

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERIA

República de Guatemala, Centro América

"DISEÑO PLASTICO DE LAS ESTRUCTURAS
DE ACERO"

T E S I S

Presentada a la Junta Directiva de la

Facultad de Ingeniería

de la

Universidad de San Carlos de Guatemala

por:

OSCAR EMILIO CHEVES ESCOBAR

Al conferirsele el Título de:

INGENIERO CIVIL

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

Biblioteca Central

BIBLIOTECA CENTRAL-USAC
DEPOSITO LEGAL
PROHIBIDO EL PRESTAMO EXTERNO

JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERIA
DE LA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

- Decano: Ing. Amando Vides T.
- Vocal Primero: Ing. Otto E. Becker M.
- Vocal Segundo: Ing. Francisco Ubieto
- Vocal Tercero: Ing. Leonel Pinot L.
- Vocal Cuarto: Br. Rolando Llovera L.
- Vocal Quinto: Br. Hugo González W.
- Secretario: Ing. Jorge Luis Lazo

TRIBUNAL QUE PRACTICO EL
EXAMEN GENERAL PRIVADO

- Decano: Ing. Amando Vides T.
- Secretario: Ing. Jorge Luis Lazo
- Vocal Primero: Ing. Otto E. Becker M.
- Examinador: Ing. Rigoberto Nájera F.
- Examinador: Ing. Carlos H. Méndez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los preceptos que la ley de la Universidad de San Carlos establece, presento a vuestra consideración, mi trabajo de tesis titulado:

"DISEÑO PLASTICO DE ESTRUCTURAS DE ACERO"

Tema que me fuera asignado por la Junta Directiva de la Facultad de Ingeniería.

..... DEDICO ESTE ACTO:

A DIOS TODOPODEROSO

A MIS PADRES

Oscar Emilio Cheves Nicolle
Alicia Escobar Ariza de Cheves

A MIS HERMANOS

A MIS AMIGOS Y EN ESPECIAL A

Licenciado Alvaro Ydígoras Fuentes
Natalia Urrutia de Ydígoras
María de la Luz Ydígoras Urrutia

A MIS CATEDRATICOS

A MIS COMPAÑEROS DE ESTUDIOS Y FACULTAD

A LA FACULTAD DE INGENIERIA.

TESIS DE REFERENCIA

NO

**SE PUEDE SACAR DE LA BIBLIOTECA
BIBLIOTECA CENTRAL - USAC.**

INDICE

CAPITULO PRIMERO

- 1.1 INTRODUCCION 1

CAPITULO SEGUNDO

- 2.1 BREVE RESEÑA HISTORICA DEL DISEÑO PLASTICO DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO 3

CAPITULO TERCERO

- 3.1 DUCTILIDAD DEL ACERO 5
3.2 GRAFICO ESFUERZO-DEFORMACION DE UN ACERO ESTRUCTURAL A-7 7
3.3 INDICE DE ACEPTABILIDAD DE LA DUCTILIDAD EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL
A) EN EL DISEÑO ELASTICO 8
B) EN EL DISEÑO PLASTICO 10
3.4 ACEPTACION DE LA TEORIA PLASTICA EN EL MEDIO AMBIENTE 11

CAPITULO CUARTO

- 4.1 MODULO DE SECCION ELASTICO 12
4.2 MODULO DE SECCION PLASTICO 14
4.3 FACTOR DE CARGA 17
4.4 DIVERSOS FACTORES DE FORMA, SU OBTENCION 18
4.5 FACTOR DE SEGURIDAD 22
4.6 TABLAS DEL MODULO PLASTICO "Z" 26
4.7 DIFERENCIAS FUNDAMENTALES ENTRE AMBAS TEORIAS, ELASTICA Y PLASTICA 31
A) DISEÑO ELASTICO 31
B) DISEÑO PLASTICO 31

CAPITULO QUINTO

5.1	METODOS DE ANALISIS	33
5.2	INTRODUCCION	33
5.3	ARTICULACION PLASTICA	34
5.4	MECANISMO DE COLAPSO	34
5.5	TEOREMA DEL LIMITE SUPERIOR	34
5.6	TEOREMA DEL LIMITE INFERIOR	36
5.7	METODO ESTATICO	38
5.8	METODO DEL MECANISMO	40

CAPITULO SEXTO

6.1	ESTRUCTURAS SELECCIONADAS, SU DISEÑO	46
6.2	VIGAS	46
6.3	MARCOS	80
6.4	TABLAS	110

CAPITULO SEPTIMO

7.1	PROBLEMAS SECUNDARIOS DE DISEÑO	120
7.2	FUERZA AXIAL EN COLUMNAS	120
7.3	FUERZA DE CORTE	124
7.4	PANDEO LATERAL	126
7.5	EFFECTO DE CARGAS REPETIDAS	130

CAPITULO OCTAVO

8.1	CONCLUSIONES	132
-----	--------------	-----

CAPITULO NOVENO

9.1	BIBLIOGRAFIA	134
-----	--------------	-----

CAPITULO PRIMERO

1.1 INTRODUCCION

La importancia primordial de los cálculos de diseño estructural, es producir una estructura que llene el uso para el que ha sido destinada económicamente - sin poner en peligro la vida de los ocupantes, o el valor de los artículos almacenados en la misma. El diseño elástico es una buena posibilidad de solución a este problema; mas, sin embargo, no es la única posibilidad y su uso no nos conduce a obtener el mejor empleo económico del material.

Debe distinguirse entre los procedimientos que nos sirven principalmente como herramientas de investigación y como pre-requisitos de entendimiento, y los procedimientos cuyo valor principal es como herramientas de diseño.

El índice de aceptabilidad de diseño en los procedimientos de diseño elástico, lo proporciona los esfuerzos a las cargas de trabajo.

Este mismo índice de aceptabilidad también lo proporciona la capacidad de soportar carga en el límite de utilidad estructural. Según los procedimientos del diseño elástico, los esfuerzos normalmente calculados, nunca están supuestos a exceder los esfuerzos prescritos en el diseño, sin embargo, bajo las condiciones de trabajo reales, muchas zonas estarán sometidas a esfuerzos inferiores a los prescritos, mientras otras pueden estar sometidas localmente a esfuerzos que sobrepasen los límites prescritos.

Hay cierto número de razones que determinan la falta de concordancia entre los esfuerzos reales y los calculados. En los esfuerzos calculados no se han tomado en cuenta los esfuerzos residuales, por laminación, por soldadura, labrado en frío. También durante la construcción de la estructura se pueden producir esfuerzos adicionales. Las suposiciones simplificadoras que forman parte de las bases del análisis, pueden constituir otra fuente de variación en los cálculos.

CAPITULO SEGUNDO

2.1 BREVE RESEÑA HISTORICA DEL DISEÑO PLASTICO DEL ACERO

La aplicación de la teoría de la plasticidad en el campo del diseño, fue obra del Dr. Gabor Kazinczy, de origen húngaro, que por el año de 1914 publicó los resultados de sus experimentos efectuados en vigas de acero, este es el dato de más antigüedad que tenemos al respecto del origen de la teoría de la plasticidad. De aquí sacamos la conclusión de que la aplicación del método, basado en la carga última como criterio de diseño, cuenta a la fecha con 55 años de antigüedad.

Pruebas más recientes fueron llevadas a cabo en Alemania por Maier-Leibnitz.

Son también conocidos los trabajos de Van Den Broek en los Estados Unidos de Norteamérica, y los trabajos de S. F. Baker y asociados en la Gran Bretaña y quienes utilizan actualmente la reserva de resistencia plástica como criterio de diseño.

Más que en ninguna otra parte, el trabajo sobre este tema se ha llevado a cabo en la Universidad de Lehigh donde se han hecho ensayos sobre grandes estructuras, los cuales han verificado el método de análisis y diseño plástico, y también han determinado los requerimientos secundarios del diseño.

En los últimos años en los Estados Unidos de Norteamérica, la A. I. S. C. (Instituto Americano de Construcciones de Acero), el Departamento de Marina del Ejército, el Instituto de Hierro y Acero, y otras instituciones han colaborado financiando investigaciones sobre el comportamiento de grandes estructuras de acero.

Existen una serie de casos en los cuales se ha hecho uso de la plasticidad del acero cuando se trabaja con normas del diseño elástico. Esto se ha hecho con el objeto de simplificar algún cálculo, o bien se ha hecho uso de las propiedades plásticas del acero sin saber realmente que éstas existen.

Tenemos como ejemplo de esto, el caso de las juntas remachadas con más de dos unidades, en las cuales se ha tomado como cierto que cada remache absorbe una cantidad igual de fuerza, pero en realidad lo que sucede es que el primer remache llega a su estado plástico antes que ningún otro y que absorbe mayor fuerza y es entonces cuando comienza a transmitir cualquier excedente de carga hacia el remache inmediato. Esta transmisión de carga se continúa hasta que la totalidad de la fuerza es absorbida por la totalidad de los remaches sin que la junta falle, ya que para que esto suceda es necesario que todos y cada uno de los remaches hayan sobrepasado su límite plástico.

El diseño plástico en acero forma parte de las especificaciones, normas y manuales que se usan en muchas partes del mundo, teniendo como consecuencia la construcción de muchas estructuras diseñadas con base en la teoría plástica.

CAPITULO TERCERO

3.1 DUCTILIDAD DEL ACERO

La teoría del diseño plástico tiene como base principal la cualidad del acero llamada DUCTILIDAD; propiedad que permite que el acero estructural, bajo el efecto de una carga, absorba grandes deformaciones sin fracturarse, después de haber rebasado los límites del rango elástico del material.

Adjunto un gráfico de esfuerzo-deformación de un acero estructural A-7, según la A. I. S. C. (Instituto Americano de Construcciones de Acero); dicho gráfico lo encontramos con la referencia 3.2 en el presente trabajo y nos sirve para el estudio de las deformaciones que es capaz de absorber el acero bajo carga.

En este gráfico, 3.2, se puede notar que el acero después de alcanzar el límite elástico, obtiene una deformación catorce veces mayor que la diferencia en el límite elástico, sin aumentar la carga inicial. Es esta la zona de comportamiento plástico del material en la cual absorbe grandes deformaciones.

Existe un aumento de la resistencia, ocurrida en el punto llamado límite de endurecimiento por deformación, mostrado en el gráfico anteriormente mencionado y conviene hacer notar que la fractura final o punto de ruptura del acero estructural A-7, ocurre después de que la pieza ha soportado una deformación igual a unas veinte veces la defor-

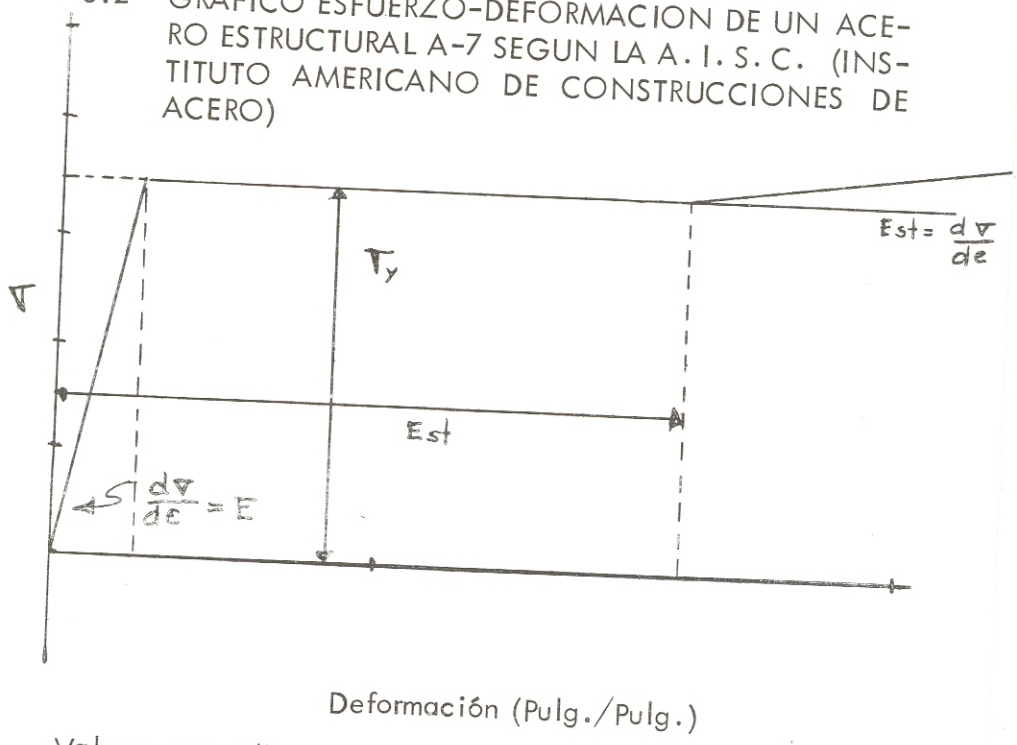
mación máxima que alcanza el material dentro del rango elástico.

En el mismo gráfico 3.2 puede observarse que la deformación unitaria crítica máxima bajo la acción de la carga última, no excede 1.5% de la deformación unitaria inicial.

Debemos hacer notar también que, a pesar de que el acero estructural no cuenta con una cantidad infinita de deformación plástica, su ductilidad es la suficiente para llenar los requisitos del diseño plástico.

Si se quieren aplicar los principios de la teoría del diseño plástico a otro material estructural, se deberán hacer estudios previos de sus límites de deformación, o sea de su ductilidad.

3.2 GRAFICO ESFUERZO-DEFORMACION DE UN ACE-
RO ESTRUCTURAL A-7 SEGUN LA A. I. S. C. (INS-
TITUTO AMERICANO DE CONSTRUCCIONES DE
ACERO)



Valores promedio

- E = Módulo de elasticidad = 29.6×10^3 K.s.i.
- σ_y = Esfuerzo cedente = 34.1 K.s.i.
- Est = Módulo de elasticidad en el límite por endurecimiento por deformación = 0.7×10^3 K.s.i.
- ϵ_{st} = Deformación en el límite de endurecimiento por deformación = 1.0×10^2 Pulg./pulg.

3.3 INDICE DE ACEPTABILIDAD DE LA DUCTILIDAD EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL

A) En Diseño Elástico

El índice de aceptabilidad de diseño en la teoría elástica es el esfuerzo a la carga de trabajo, teniendo este esfuerzo valores prefijados que no deben de excederse en ninguna sección determinada de la estructura. Pero, lo que no sabemos es hasta qué punto pueda ser exacto este criterio; aunque si sabemos que: bajo condiciones de trabajo muchas secciones estarán sobre esforzadas, mientras que las otras estarán sometidas a esfuerzos muy inferiores a los prefijados. Esto nos demuestra que si seguimos las normas de la teoría elástica, nos encontramos ante un problema digno de tomarse en cuenta, que es el siguiente:

Que por experiencias se ha llegado a comprobar que existen muchas y notables diferencias entre los esfuerzos reales y los calculados. Las razones por las cuales existen las clasificaremos en dos ramas (a) y (b):

a) Factores que son omitidos por el efecto de compensación de la ductilidad:

1°) Esfuerzos residuales causados por enfriamiento brusco durante la fabricación.

2°) Esfuerzos causados por asentamiento y montaje.

3°) Sobre-esfuerzos en puntos de concentración de esfuerzos (agujeros, etc.).

4°) Distribución de esfuerzos no uniforme en las conexiones de remaches, pernos y soldaduras.

5°) Esfuerzos residuales debidos al pandeo de vigas antes de su uso.

b) Factores que dependen de correcciones efectuadas a los valores prefijados anteriormente:

1°) Esfuerzo de flexión de 30,000 libras/pulgada² para pasadores redondos.

2°) Esfuerzo de apoyo de 40,000 libras/pulgada² para pasadores en doble carta.

3°) Esfuerzo de flexión de 24,000 libras/pulgada² para estructuras amadas en puntos de soporte interior.

De la aceptación de los factores antes enunciados podemos resumir tres conclusiones importantes:

1°) Que en realidad existen diferencias entre los valores de esfuerzos calculados y esfuerzos reales.

2°) Que existe una aceptación tácita de la ductilidad del acero, a sabiendas o no de que esto es así en el diseño elástico.

3°) Que es impropio tomar como base de diseño un valor de esfuerzo fijado con anterioridad, que por lo general, no es otro sino que el esfuerzo cedente de determinado acero afectado por un factor de seguridad "x".

B) En Diseño Plástico

El índice de aceptabilidad de la ductilidad en el diseño plástico viene a ser la capacidad de carga de una estructura en el límite de su utilidad estructural; o sea que, el índice de aceptabilidad se base en la carga última que pueda aplicarse a una estructura sin que ésta falle.

En el diseño plástico, al tomar en cuenta la ductilidad del acero, propiedad mediante la cual se hace posible la transmisión de momentos de una sección sobre-esforzada a una menos esforzada hasta que se logra un estado uniforme de sobre-esfuerzo en todas las secciones críticas de la mencionada estructura, estaremos en el instante después del cual sobreviene la falla del conjunto y en él podemos conocer el valor de la carga que la produce.

En la teoría elástica, es solamente una sección, la mayormente esforzada, la que gobierna el diseño y la que sirve de base para predecir la falla en toda la estructura; lo cual, lógicamente, nos aleja de la realidad.

Los beneficios que se obtienen en el cálculo de la estructura, al hacer uso de la teoría del diseño plástico, son los siguientes:

1) Simplicidad en los cálculos, ya que las ecuaciones de equilibrio, al momento de la ruptura, están sujetas a un comportamiento uniforme de todas las secciones bajo la acción de la carga última.

2) El factor de seguridad resulta ser uniforme.

3) Los esfuerzos teóricos calculados para cada sección de una estructura, varían ligeramente con los esfuerzos que realmente afectan a la estructura bajo condiciones de trabajo.

4) La base del diseño plástico es la carga de ruptura, la cual puede ser predicha con gran exactitud, proporcionando así una sólida base para el diseño.

5) Existe ahorro substancial de material en las secciones diseñadas mediante la teoría plástica; un ahorro mayor que en aquellas diseñadas usando la teoría elástica.

3.4 ACEPTACION DE LA TEORIA PLASTICA EN EL MEDIO AMBIENTE

Actualmente en Guatemala, se han construido muy pocas estructuras de acero usando como criterio de diseño la teoría del diseño plástico; lo cual, se debe al desconocimiento del método de diseño.

Sin embargo, con el auge que en los últimos tiempos ha tenido la construcción metálica, nos hemos visto en la necesidad de modernizar tanto los procedimientos constructivos como los métodos de diseño; especialmente, en lo que se refiere a la faceta económica, ya que sí se obtiene una utilidad positiva al emplear los principios de la teoría plástica para el diseño de estructuras de acero.

CAPITULO CUARTO

4.1 MODULO DE SECCION ELASTICO

Dentro del rango elástico, sabemos que la deformación en las fibras internas de una viga sujeta a un sistema de cargas externas, es proporcional a la distancia del eje neutro de la viga; por consiguiente, la intensidad del esfuerzo debido a la existencia de un momento flector es por lo tanto proporcional a la distancia del eje neutro, de donde la relación viene dada por la expresión siguiente, que es de todos conocida:

$$M_p = \frac{f l}{c} = M$$

Siendo en dicha expresión:

- f = Esfuerzo a la distancia "C" del eje neutro.
- M = Momento flector.
- l = Momento de inercia de la sección respecto a su eje neutro.
- c = Distancia de la fibra más alejada de la sección al eje neutro de la misma.

Pero, también es de nuestro conocimiento, que en dicha expresión, el momento se puede representar en otra forma que es la siguiente:

$$M = \frac{f \times l}{c}$$

En la cual:

$$S = \frac{I}{c}$$

Que viene a ser el módulo de sección elástico, por lo que nuestra fórmula del momento nos quedará así:

$$M = f \times S$$

Pero, para tratar de visualizar mejor el concepto anteriormente expuesto, haremos la demostración gráfica del comportamiento elástico de una sección.

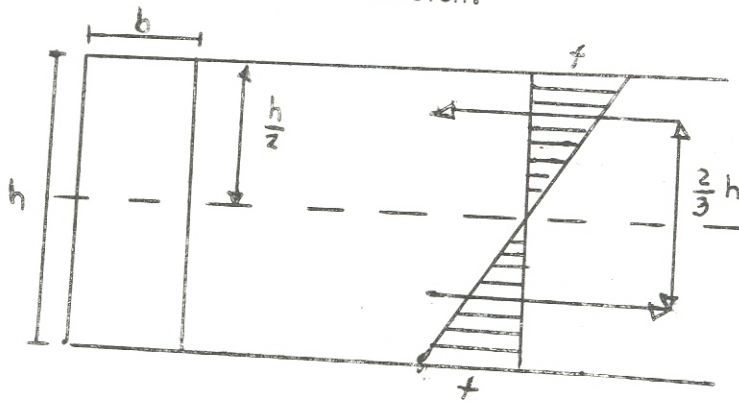


Figura 4.1 Comportamiento Elástico de una Sección Rectangular

$$M = f \times \frac{h}{4} \times b \times \frac{2}{3} h = f \times \frac{bh^2}{6}$$

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

$$\therefore M = f \times S$$

4.2 MODULO DE SECCION PLASTICO

Cuando nos situamos dentro del campo de comportamiento plástico del material, o mejor dicho, cuando toda la sección está sometida a la acción de esfuerzos cedentes o últimos, se verifica que la resistencia máxima a la flexión de la sección está dada por la siguiente expresión, la cual explicaremos a continuación:

$$M_p = F_y \times Z$$

M_p = Momento plástico, que dicho en otras palabras, resulta ser el índice de utilidad del material o de la sección estructural.

F_y = Esfuerzo cedente del material, a cuya acción están sometidas todas las fibras de su sección.

Z = Módulo plástico de la sección, que viene a ser la sumatoria de los momentos estáticos de las áreas de perfil abajo y arriba del eje neu-

tro. Que resulta ser, el momento de media área multiplicado por dos porque:

$$y \times da = 0$$

Que para una mejor comprensión de las relaciones anteriores, nos remitiremos a la figura 4.2.1 que nos muestra palpablemente la forma progresiva de cómo la acción del esfuerzo cedente (F_y) va penetrando hacia el eje neutro de la sección.

De un aumento de curvatura en la elástica de una viga, debido a un incremento en la carga, se produce una deformación posterior que traerá como consecuencia una mayor penetración hacia el eje neutro de la sección, de donde podemos ver que el esfuerzo cedente permanece inalterado, siempre y cuando la deformación no exceda en un valor semejante a más o menos quince (15) veces el valor de la deformación elástica máxima.

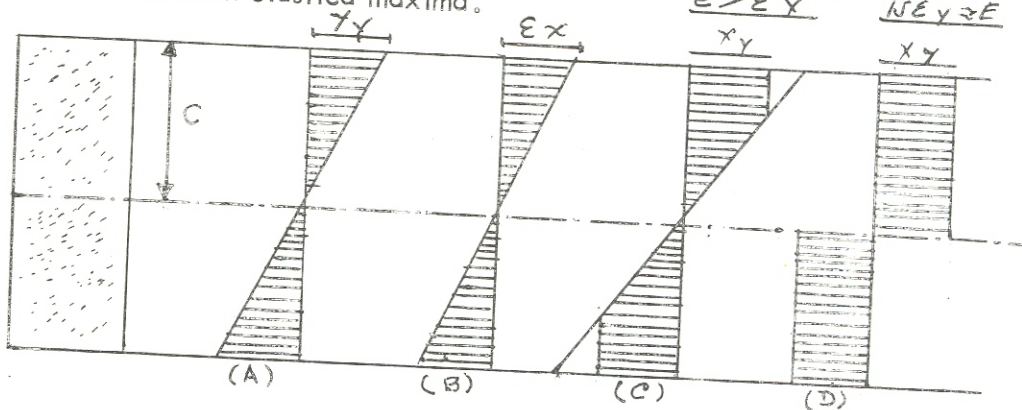


Figura 4.2.1 Esquema de Penetración del Esfuerzo Cedente F_y hacia el Eje Neutro.

Para un mejor entendimiento, trataremos de ser explícitos y claros en dar una explicación. Podemos ver en (C) que la deformación en las regiones más alejadas del perfil han sido dobladas en su valor nominal, lo que se hace posible únicamente duplicando el valor de curvatura de la viga afectada. Podemos ver que si traslapamos los diagramas, el esfuerzo cedente (F_y) ha penetrado a la mitad del eje neutro. Por consiguiente, podemos decir que un aumento posterior de la deformación en la viga producirá una mayor penetración hacia el eje neutro. Todo esto como consecuencia de un aumento inicial de curvatura.

En este caso del diagrama, podemos observar que la penetración del esfuerzo cedente (F_y) cuando $\epsilon = 1.5\epsilon_y$ no ha sido alcanzado aún el eje neutro, según podemos observar en nuestro gráfico (D) que la condición idealizada hace caso omiso de esa pequeña porción que aún se encuentra bajo el régimen elástico y se asume en la condición idealizada, todas las fibras se encuentran bajo la acción de un esfuerzo igual a (F_y).

Para una mejor visualización, haremos un gráfico pequeño del comportamiento plástico de una sección rectangular.

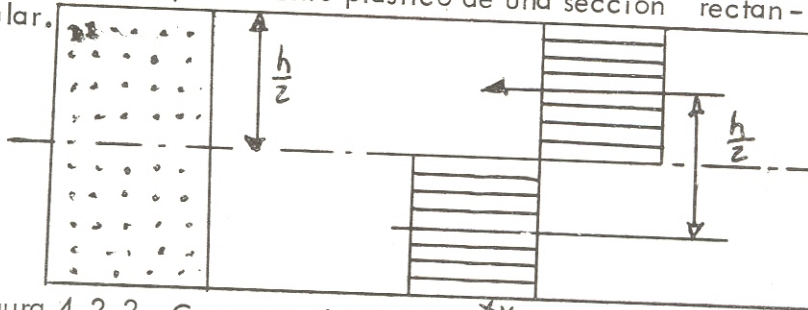


Figura 4.2.2 Comportamiento Plástico de una Sección Rectangular.

$$M_p = F_y \times \frac{h}{2} \times b \times \frac{h}{2}$$

$$M_p = F_y \times \frac{bh^2}{4}$$

$$M_p = F_y \times Z$$

4.3 FACTOR DE CARGA

El factor de carga, se puede definir como la relación que existe, entre la carga última y la carga de trabajo.

Para poder calcularlo de una manera un poco más simple, tomemos el ejemplo de una viga simplemente soportada, diseñada bajo los principios del diseño elástico, en el cual actúa un esfuerzo máximo de 20 kips por pulgada cuadrada, debido a la acción de cargas externas, como un correspondiente esfuerzo último o cedente de 33 kips por pulgada cuadrada, correspondiente a la clase de material usado en nuestra viga, por lo consiguiente el factor de carga estará dado por la siguiente relación:

$$\frac{33,000 \text{ Kips/Pulg}^2}{20,000 \text{ Kips/Pulg}^2} = 1.65$$

Valor que viene a ser un factor de seguridad adicional, contra la aparición del esfuerzo cedente o último en nuestra viga.

4.4 DIVERSOS FACTORES DE FORMA, SU OBTENCION

Llábase factor de forma a la relación:

$$Ff = \frac{Z}{S}$$

Siendo:

Z = Módulo Plástico

S = Módulo de Sección

Este factor varía según el tipo de sección a utilizar, y lo observamos mejor en el siguiente cuadro tomado del Libro de Lynns Beedle, según Referencia No. 7 del Capítulo No-veno del presente trabajo






Sección					
Fact. Forma	1.50	1.70	2.00	Aprox. 1.12 a 1.14	Aprox. 1.5

Figura 4.4.1 Diversos Factores de Forma

Para la obtención del factor de forma, incluiremos a continuación algunos ejemplos, los cuales plantearemos y desarrollaremos en debida forma para una mejor comprensión.

Para secciones rectangulares tenemos:



Figura 4.4.2 Comportamiento Elástico de una Sección Rectangular.

Para el comportamiento elástico (límite)

$$M_y = F_y \times \frac{h}{4} \times b \times \frac{2}{3} h$$

$$M_y = F_y \times \frac{bh^2}{6}$$

$$M_y = F_y S \quad \cdot \cdot \quad S = \frac{bh^2}{6}$$

Para el comportamiento plástico (límite de articulación plástica) de la sección rectangular tendremos:

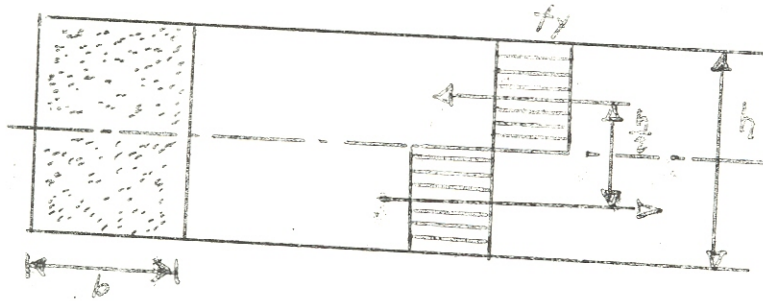


Figura 4.4.3 Comportamiento Plástico de la Sección Rectangular.

$$M_p = F_y \times \frac{h}{2} \times b \times \frac{h}{2}$$

$$M_p = F_y \times \frac{bh^2}{4}$$

$$\therefore Z = \frac{bh^2}{4}$$

Para el Factor de Forma tendremos:

$$F.F. = \frac{Z}{S} = \frac{\frac{bh^2}{4}}{\frac{bh^2}{6}} = 1.5$$

Para las vigas WF tendremos:

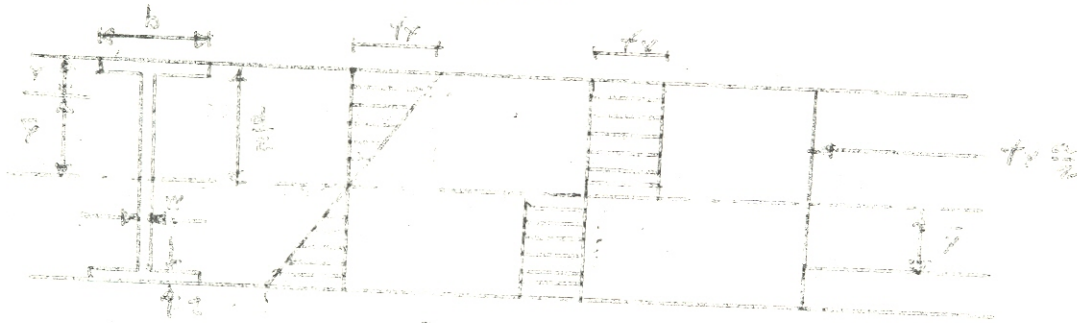


Figura 4.4.4 Factor de Forma WF

Siendo:

$$Z = A \times \bar{y}$$

Pero, la distancia centroidal en las vigas WF, puede encontrarse según la expresión:

$$\bar{y} = \left(\frac{d}{2} - y \right)$$

De donde tendríamos:

$$Z_{WF} = A \left(\frac{d}{2} - y \right)$$

Siendo $A =$ área total de la sección.

Para simplicidad del cálculo, adjuntamos en la sección 4.6 del presente trabajo, tablas que dan los valores de los diferentes módulos plásticos para la gama de distintos

perfiles comerciales más usados y existentes en plaza.

4.5 FACTOR DE SEGURIDAD

El factor o margen de seguridad que debe de proporcionársele a la estructura diseñada bajo los principios de la teoría plástica, nunca deberá ser menor del que se ha usado en el diseño elástico contra la falla de una viga simplemente apoyada.

Esto lo demostraremos como sigue:

En el diseño elástico convencional, se selecciona un miembro de tal manera que si el esfuerzo máximo permisible a la flexión es, por ejemplo, de 20,000 #/in² bajo carga de trabajo, para un acero con un punto de fluencia de 33,000 #/in², tendremos que el factor de seguridad inicial será:

$$F.S. = \frac{33,000}{20,000} = 1.65$$

Ahora bien, si hacemos uso de un perfil WF, por ejemplo, este factor de seguridad se verá afectado por el factor de forma de la sección a usarse, de la siguiente manera:

$$F.F. \text{ WF} = 1.12$$

$$\therefore F.S. = 1.65 \times 1.12 = 1.85$$

De donde vemos que, debido a la ductilidad del acero, hay una reserva adicional contra la falla de un 12% de la carga última, para un perfil WF; siendo lo mismo para otros perfiles y secciones, dependiendo únicamente esta reserva de su propio factor de forma.

Otra cosa digna de mencionarse, es que las relaciones de esfuerzo-deformación para tensión y compresión, son prácticamente iguales, y así se asumen en la teoría plástica.

Lo importante, es llamar la atención sobre lo siguiente:

Es el mismo factor de seguridad el que se escoge, tanto en el diseño plástico de una estructura hiperestática, como el que se usa en el diseño elástico de una estructura estática.

Tenemos un claro ejemplo de lo anteriormente expuesto, por medio de la Figura 4.5.1, referente al factor de seguridad en el diseño elástico; y, por medio de la Figura 4.5.2, referente al factor de seguridad en el diseño plástico.

Por medio de ambas figuras, veremos cómo el factor de seguridad es el mismo para las dos.

DISEÑO ELASTICO

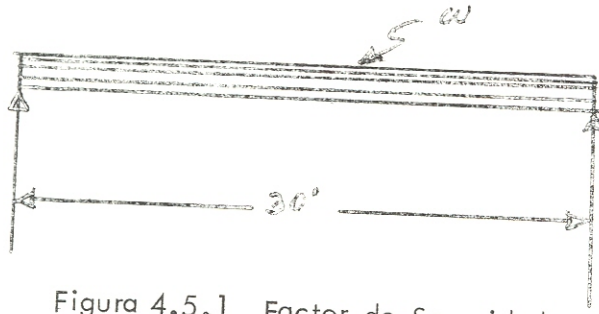


Figura 4.5.1 Factor de Seguridad

$$w = 1,000 \text{ \#/pie}$$

$$F.S. = \frac{33,000}{20,000} = 1.65$$

$$w_U = 1650 \text{ \#s}$$

DISEÑO PLASTICO

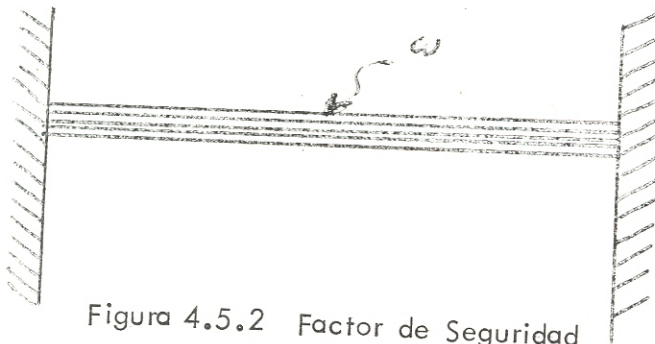


Figura 4.5.2 Factor de Seguridad

$$w = 1,000 \text{ \#/pie}$$

$$F.S. = \frac{33,000}{20,000} = 1.65$$

Ahora bien, si usamos un WF:

$$F.F. = 1.12$$

$$\therefore F.S. = 1.12 \times 1.65 = 1.85$$

$$P_u = 1,850 - \text{carga \u00faltima}$$

El factor de seguridad protege al ingeniero constructor, por decirlo as\u00ed, y a la estructura misma, contra una gama de situaciones imprevistas, y previstas tambi\u00e9n, como pueden ser: cargas exteriores aumentadas por un ciento por ciento de incertidumbre; que las dimensiones geom\u00e9tricas de las estructuras se modifiquen con el tiempo (ejemplo: desgaste mec\u00e1nico); que las propiedades f\u00edsicas var\u00edan (una posibilidad ser\u00eda por la acci\u00f3n de agentes qu\u00edmicos), o bien, por la edad de la estructura, \u00f3xido, etc.

4.6 TABLAS DEL MODULO PLASTICO "Z"

Z plg ³	Perfil	Z plg ³	Perfil
1255.0	36 WF 300	623.3	36 WF 160
1167.0	36 WF 280	611.5	14 WF 314
1076.0	36 WF 260	593.0	30 WF 172
		592.2	14 WF 320
1008.0	36 WF 245	579.8	36 WF 150
		558.3	33 WF 152
942.7	36 WF 230	556.9	27 WF 177
918.2	33 WF 240	551.6	14 WF 287
869.3	14 WF 426	513.2	33 WF 141
		504.3	27 WF 160
836.2	33 WF 220	502.4	14 WF 264
803.0	14 WF 398		
		466.0	33 WF 130
767.2	36 WF 194	464.5	14 WF 246
754.4	33 WF 200	463.7	24 WF 160
737.3	14 WF 370	452.0	27 WF 145
733.9	30 WF 210	445.4	14 WF 237
		436.7	30 WF 132
716.9	36 WF 182	427.2	14 WF 228
		416.0	24 WF 145
666.7	36 WF 170	408.0	14 WF 219
659.6	30 WF 190		
		407.4	30 WF 124
		391.7	14 WF 211

$$1 \text{ plg}^3 = 16.387 \text{ cm}^3.$$

TABLAS

Z plg ³	Perfil	Z plg ³	Perfil
377.6	30 WF 116	253.0	24 WF 94
373.6	14 WF 202	247.9	18 WF 114
369.2	24 WF 130	242.7	14 WF 136
357.0	21 WF 142	238.8	24 I 100
355.1	14 WF 193	226.5	18 WF 105
		226.3	21 WF 96
345.5	30 WF 108	225.9	14 WF 127
342.8	27 WF 114		
337.5	14 WF 184	224.0	24 WF 84
336.6	24 WF 120	220.5	24 I 90
321.3	14 WF 176	210.9	14 WF 119
317.8	21 WF 127	209.7	12 WF 133
311.5	12 WF 190	206.0	18 WF 96
307.7	24 WF 110		
		203.0	24 I 79.9
304.4	27 WF 102		
302.9	14 WF 167	200.1	24 WF 76
298.0	24 I 120	196.0	14 WF 111
286.3	14 WF 158	192.0	20 I 95
278.0	21 WF 112	191.6	21 WF 82
		186.4	12 WF 120
278.3	24 WF 100	186.0	16 WF 96
277.7	27 WF 94	181.0	14 WF 103
273.0	24 I 105.9	177.6	18 WF 85
270.2	14 WF 150	177.3	20 I 85
259.2	12 WF 161		
254.8	14 WF 142		

$$1 \text{ plg}^3 = 16.387 \text{ cm}^3$$

TABLAS

Z plg ³	Perfil	Z plg ³	Perfil
172.1	21 WF 73	122.6	18 WF 60
169.0	16 WF 88	119.3	12 WF 79
166.6	14 WF 95	117.9	16 WF 64
163.4	12 WF 106	114.8	14 WF 68
160.5	18 WF 77	114.4	10 WF 89
159.8	21 WF 68	111.6	18 WF 55
151.8	12 WF 99	108.1	12 WF 72
151.5	20 I 75	106.2	16 WF 58
151.3	14 WF 87	103.5	18 I 54.7
147.5	10 WF 112	102.4	14 WF 61
145.5	16 WF 78	100.8	18 WF 50
145.4	14 WF 84	97.7	10 WF 77
144.7	18 WF 70	97.0	12 WF 65
144.1	21 WF 62	92.7	16 WF 50
140.2	12 WF 92	90.7	10 WF 72
137.3	20 I 65.4	87.1	14 WF 53
134.0	14 WF 78	86.5	12 WF 58
131.8	18 WF 64	82.8	10 WF 66
131.6	16 WF 71		
130.1	10 WF 100		
129.1	12 WF 85		
125.1	14 WF 74		
123.8	18 I 70		

$$1 \text{ plg}^3 = 16.387 \text{ cm}^3.$$

Z plg ³	Perfil	Z plg ³	Perfil
82.0	16 WF 45	47.1	14 WF 30
78.5	14 WF 43	47.0	10 WF 59
78.2	12 WF 53	44.4	12 I 35
76.5	15 I 50	44.0	12 WF 31
75.1	10 WF 60	41.6	12 I 31.8
72.7	16 WF 40	39.9	8 WF 40
72.6	12 WF 50	38.8	10 WF 33
70.1	8 WF 67	38.0	12 WF 27
69.7	14 WF 43	35.2	10 I 35
68.6	15 I 42.9	34.7	8 WF 35
67.0	10 WF 54	34.7	10 WF 29
64.9	12 WF 45	32.8	8 M 34.3
63.9	16 WF 36	30.4	8 WF 31
61.5	14 WF 38	29.5	10 WF 25
60.7	12 I 50	29.4	12 B 22
60.3	10 WF 49	28.0	10 I 25.4
59.9	8 WF 58	27.1	8 WF 28
57.6	12 WF 40	24.8	12 B 19
55.0	10 WF 45	24.1	10 WF 21
54.5	14 WF 34	23.4	8 M 24
52.5	12 I 40.8	23.1	8 WF 24
51.4	12 WF 36	21.6	10 B 19
49.0	8 WF 48		

$$1 \text{ plg}^3 = 16.387 \text{ cm}^3.$$

TABLAS

Z plg ³	Perfil	Z plg ³	Perfil
20.6	12 B 16.5	11.3	6 WF 15.5
19.2	8 I 23	11.1	5 M 18.9
19.1	8 WF 20	10.5	6 I 17.25
19.0	6 WF 25	9.6	5 WF 16
18.6	10 B 17	9.2	10 Jr 9
17.9	6 M 25	8.9	8 B 10
17.5	8 M 20	8.4	6 I 12.5
17.4	12 B 14	8.3	6 B 12
16.3	8 I 18.4	7.4	5 I 14.75
16.0	10 B 15	6.3	4 WF 13
15.8	8 WF 17	6.1	4 M 13
15.7	8 M 17	5.7	6 B 8.5
15.0	6 WF 20	5.6	5 I 10
14.6	6 M 20	5.4	8 Jr 6.5
14.4	7 I 20	4.0	7 Jr 5.5
14.2	12 Jr 11.8	4.0	4 I 9.5
13.6	8 B 15	3.5	4 I 7.7
12.1	10 B 11.5	2.8	6 Jr 4.4
11.9	7 I 15.3	2.3	3 I 7.5
11.6	6 B 16	1.9	3 I 5.7
11.4	8 B 13		
11.4	5 WF 18.5		

$$1 \text{ plg}^3 = 16.387 \text{ cm}^3.$$

4.7 DIFERENCIAS FUNDAMENTALES ENTRE AMBAS TEORIAS, ELASTICA Y PLASTICA

A) Diseño Elástico

El momento máximo que puede actuar sobre una sección bajo las cargas de trabajo, está limitado por los esfuerzos de trabajo especificados.

El criterio básico es mantener los esfuerzos de trabajo en la estructura sin exceder el límite, situándolo dentro de la porción elástica de la curva "Esfuerzo-Deformación" de la ley de Hooke, por lo tanto, podremos ver que nunca existirá una articulación plástica, cuando estén actuando las cargas para las que fue diseñada la estructura.

La dificultad en el proceso de diseño crece al incrementarse el grado de indeterminación de la estructura considerada.

No toma en cuenta la posibilidad de aprovechar la redistribución de momentos que se produce en los sistemas hiperestáticos, al planificarse las secciones donde actúan los momentos máximos.

La teoría elástica es en esencia un conjunto de relaciones geométricas necesarias para hacer posible la continuidad.

B) Diseño Plástico

En el diseño plástico el momento máximo está limita-

do por el momento plástico y el factor de carga. Es posible la formación de articulaciones plásticas bajo la carga de trabajo, siempre en número menor al necesario para convertir la estructura en un mecanismo de colapso.

Los métodos de cálculo se basan generalmente en el principio de la conservación de energía, siendo el método gráfico la única excepción.

El incremento en las dificultades del cálculo, debido o debidas al mayor grado de indeterminación en las estructuras, se ve reducido al mínimo.

Al poder aprovechar en forma adecuada la ductilidad del acero estructural, se obtienen diseños más rápidos y económicos por ende.

Lo dicho anteriormente, puede ilustrarse en mejor forma mediante el estudio a conciencia de ejemplos cuidadosamente seleccionados, que enfoquen el problema de lleno y en ellos se pueden apreciar las diferencias entre ambos diseños en una forma clara y sin dejar lugar a dudas.

CAPITULO QUINTO

5.1 METODOS DE ANALISIS

5.2 INTRODUCCION

Un análisis basado en la teoría plástica deberá llenar tres condiciones básicas para poder llegar a la solución correcta en la determinación de la carga última de una estructura indeterminada. Las tres condiciones anteriormente mencionadas son las siguientes:

- 1°) La estructura debe de estar en equilibrio.
- 2°) Debe desarrollarse un mecanismo de colapso.
- 3°) En ninguna sección el momento existente deberá ser mayor que M_p (el Momento Plástico).

Con base en estas tres condiciones existen dos métodos generales para el diseño de estructuras en el rango elástico y son:

- 1°) Método del equilibrio.
- 2°) Método del mecanismo.

Pero antes de entrar en fase de explicación y desarrollo de estos métodos, pasaremos a dar conocimiento de los teoremas en los cuales se basan dichos métodos.

Daremos también a conocer los conceptos referentes a articulación plástica y el de mecanismo.

5.3 LA ARTICULACION PLASTICA

Esta se puede definir como una zona de fluencia debida a la flexión de un miembro estructural. Estas zonas se forman en puntos de momento máximo, actuando el miembro en ellas como si fuera articulado; pero, con un momento de restricción constante, el Momento Plástico (M_p).

5.4 MECANISMO DE COLAPSO

Los mecanismos los podemos definir como un sistema de miembros que se pueden mover sin ningún incremento de carga. Estos miembros o porciones de viga se encuentran entre articulaciones plásticas.

Los mecanismos se forman después de que se han formado un número suficiente de articulaciones plásticas para realizar toda la transferencia de momento que es posible. Por consiguiente, cualquier desplazamiento adicional ocurre bajo carga constante.

5.5 TEOREMA DEL LIMITE SUPERIOR

Se enuncia así: el factor de seguridad es el mayor factor estáticamente admisible, o bien, la carga calculada es igual o mayor que la verdadera carga última.

Para una mejor comprensión del Teorema del Límite Superior, haremos la representación gráfica de su demostración por medio de los esquemas (A), (B) y (C), los cuales pertenecen a la Figura 5.5.1.

Esta Figura 5.5.1 se refiere a una viga doblemente empotrada con carga uniformemente distribuida.

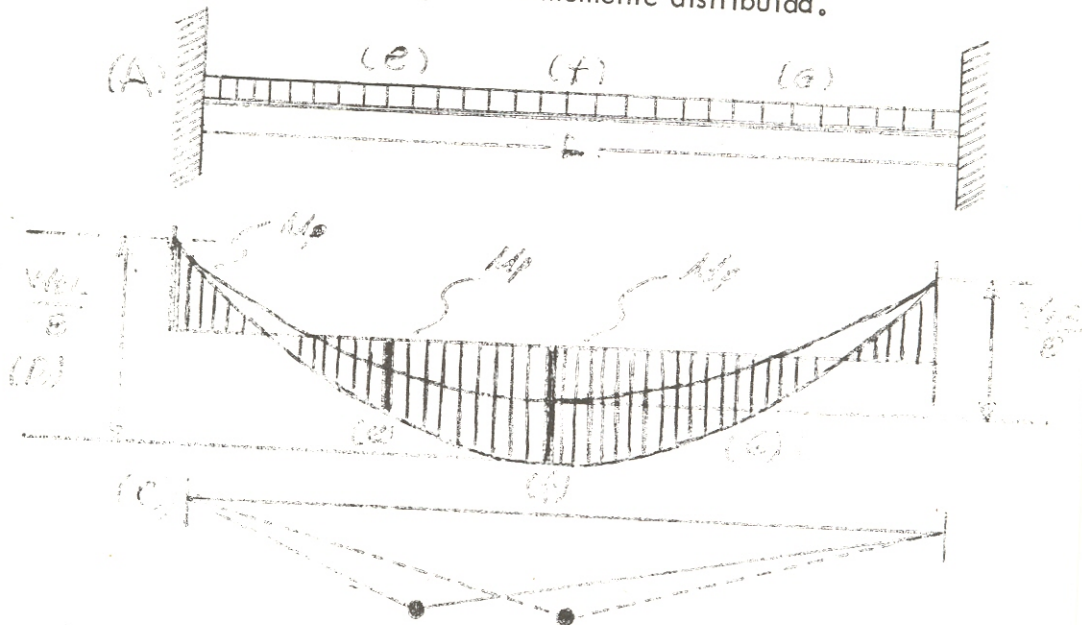


Figura 5.5.1 Ilustración del Teorema del Límite Superior.

Si asumimos un mecanismo como el de la línea gruesa en (C), en calidad de tanteo para averiguar si en realidad la articulación plástica se forma en el punto (e), observamos

que el diagrama del momento resultante, que es el que se ilustra con la línea gruesa en (B), en el cual podemos observar que el valor del momento plástico (M_p) se ha excedido en las porciones (e), (f) y (g).

Esto nos indica la necesidad de reforzar convenientemente la viga en ese espacio para que pueda soportar la carga de tanteo (Wt), de donde deducimos que esta carga aplicada es muy grande.

Pero cuando seleccionamos un mecanismo como el que está representado por la línea punteada en (C), podemos ver que en su diagrama correspondiente en (B) el momento plástico (M_p) no excede del máximo; y, por consiguiente, podremos encontrar el verdadero valor de la carga última.

5.6 TEOREMA DEL LIMITE INFERIOR

Podríamos enunciarlo de esta forma: una carga calculada en base de un diagrama supuesto de momentos de equilibrio, en el cual los momentos nunca son mayores que el momento plástico (M_p). La carga calculada es o tiene que ser, a lo más, igual que la verdadera carga última.

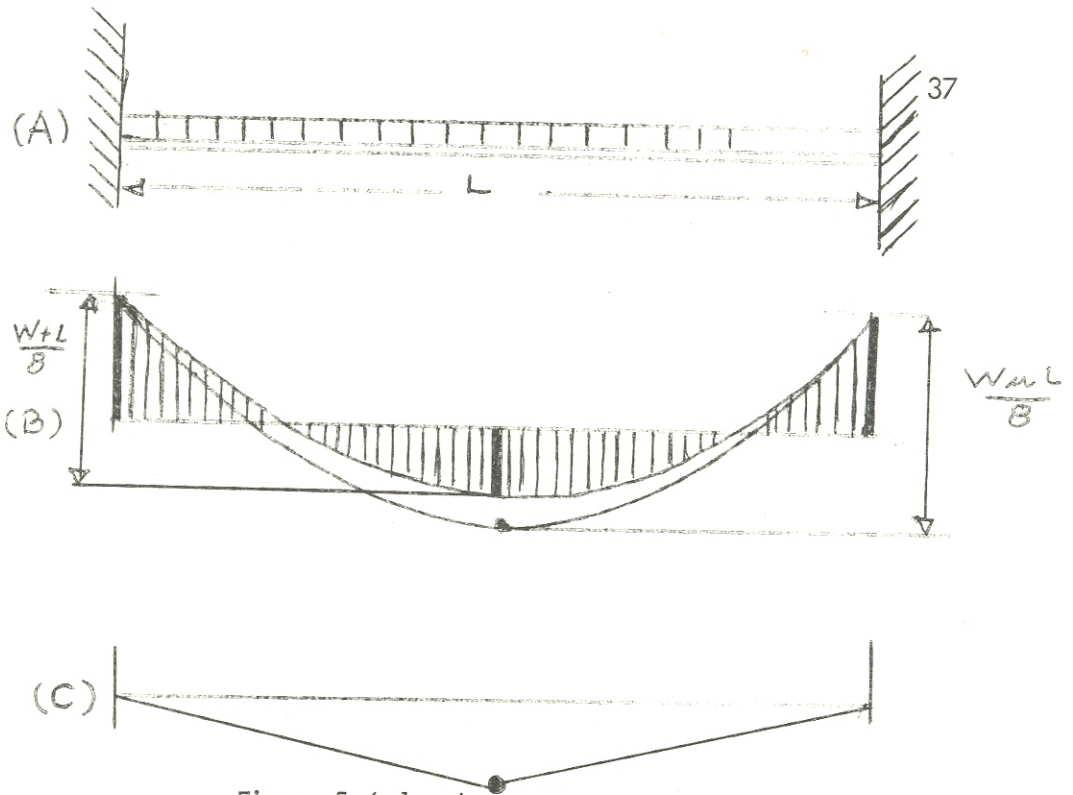


Figura 5.6.1 Ilustración del Teorema del Límite Superior.

Si los momentos hiperestáticos de la viga doblemente empotrada de la Figura 5.6.1, se seleccionan de tal modo que estos, nunca sean mayores que M_p (el momento plástico) la correspondiente carga de tanteo (W_t) puede ser mayor que la carga última (W_u). Figura 5.6.1 (B).

La capacidad de carga total de la viga no ha sido utilizada, puesto que el momento central es menor que el momento plástico (M_p). Solamente cuando la carga se incrementa hasta el punto en que se forma el mecanismo (línea continua - Figura 5.6.1 - C), se obtendrá el valor correcto de la carga última (W_u).

Como podremos ver más adelante, el método estático de análisis está basado en el teorema del límite inferior; y, el método del mecanismo representa, por el contrario, un límite superior para la carga última real.

5.7 METODO ESTATICO

Como se hizo notar en el artículo anterior, 5.6, el método estático de análisis está basado en el teorema del límite inferior; y, para su fácil comprensión, primero describiremos el procedimiento y luego se resolverá algún ejemplo.

El objetivo es encontrar un diagrama de momentos de equilibrio en el cual M (el momento) tiene que ser igual o menor que M_p (momento plástico), de tal manera que se forme un mecanismo. El procedimiento es el siguiente:

- 1°) Seleccionar los momentos hiperestáticos.
- 2°) Eliminar las incógnitas que sean necesarias para que la estructura queda estáticamente estable.
- 3°) Dibujar el diagrama de momentos para la estructura estáticamente indeterminada.
- 4°) Dibújese un diagrama de momentos para la estructura cargada con los momentos hiperestáticos.

- 5°) Hacer un croquis del diagrama de momentos resultantes, de tal manera que se forme un mecanismo y hacer el croquis de este mecanismo.
- 6°) Calcular la carga última, resolviendo las ecuaciones de equilibrio.
- 7°) Chequear si $M = M_p$

Ejemplo del Método Estático

Siguiendo los pasos dictados por el procedimiento anteriormente citado, procederemos a resolver el siguiente ejemplo que se trata de una viga doblemente empotrada, mostrada en la Figura 5.7.1 a continuación, la cual es hiperestática, o mejor dicho indeterminada, en segundo grado; y, hay que encontrar la carga última que puede soportar con una capacidad de momento igual al momento plástico (M_p).

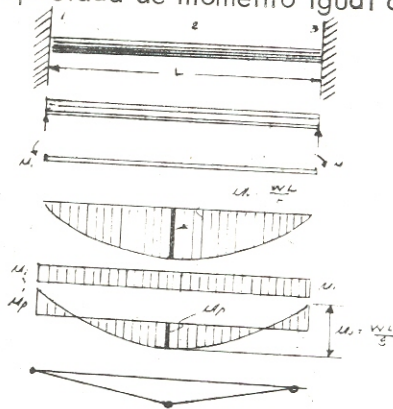


Figura 5.7.1 Análisis Plástico de una Viga Doblemente Empotrada Uniformemente Mediante el Método Estático.

La ecuación de equilibrio para la sección de la Figura 5.7.1 es:

$$\frac{W_u l}{8} = M_p + M_p$$

y la carga última está dada por:

$$W_u = \frac{16 M_p}{L}$$

La línea de referencia la trazamos de tal modo que los momentos en las secciones (1) y (3) sean iguales a (2), y por consiguiente: $M = M_p$.

5.8 METODO DEL MECANISMO

A medida que el número de elementos hiperestáticos, o mejor dicho, el grado de indeterminación, se incrementa en una estructura, el número de posibles mecanismos de falla también aumenta; de manera que, puede resultar más difícil construir el diagrama correcto de momentos de equilibrio.

Para tales casos, el análisis plástico puede efectuarse mediante el método del mecanismo, obteniéndose varios límites superiores de la carga correspondiente para los diferentes mecanismos posibles.

El mecanismo correcto será aquel del que se obtenga la menor carga posible, según vimos antes en el teorema del límite superior; y para el cual, en el mecanismo, los momentos no excedan el valor del momento plástico en ninguna sección de la estructura (según antes lo vimos en el teorema del límite inferior). Así, el objetivo es encontrar un mecanismo tal que no viole la condición del momento plástico.

A continuación, enumeraremos en un bosquejo, los pasos a dar en su procedimiento; y después, un ejemplo con el objeto de dar más claridad a la aplicación del citado método.

El procedimiento general a seguir es:

- 1°) Determinarse la localización de las posibles articulaciones plásticas, las cuales pueden estar en: puntos de carga, conexiones, puntos de fuerza cortante nula, en claros de vigas bajo la acción de cargas distribuidas.
- 2°) Seleccionar los mecanismos posibles, tanto independientes como compuestos.
- 3°) Resolver las ecuaciones de equilibrio por el método de desplazamientos virtuales para la carga mínima.
- 4°) Verificar que el momento (M) tiene que ser igual o menor (\leq) que el momento plástico (M_p) en todas las secciones.

Ejemplo del Método del Mecanismo

Siguiendo los pasos del procedimiento anteriormente citado, procederemos a resolver el siguiente ejemplo, consistente en una viga continua de dos claros, con cargas concentradas, indeterminada en primer grado.

La Figura 5.8.1 nos ilustra claramente el ejemplo de la viga de dos claros y su análisis por medio del método del mecanismo.

A continuación de la Figura 5.8.1, encontraremos una explicación detallada del desarrollo de dicho método.

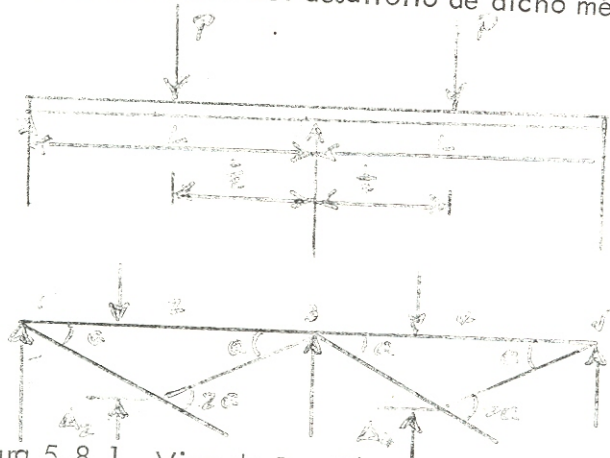


Figura 5.8.1 Viga de Dos Claros - Análisis por Medio del Método del Mecanismo.

El primer paso es localizar las posibles articulaciones plásticas que se formaron en las secciones (2), (3), (4), puesto que la estructura y la condición de carga son simétricas. Sólo existe un mecanismo y es el mostrado en la Fig. 5.8.1. (A).

Si (θ) es la rotación en (1), entonces por geometría pueden calcularse los ángulos restantes y la rotación de cada articulación resulta ser $2(\theta)$.

Usando el principio de los desplazamientos virtuales, es posible escribir una ecuación de equilibrio.

El trabajo externo (W_e), es el trabajo efectuado por las dos cargas (P) durante su movimiento vertical, al descender junto con las articulaciones (2) y (4); y, la distancia (Δ), deflexión, puede calcularse en términos del mismo ángulo (θ), y así:

$$\Delta_2 = \Delta_4 = \frac{L}{2} \theta$$

De modo que el trabajo externo total está dado por:

$$W_e = (P) \left(\frac{L}{2} \theta \right) + P \left(\frac{L}{2} \theta \right)$$

El trabajo interno en la estructura será la suma de los trabajos virtuales efectuados en cada una de las articulaciones plásticas. El trabajo realizado en cada una de las articulaciones es igual al momento plástico en la articulación multiplicado por el ángulo que gira dicho momento.

Así, en nuestro caso, la ecuación del trabajo total interno está dado por la siguiente expresión:

$$W_i = M_p \times 2\theta + M_p \times 2\theta + M_p \times 2\theta$$

(2) (2) (3) (3) (4) (4)

Siendo en la expresión anterior el significado de cada uno de los términos el siguiente:

M_p (2) = Momento Plástico en la sección dos.

2θ (2) = Angulo de giro en la sección dos.

M_p (3) = Momento Plástico en la sección tres.

2θ (3) = Angulo de giro en la sección tres.

M_p (4) = Momento Plástico en la sección cuatro.

2θ (4) = Angulo de giro en la sección cuatro.

De donde:

$$W_i = 6 M_p \theta$$

Usando el principio de los desplazamientos virtuales, se pueden igualar las dos ecuaciones, la de trabajo interno y la de trabajo externo.

$$W_i = W_e$$

Substituyendo:

$$2 \frac{PL}{2} \theta = 3 M_p (2\theta)$$

$$\frac{PL}{2} (2\theta) = 3 M_p (2\theta)$$

$$P_u = \frac{6 M_p}{L}$$

Esta es la carga última buscada como la solución al problema. No es necesario en este caso, verificar los momentos debido a que sólo existe un mecanismo posible, por la condición de simetría de la viga.

CAPITULO SEXTO

6.1 ESTRUCTURAS SELECCIONADAS, SU DISEÑO

6.2 VIGAS

A manera de introducción del presente capítulo, haremos numéricamente varios problemas de aplicación práctica.

Empezaremos por presentar una viga continua, de tres tramos e indeterminada, por supuesto.

En este problema se hará la comparación del diseño de la viga por medio del método plástico, y el anteriormente usado método elástico.

Problema:

Escoger la viga más económica para el sistema de cargas esquematizadas en la Figura 6.2.1.

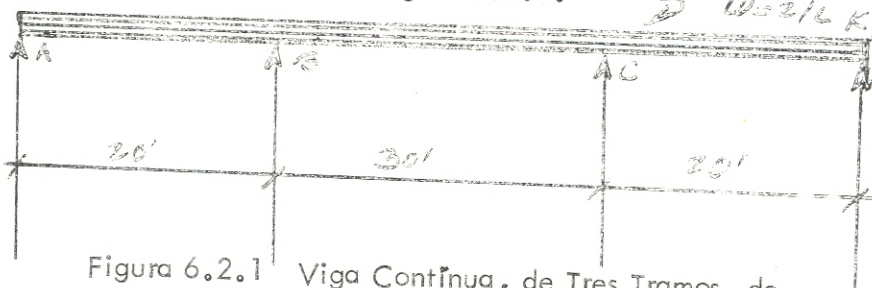


Figura 6.2.1 Viga Continua, de Tres Tramos, de Sección Constante.

Para poder encontrar la solución más adecuada y la cual será por ende más económica en lo referente a costo y carga muerta de la propia viga, y para poder lograr nuestros propósitos, nos vemos obligados, por decirlo así, a analizarlo en la siguiente forma:

- A) Usando una viga de sección constante, diseñarla por el método plástico.
- B) Usando una viga de sección variable, diseñarla bajo las condiciones y principios del método de la teoría plástica.
- C) Usando una viga de sección constante, diseñarla por los métodos y principios de la teoría elástica, los cuales ya han sido mencionados anteriormente.
- D) Usando una viga de sección variable, diseñarla por el método de la teoría elástica.
- E) Comparaciones y conclusiones consecuentes a ambos métodos.
- F) Teniendo siempre en cuenta los principios y factores usados en las teorías anteriormente mencionadas:

$$F.F. = \text{Factor de Forma} = 1.12$$

De nuestra teoría plástica tenemos que el factor de seguridad usado será = 1.65

Usando un acero de:

$F_y = 33 \text{ Kips/pulg.}^2$ para la construcción de nuestra viga.

(A) Viga de sección constante, Método Plástico.

1º) Como podemos observar, se trata de una viga indeterminada en segundo grado, siendo las incógnitas de indeterminación los momentos M_b y M_c .

2º) Una de las condiciones del método plástico, es hacer determinada la viga, para lo cual introducimos articulaciones en los puntos (B) y (C), acto seguido procederemos a construir el respectivo diagrama.

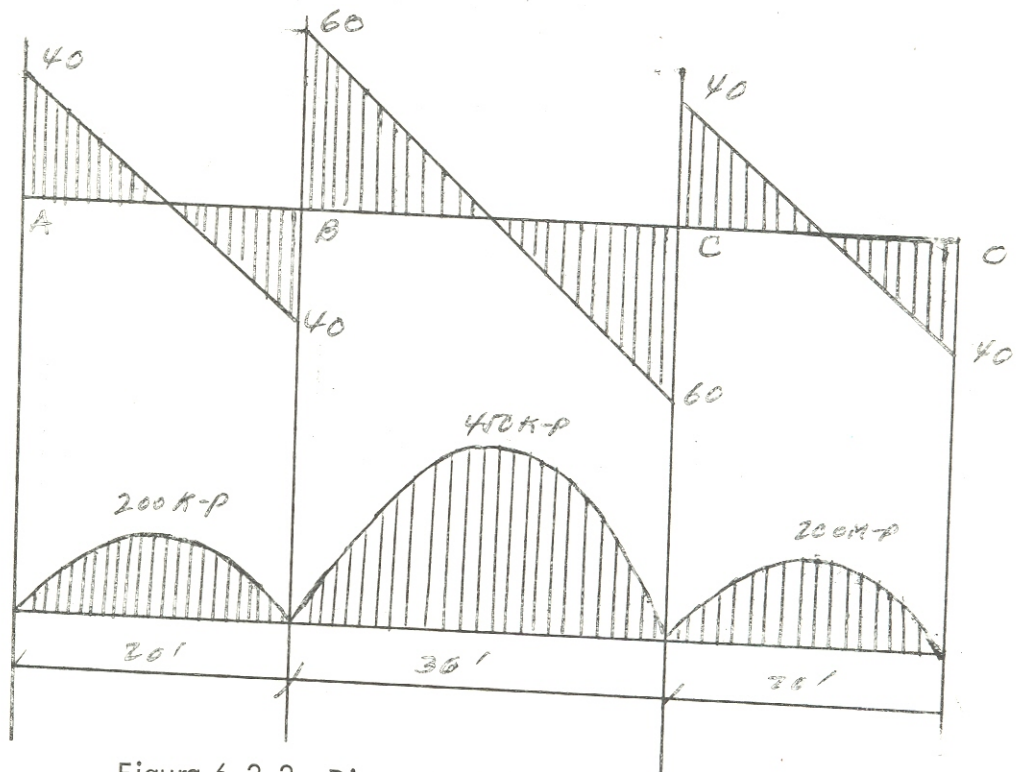


Figura 6.2.2 Diagrama de Corte y Momentos con la Introducción de Articulaciones en (B) y (C).

3°) Viga cargada con los momentos redundantes únicamente bajo las siguientes consideraciones:

- A) Al aplicar el Momento en "B", hay articulaciones en "C".

B) Al aplicar el Momento en "C", hay articulación en "B".

El diagrama resultante es el siguiente:

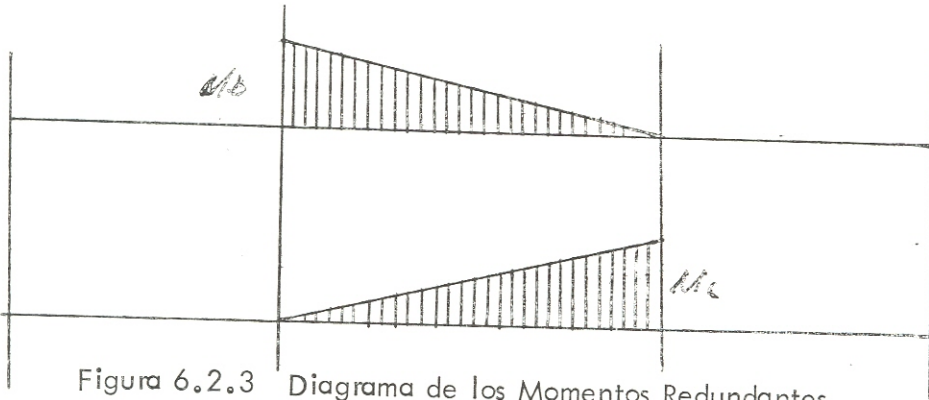


Figura 6.2.3 Diagrama de los Momentos Redundantes.

4º) Sobreponiendo ambos diagramas obtendremos:

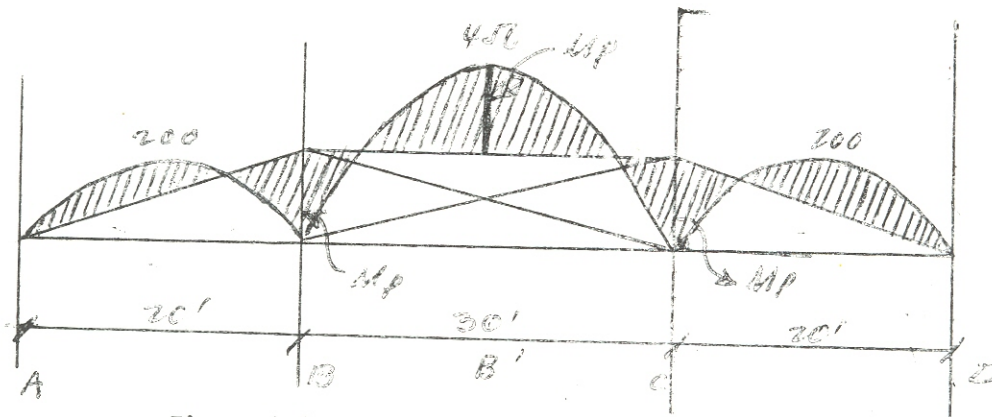


Figura 6.2.4 Diagrama Total de Momentos.

- 5°) Como ningún otro valor del momento neto, en ningún punto de la estructura, es mayor que M_p , o sea el momento plástico, tenemos la solución correcta a nuestro problema

$$450 \text{ Kip-pie} = M_p + M_p$$

$$450 \text{ Kip-pie} = 2 M_p$$

De donde:

$$M_p = \frac{450}{2} = 225 \text{ Kips-pie}$$

$$\underline{\underline{M_p = 225 \text{ Kips-pie}}}$$

- 6°) Es de hacerse notar que en este caso se toman tres articulaciones plásticas que ocurren donde actúa M_p ; o sea, en los puntos marcados por las letras siguientes: "B", "B'" y "C".

- 7°) Para poder diseñar la sección a usarse, tendremos la operatoria siguiente:

$$Z = \frac{M_p}{f_y} = \frac{225 \text{ Kip-pie} \times 12 \text{ pulgadas/pie}}{33 \text{ Kips/pulgada}^2}$$

$$Z = 82 \text{ pulgadas}^3$$

"Z" viene a ser el módulo plástico y para el diseño

correcto de la sección, hacemos uso del Manual de Construcción de Acero del Instituto Americano de Construcciones de Acero (A. I. S. C.), en la página 2-8; en la cual, entramos con el valor de $Z = 82$, y buscamos un perfil que lo tenga igual o menor.

Para nuestro caso, nos corresponderá usar 16 WF 45, que será la sección a usarse correctamente.

(B) Viga de sección variable, usando el método plástico

Es necesario aclarar que usamos una viga de sección variable, tratando con esto de que se nos forme un mecanismo en cada uno de los claros de nuestra viga.

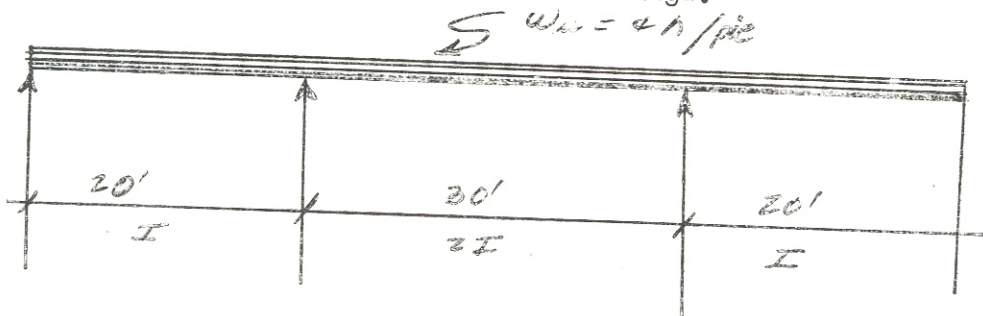


Figura 6.2.5 Viga Continua, de Tres Tramos, de Sección Variable.

- 1°) Eliminando la indeterminación con articulaciones en los puntos "B" y "C" respectivamente, obtendremos el siguiente diagrama de momentos.

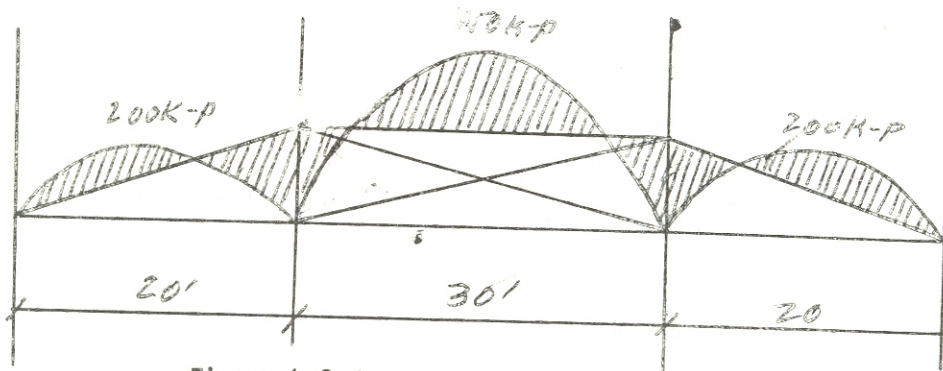


Figura 6.2.6 Diagrama Total de Momentos.

- 2°) Como deseamos que los tres claros de la viga fallen simultáneamente, buscamos el momento plástico de manera tal que sea obtenido un mecanismo en cada uno de los claros; y, por consiguiente, una falla simultánea de los mismos, obteniendo con ello el siguiente diagrama.

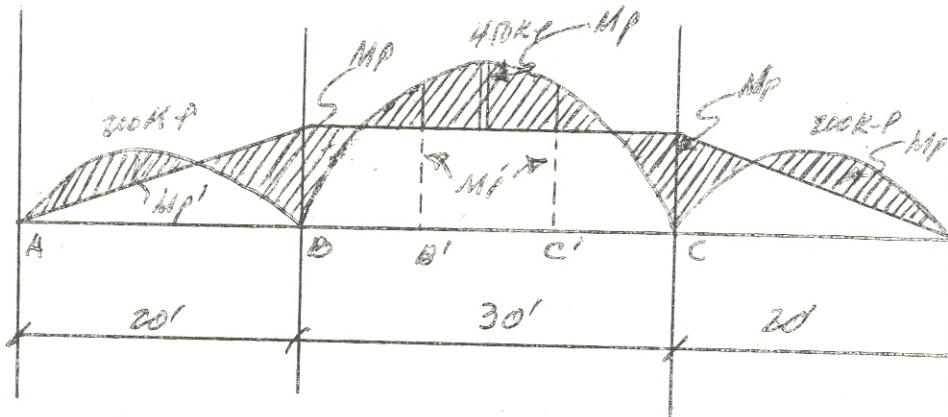


Figura 6.2.7 Diagrama de Momentos que Producen Falla Simultánea en Cada Uno de los Tramos.

3°) Teniendo entonces:

$$M_p + M'_p = 450$$

Pero por el otro lado tenemos también que:

$$\frac{M'_p}{2} + M'_p = 200$$

Por consiguiente:

$$M'_p \left(\frac{1}{2} + \frac{2}{2} \right) = 200$$

$$\frac{3}{2} M'_p = 200$$

$$\underline{M'_p = 133 \text{ Kips-pie}}$$

Substituyendo de la primera ecuación el valor ya encontrado, obtendremos:

$$M_p + M'_p = 450 \text{ Kips-pie}$$

$$M_p + 133 = 450 \text{ Kips-pie}$$

$$\underline{M_p = 317 \text{ Kips-pie}}$$

Que es el momento plástico que nos afecta en el centro de la viga.

- 4°) Para el diseño de las secciones a usarse, tendremos las siguientes consideraciones:

Para el centro: (de la viga)

$$Z = \frac{M_p}{f_y} = \frac{317 \times 12}{33} = 111 \text{ pulgadas}^3$$

Con este dato nos remitimos al Manual de Construcción de Acero de la A. I. S. C., con el cual, en la página 2-8 vemos que para ese módulo plástico de 111 pulgadas³, nos corresponde usar una sección de:

18 WF 55

Para los extremos de la viga:

$$\frac{M_p}{F.F.} = M_y$$

$$Z = \frac{M_p}{f_y} = \frac{133 \times 12}{33}$$

$$Z = 48.5$$

Del Manual de la A. I. S. C. sobre Construcción de Acero, tenemos que para ese módulo plástico corresponde usar una sección de:

14 WF 3.0

5°) Para localizar los puntos llamados juntas, que para nuestro caso serán los puntos

B' y C' ,

tendremos:

$$Mx = \frac{wx}{2} (L - x) = 2 M'_p$$

Substituyendo:

$$266 = \frac{4x}{2} (30 - x)$$

$$266 = 2x (30 - x)$$

$$266 = 60x - 2x^2$$

Dividiendo entre dos tendré:

$$0 = x^2 - 30x + 133$$

Que es una ecuación cuadrada de la forma

$$ax^2 + bx + c = 0$$

Que se resuelve por medio de la siguiente fórmula:

$$X = \frac{b \pm \sqrt{b^2 - 4 \times a \times c}}{2a}$$

De donde resolviéndola obtendré el siguiente valor para el segmento B B'

$$\underline{x = 5.4'}$$

Nota:

En este problema es justo hacer notar la economía en acero que se hace al poder disminuir las secciones de la viga en los extremos, con una falla combinada simultáneamente en los tres claros. Economía que está por demás señalar que es considerable en precio de mercado, además de la economía en lo que se refiere a la carga muerta de la propia viga.

(C) Viga de sección constante, usando los principios establecidos por la teoría elástica

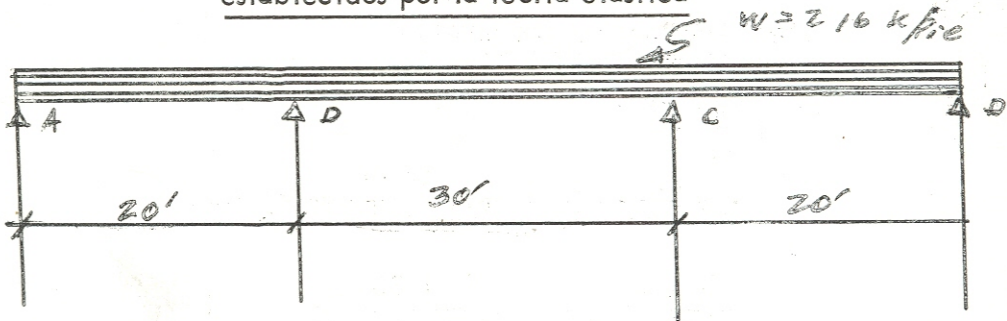


Figura 6.2.8 Viga de Tres Tramos, Continua, de Sección Constante.

$$w = \text{carga de trabajo} = \frac{W \text{ última}}{\text{Factor de carga}} = \frac{4}{1.85} = 2.16$$

$$\underline{w = 2.16 \text{ Kips/pie}}$$

Para este caso en particular, haremos uso del método de distribución de momentos de Hardy Cross.

Para la aplicación de este método, debemos de tener en cuenta que la sección es constante y de un mismo material.

Por consiguiente $E.I. = \text{Constante}$

Para poder operar en una forma eficiente y ordenada, haremos uso del siguiente orden:

1°) Rigideces

$$K = \frac{I}{L}$$

2°) Factores de distribución

En "B":

$$\frac{K_{ba}}{K_{ba} + K_{bc}} = \frac{1/20^3}{1/20 + 1/30} = 0.60$$

$$\frac{K_{bc}}{K_{bc} + K_{ba}} = \frac{1/30}{1/30 + 1/20} = 0.40$$

En "C":

$$\frac{K_{cb}}{K_{cb} + K_{cd}} = \frac{1/30}{1/30 + 1/20} = \frac{6}{15} = 0.40$$

$$\frac{K_{cd}}{K_{cd} + K_{cb}} = \frac{1/20}{1/20 + 1/30} = 0.60$$

3°) Coefficientes de transmisión

$$C = 1/2$$

4°) Momentos fijos

$$A-----B \quad M_f = \frac{wl^2}{12} = 72 \text{ Kips-pie}$$

$$B-----C \quad M_f = \frac{wl^2}{12} = 162 \text{ Kips-pie}$$

$$C-----D \quad M_f = \frac{wl^2}{12} = 72 \text{ Kips-pie}$$

5º) Cuadro operatorio del sistema

	A	B	C	D
Fact. de distrib.	1	0.6	0.4	0.6
Momentos fijos	-72	+72	-162	+72
1a. corrección	+72	+54	+36	-54
1a. distribución	+27	+36	-18	-36
2a. corrección	-27	-10.8	-7.2	+10.8
Suma	0	+151.2	+151.2	0

Figura 6.2.9 Cuadro Operatorio - Método de Hardy Cross.

Nota: como podemos ver palpablemente, el mayor momento existente en el sistema es el de 151.2 Kips - pie.

6°) Para calcular la sección tenemos que

$$S = \frac{M}{F} = \frac{151.2 \times 12}{33} = 55 \text{ pulgs.}^3$$

Con dicho módulo elástico entramos al manual de la A. I. S. C., de construcciones de acero y tomamos la sección a usarse que será:

10 WF 49

(D) Viga de sección variable, usando los principios establecidos por la teoría elástica

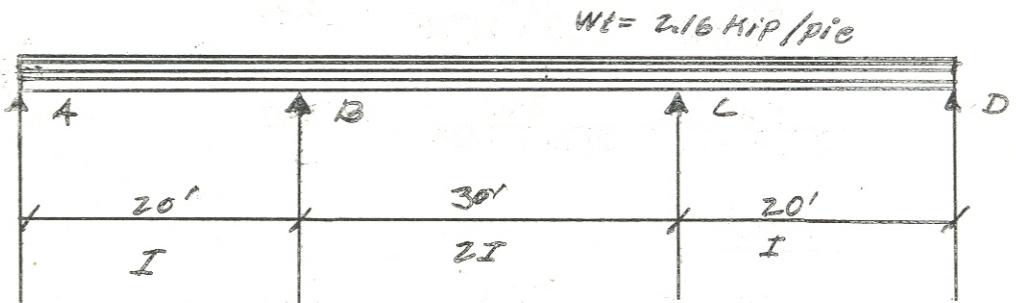


Figura 6.2.10 Viga Continua, de Tres Tramos de Sección Variable.

$$W_t = \text{carga de trabajo} = \frac{W \text{ última}}{\text{Factor de carga}} = \frac{4}{1.85} = 2.16$$

$$\underline{W_t = 2.16 \text{ Kips/pie}}$$

Haremos uso del método de distribución de momentos de Hardy Cross y tendremos en cuenta que $E = \text{Constante}$.

Para poder operar en una forma eficiente, haremos uso del siguiente orden:

1°) Rigideces

$$K = \frac{I}{L}$$

2°) Factores de distribución

En "B":

$$\frac{K_{ba}}{K_{ba} + K_{bc}} = \frac{1/20}{1/20 + 21/20} = 0.43$$

$$\frac{K_{bc}}{K_{bc} + K_{ba}} = \frac{2/30}{2/30 + 1/20} = 0.57$$

En "C":

$$\frac{K_{cb}}{K_{cb} + K_{cd}} = \frac{2/35}{2/30 + 1/20} = 0.57$$

$$\frac{K_{cd}}{K_{cd} + K_{cb}} = \frac{1/20}{1/20 + 2/30} = 0.43$$

Resumen:

$$K_{ba} = 0.43$$

$$K_{bc} = 0.57$$

$$K_{cb} = 0.57$$

$$K_{cd} = 0.43$$

3°) Coeficiente de distribución

$$C = 1/2$$

4°) Momentos fijos

$$A-----B \quad M_f = \frac{wl^2}{12} = 72 \text{ Kips-pie}$$

$$B-----C \quad M_f = \frac{wl^2}{12} = 162 \text{ Kips-pie}$$

$$C-----D \quad M_f = \frac{wl^2}{12} = 72 \text{ Kips-pie}$$

5º) Cuadro operatorio del sistema

	A	B	C	D
Fact. de distrib.	1	0.43	0.57	0.43
Momentos fijos	-72	+ 72	+162	- 72
1a. corrección	+72	+ 38.7	+ 51.3	- 38.7
1a. distribución	+19.35	+ 36	- 25.65	+ 25.65
2a. corrección	-19.35	- 4.45	- 5.9	+ 5.9
Suma	0	+142.2	+142.2	-142.2
				0

Figura 6.2.11 Cuadro Operatorio del Método de Hardy Cross.

- 6°) Para el diseño de nuestra sección a usarse, tendremos:

$$S = \frac{M}{F} = \frac{142.2 \times 12}{33} = 52$$

$$S = 52 \text{ pulgadas}^3$$

Con dicho módulo elástico entramos a la página 2-4 del Manual de Construcción de Acero de la A. I. S. C., y tomamos la sección correspondiente.

8 WF 58

(E) Comparaciones y Conclusiones Consecuentes

- 1°) Es de hacerse notar que la simplicidad de operación entre ambos métodos no es nada despreciable, saliendo ganando simplicidad el método plástico, en todo sentido.

Además, el Método Plástico permite al diseñador tener un margen de libertad en su diseño, que dicho en otras palabras, lo que ocurre es que el diseñador puede ir controlando en debida forma su factor de seguridad, además de la forma de falla de la estructura; condición que, por demás está decir, es muy importante en el campo del diseño de estructuras.

2°) Como segundo punto importante, citaremos el referente al peso muerto de la estructura en sí, que palpablemente se puede observar en los tres casos citados y desarrollados anteriormente, y que para una mejor visualización los resumiremos a continuación:

A) Viga sección constante, desarrollada por el método plástico

$$70' \times 45 \#/\text{pie} = \underline{3,150.00 \#s}$$

B) Viga de sección variable, desarrollada por el método plástico

$$\begin{aligned} 50.8 \times 30 \#/\text{pie} &= 1,530 \#s \\ 19.2 \times 55 \#/\text{pie} &= \underline{1,060 \#s} \end{aligned} +$$

$$\text{Peso total} \dots\dots\dots = \underline{\underline{2,590 \#s}}$$

C) Viga de sección constante, por el método elástico

$$70' \times 50 \#/\text{pie} = \underline{3,500.00 \#s}$$

D) Viga de sección variable, por el método elástico

$$70 \times 58 \#/\text{pie} = \underline{4,060 \#s}$$

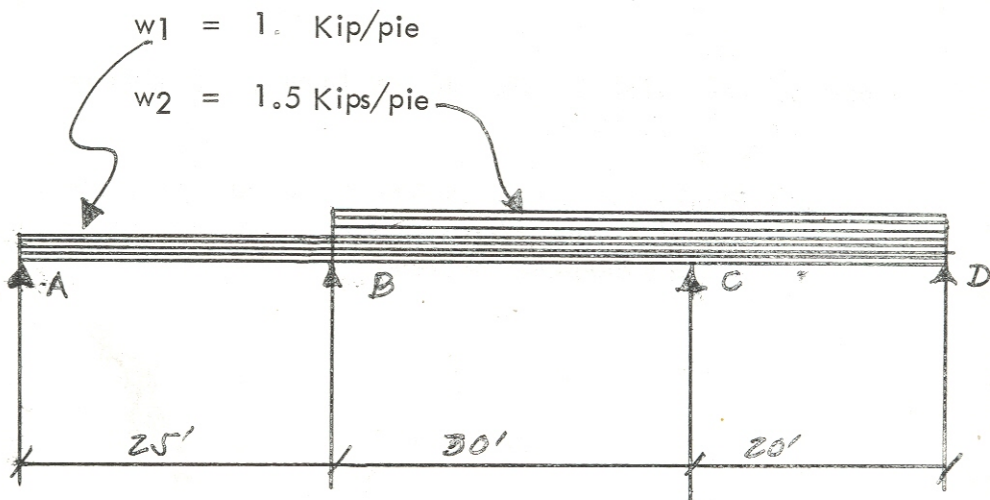
Con esto se puede hacer notar que el ahorro en peso

es del orden del 10% al 17.6% entre ambos métodos, siendo el más favorable el de sección variable por el método Plástico.

A manera de introducción para nuestro segundo problema, diremos que varía del anterior en la distribución de la carga uniformemente distribuida en los tramos, que no es de igual valor en toda la longitud de la viga en mención.

Problema:

Calcular los momentos M_p (Momento Plástico), y escoger las vigas más económicas para que soporten las siguientes cargas mostradas en el gráfico descrito a continuación:



1°) Nuestras cargas últimas serán:

$$w_{1U} = 1.00 \times 1.85 = 1.85 \text{ Kips/pie}$$

$$w_{2U} = 1.5 \times 1.85 = 2.78 \text{ Kips/pie}$$

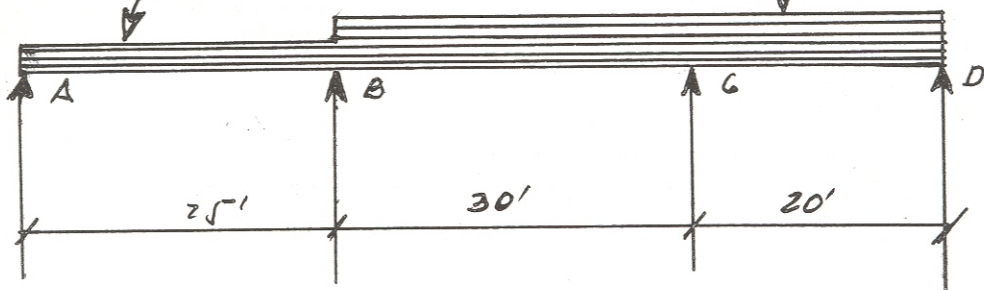
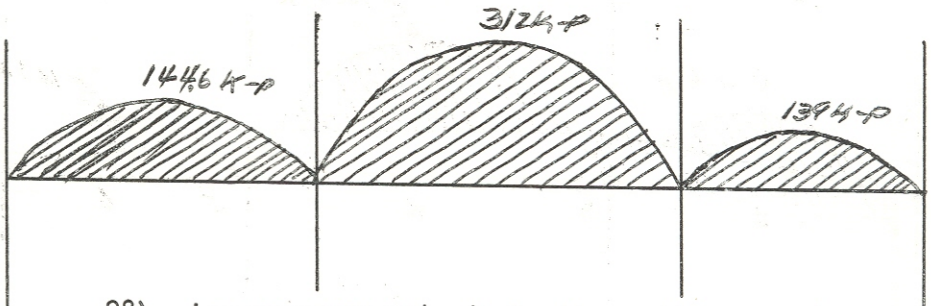


Figura 6.2.12 Viga Continua de Tres Tramos, con Carga Variable.

2°) Eliminando la indeterminación con la introducción de articulaciones en B y C, tendremos el siguiente diagrama de corte:

y el de Momentos será el siguiente:



3°) Los momentos redundantes M_b y M_c nos darán el siguiente diagrama:

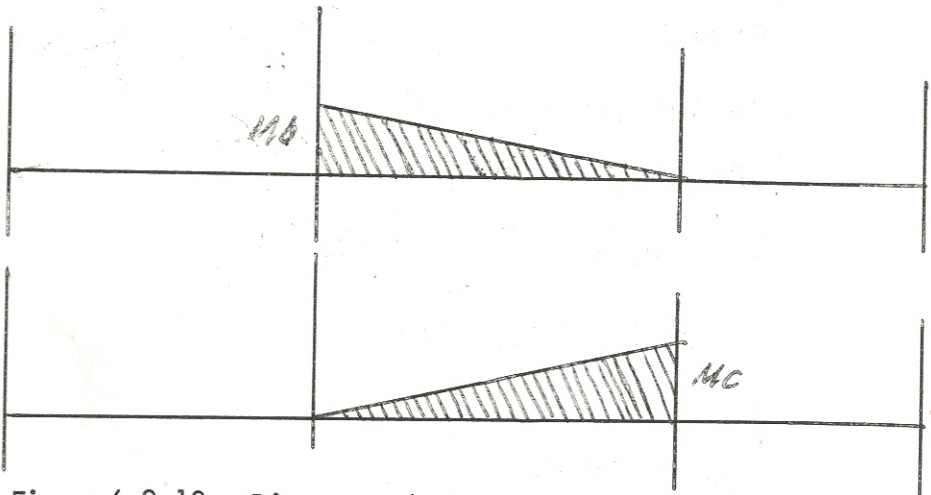


Figura 6.2.13 Diagramas de Corte y Momentos.

4°) Haciendo la superposición de los diagramas anteriores, tendremos:

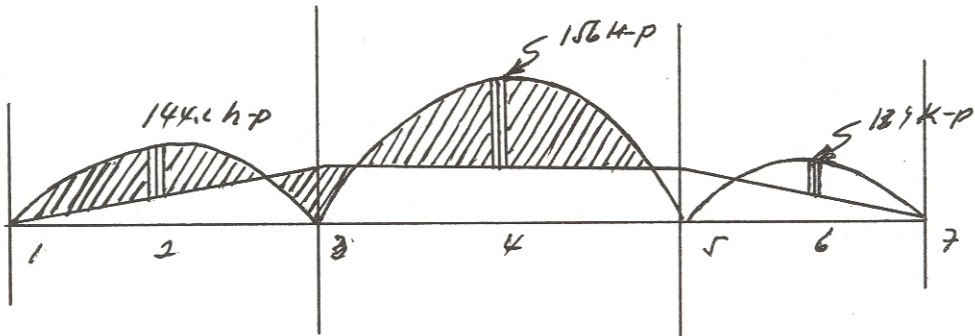


Figura 6.2.14 Diagrama Resultante Total.

En donde:

$$312 \text{ Kips-pie} = M_p + M_p$$

$$312 \text{ Kips-pie} = 2 M_p$$

Por consiguiente:

$$\underline{M_p = 156 \text{ Kips-pie}}$$

De donde:

$$M_{p4} = 156 \text{ Kips-pie}$$

$$M_{p3} = 156 \text{ Kips-pie}$$

$$M_{p2} = 80 \text{ Kips-pie}$$

$$M_{p6} = 62 \text{ Kips-pie}$$

Ambos obtenidos gráficamente de un diagrama construido a escala.

Podemos observar también que se formarán articulaciones plásticas en los puntos (2), (3), (4), (5) y (6), logrando con ello una falla simultánea y de esa manera se puede conservar el mismo factor de seguridad para cada uno de los tres claros de la viga.

5°) Los correspondientes módulos plásticos se obtienen de la siguiente manera para cada M_p calculado:

$$\frac{M_p}{F_y} = Z$$

$$\text{Para } M_{p3} = M_{p4} = 156 \text{ Kips-pie}$$

tengo:

$$Z_3 = Z_4 = \frac{156 \text{ Kips-pie} \times 12 \text{ pulg.}/\text{pie}}{33 \text{ Kips/pulg.}^2}$$

$$Z_3 = Z_4 = \underline{56 \text{ pulgadas}^3}$$

de la misma forma:

$$Z_2 = \frac{80 \text{ Kips-pie} \times 12 \text{ pulgs./pie}}{33 \text{ Kips/pulg.}^2}$$

$$\underline{Z_2 = 29 \text{ pulgadas}^3}$$

Operando igual para el valor que nos falta, tendremos:

$$Z_6 = \frac{62 \text{ Kips-pie} \times 12 \text{ pulgs./pie}}{33 \text{ Kips/pulg.}^2}$$

$$\underline{Z_6 = 23.6 \text{ pulgadas}^3}$$

6°) Para el diseño de las respectivas secciones a usarse, haremos el uso del Manual de la A. I. S. C. sobre diseño de acero, en la página 2-8, y tendremos:

$$\text{Para } Z_3 = Z_4 = 56 \text{ pulgadas}^3$$

Nos corresponde una sección a usarse de:

$$\underline{10 \text{ WF } 45}$$

Para Z_2 , nos corresponde una sección a usarse de:

10 WF 25

Para Z6, nos corresponde una sección de:

8) WF 24

Nota:

Este problema demuestra la facilidad con que el diseñador puede predecir la forma de falla de la viga; y por consiguiente, escoger a su entero buen juicio las secciones más adecuadas, que se ajusten a las necesidades existentes en una forma lógica y técnica a la vez.

Problema:

Diseñar la sección de la viga mostrada a continuación, bajo las condiciones de carga siguiente:

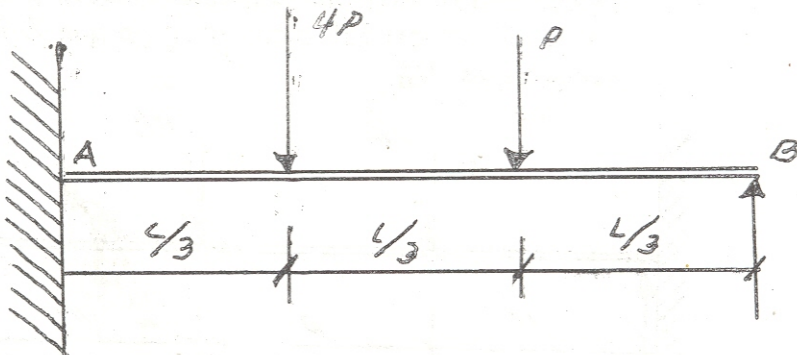


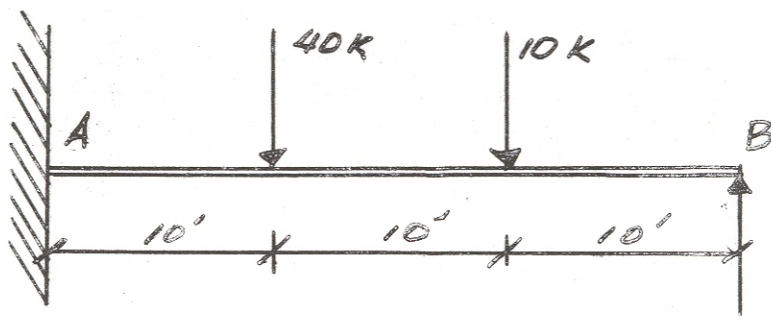
Figura 6.2.15 Viga Indeterminada Diseñada Plásticamente.

Siendo:

$$P = 10 \text{ Kips}$$

$$L/3 = 10 \text{ pies.}$$

Se nos transforma en:



- 1°) Procediendo a eliminar la indeterminación, por medio de una articulación en A ya que la redundante es M_A .

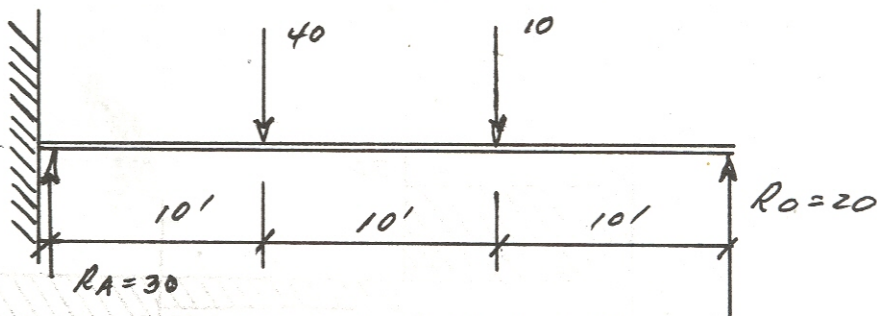


Figura 6.2.16 Pasos de Resolución de la Viga Indeterminada - Método Plástico

$$\underline{M_a = 0}$$

$$30 R_b = 200 \text{ K} + 400 \text{ K}$$

$$R_b = \frac{600 \text{ K}}{30} = 20 \text{ Kips}$$

$$\underline{F_v = 0}$$

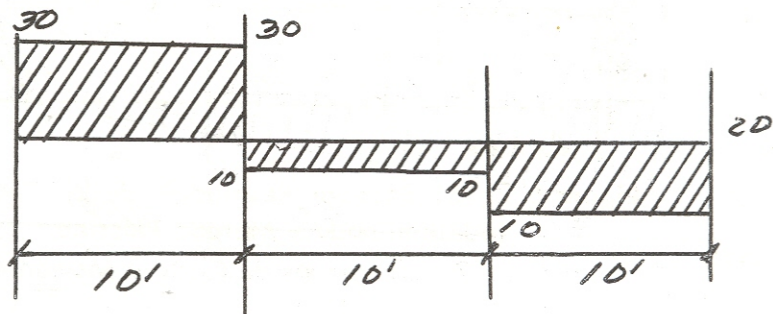
$$R_a + R_b = 50 \text{ K}$$

$$R_a = 50 - 20 = 30 \text{ K}$$

$$R_a = 30 \text{ Kips}$$

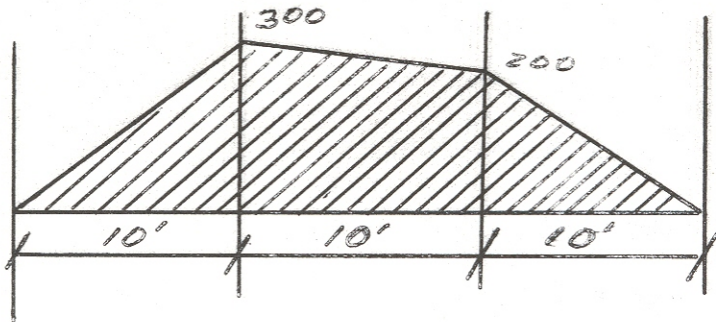
2°) El diagrama de corte de la estructura determinada lo ilustraremos en la página siguiente.

Allí, en la Figura 6.2.17, encontraremos el diagrama de corte, diagrama de momentos y diagrama de la redundante, los tres pertenecientes a la misma figura.



$$\frac{2}{3} P \times L = \frac{2}{3} \times 10 \times 30 = 200$$

3°) El diagrama de momentos será:



$$\begin{aligned} \frac{3P \times 2L}{3} - \frac{4P \times L}{3} &= 2PL - \frac{4PL}{3} = \\ &= \frac{6PL}{3} - \frac{4}{3} PL = \frac{2}{3} PL \end{aligned}$$

4°) El diagrama de la redundante será:

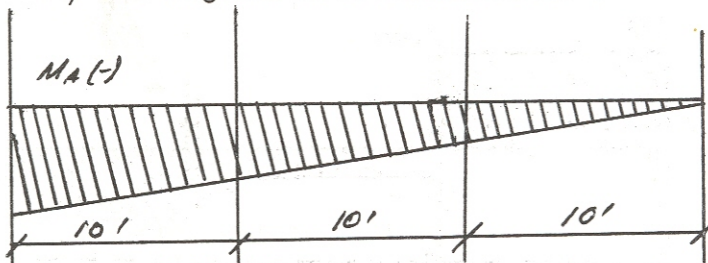
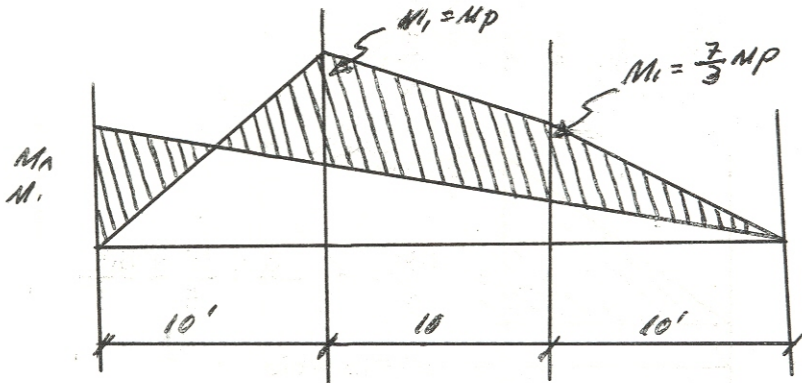


Figura 6.2.17 Diagramas de Corte y Momentos.

- 5°) Sobreponiendo ambos diagramas, obtendremos el siguiente diagrama total:



- 6°) También perteneciente a la Fig. 6.2.18, tenemos el mecanismo de carga última o de colapso el cual será:

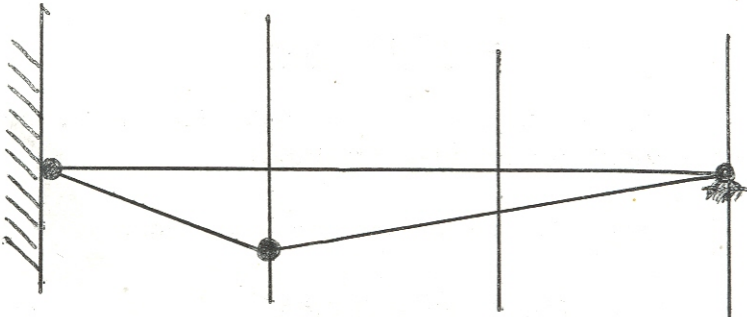


Figura 6.2.18 Diagramas Finales.

Operando:

$$\text{Si } M_1 = M_a = M_p$$

$$1) \quad M_p = PL - \frac{2}{3} M_p$$

$$\therefore P = \frac{5}{3} \frac{M_p}{L}$$

$$\therefore M_p = \frac{3PL}{5} = \frac{3 \times 10 \times 30}{5}$$

$$M_p = 180 \text{ Kips-pie}$$

$$2) \quad M_2 = \left(\frac{5}{3} \frac{M_p}{2} \right) \frac{2L}{2} - \frac{1}{3} M_p = \frac{7}{9} M_p$$

$$M_2 = \frac{7}{9} \times 180 =$$

$$= \underline{140 \text{ Kips-pie}}$$

Pasamos al diseño propiamente dicho de las secciones de la viga, que nos fueron pedidas.

7°) Para ambos momentos encontrados:

$$M_p = 180 \text{ Kips-pie}$$

Tendremos el correspondiente módulo plástico:

$$Z = \frac{180 \text{ Kips-pie} \times 12 \text{ pulg./pie}}{30 \text{ Kips/pulg.}^2}$$

$$Z = 66 \text{ pulgadas}^3$$

Para el otro momento:

$$M_p = 140 \text{ Kips-pie}$$

Tendremos su correspondiente módulo plástico:

$$Z = \frac{140 \text{ Kips-pie} \times 12 \text{ pulg./pie}}{33 \text{ Kips/pulg.}^2}$$

$$Z = 50 \text{ pulgadas}^3$$

8°) Para el diseño del material a usarse en las dos diferentes secciones de nuestra viga, nos remitimos al Manual de la A. I. S. C. intitulado "Construcción en Acero", en el cual veremos que en la página 2-4 y en las siguientes, podremos encontrar que:

A) Para el Momento Plástico (M_p) de 180 Kips-pie, tendremos un módulo de:

$$Z = 66 \text{ pulgadas}^3$$

Para dicho módulo nos corresponde, según el Manual, una sección de:

12 WF 45

- B) Para el otro momento de 140 Kips-pie, nos corresponde, según el código de la A.I.S.C., un módulo plástico de:

$$Z = 50 \text{ pulgadas}^3$$

Para dicho módulo nos corresponde, según el citado manual, una sección de:

8 WF 48

6.3 MARCOS

Durante esta descripción concentraremos la atención en marcos rígidos en un solo tramo, bajo ciertas y determinadas condiciones de carga, tratando con esto de generalizar el caso lo más posible.

Los marcos serán fabricados, o mejor dicho construidos, de materiales de secciones prismáticas rectangulares, usando en ellos conexiones completamente soldadas.

Principiando nuestra descripción con un ejemplo sencillo, tendremos el siguiente

Problema:

Por el método del mecanismo resolver el siguiente marco de dos aguas con base fija y sujeto al sistema de cargas mostrado gráficamente en el esquema a continuación:

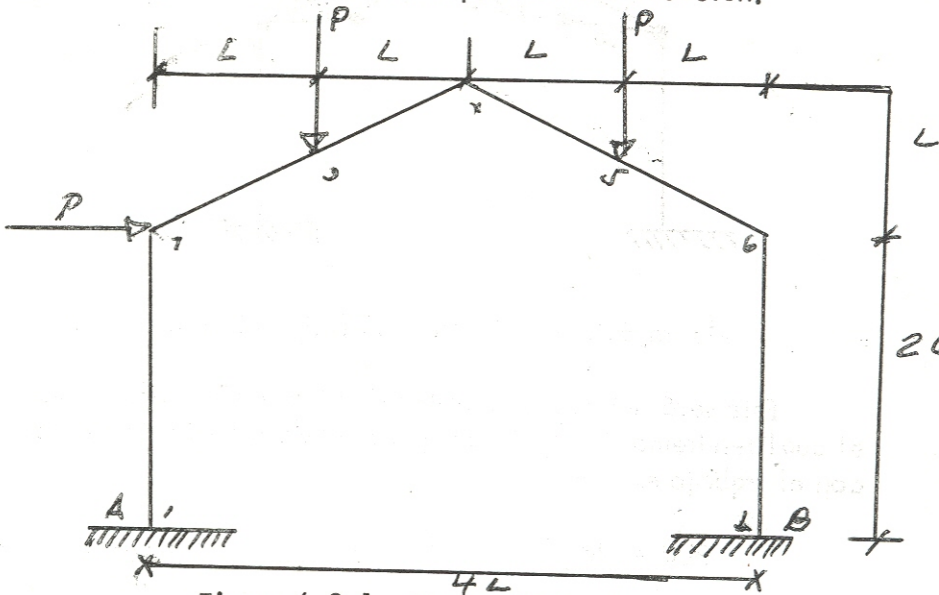


Figura 6.3.1 Marco de Dos Aguas.

- 1°) Para eliminar la indeterminación, supondremos articulaciones en la parte superior de las columnas, debajo de las cargas y en la cumbre, o sea en la parte superior del alero.
- 2°) Obtendremos con esto un mecanismo elemental de viga, en el cual igualaremos el trabajo interno con el externo y resolveremos para M_p (Momento Plástico).

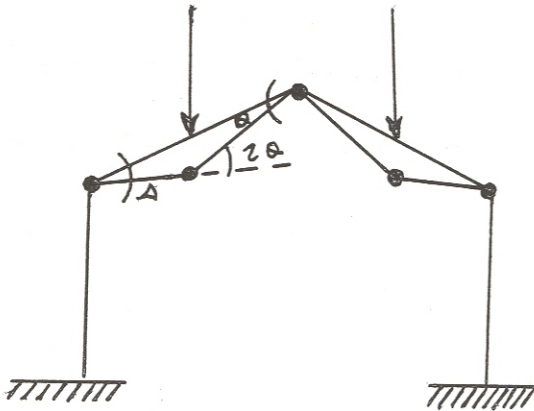


Figura 6.3.2 Diagrama del Mecanismo.

Este será nuestro mecanismo de viga elemental, y en el cual tendremos la siguiente igualdad de trabajo interno con el trabajo externo:

$$PL\theta = M_p\theta (1 + 2 + 1)$$

$$P = \frac{4M_p}{L}$$

de donde trasponiendo y despejando obtendremos:

$$M_p = \frac{PL}{4}$$

- 3°) Para nuestro Mecanismo de Marco supondremos articulaciones en la parte superior y en la base de las columnas; igualaremos el trabajo externo y el interno y despejaremos para el valor de M_p .

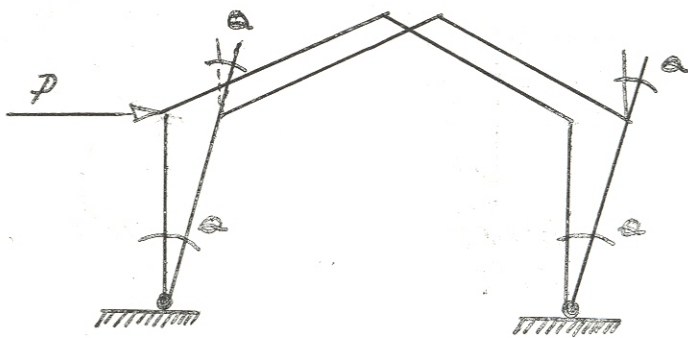


Figura 6.3.3 Mecanismo del Marco Articulado.

$$P L \theta (2) = M_p \theta (1 + 1 + 1 + 1)$$

$$P = \frac{2M_p}{2}$$

- 4°) Si suponemos articulaciones en la parte superior de las columnas cumbre y en la base de las columnas, y haciendo uso del centro instantáneo (I. C.) que nos sirve para computar ángulos virtuales en los diversos puntos de articulación.

- 5°) Haciendo una combinación de los mecanismos anteriormente obtenidos; igualando, como en los casos anteriores, el trabajo interno con el trabajo externo, tendremos:

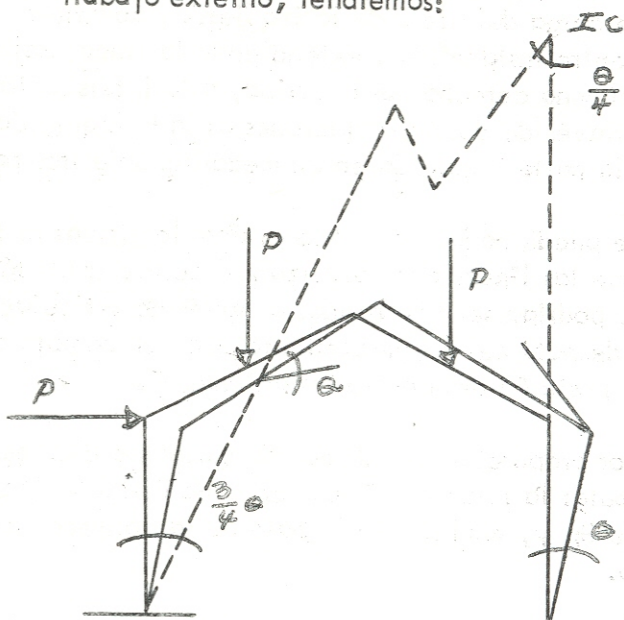


Figura 6.3.5 Mecanismo Total de Giro.

$$PL\theta \left(\frac{6}{4} + \frac{3}{4} + \frac{1}{4} \right) = M_p\theta \left(\frac{3}{4} + 1 + \frac{5}{4} + 1 \right)$$

$$P = \frac{8M_p}{5L}$$

trasponiendo y despejando, tendremos:

$$\underline{M_p = \frac{5PL}{8}}$$

Nota:

Si movemos la articulación mostrada para mecanismo de panel de la parte superior de la columna izquierda, al punto de carga del alero de la izquierda, podremos localizar el centro instantáneo, extendiendo la línea del centro de la columna derecha hacia arriba, a la intersección de la línea a través de dos articulaciones al lado izquierdo, que limitan la parte izquierda en un mecanismo de tres partes.

Se puede hacer notar que el ángulo virtual es tan pequeño que las líneas que localizan el centro instantáneo (I. C.), podrían ser construidas a través de articulaciones, antes o después del desplazamiento, con un cambio casi nulo en la posición del centro instantáneo (I. C.).

Por proporcionalidad de triángulos semejantes, se puede computar la rotación virtual en cada articulación en términos de θ ; y, también en la base de la columna del lado derecho.

Se puede notar que el valor de P en esta combinación de mecanismos, es el más pequeño de cualquiera de los anteriormente obtenidos, así como también que el valor del M_p requerido es el mayor de todos los otros obtenidos anteriormente en los correspondientes mecanismos, siendo este valor, por supuesto, dado en términos de la carga (P).

Nota:

Para localizaciones de articulaciones entre apoyos, en regiones de carga uniforme, no siempre son estas fáciles

de computar. Para los casos usuales, las fórmulas son presentadas en las páginas A-6, A-13, y A-15 del Manual de la A. I. S. C., llamado Diseño Plástico de Acero.

Las fórmulas no son empíricas sino exactas.

No obstante la distribución de la carga lateral, la solución conservadora del marco es obtenida sencillamente substituyendo una sola carga horizontal T en el alero, produciendo el mismo momento con respecto a la base de la columna que el que sería producido por el patrón de carga horizontal dado.

Usando esta convención simplificante, las curvas son presentadas en las páginas A-12 y A-14 del Manual de la A. I. S. C., que expresan el M_p (Momento Plástico) requerido en términos de la carga vertical uniforme w , la geometría del marco, y la relación de cargas lateral a vertical.

Dichas curvas y tablas van incluidas al final del presente capítulo.

Problema:

Diseñar un marco bajo las condiciones de carga y las medidas mostradas en la Figura 6.3.6, la cual se encontrará en la siguiente página.

$$w_v = 1.125 \text{ K/pie}$$

$$w_h = 0.47 \text{ K/pie}$$

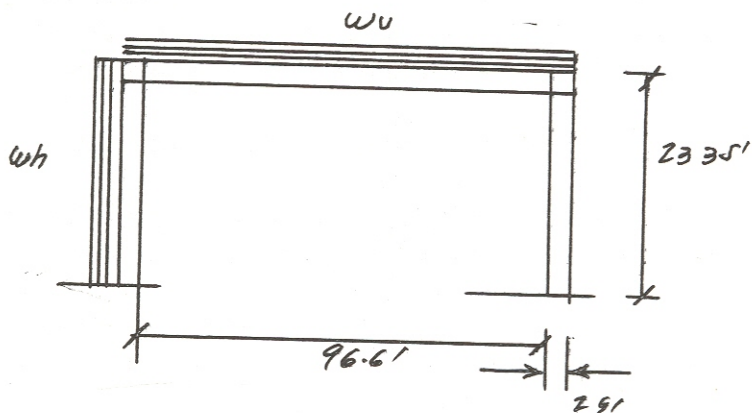


Figura 6.3.6 Marco a Diseñarse Plásticamente.

- 1°) Considerando solamente la carga vertical, excluyendo al viento, nos remitimos al Manual de la A. I. S. C., a la tabla A-13 (reproducida al final del presente capítulo), en la cual se nos dan las siguientes fórmulas, las cuales son aplicadas directamente

$$M_p = \frac{\omega l^2}{16} \text{ para } Q = 0$$

substituyendo tendremos:

$$\begin{aligned} M_p &= \frac{185 \times 1.125 \times 99.25^2}{16} = \\ &= 1,280 \text{ Kips-pie} \end{aligned}$$

y del Manual de Diseño Plástico en Acero, de

la A. I. S. C., página A-40, vemos que el M_p (Momento Plástico) de 1,280 Kips - pie es proporcionado al uso de una sección:

$$\underline{33 \text{ WF } 130}$$

con las siguientes características:

$$\underline{33 \text{ WF } 130}$$

tiene:

$$M_p = 1,282 \text{ Kips - pie}$$

$$P_y = A_y \times f_y$$

$$P_y = 1,263$$

$$\frac{d}{w} = 57.1$$

$$r_x = 13.23$$

$$r_y = 2.29$$

Tendremos la siguiente situación:

$$M_p = 1,280 \text{ Kips - pie}$$

$$w_h = 0$$

$$w_v = 1.125 \times (1.85) = 2.08$$

$$V_o = V_l = \frac{1.125 \times 1.85 \times 96.6}{2} = 100 \text{ Kips}$$

$$H_o = H_l = \frac{1,280}{25.6'} = 50 \text{ Kips}$$

Situación que representamos en la gráfica siguiente:

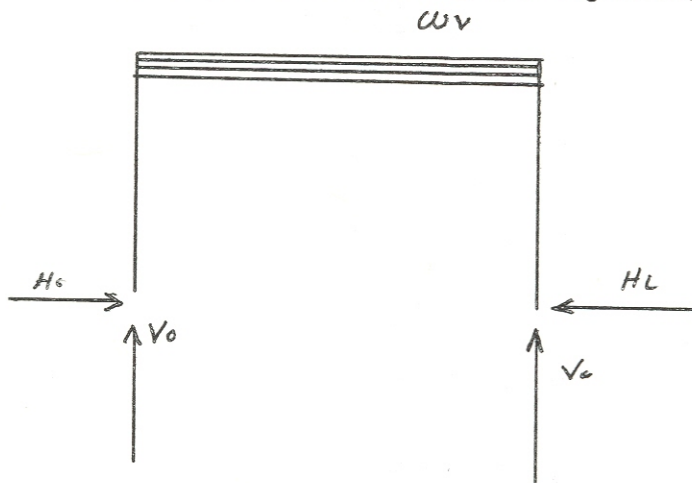


Figura 6.3.7 Representación de Reacciones.

La cual nos dará el siguiente Diagrama de Momentos:

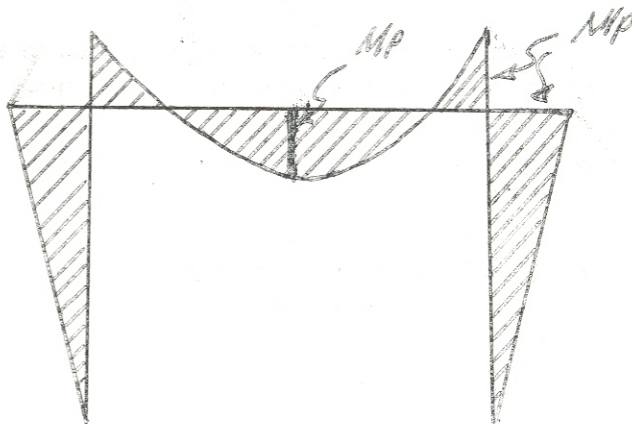


Figura 6.3.8 Diagrama de Momentos de las Reacciones y Cargas.

2º) Verificar el corte en los alrededores del empalme

$$w = \frac{0.6 M}{A}$$

$$w = \frac{0.6 \times 1,282}{33.1 \text{ pulgs.}^2} = 0.70 \text{ pulg.}$$

Pero ahora tenemos que la sección propuesta sólo nos da:

$$w = 0.580 \text{ pulg.}$$

por lo que tendremos que reforzar el empalme

usando una plancha de refuerzo.

- 3°) Verificamos el alma de la viga para corte en los alrededores del empalme con las columnas

$$w \cong 0.6 \frac{M}{A}$$

$$w = 0.6 \times \frac{1,282}{33.10 \text{ pulgs.}^2}$$

$$w = 0.70 \text{ pulg.}$$

Pero tenemos que nuestra sección nos da solamente:

$$w = 0.58 \text{ pulgadas}$$

por lo que tendremos que hacer uso de un refuerzo diagonal.

- 4°) Verificando el corte fuera de la conexión o empalme:

$$V_U = 1.85 \times 1.125 \times 48.25 = 100 \text{ Kips}$$

$$18 w_d = 18 \times 33.1 \times 0.58 = 346 \text{ Kips}$$

$$\therefore 346 \text{ Kips} > 100 \text{ Kips}$$

de donde podemos observar que sí cumple con las especificaciones de la A. I. S. C.

5°) Determinar la longitud entre soportes laterales:

$$L_{cr.} = 35 r_y$$

$$L_{cr.} = 35 \times 2.29 = 80 \text{ pulgadas}$$

6°) Verificar el marco para carga lateral y vertical combinadas.

Del Manual de la A. I. S. C., sobre Diseño Plástico de Acero, y en las páginas A-12 y A-13, tenemos que:

T_U = Momento debido a la carga total horizontal tomada del punto A

$$T_U = \frac{w_h (h + f)^2}{2}$$

Substituyendo obtendré:

$$T_U = 0.470 \times \frac{1.40 \times 24.67^2}{2 \times 24.67}$$

$$T_U = 8.12 \text{ Kips}$$

W_U = Carga vertical

$$W_U = wL$$

$$W_U = 1.40 \times 1.125 = 1.575 \text{ Kip/pie}$$

$$C = \frac{2 T_U h}{W_U L}$$

$$C = \frac{2 \times 8.12 \times 24.67}{1.575 \times 99.25^2}$$

$$\underline{C = 0.259}$$

Estos datos han sido obtenidos de la página A-12 del Manual sobre Diseño Plástico de Acero de la A. I. S. C., tabla número uno.

Problema:

Diseño completo del marco mostrado en la Figura 6.3.9 - Marco a Diseñarse por el Método Plástico, el cual mostramos a continuación:

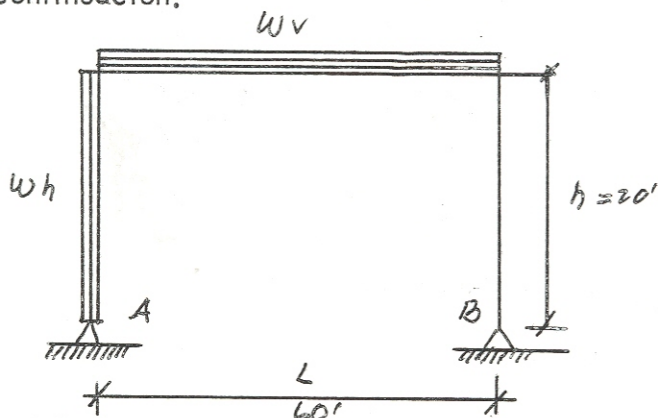


Figura 6.3.9 Marco a Diseñarse por el Método Plástico.

1°) Cargas verticales:

$$w = 360 \text{ \#/pie}$$

$$w \text{ peso propio} = 40 \text{ \#/pie}$$

$$w_v = 400 \text{ \#/pie}$$

$$w_v = 0.4 \text{ Kips/pie}$$

2°) Cargas horizontales:

$$w_h = 300 \text{ \#/pie}$$

$$w_h = 0.3 \text{ Kips/pie}$$

3°) Determinación de condiciones críticas

Nota:

En diseño plástico, siempre será:

$$f_y = 33,000 \text{ \#/}^2$$

Condición A) = carga viva + carga muerta

$$\text{Esfuerzo neto} = 1.65 = \frac{33,000}{20,000}$$

$$w \text{ (diseño)} = w (1.65) \times \text{Factor de forma}$$

$$w \text{ (diseño)} = w \times 1.65 \times 1.14$$

$$w \text{ (diseño)} = 1.85 w_v$$

Condición B)

$$b) = \text{carga viva} + \text{carga muerta} + \text{viento}$$

$$b) = C_v + C_m + V$$

$$\text{Esfuerzos netos} \times 1.33$$

Por consiguiente:

$$F. S. = \frac{1.65}{1.33} = 1.24$$

Para cargas verticales tenemos:

$$w \text{ (diseño)} = w_v \times 1.14 = 1.40 w_v$$

Para cargas verticales substituyendo en la primera condición, o sea la condición a), tenemos:

$$a) w \text{ (diseño)} = 0.4 \times 1.85 = 0.74$$

Substituyendo en la condición b), tendremos:

$$b) w \text{ (diseño)} = 0.4 \times 1.40 = 0.56$$

Para cargas horizontales:

$$w_h \text{ diseño} = w_h \left(\frac{1.65}{1.30} \right) \times 1.14$$

$$w_h \text{ diseño} = 1.40 w_h$$

$$w_h = 0.3 \text{ Kips/pie} \times 1.4$$

$$w_h \text{ diseño} = 0.42 \text{ Kips/pie} = \text{Carga por viento}$$

- 4°) Refiriéndonos al Manual de la A. I. S. C. de Diseño Plástico de Acero en las páginas A-12 y A-13

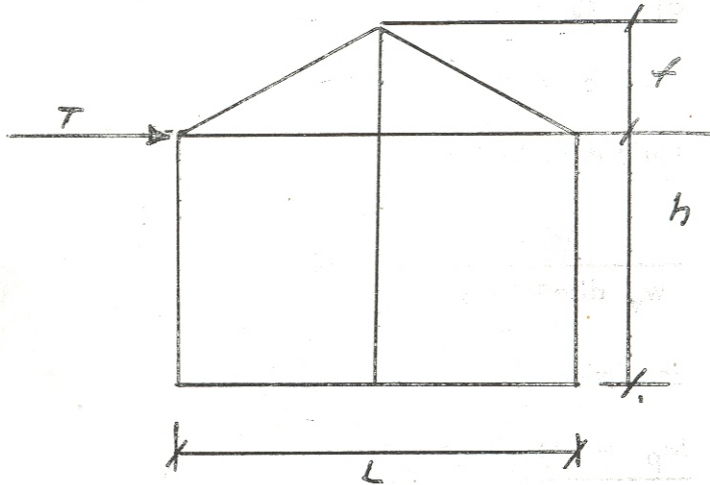


Figura 6.3.10 Especificaciones Gráficas A. I. S. C.

En donde:

$$Q = \frac{f}{h}$$

$$c = \frac{2 T_U h}{W_V L}$$

$$T_U h = \frac{W_h h^2}{2}$$

$$W_U = W_V \times L$$

Para nuestro caso tendremos:

$$a) \quad Q = 0$$

$$c = 0$$

Por consiguiente:

$$\frac{M_p}{w_v \text{ diseño} \times L} = 0.0625$$

de donde:

$$\underline{M_p = 169 \text{ Kips-pie}}$$

b) Haciendo consideración de carga horizontal, tendremos:

$$Q = 0$$

$$c = \frac{2 \times T_{Uh}}{w_v \times L}$$

$$c = \frac{2 \times 0.42 \times 20 \times 10}{0.56 \times 60}$$

$$c = 0.084$$

también tenemos que:

$$0.074 = \frac{M_p}{W_v L^2}$$

De donde despejando el Momento Plástico, obtendremos:

$$M_p = 0.074 \times w_v \times L^2$$

Substituyendo:

$$\underline{M_p = 149 \text{ Kips-pie}}$$

Nota:

Este Momento Plástico obtenido es en función de la carga vertical y analizaremos cuál es el caso crítico y vemos que:

$$169 > 149$$

Por consiguiente, el caso crítico será el primero que analizaremos.

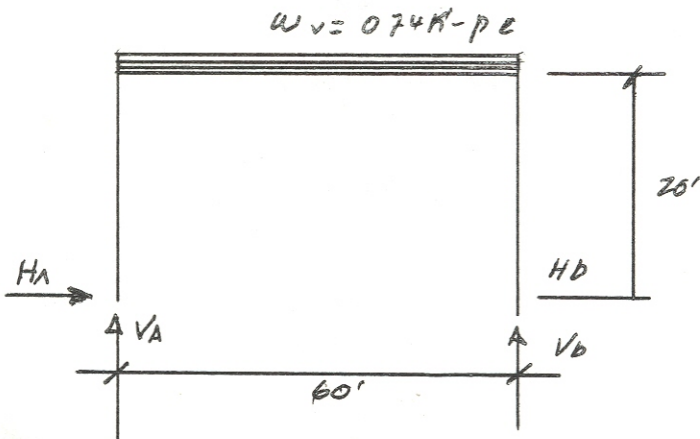
5°) Caso Crítico:

Figura 6.3.11 Representación Gráfica del Caso Crítico.

Obtendremos un diagrama de momentos en la siguiente forma:

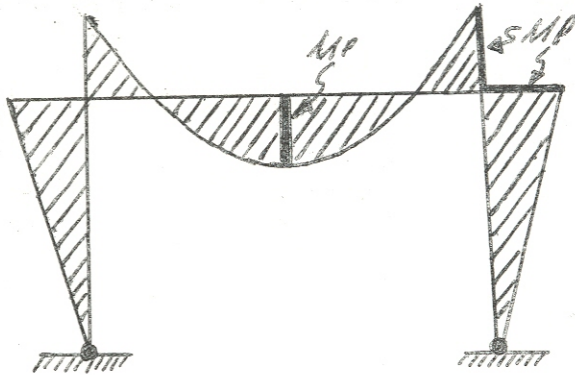


Figura 6.3.12 Diagrama de Momentos del Caso Crítico.

en el cual tenemos que:

$$w_v = 0.4 \times 1.85 = 0.74 \text{ K/pie}$$

$$w_h = 0$$

$$M_p = 169 \text{ Kips-pie}$$

$$H_a = H_b = \frac{169}{20} = 8.45 \text{ Kips}$$

$$V_a = V_b = \frac{0.74 \times 60}{2} = \frac{wL}{2} = 22.3 \text{ Kips}$$

6°) Por consiguiente, en la columna nos sucederá;

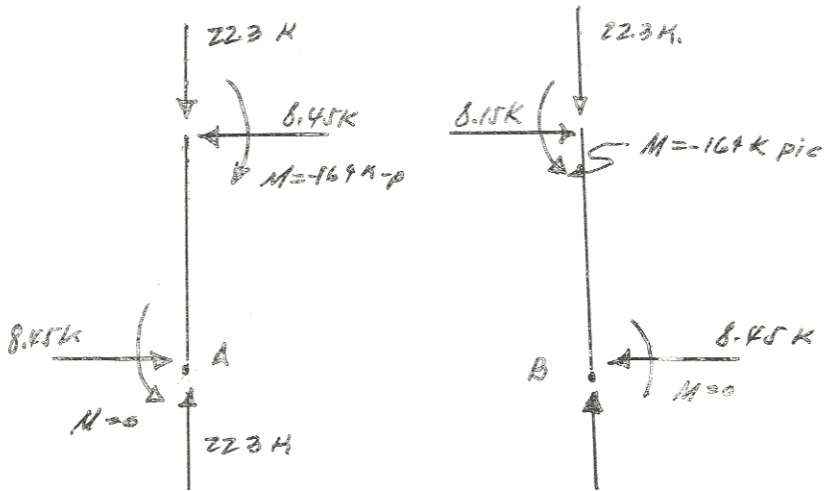


Figura 6.3.13 Representación Gráfica de Fuerzas en las Columnas.

$M_a = M_b = 0$ por ser marco articulado.

La situación para la viga será la siguiente:

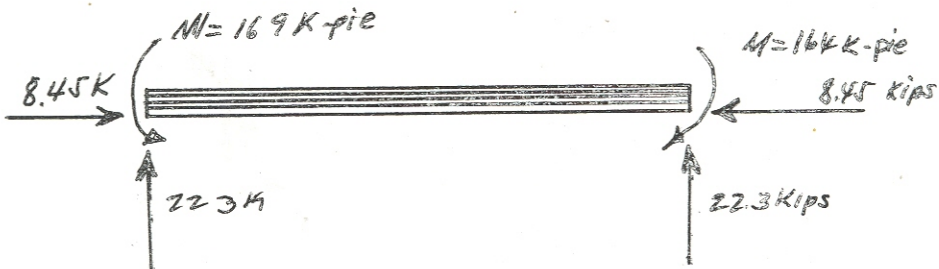


Figura 6.3.14 Representación Gráfica de Fuerzas en la Viga.

- 7°) Para las columnas usaremos las fórmulas de la página A-1 del Manual de la A. I. S. C., para diseño plástico en acero

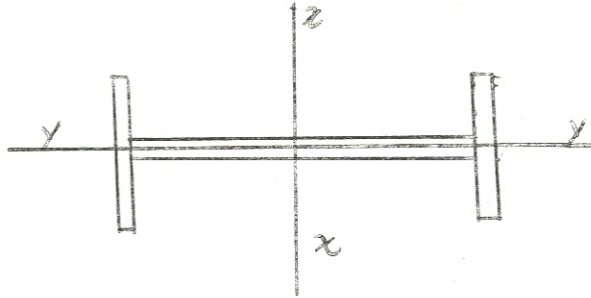


Figura 6.3.15 Localización de los Ejes en una Columna según la A. I. S. C.

Columnas:

$$\left(\frac{1}{r}\right) \times \leq 1,200$$

$$\therefore r_x = \frac{1}{120} = \frac{20 \times 12}{120} = 20$$

Para $M_p = 169$

Busco en las páginas A-40 y A-41 de dicho manual y obtendré:

El perfil buscado será

-16 WF 36

Con las siguientes características:

$$M_p = 175.7 \text{ Kips-pie}$$

$$r_x = 6.49$$

$$r_y = 1.45$$

$$P_y = 349 \text{ Kips}$$

$$d/u = 53$$

8°) Verificando este perfil para nuestro problema, debemos seguir las condiciones especificadas en la página A-1 del manual antes referido.

A) Si la relación de esbeltez $\frac{l}{r}$ no excede

de 120; la longitud l se toma como una distancia de centro a centro de los miembros adyacentes a la columna, es decir, base y conexión con la viga

$$\left(\frac{l}{r}\right) \leq 120 \quad \therefore \quad r_x = \frac{l}{120}$$

B) La máxima carga axial P , que actúa en las columnas, no debe exceder en seis décimos a P_y , si P_y es considerado como la carga última que soporta el material en su punto cedido, o sea en el límite de fluencia del ma-

terial del área de la columna

$$P \leq 0.6 P_y$$

$$\frac{P}{P_y} \leq 0.6$$

En nuestro caso tendremos:

$$\frac{P}{P_y} \leq \frac{22.3}{34.9} < 0.6$$

Que está dentro de los límites de la condición dada.

- C) Que las columnas deben de cumplir con la siguiente condición:

$$\frac{2P}{P_y} + \frac{L}{70r} \leq 1$$

Para nuestro caso, si operamos substituyendo, tendremos:

$$\frac{2 \times 22.3}{349} + \frac{20 \times (12)}{70 \times (6.49)} < 1$$

podemos ver que sí cumple con la condición.

- D) Para columnas articuladas, en el caso de que en el plano donde actúa el momento se cumpla la siguiente condición:

$$\underline{\left(\frac{1}{r}\right)_x \leq 60}$$

Substituyendo:

$$\frac{1}{r_x} = \frac{w \times 12}{6.49} \quad \therefore \quad \left(\frac{1}{r}\right)_x = 37$$

$$\frac{P}{P_y} = \frac{22.3}{349} = 0.064 < 0.15$$

$$\frac{M_o}{M_p} = 1 \quad \therefore \quad M_o = 175.7$$

$$\frac{M_o}{M_p} = B - G \left(\frac{P}{P_y}\right)$$

En la página A-2 del Manual de la A. I. S. C. de Diseño Plástico, tendremos:

$$B = 1.152$$

$$G = 1.222$$

$$M_o = 157.7 \left(1.152 - 1.234 \left(\frac{22.3}{349}\right)\right)$$

Nota Operatoria:

Si es mayor (\geq) que 1, se igualará a 1, y si es menor (\leq), se le pone el valor que salga.

$$\frac{M_o}{M_p} = 1.152 - 1.234 (22.3/349) = 1.07 \geq 1$$

Pero como M_o no puede ser mayor que M_p

$$\therefore M_p = M_o = 175.7 \text{ Kips-pie}$$

$$E) \frac{I}{r_y} = \frac{20 \times 12}{1.45} = 166$$

que es menor que 120, por consiguiente, está dentro de los límites tolerables de donde:

$$\frac{P}{P_y} = 0.044 \leq \frac{8,700}{1,662} \leq 0.315$$

que cumple con la condición de tolerancia también.

9°) Analizando corte:

Corte en la viga = corte axial en la columna

$$A) \quad v = 22.3$$

$$A = 16 \times 16 = 256 \text{ pulgs.}^2$$

$$\frac{M}{A} = \frac{169}{256} = 0.66$$

$$0.60 \frac{M}{A} = 0.60 \times 0.66 = 0.396$$

$$w = 0.60 \times 0.66 = 0.396$$

Valor que como podemos apreciar es menor que 0.40, por consiguiente está satisfecho el requisito de corte.

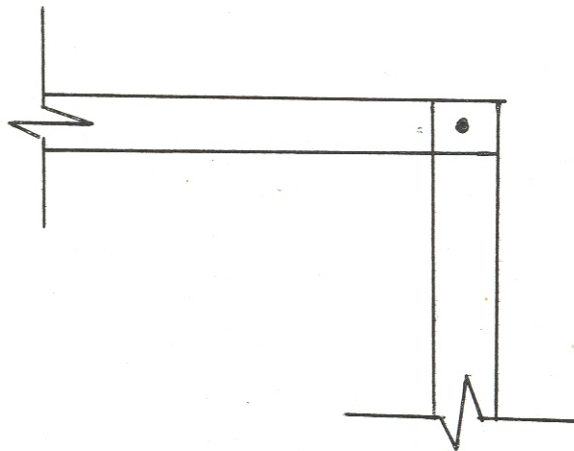


Figura 6.3.16 Conectores.

$$B) \frac{V}{w_d} = \frac{22.3}{0.302 (16)} = 18 \text{ Kips/pulg.}^2$$

Cuando w es mayor que $0.60 \frac{M}{A}$, es necesario reforzar el área de las siguientes formas mostradas a continuación:

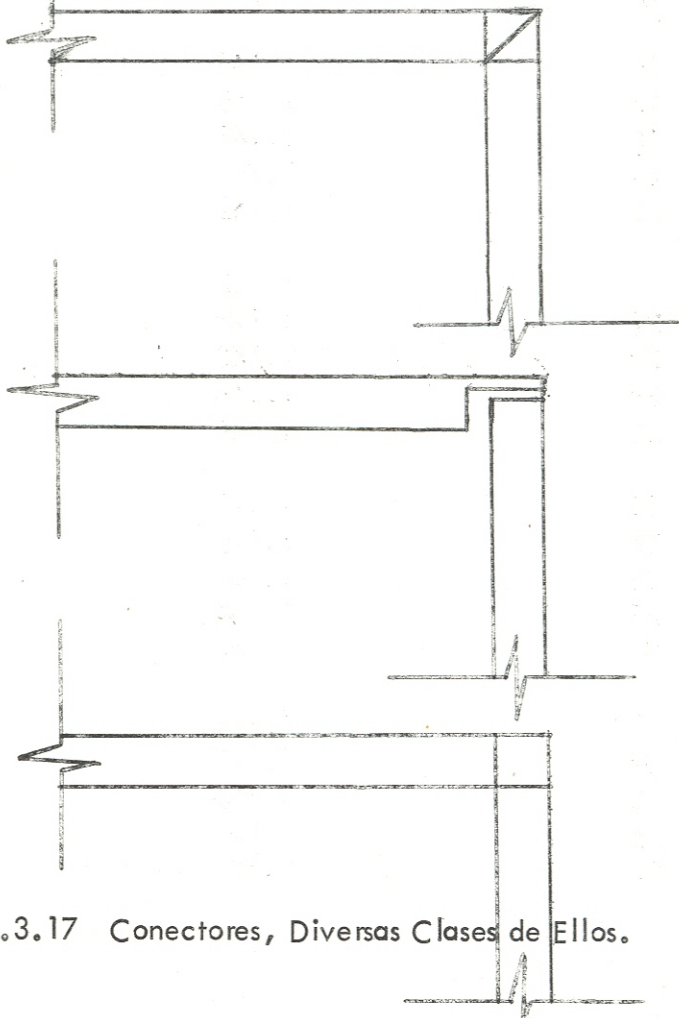


Figura 6.3.17 Conectores, Diversas Clases de Ellos.

6.4) CASO II COLUMNAS Y SUS FORMULAS

$$\frac{M_o}{M_p} = B - G \frac{P}{P_y}$$

l/r	B	G
16	1.140	1.172
17	1.140	1.174
18	1.141	1.177
19	1.141	1.179
20	1.142	1.182
21	1.142	1.184
22	1.143	1.187
23	1.143	1.189
24	1.144	1.191
25	1.145	1.194
26	1.145	1.196
27	1.146	1.198
28	1.146	1.200
29	1.147	1.203
30	1.148	1.205
31	1.148	1.207
32	1.149	1.209
33	1.150	1.212
34	1.150	1.215
35	1.151	1.217

1/r	B	G
36	1.152	1.220
37	1.152	1.222
38	1.153	1.225
39	1.154	1.228
40	1.155	1.231
41	1.155	1.234
42	1.156	1.237
43	1.157	1.240
44	1.158	1.243
45	1.159	1.247
46	1.159	1.251
47	1.160	1.254
48	1.161	1.258
49	1.162	1.263
50	1.163	1.267
51	1.164	1.271
52	1.165	1.276
53	1.165	1.281
54	1.166	1.286
55	1.167	1.292
56	1.168	1.297
57	1.169	1.303
58	1.170	1.310
59	1.171	1.316
60	1.172	1.323

l/r	B	G
61	1.173	1.330
62	1.174	1.337
63	1.175	1.344
64	1.176	1.352
65	1.177	1.360
66	1.178	1.369
67	1.179	1.377
68	1.180	1.386
69	1.181	1.396
70	1.182	1.406
71	1.183	1.416
72	1.184	1.426
73	1.186	1.437
74	1.187	1.448
75	1.188	1.460
76	1.189	1.472
77	1.190	1.485
78	1.191	1.497
79	1.192	1.511
80	1.194	1.524
81	1.195	1.539
82	1.196	1.553
83	1.197	1.568
84	1.198	1.584
85	1.200	1.600

1/r	B	G
86	1.201	1.616
87	1.202	1.633
88	1.204	1.651
89	1.205	1.669
90	1.206	1.688
91	1.207	1.707
92	1.209	1.726
93	1.210	1.746
94	1.211	1.767
95	1.213	1.788
96	1.214	1.810
97	1.215	1.832
98	1.217	1.855
99	1.218	1.879
100	1.220	1.903
101	1.221	1.928
102	1.222	1.953
103	1.224	1.979
104	1.225	2.006
105	1.227	2.033
106	1.228	2.061
107	1.230	2.090
108	1.231	2.119
109	1.233	2.149
110	1.234	2.179

$1/r$	B	G
111	1.236	2.211
112	1.237	2.243
113	1.239	2.275
114	1.240	2.309
115	1.242	2.343
116	1.243	2.378
117	1.245	2.414
118	1.247	2.450
119	1.248	2.487
120	1.250	2.525

CASO III COLUMNAS Y SUS FORMULAS

$$\frac{M_o}{M_p} = 1.0 - K \left(\frac{P}{P_y} \right) - J \left(\frac{P}{P_y} \right)^2$$

1/r	K	J
1	.434	.753
2	.449	.736
3	.463	.720
4	.478	.703
5	.492	.687
6	.506	.671
7	.520	.655
8	.534	.640
9	.548	.624
10	.562	.609
11	.576	.594
12	.590	.579
13	.604	.564
14	.619	.549
15	.633	.534
16	.647	.519
17	.661	.504
18	.675	.490
19	.689	.475
20	.703	.461

1/r	K	J
21	.717	.447
22	.731	.432
23	.746	.418
24	.760	.403
25	.774	.389
26	.789	.374
27	.803	.360
28	.818	.345
29	.832	.331
30	.847	.316
31	.862	.301
32	.877	.287
33	.892	.272
34	.907	.257
35	.922	.242
36	.937	.227
37	.953	.211
38	.968	.196
39	.984	.180
40	1.000	.165
41	1.015	.149
42	1.032	.133
43	1.048	.116
44	1.064	.0998
45	1.081	.0832

$1/r$	K	J
46	1.097	.0663
47	1.114	.0492
48	1.131	.0318
49	1.148	.0143
50	1.166	-.0036
51	1.183	-.0217
52	1.201	-.0401
53	1.219	-.0588
54	1.237	-.0777
55	1.256	-.0970
56	1.274	-.117
57	1.293	-.137
58	1.312	-.157
59	1.332	-.177
60	1.351	-.198
61	1.371	-.220
62	1.391	-.241
63	1.411	-.263
64	1.432	-.286
65	1.452	-.309
66	1.473	-.332
67	1.495	-.356
68	1.516	-.380
69	1.538	-.404
70	1.560	-.429

1/r	K	J
71	1.583	-.455
72	1.605	-.481
73	1.628	-.507
74	1.652	-.534
75	1.675	-.562
76	1.699	-.590
77	1.724	-.618
78	1.748	-.647
79	1.773	-.677
80	1.799	-.707
81	1.824	-.738
82	1.850	-.769
83	1.877	-.801
84	1.903	-.833
85	1.930	-.866
86	1.958	-.900
87	1.986	-.934
88	2.014	-.969
89	2.042	-1.004
90	2.071	-1.041
91	2.101	-1.077
92	2.130	-1.115
93	2.161	-1.153
94	2.191	-1.192
95	2.222	-1.231

1/r	K	J
96	2.254	-1.272
97	2.286	-1.313
98	2.318	-1.354
99	2.350	-1.397
100	2.384	-1.440
101	2.417	-1.484
102	2.451	-1.529
103	2.486	-1.575
104	2.521	-1.621
105	2.556	-1.668
106	2.592	-1.716
107	2.628	-1.765
108	2.665	-1.814
109	2.703	-1.865
110	2.741	-1.916
111	2.779	-1.968
112	2.818	-2.021
113	2.857	-2.057
114	2.897	-2.123
115	2.937	-2.185
116	2.978	-2.242
117	3.020	-2.300
118	3.062	-2.358
119	3.104	-2.147
120	3.147	-2.478

CAPITULO SEPTIMO

7.1 PROBLEMAS SECUNDARIOS DE DISEÑO

7.2 FUERZA AXIAL EN COLUMNAS

En el análisis de los ejemplos del capítulo anterior, con el objeto de hacer una presentación sencilla y de no opacar nuestro objetivo, que era el de demostrar las principales ideas y teorías comprendidas dentro del método del "Diseño Plástico del Acero", nos olvidamos temporalmente de factores que a menudo influyen y modifican el diseño de las estructuras, y que en este capítulo llamaremos "problemas secundarios de diseño".

La presencia de la fuerza axial tiende a reducir la magnitud del momento plástico. Sin embargo, se puede modificar fácilmente el procedimiento de diseño con el fin de compensar su influencia, ya que las características importantes de la articulación plástica son mantenidas aún bajo la presencia de esta fuerza, aún cuando la capacidad de momento sea reducida.

En el caso de una fuerza axial de pequeña magnitud, el efecto es menos. Por consiguiente, la reducción del momento en articulaciones plásticas de columnas de marcos rígidos comunes puede ser ignorada.

Mas, tratándose de estructuras de varios pisos, el mo

mento resistente de las columnas de los pisos inferiores se-
rfa disminuido por la carga axial.

En consecuencia, este problema se deberá analizar
adecuadamente.

El diagrama de la Figura 7.2.1, Representación de
Esfuerzos, demuestra la forma en que una fuerza axial pue-
de reducir la capacidad del momento.

Principiaremos presentando el diagrama a continua-
ción:

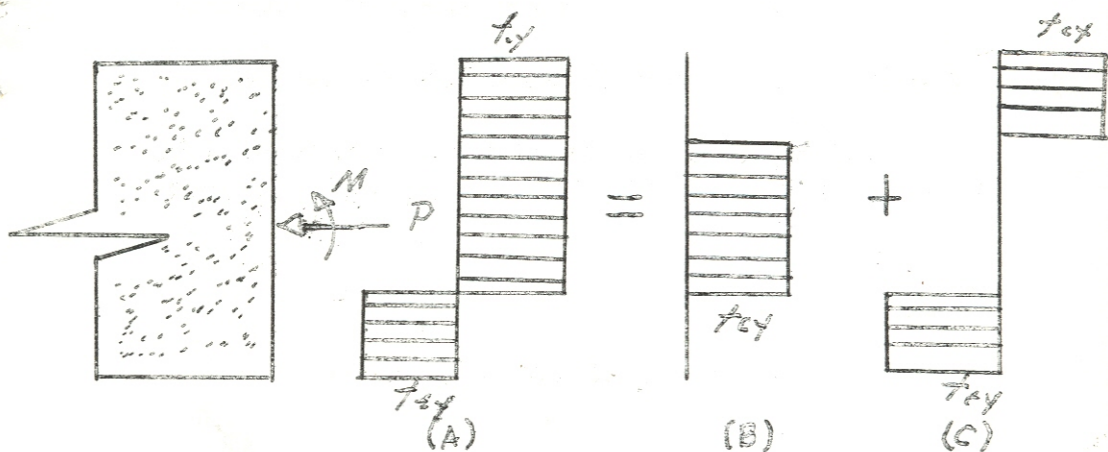


Figura 7.2.1 Representación de Esfuerzos.

- (a) Distribución total de esfuerzos
- (b) Esfuerzos causados por P
- (c) Esfuerzos causados por M .

Las columnas pueden ser divididas en tres clases:

- Clase I: Columnas combadas en doble curvatura por momentos que producen articulaciones plásticas en ambos extremos de la columna.
- Clase II: Columnas de base articulada que necesitan desarrollar una articulación plástica únicamente en un extremo, y columnas de doble curvatura que necesitan desarrollar una articulación plástica en un extremo cuando el momento en el otro extremo es menor que el momento necesario para producir una articulación plástica.
- Clase III: Columnas combadas en curvatura simple.

Las especificaciones para el diseño de cada una de las clases de columnas son diferentes, como se verá a continuación:

Clase I: $\frac{l}{r} \leq 100$

$$M_o = M_p \text{ cuando } P/P_y \leq 0.15$$

$$\frac{M_o}{M_p} = 1.18 - 1.18 \left(\frac{P}{P_y} \right) \leq 1.0 \text{ cuando}$$

$$P/P_y \leq 0.15$$

l = largo de columna

r = radio de giro

M_o = Momento plástico reducido

M_p = Momento plástico de la sección

P = carga concentrada

$P_y = A \cdot y$

Clase II: $\frac{l}{r} \leq 120$

$$\frac{M_o}{M_p} \leq B - G \left(\frac{P}{P_y} \right) \leq 1$$

Clase III: $\frac{l}{r} \leq 120$

$$\frac{M_o}{M_p} \leq 1.0 - K \left(\frac{P}{P_y} \right) - J \left(\frac{P}{P_y} \right)^2$$

Del libro "Diseño de Acero" de la A. I. S. C.

En todos los casos:

$$\frac{P}{P_y} \leq 0.6 \quad \frac{P}{P_y} \leq \frac{8,700}{(l/r)^2} \quad \text{cuando } \frac{l}{r} > 120$$

Cuando se diseña una columna, el verificar que los requisitos descritos anteriormente sean llenados por las características del miembro escogido, se hace indispensable.

7.3 FUERZA DE CORTE

Si se diera el caso en el que una viga estructural fuera sometida a un corte bastante alto, el cual actúe sobre una porción considerable de su longitud, como sucedería con una viga corta cargada al centro, o como sería el caso de una viga larga cuya carga esté concentrada cerca de un extremo, la viga podría ceder, antes de lo previsto por efectos de flexión, debido a esta fuerza cortante.

El efecto de la fuerza cortante, en consecuencia, es similar al de la fuerza axial y, por lo tanto, puede reducir el momento plástico del miembro.

Cuando las deflexiones de la viga resultan ser mayores que las supuestas, por el cede prematuro por flexión debido a la fuerza de corte, puede sobrevenir una falla prematura.

Para evitar los posibles efectos que causaría una falla prematura, la carga que actúa sobre la viga deberá limitarse a un valor un poco menor que el correspondiente al del Momento Plástico absoluto. Es de allí de donde se deduce que el efecto del corte en una viga, afecta su capacidad estructural de una manera semejante a la que se vería afectada por la acción de la carga axial.

El alma de un miembro que se vea sometido a una fuerza de corte, deberá estar proporcionado de tal manera de que se cumpla la siguiente condición:

$$\underline{V_U \leq 0.55 F_y \times w \times d}$$

Siendo en tal expresión:

V_U = Fuerza cortante

w = Grosor del alma

d = Profundidad del miembro

F_y = 33 Kips/pulg.², para acero A7

Por lo general, las secciones en su inmensa mayoría que son las WF, tienen un área transversal wd en toda su longitud, lo suficientemente adecuada para cumplir con las exigencias del presente requisito. Pero, como siempre ocurre en la mayoría de los casos, no resulta suficiente, máxime en las conexiones de un miembro a otro cuando se trata de estructuras entramadas.

Para compensar esta clase de deficiencias, se hace a veces y según lo amerite el caso, el uso de barras diagonales o planchas, que traen como consecuencia el aumento del espesor del alma. De no colocarse esta clase de aditamentos, podría suceder que la aceptación del momento plástico total podría alcanzarse solamente cuando a consecuencia de las deformaciones plásticas por corte se produjeran rotaciones excesivas de las juntas.

Si se desea saber cuando es necesario reforzar el alma de un elemento estructural usado en cualquier conexión, podemos hacer uso de la siguiente fórmula:

$$W = \frac{0.60 M}{A}$$

Siendo en tal expresión:

W = Espesor del alma requerida.

M = Suma algebraica de los momentos transmitidos por los miembros que se conectan en los lados opuestos de esa conexión.

A = Area de la conexión.

Cuando el espesor del alma de un miembro resulta ser menor que la requerida según esta fórmula, la diferencia entre lo que se tiene y de lo que necesita, se suplirá por barras diagonales o planchas cuya sección transversal sea suficiente para transmitir el exceso de corte que no es capaz de transmitir el alma.

7.4 PANDEO LATERAL

Antes de hacer mención del pandeo lateral, es lógico hacer mención del pandeo local, cuya descripción trataremos de dar a continuación:

Pandeo Local:

Cuando una viga de ala ancha es deformada excediendo en límite elástico, finalmente el ala o el alma terminarán pandeándose.

En las secciones delgadas existe el peligro de que el pandeo local ocurra inmediatamente después de que el momento plástico haya sido alcanzado, debido a que la viga no podría retener su forma de sección transversal, la capacidad del momento bajaría automáticamente; por lo consiguiente, el pandeo local puede limitar la capacidad de carga de una viga.

Es necesario llenar los requisitos de capacidad de formación, debiendo tener los elementos en compresión una relación ancho-grueso adecuada para prevenir la formación de pandeo local, según se describe a continuación:

$$\frac{b}{t} \leq 17$$

$$\frac{d}{w} \leq 70 - 100 \frac{P}{P_y}$$

$$\frac{d}{w} \geq 43$$

Siendo en dichas expresiones:

- b = Ancho del ala
t = Grosor del ala
d = Profundidad del miembro
w = Grosor del alma

Afortunadamente, casi todas las secciones "WF" e "I" tienen tales dimensiones que la relación d/t es siempre menor que 17.

Únicamente en el caso de secciones muy livianas se ve la necesidad de reforzar las secciones para evitar el pandeo. Esto puede lograrse mediante el uso de una serie de aditamentos de los cuales podemos observar los siguientes mostrados en el esquema adjunto:

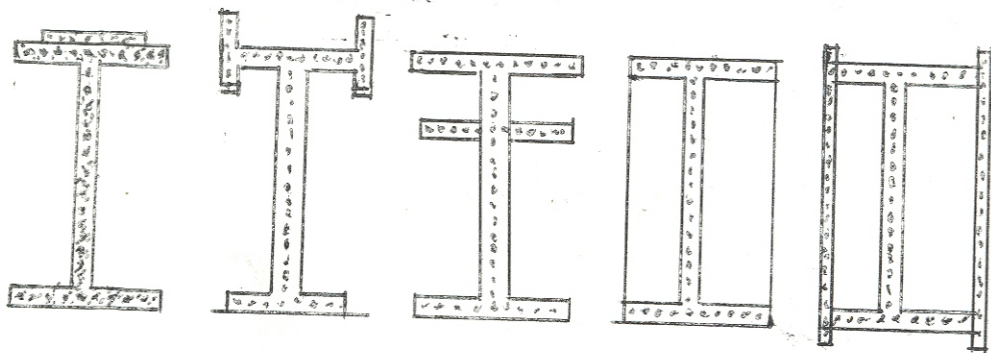


Figura 7.4.1 Esquema de una Serie de Aditamentos.

Estos aditamentos los podemos definir como: Métodos para poder atiesar los perfiles "WF" para prevenir la inestabilidad local.

Las relaciones anteriores son válidas para prevenir que aparezca el pandeo del alma o del ala de una sección determinada.

Además, existe la posibilidad de que la viga se pandee lateralmente; y, generalmente, eso sucede simultáneamente con el pandeo del alma o del ala.

El problema de especificar la longitud crítica de una viga para que no haya posibilidad de pandeo lateral no ha sido determinado en lo absoluto.

Lo único que podemos resumir es que en aquellos puntos donde se espera que aparezcan articulaciones plásticas, han de colocarse puntales o contraventeos.

Pandeo Lateral:

El efecto del pandeo lateral es muy parecido al del pandeo local, y es curioso que a veces en multitud de ensayos que se han efectuado se puede ver que ambos pandeos ocurren simultáneamente.

El problema consiste en determinar el largo crítico sin apoyos de un miembro cuyas alas pueden estar deformadas hasta el punto de endurecimiento por deformación, mientras aún permanece en el plano de carga el momento que ha causado la flexión.

Aunque este problema no está completamente solucionado, se puede más o menos resolver por el empleo de la siguiente fórmula:

$$L_{cr} = \left(60 - 40 \frac{M}{M_p} \right) R_y$$

$$L_{cr} \approx 35 R_y$$

Siendo en dicha fórmula:

L_{cr} = Largo crítico.

R_y = Radio de giro del miembro sobre su eje más débil.

M = Momento menor en los extremos del segmento sin apoyos.

$\frac{M}{M_p}$ = Tiene signo positivo cuando el segmento es convado en curvatura simple.

7.5 EFECTO DE CARGAS REPETIDAS

La repetición de cargas sobre una viga no necesariamente excluye los sistemas de análisis para diseñarla, pero dependiendo de la frecuencia con que se repitan las cargas, se afecta la estabilidad de un miembro estructural, será suficiente con que éste posea una resistencia a la fatiga den-

tro de límites adecuados para aceptar la repetición de cargas.

Se ha demostrado por medio de experimentos, que una viga laminada que no tenga uniones o agujeros en sus alas, posee una mayor resistencia a la fatiga que la que posee una viga armada que tenga el mismo módulo de sección o uno aún mayor.

Ya que la aplicación del diseño plástico es más apropiado para el uso de secciones constantes, resulta mejor el uso de secciones laminadas tales como "WF" e "I".

El efecto producido por las cargas repetidas es más crítico y digno de tomarse en cuenta al tratarse de pórticos. Esto es debido a que las juntas de esquina poseen una resistencia incierta a la fatiga, lo cual provoca una limitación en el análisis, tanto en el análisis plástico como en el elástico.

En consecuencia, es adecuado el diseño plástico para los casos considerados normalmente como de carga estática.

Cuando se dan casos en los cuales se crea que pueden sobrevenir cambios radicales en la magnitud de las cargas principales, es aconsejable modificar el valor de la carga última de acuerdo con un análisis de estabilidad de deformación, el cual debe hacerse en un laboratorio.

Uno de esos casos se presenta cuando se trata de analizar una estructura que estará sometida a cargas de viento o temblor.

CAPITULO OCTAVO

8.1 CONCLUSIONES

El objeto primordial del Diseño Estructural, consiste en crear una estructura que a la vez de cumplir con las normas de la estética, en cuanto a proporcionamiento en sus dimensiones, sea a la vez segura y duradera dentro de un límite máximo referente a la economía de su costo inicial.

Esta es una de las razones más poderosas en el Diseño Estructural - la economía -; y, el Diseño Plástico nos proporciona esa economía en el uso del acero. Además nos proporciona un ahorro considerable de tiempo debido a la simplicidad de los cálculos usados en el diseño de la estructura propiamente dicho.

A la vez, nos permite que al proyectarla se puedan diseñar las estructuras de una forma más lógica, lo cual le da la posibilidad al que la calcula de determinar de antemano la forma de falla, según su conveniencia y criterio.

Como consecuencia de lo anterior, al diseñador le permite además el poder controlar fácilmente, a voluntad suya, el factor seguridad.

Además, tenemos en esta Teoría del Diseño Plástico del Acero, un factor, el cual no está por demás decir que es sumamente importante y que con su empleo se ha conse-

guido involucrar el uso consciente de la propiedad del acero llamada "ductilidad".

En el campo del Diseño Estructural, la incorporación de dicha propiedad del acero no es tema nuevo, ya que, desde el año de 1920 se trató de diseñar haciendo uso de tal cualidad del acero estructural.

Este uso es factible debido a que se han realizado dos requisitos o condiciones importantes que son:

Primera:

La teoría concerniente al comportamiento plástico de los marcos de acero, ha sido sistematizada y reducida a procedimientos simples de diseño.

Segunda:

Cada factor que pueda tender a limitar o reducir la capacidad de carga a un valor menor que el que se ha calculado por la teoría plástica simple, ha sido investigado, y de esas investigaciones han nacido y se han formulado procedimientos y normas de diseño que cuidan de esas limitaciones.

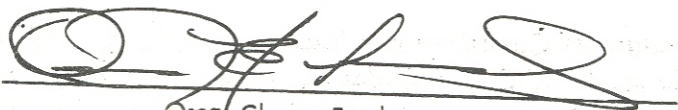
Otra de las propiedades sobresalientes de la Teoría del Diseño Plástico del Acero, es la enorme reserva de fuerza sobre las cargas de trabajo calculadas por el Método Elástico. En ciertos casos, la capacidad de carga calculada es de la misma magnitud que la capacidad de carga que queda como margen de seguridad.

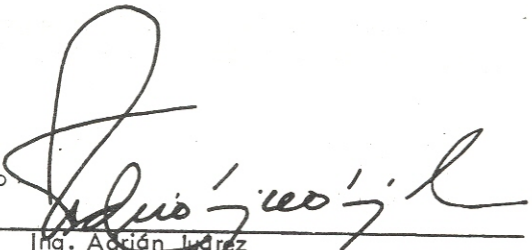
CAPITULO NOVENO

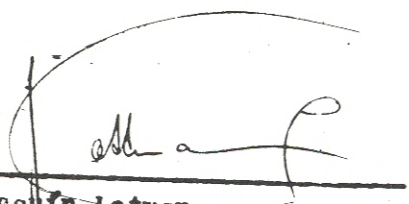
9.1 BIBLIOGRAFIA

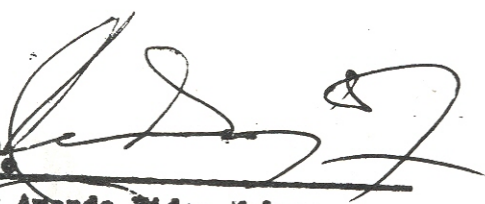
- 1º) Plastic Design in Steel, por la Editorial de la A. I. S. C., "American Institute of Steel Construction", New York - 1965.
- 2º) Steel Construction Manual, por la Editorial de la A. I. S. C., Sixth Edition, New York - 1965.
- 3º) Cálculo Plástico de las Construcciones, Tomo I, Estructuras Planas, por Ch. Mossonnet y M. Save, Editorial Montaner y Simón, Barcelona, España - 1966.
- 4º) Cálculo Plástico de las Construcciones, Tomo II, por Ch. Mossonnet y M. Save, Editorial Montaner y Simón, Barcelona, España - 1966.
- 5º) Manual del Ingeniero Constructor, escrito por F. Schleicher, Editorial Labor, Madrid, España - 1960.
- 6º) Lecturas del Curso Sobre Diseño Plástico en Acero, dictadas por el Profesor Frederick W. Schutz, del Georgia Institute of Technology, Estados Unidos - 1966.
- 7º) Plastic Design of Steel Frames, por Lynn S. Beedle, Editorial John Wiley and Sons, New York - 1958.

- 8°) Lecturas del Cursillo Sobre Teoría Plástica del Acero, de la A. I. S. C., dictadas en la Universidad de San Carlos de Borromeo, Facultad de Ingeniería, Guatemala.
- 9°) Apuntes personales del Curso de Diseño, dictado por el Catedrático Ingeniero Enrique Godoy S. - 1967.


Oscar Cheves Escobar

Vo Bo 
Ing. Adrián Juárez
Asesor

Vo Bo 
Ing. Joaquín Letman
Jefe del Depto. de Estructuras

Vo Bo 
Ing. Amante Vides Tebar
Decano Facultad de Ingeniería