 \text{ Kg} > Pt$$

∴ Se acepta este perfil.

CONEXIONES.

Se diseñarán 3 conexiones típicas, --
las cuales se harán soldadas utilizando electrodos EGOXX ($Fu=4,100 \text{ Kg/ -}$
 cm^2) que son compatibles con el metal base (A36).

La disposición de los filtes será --
como se muestra en la figura.



Diagonal - Cuerda:

$$P = Pt/2 = \frac{16,703}{2} = 8,352 \text{ KG}$$

Resistencia de diseño: $R_s = F_R F_s A_e f$

De la tabla 5.2.3:

$$F_R = 0.75 \text{ y } F_s = 0.60 F_{gxx} \Rightarrow F_s = 0.60 \times 4,100 = 2,460 \text{ Kg/cm}^2$$

Se calculará la longitud necesaria, -
 L_s , utilizando filetes de 5 mm.

$$\Rightarrow \text{Garganta} = 5 \cos 45^\circ = 3.54 \text{ mm.} = 0.354 \text{ cm,}$$

$$\text{Longitud mínima} = 4 \times 5 \text{ mm.} = 2 \text{ cm.}$$

Sustituyendo:

$$R_s = 0.75 \times 2,460 \times 0.354 \times 1 = \underline{653 \text{ Kg/cm.}}$$

$$L_s = \frac{8,352}{653} = \underline{12.8 \text{ cm.}} \text{ (en dos filetes)}$$

Montante - Cuerda:

$$P = Pc/2 = 11,646/2 = 5,823 \text{ Kg}$$

$$R_s = 653 \text{ Kg/cm. (filetes de 5 mm.)}$$

$$\Rightarrow L_s = \frac{5,823}{653} = \underline{8.9 \text{ cm.}} \text{ (en dos filetes)}$$

* CONEXION 5

Diagonal-Cuerda 5

$$P = Pt/2 = \frac{9.706}{2} = 4,853 \text{ Kg}$$

$$\Rightarrow Rs = 653 \text{ Kg/cm. (filetes de 5 mm.)}$$

$$Ls = \frac{4,853}{653} = 7.4 \text{ cm. , pero:}$$

de la sección 5.2.8 c), se obtiene que la longitud de cada filete de las diagonales no debe ser menor que - la distancia entre ellos, medida perpendicularmente a su eje:

$$\therefore Ls = 5.1 \times 2 \text{ filetes} = \underline{\underline{10.2 \text{ cm.}}}$$

+ Montante-Cuerda:

$$P = Pc/2 = \frac{6,722}{2} = 3,361 \text{ Kg.}$$

$$\Rightarrow Ls = \frac{3,361}{653} = \underline{\underline{5.2 \text{ cm.}}}$$

* CONEXION 15

+ Diagonal-Cuerda:

$$P = Pt/2 = \frac{6,212}{2} = 3,106 \text{ Kg.}$$

Rs = 653 Kg/cm. (filetes de 5 mm.)

$$\Rightarrow Ls = \frac{3,106}{653} = 4.8 \text{ cm. } 10.2 \text{ cm.}$$

$$\therefore Ls = \underline{\underline{10.2 \text{ cm.}}}$$

+ Montante-Cuerda:

$$P_c = 4,302 \text{ Kg} \Rightarrow \text{Usar } P_c = 5,000 \text{ Kg. (Por reglamento)}$$

$$P = P_c/2 = \frac{5,000}{2} = 2,500 \text{ Kg.}$$

$$\Rightarrow L_s = \frac{2,500}{653} = \underline{\underline{3.8 \text{ cm.}}}$$

ARMADURA CORTA.

De los resultados obtenidos con la -- armadura larga, se deduce que con esos mismos perfiles la armadura corta está sobrada, ya que ésta toma fuerzas axiales menores a las de aquélla.

Por lo tanto, se propondrán secciones menores.

MONTANTES

Carga de compresión máxima: $P_c = 9,161 \text{ Kg. (Barra 67)}$

Proponiendo $2 \text{ L } 74 \times 5$ ($1.3/4'' \times 1.3/4'' \times 3/16''$)

*Propiedades geométricas.

$$A_t = 2 \times 4.03 = 8.06 \text{ cm}^2.$$

$$I_{mín} = I \times 2 = 2 (7.49 + 4.03 (0.9)^2) = 21.51 \text{ cm}^4.$$

$$r_{mín} = r_x = \sqrt{\frac{21.51}{8.06}} = 1.63 \text{ cm.}$$

$$L = 159 \text{ cm.}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \times 59}{1.63} = 97.33 < \left(\frac{KL}{r} \right)_{Fy} = \frac{63\ 40}{Fy} = 126$$

*Resistencia.

$$Rc = 8.06 \times 2,530 \left[1 - \frac{(97.33)^2}{2 \cdot (126)^2} \right] = 0.85$$

$$Rc = 12,161 \text{ Kg.} > Pc$$

∴ Se acepta.

CUERDA SUPERIOR.

Carga de compresión máxima: $Pc = 13,674 \text{ Kg.}$

Proponiendo 2 7 6 4 x 5 (2.1/2" x 2.1/2" x 3/16")

No será necesario estudiar las 3 posibilidades de pandeo, ya que en este caso, que es casi igual al anterior (armadura larga), la relación de esbeltez crítica será también $\left(\frac{KL}{r} \right)_y$, - correspondiente a la separación entre secciones soportadas lateralmente.

*Propiedades geométricas.

$$At = 2 \times 5.81 = 11.62 \text{ cm}^2$$

$$Iy = 2 (22.89 + 5.81 (3.95)^2) = 227.08 \text{ cm}^4$$

$$ry = \sqrt{\frac{227.08}{11.62}} = 4.42 \text{ cm.}$$

$$L = 500 \text{ cm.}$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_{\text{máx}} = \left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{1 \times 500}{4.42} = 113.11 < \left(\frac{KL}{r}\right)_c$$

*Resistencia.

$$R_c = 11.62 \times 2530 \left[1 - \frac{(113.11)^2}{2(126)^2} \right] 0.85$$

$$R_c = 14,921 \text{ Kg.} > P_c$$

-Revisado por tensión:

Carga de tensión máxima: $P_t = 24,142 \text{ Kg.}$ (Barra 18)

Rige flujo plástico en la sección total:

$$R_t = 0.90 \times 11.62 \times 2530$$

$$R_t = 26,459 \text{ Kg.} > P_t$$

∴ Se acepta.

CUERDA INFERIOR.

Carga de compresión crítica: $P_c = 27,560 \text{ Kg.}$ (Barra 1)

Proponiendo 2 L 76 x 6 (3" x 3" x 1/4")

*Propiedades geométricas.

$$A_t = 2 \times 9.29 = 18.58 \text{ cm}^2.$$

$$I_y = 2 \times (51.60 + 9.29 (4.33)^2) = 451.6 \text{ cm}^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{451.6}{18.58}} = 5 \text{ cm.}$$

L = 500 cm.

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_{\max} = \left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{1 \times 500}{5} = 100 < \left(\frac{KL}{r}\right)_c$$

$$b/t = 76/6 = 12.67 \quad \frac{640}{\sqrt{F_y}} \Rightarrow \text{El pandeo local no es crítico.}$$

*Resistencia.

$$R_c = 18.58 \times 2530 \left(1 - \frac{(100)^2}{2(126)^2}\right) = 0.85$$

$$R_c = 27,572 \text{ Kg.} > P_c$$

-Revisando por tensión:

Carga de tensión máxima: $P_t = 17,909 \text{ Kg.}$ (Barra 9)

Rige flujo plástico en la sección total.

$$R_t = 0.90 \times 18.58 \times 2530$$

$$R_t = 42,307 \text{ Kg.} > P_t$$

∴ Se acepta.

DIAGONALES.

Carga de tensión máxima: $P_t = 14,542 \text{ Kg.}$ (Barra 51)

Proponiendo 2 71 38 x 5 (1.1/2" x 1.1/2" x 3/16")

Rige flujo plástico en la sección total:

$$A_t = 2 \times 3.43 = 6.86 \text{ cm}^2$$

$$R_t = 0.90 \times 6.86 \times 2530$$

$$R_t = 15,620 \text{ Kg} > P_t$$

∴ Se acepta.

DIAGONALES.

Carga de tensión máxima: $P_t = 14,542 \text{ Kg.}$ (Barra 5l)

Proponiendo 2 7/8 x 5 (1.2/2" x 1.1/2" x 3/16")

Rige flujo plástico en la sección total:

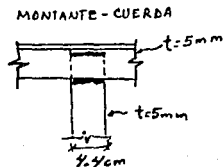
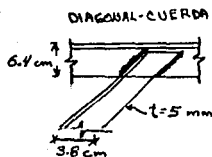
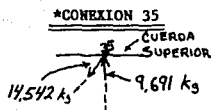
$$A_t = 2 \times 3.43 = 6.86 \text{ cm}^2$$

$$R_t = 0.90 \times 6.86 \times 2530$$

$$R_t = 15,620 \text{ Kg.} > P_t$$

∴ Se acepta.

CONEXIONES.



† Diagonal-Cuerda:

$$P = P_t / 2 = \frac{14,542}{2} = 7,271 \text{ Kg.}$$

$$R_s = F_R F_s A_{ef}$$

Se calculará la longitud necesaria, L_s , utilizando filetes de --
de 4.5 mm.

$$\Rightarrow \text{Carganta} = 4.5 \cos 45^\circ = 3.18 \text{ mm} = 0.318 \text{ cm.}$$

$$\text{Long. mínima} = 4 \times 4.5 \text{ mm.} = 1.8 \text{ cm.}$$

Sustituyendo:

$$R_s = 0.75 \times 2.460 \times 0.318 \times 1 = 586 \text{ Kg/cm.}$$

$$\Rightarrow L_s = \frac{7,271}{586} = \underline{\underline{12.4 \text{ cm.}}} \quad (\text{en dos filetes})$$

† Montante-Cuerda:

$$P = P_c / 2 = \frac{9691}{2} = 4,846 \text{ Kg.}$$

$$R_s = 586 \text{ Kg/cm.} \quad (\text{filetes de 4.5 mm.})$$

$$L_s = \frac{4,846}{586} = \underline{\underline{8.3 \text{ cm.}}} \quad (\text{en dos filetes})$$

* CONEXION 5

† Diagonal-Cuerda:

$$P = P_t / 2 = \frac{7215}{2} = 3,608 \text{ Kg.}$$

$$R_s = 586 \text{ Kg/cm.} \quad (\text{filetes de 4.5 mm.})$$

$$L_s = \frac{3,608}{586} = 6.2 \text{ cm.} \quad , \text{ pero de la sección 5.2.8 c):}$$

$$L_s = 3.8 \times 2 \text{ filetes} = \underline{\underline{7.6 \text{ cm.}}}$$

Montante-Cuerda:

$$P_c = 4,997 \text{ Kg} < 5,000 \text{ Kg.}$$

$$P=P_c/2 = \frac{5,000}{2} = 2,500 \text{ Kg. (Por reglamento)}$$

$$L_s = \frac{2500}{586} = \underline{\underline{4.3 \text{ cm.}}}$$

*CONEXION 12

† Diagonal-Cuerda:

$$P_t = 3,389 \text{ Kg} < 5,000 \text{ Kg.}$$

$$\Rightarrow P = P_t/2 = \frac{5,000}{2} = 2,500 \text{ Kg.}$$

$$R_s = 586 \text{ Kg/cm. (filetes de 4.5 mm.)}$$

$$\Rightarrow L_s = \frac{2,500}{586} = 4.3 \text{ cm.} < 7.6 \text{ cm.}$$

$$\therefore L_s = \underline{\underline{7.6 \text{ cm.}}}$$

† Montante-Cuerda:

$$P_c = 2,347 \text{ Kg} < 5,000 \text{ Kg.}$$

$$\Rightarrow P = P_c/2 = 2,500 \text{ Kg.}$$

$$\therefore L_s = \frac{2,500}{586} = \underline{\underline{4.3 \text{ cm.}}}$$

CONCLUSIONES

Con el presente trabajo se logró obtener - una guía a seguir para el estudio de Estructuras Metálicas, haciendo mas comprensibles las Normas Técnicas Complementarias de 1987; para así poner al alcance su utilización, por parte de Ingenieros Civiles con los conocimientos básicos de Estructuras.

Esperamos que las ayudas de diseño, ejemplos y programas, que se presentan en los diferentes capítulos, sirvan - como apoyo para el desarrollo de trabajos; ya sea en planes de estudio o bien como proyectos de obras a base de Estructuras Metálicas, ya que con sideramos que este criterio brinda buenos resultados.

B I B L I O G R A F I A

- NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS METALICAS; Gaceta oficial del Departamento del Distrito Federal, diciembre de 1987.
- MEMORIA DEL I SIMPOSIO INTERNACIONAL DE ESTRUCTURAS DE ACERO Y V SIMPOSIO NACIONAL; "Las construcciones de acero en zonas sísmicas"; Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C., Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, A.C., American Society of Civil Engineers, Impresos Alfe S.A. de C.V., 1987.
- APUNTES DE MECANICA DE MATERIALES III; "Estabilidad de Elementos Estructurales"; Ing. Manuel Diaz Canales, Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, 1984.
- MANUAL DE CONSTRUCCION EN ACERO; Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C., TOMO I; Editorial Limusa, 1987.
- MANUAL DE DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS; Ing. Enrique Bazán Zurita, Ing. Roberto Meli Piralla; Editorial Limusa, 1985.