

Estructuras metálicas para señalización de carreteras

(Pórticos y banderolas)

Por D. José Fernández Ferrer
Ingeniero Técnico Industrial
Jefe de Departamento Técnico



Foto 1

1. Introducción

EL presente artículo tiene como objeto clarificar, tanto las hipótesis utilizadas para el cálculo de estructuras de acero para pórticos y banderolas, como los métodos seguidos en la resolución de nudos concretos de las mismas (placas de anclaje, de unión, etc.).

Aunque hoy en día ya se han empezado a introducir en España las estructuras de aluminio, todavía éste no es un mercado activo como lo es en otros países europeos (Francia, Italia, etc.); por ello, en este artículo nos ocuparemos única y exclusivamente

de las estructuras de acero. (Ver fotos 1 y 2).

La normativa actual sobre estructuras metálicas de señalización que la Dirección General de Carreteras del MOPT exige, hace clara alusión a las Normas Básicas de Edificación, siendo éstas:

- MV-101 Acciones en la edificación.
- MV-102 Acero laminado para estructuras de edificación.
- MV-103 Cálculo de las estructuras de acero laminado en la edificación.
- MV-104 Ejecución de las estructuras de acero laminado en la edificación.
- MV-106 Tornillos ordinarios y

calibrados para estructuras de acero.

- MV-107 Tornillos de alta resistencia para estructuras de acero.

Sigue vigente, por tanto, la normativa sobre pórticos y banderolas elaborada desde 1982, por la Dirección General de Carreteras.

2. Hipótesis de cálculo

2.1. Cargas.

Son las distintas acciones a las que una estructura está sometida y que pueden además alterar el estado tensional de sus elementos.

Por su forma de actuación, la car-

“El procedimiento operativo de cálculo de estructuras consiste en comprobar que si se mayoran adecuadamente las cargas, en ninguna sección de la estructura se alcanza el agotamiento, definido éste cuando las tensiones igualan el límite de fluencia garantizado.”

gas pueden clasificarse fundamentalmente en dos grupos:

a/ Cargas o acciones directas:

Estas actúan en todo momento y durante largos periodos de tiempo, con valor fijo en posición y magnitud.

Se incluyen en este tipo:

- La concarga o carga debida de peso propio.
- Las cargas permanentes.
- Las acciones térmicas debidas a la variación de la temperatura.
- Los asientos de las cimentaciones.

b/ Cargas o acciones variables.

Estas pueden actuar durante cortos periodos de tiempo, con valor variable en posición y magnitud.

Se incluyen en este tipo:

- Las sobrecargas de uso o explotación variables.
- Las sobrecargas originadas durante el período de construcción o montaje.
- Las cargas variables climáticas (viento, nieve).
- Las acciones sísmicas.

2.2. Acciones características.

El valor característico de una acción es el que tiene la probabilidad de 0.05 de ser sobrepasado durante la ejecución y vida de la estructura o, eventualmente, en las pruebas de carga especificadas. Las acciones características que se tendrán en cuenta en los cálculos serán las descritas en la norma MV-101, anteriormente mencionada.

2.3. Acciones ponderadas.

Una acción ponderada es el producto de una acción característica por el coeficiente de ponderación que le corresponde en la combinación de acciones que se esté considerando.

2.4. Criterios de Seguridad.

La seguridad de una estructura queda garantizada a través de los coeficientes de ponderación con los que se mayoran las cargas. Estos coeficientes de ponderación tratan de cubrir no sólo los errores de la estimación en las cargas y en sus posibles combinaciones, sino también las hipótesis defectuosas de cálculo y deficiencias de ejecución. En cuanto al material, no se adopta ningún coeficiente de seguridad para los aceros empleados en estructuras (A-42b) ya que tienen asegurado su límite de fluencia.

El procedimiento operativo de cálculo de estructuras consiste en comprobar que si se mayoran adecuadamente las cargas (utilizando los coeficientes de ponderación y combinaciones de acciones) en ninguna sección de la estructura se alcanza el agotamiento, definido éste cuando las tensiones igualan el límite de fluencia garantizado.

En la tabla I, se detallan los coeficientes de ponderación adoptados en la norma MV-103.

TABLA I					
COEFICIENTES DE PONDERACION					
CASO DE CARGA		CLASE DE ACCION	Coeficiente de ponderacion si el efecto de la acción es:		
			Defavorable		Favorable
CASO I Acciones constantes y combinación de dos acciones variables independientes	1a	Acciones constantes.....	1,33	1,33	1,00
		Sobrecarga.....	1,33	1,50	0
		Viento.....	1,50	1,33	0
	1b	Acciones constantes.....	1,33		1,00
		Sobrecarga.....	1,50		0
		Nieve.....	1,50		0
	1c	Acciones constantes.....	1,33		1,00
		Viento.....	1,50		0
		Nieve.....	1,50		0
CASO II Acciones constantes y combinación de tres acciones variables independientes		Acciones constantes.....	1,33		1,00
		Sobrecarga.....	1,33		0
		Viento.....	1,33		0
		Nieve.....	1,33		0
CASO III Acciones constantes y combinación de cuatro acciones variables independientes, incluso las acciones sísmicas		Acciones constantes.....	1,00		1,00
		Sobrecarga.....	r (1)		0
		Viento.....	0,25 (2)		0
		Nieve.....	0,50 (3)		0
		Acciones sísmicas.....	1,00		0

(1) r es el coeficiente para las sobrecargas (Tabla VIII de la Norma Sismorresistente P. U. S-1, parte AI, que indica:
 Caso 1º Azoteas, viviendas y hoteles (salvo locales de reunión): $r = 0,50$.
 Caso 2º Oficinas, comercios, calzadas y garajes: $r = 0,60$.
 Caso 3º Hospitales, cárceles, edificios docentes, iglesias, edificios de reunión y espectáculos y salas de reuniones de hoteles:
 $r = 0,80$.

(2) Sólo se considerará en construcciones en situación topográfica expuesta o muy expuesta (Norma MV-101).

(3) En caso de lagares en los que la nieve permanece acumulada habitualmente más de treinta días, en el caso contrario el coeficiente será cero.

- (1) r es el coeficiente para las sobrecargas (Tabla VIII de la Norma Suscomoriente P.G. 5-1, parte A1, que indica:
Caso 1º: Almacenes, viviendas y hoteles (salvo locales de reunión): $r = 0,50$.
Caso 2º: Oficinas, comercios, calzadas y garajes: $r = 0,60$.
Caso 3º: Hospitales, cárceles, edificios docentes, iglesias, edificios de reunión y espectáculos y salas de reuniones de hoteles: $r = 0,80$.)
- (2) Sólo se considerará en construcciones en situación topográfica expuesta o muy expuesta (Norma MV-101).
- (3) En caso de lagares en los que la nieve permanece acumulada habitualmente más de treinta días, en el caso contrario el coeficiente será cero.

2.5. Elección del tipo de acero.

La elección del tipo de acero A410B (nueva denominación del anterior A42b) que se define en la norma MV-102 se basa, fundamentalmente, en razones económicas y en la facilidad de obtención en el Mercado.

Dentro del tipo de acero adoptado, para estructuras soldadas, se elige la calidad adecuada para elementos es-

tructurales en función de su susceptibilidad a la rotura frágil y el grado de responsabilidad del elemento en la estructura. En el anejo I de la Norma MV-102 se recogen algunas recomendaciones orientativas para la elección de la calidad del acero para estructuras soldadas.

2.6. Constantes elásticas del acero.

En los cálculos, cualquiera que sea la clase de acero, se tomará:

- Módulo de elasticidad $E = 2\ 100\ 000\ \text{kg} \cdot \text{cm}^{-2}$.
- Módulo de elasticidad transversal $G = 810\ 000\ \text{kg} \cdot \text{cm}^{-2}$.
- Coeficiente de Poisson $= 0,30$.
- Límite de fluencia $\sigma_F = 2\ 600\ \text{kg} \cdot \text{cm}^{-2}$.

2.7. Coeficiente de dilatación térmica del acero.

El valor fijado en la Norma MV-101 es de $\alpha_t = 0,000012\ \text{m/m}^\circ\text{C}$. Este coeficiente será utilizado para el cálculo de esfuerzos, tensiones y deformaciones debido a acciones térmicas.

3. Valoración de acciones sobre las estructuras.

Quizás sea éste uno de los apartados más importantes en el cálculo de las estructuras, ya que los términos de presión y velocidad de viento pueden llegar a confundirse en sus unidades, haciendo de este modo que se obtengan estructuras de distintas rigi-

deces, imposible de comparar entre ellas.

Como ejemplo aclaratorio podemos decir que, si la presión dinámica de $150 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-2}$ se confunde con velocidad de viento de $150 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$, estaremos comparando estructuras calculadas a $150 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-2}$ y a $100 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-2}$ aproximadamente.

3.1. Acciones del viento.

Queda fijada la presión dinámica del viento, según la Dirección General de Carreteras, en $150 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-2}$, equivalente a una velocidad de viento de $176 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$, actuando horizontalmente y de forma perpendicular a los carteles sobre las estructuras.

El viento de velocidad v ($\text{km} \cdot \text{h}^{-1}$) produce una presión dinámica p ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-2}$) en los puntos donde su velocidad se anula.

La ecuación es la siguiente:

$$p = \frac{v^2}{207.3}$$

No deben confundirse por tanto, los términos de presión dinámica y velocidad del viento, debiendo quedar claramente determinados en los pliegos de Prescripciones Técnicas de los Proyectos de Señalización, sin que tengan lugar ambigüedades entre los conceptos.

En la tabla II se describen los más comúnmente utilizados.

3.2. Sobrecargas de uso.

La sobrecarga de uso en una estructura es el peso de todos los elementos que puedan gravitar sobre ella por razón de su uso. En el caso de estructuras de señalización, sólo procede aplicar las acciones de las sobrecargas de uso cuando éstas dispongan de pasarelas para el mantenimiento de los carteles, principalmente giratorios o de fibra óptica.

El valor de la sobrecarga de uso puede tomarse igual a $100 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-2}$.

3.3. Sobrecarga de nieve.

La sobrecarga de nieve en una estructura es el peso de la nieve que, en las condiciones climatológicas más desfavorables, puede acumularse sobre la misma. Es aplicable, en general, en los casos de estructuras que dispongan de pasarela para mantenimiento de la señalización.

La sobrecarga de nieve sobre una superficie horizontal se supone uniformemente repartida y su valor en cada punto geográfico puede fijarse con los datos estadísticos locales cuando existan con garantía suficiente. Cuando no existan datos estadísticos, el va-



Foto 2

Velocidad del viento $\text{km} \cdot \text{h}^{-1}$	Presión dinámica $\text{kg} \cdot \text{m}^{-2}$
100	50
144	100
176	150

Tabla II

lor de la sobrecarga, en función de la altitud topográfica de las localidades, será el dado por la tabla III.

3.4. Acciones térmicas

Las acciones producidas por las deformaciones debidas a las variaciones de la temperatura, debe tenerse

en cuenta en pórticos de señalización.

El valor de variación de temperatura que deben adoptarse en el cálculo es de $\Delta t = \pm 30^\circ$.

3.5. Presiones en el terreno de cimentación.

La clasificación del terreno de ci-

Sobrecarga de nieve sobre superficie horizontal

Altitud topográfica h m	Sobrecarga de nieve kg · m ²
0 a 200	40
201 a 400	50
401 a 600	60
601 a 800	80
801 a 1000	100
1001 a 1200	120
>1200	h / 10

Tabla III

mentación queda establecida dentro del grupo de los terrenos coherentes y dentro de éstos en los terrenos arcillosos semiduros, siendo la presión admisible de 2 kg · cm² para una profundidad de cimentación comprendida entre 1 y 2 metros.

4. Cálculo de tensiones en las estructuras.

4.1. Tensiones normales.

Las tensiones normales ponderadas σ^* se calcularán teniendo en cuenta las características geométricas de la sección y la magnitud y posición respecto a los ejes de la misma de los esfuerzos solicitantes ponderados.

Para el cálculo se utilizarán los momentos de inercia y módulos resistentes de las secciones netas de los perfiles empleados.

Las tensiones normales estarán originadas tanto por los momentos flectores en el plano de la estructura (peso propio) como por los momentos flectores en el plano perpendicular de la estructura (viento). Además existirán tensiones normales debidas a los axiles provocados por el peso de la estructura, más los carteles, de modo que (fig. 1):

$$\sigma^* = \frac{Mx^*}{W_x} + \frac{My^*}{W_y} + \frac{N^*}{A} = \sigma x^* + \sigma y^* + \sigma n^*$$

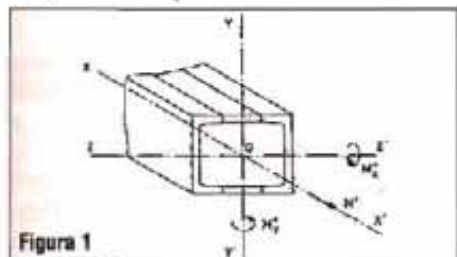


Figura 1

Donde:

Mx^* = Momento flector ponderado contenido en plano XOY (peso propio).

My^* = Momento flector ponderado contenido en plano XOZ (viento).

N^* = Axil ponderado en dirección del eje XX' (peso propio).

W_x = Módulo resistente de compresión o tracción respecto al eje XOY (peso propio).

W_y = Módulo resistente de compresión o tracción respecto al eje XOZ (viento).

A = Área de la sección neta.

4.2. Tensiones tangenciales

El valor de las tensiones tangenciales ponderadas τ^* se calculará teniendo en cuenta las características geométricas de la sección y la magnitud y posición respecto a los ejes de la misma de los esfuerzos solicitantes ponderados.

En secciones asimétricas, y en las simétricas cuando el esfuerzo cortante solicitante no pasa por el centro de esfuerzos cortantes de la sección, la flexión va acompañada de una torsión que produce tensiones tangenciales suplementarias que deberán sumarse a los producidos por la flexión.

Las tensiones tangenciales estarán originadas tanto por los esfuerzos cortantes en el plano de la estructura (peso propio) como por los esfuerzos cortantes en el plano perpendicular de la estructura (viento). Además existirán tensiones tangenciales debidas a la torsión que aparecerán, no sólo en soportes de banderolas y pórticos sino también en dinteles, debiéndose éstas tenerse en consideración a la hora de dimensionar los perfiles.

Se puede admitir como tensión tangencial para todos los puntos de la sección el valor:

“Las tensiones normales ponderadas σ^* se calcularán teniendo en cuenta las características geométricas de la sección y la magnitud y posición respecto a los ejes de la misma de los esfuerzos solicitantes ponderados.”

$$\tau^* = \frac{Q^*}{A}$$

Siendo:

Q^* = Esfuerzo cortante ponderado

A = Área neta de la sección

Por tanto, la tensión tangencial resultante tendrá por valor (fig. 2):

$$\tau^* = \frac{Qx^*}{A} + \frac{Qy^*}{A} + \frac{T^*}{W_t} = \tau x^* + \tau y^* + \tau t^*$$

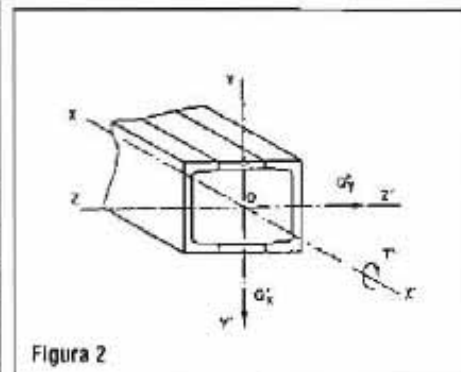


Figura 2

Donde:

Qx^* = Esfuerzo cortante ponderado paralelo al plano XOY

Qy^* = Esfuerzo cortante ponderado paralelo al plano XOZ

T = Momento torsor ponderado contenido en el plano YOZ

A = Área neta de la sección

W_t = Módulo resistente a torsión, igual a 2 e A' siendo

c = Espesor mínimo de la sección

A = Área encerrada por la línea media de la sección.

4.3. Comprobación de la sección.

En todo punto de la sección se debe de verificar que:

$$\sqrt{\sigma^{*2} + 3\tau^{*2}} = \sigma^F \leq 2600 \text{ kg/cm}^2$$

Siendo:

σ^* = Tensión normal ponderada en dicho punto

τ^* = Tensión tangencial ponderada en dicho punto

σ_F = Tensión de fluencia del acero

4.4. Flechas.

Superar las flechas teóricas especificadas en la Norma MV-103 para el caso de pórticos y banderolas no supone limitar su servicio o buen aspecto. Es muy conveniente, en estos casos, preverse contraflechas de ejecución que anulen a la teórica.

A menos que se establezcan exigencias especiales, se podrán adoptar los siguientes valores de la relación flecha/luz bajo la acción de la carga característica:

- en banderolas, medidas en el extremo libre del dintel: 1/150.
- en pórticos, medidas en el centro del dintel: 1/300.

5. Uniones mediante tornillos de alta resistencia. Placas de unión.

5.1. Introducción.

La resistencia de las uniones en las que se emplean tornillos TAR se debe al aprovechamiento de las fuerzas de rozamiento desarrolladas al apretar fuertemente los diversos tornillos. Estas contrarrestan la acción de las fuerzas exteriores que tienden a separar las piezas.

La distribución de tensiones a lo largo de la sección es bastante uniforme, sin presentar en las proximidades del agujero elevadas puntas de tensiones (Fig. 3).

Tornillos Ordinarios



Tornillos Alta resistencia

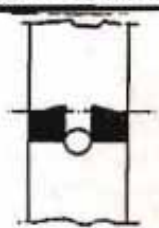


Figura 3

La fuerza de apretadura origina en la espiga del tornillo un esfuerzo de tracción muy elevado, el cual comprime las piezas a unir, dando lugar a esfuerzos de rozamiento que se oponen al resbalamiento de ambas superficies.

La magnitud de las fuerzas que se pueden transmitir depende, fundamentalmente, de:

1. La intensidad de la fuerza de tracción en el cuerpo del tornillo.
2. El coeficiente de rozamiento que se haya conseguido.

Es importante destacar que en este tipo de uniones, si están bien realizadas, los tornillos no trabajan a cortadura y, por consiguiente, no es preciso calcularlas para esta sollicitación.

5.2. Características de los Tornillos de Alta Resistencia y ejecución de las uniones.

En España está en vigor la Norma MV-107-1968 para Tornillos de Alta Resistencia en estructuras de acero, cuyo objeto es la normalización de este tipo de uniones. Algunos de sus apartados más importantes, son:

"Los tornillos y tuercas tendrán rosca triangular ISO, de paso grueso, según la norma UNE 17706, en calidad basta".

"Los tornillos de alta resistencia se designan con la sigla TR, el diámetro d de la caña, la longitud l del vástago y el tipo de acero".

"Los tornillos de alta resistencia llevarán en la cabeza, marcadas en relieve, las letras TR y la sigla correspondiente al tipo de acero empleado en su fabricación".

"Las tuercas para los tornillos de alta resistencia llevarán en ambas caras de los bordes del agujero roscado biseles con un ángulo de 120° ".

Se designan con la sigla MR, el diámetro nominal d y el tipo de acero".

"Las arandelas para los tornillos de alta resistencia se designan con las siglas AR y el diámetro nominal d del tornillo con el que se emplean". En general las arandelas tendrán 4 mm de espesor, y es suficiente colocar sólo una bajo la cabeza y tuerca del tornillo. Los tornillos de alta resistencia deberán apretarse hasta conseguir en



k Coeficiente que varía de 0.15 a 0.19 y que según la Norma MV-103 vale 0.18.

d Diámetro nominal del tornillo.

N_0 Esfuerzo axial de pretensado que ha de conseguirse en la espiga del tornillo.

Para apretar los tornillos de alta resistencia, se procede con llaves dinamométricas, con dispositivo indicador para tarar al par de apriete deseado (tabla IV).

Valores del momento

Diámetro Nominal del tornillo mm	
TR 12	...
TR 16	...
TR 20	...
TR 22	...
TR 24	...
TR 27	...

En la foto N° 3, se puede ver una placa de unión de dintel con tornillos de alta resistencia.

6. Placas de anclaje. Pernos, elección del tipo de acero y cálculos.

Para el cálculo de pernos de anclajes se aplica toda la teoría de cálculo

su espiga una tensión, bajo la acción simultánea de la tracción y del momento torsor a que está sometido en virtud de la apretadura de la tuerca, igual como mínimo, al 80% de su límite de fluencia. Ello puede conseguirse midiendo el momento de torsión final aplicado a la tuerca mediante una llave tarada.

El momento torsor a aplicar se determina con ayuda de la expresión:

$$Ma = k \cdot d \cdot N_0$$

en la que:



Foto 3

de tornillos ordinarios y las recomendaciones propuestas en el prontuario de Altos Hornos de Vizcaya y Ensidesa. Será, además de aplicación todo lo contenido en la Norma MV-106 sobre tornillos, tuercas y arandelas, empleados en estructuras de acero laminado, con excepción de los tornillos de alta resistencia.

El tipo de acero empleado en pernos vendrá determinado por la clase de tornillos y sus tuercas y por el tipo

or de apretadura

Momento de apretura (m/kg)	
A10t	A8t
11.9	8.4
29.8	21.2
58.4	41.5
80.7	57.0
101.0	71.7
149.0	106.0

de acero de los productos a unir (Tabla V).

En nuestro caso, para estructuras de señalización, se emplea el tipo de acero A4t y clase de tornillo y tuercas ordinarios. Dentro del grupo de clasificación de aceros A4t, se elige el

Tabla V
Acero de los tornillos

Clase de tornillos y sus tuercas	Tipo de acero de productos a unir	Tipo de acero de los tornillos	Resistencia a tracción σ_R min-más kg/mm ²	Límite de fluencia σ_F mínimo kg/mm ²	Alargamiento de rotura δ_R mínimo %
Ordinarios	A 37	A 4t	34 a 55	21	25
	A 42				
Calibrados	A 37	A 4t	34 a 55	21	25
	A 42				
	A 52	A 5t	50 a 70	28	22

acero de construcción denominado F-114 por sus buenas condiciones mecánicas y de suministro. Se considera como tensión de agotamiento "T" de un tornillo, cuando está resistiendo a cortadura, la definida por el producto, $K \cdot \sigma$

En donde:
K = Coeficiente que adopta los valores siguientes:
0.8 para tornillos calibrados y remaches.

0.65 para tornillos ordinarios.
 σ = Resistencia de cálculo del tornillo, que de acuerdo con la norma MV-103 adopta los valores siguientes:

Remaches y tornillos de acero A4t
... 2 400 kg · cm⁻²
Tornillos calibrados de acero A5t

... 3 000 kg · cm⁻²

La sollicitación de agotamiento de un tornillo a cortadura será:

$$K \cdot \sigma \cdot F_n$$

en la que:

F_n = Área resistente del tornillo,

$$\text{igual a } 0.8 \pi \frac{dn^2}{4}$$

Se considera como sollicitación de agotamiento "σ" de un tornillo resistiendo a tracción la dada por el producto:

$$0.80 \cdot \sigma \cdot F_n$$

siendo:

σ = Resistencia de cálculo del tornillo.

F_n = Área resistente del tornillo.

Si el tornillo está sollicitado simultáneamente a tracción y a esfuerzo cortante, además de las comprobaciones anteriores, en el vástago ha de verificarse:

$$\sigma = \sqrt{\sigma^{*2} + 3\tau^{*2}} \leq \sigma \quad (\text{II.B.5})$$

en donde:

σ = Resistencia de cálculo del tornillo

σ^* = Tensión normal ponderada originada por la fuerza de tracción.

τ^* = Tensión tangencial ponderada originada por el esfuerzo cortante.

En la unión resistente a flexión formada por tornillos ordinarios o calibrados se supone que el momento es resistido por los tornillos en la zona de tracción y por contacto en la compresión. En la foto N° 4, podemos ver un detalle de una placa de apoyo, perteneciente a un soporte de pórtico con dado de hormigón para protección de los pernos de anclaje.



Foto 4

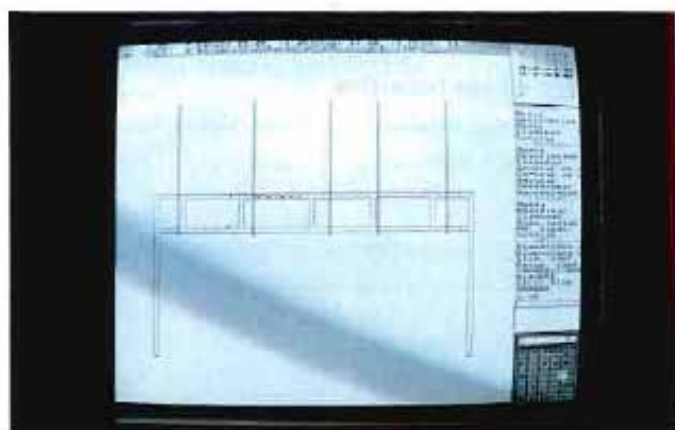


Foto 5



Foto 6

7. Recomendaciones en el diseño y montaje de estructuras de señalización.

Para lograr unas buenas condiciones de trabajo de las estructuras a lo largo de toda su vida, es conveniente tener en cuenta una serie de puntos clave que se resumen a continuación:

- Estudiar detenidamente la geometría de la estructura con el fin de evitar concentración de tensiones o

al esfuerzo del viento. Se observan claramente cambios bruscos de esfuerzos en los empotramientos de las barras del dintel.

En la foto número 7, podemos ver un ejemplo de un pórtico con carteles moderadamente descentrados y, en la foto número 8, su correspondiente gráfico de momentos flectores debido al esfuerzo del viento. Se observa claramente que no existen cambios bruscos de esfuerzos en los empotramientos de las barras del dintel, la

tes, evitando soldar rigidizadores de diferentes planos con el mismo cordón de soldadura a la sección principal de la estructura.

- Inspeccionar las estructuras con personal competente para garantizar una correcta fabricación y montaje.
- Utilizar preferentemente tornillos de alta resistencia pretensados a tornillos ordinarios en las placas de unión.
- Tratar de evitar la composición

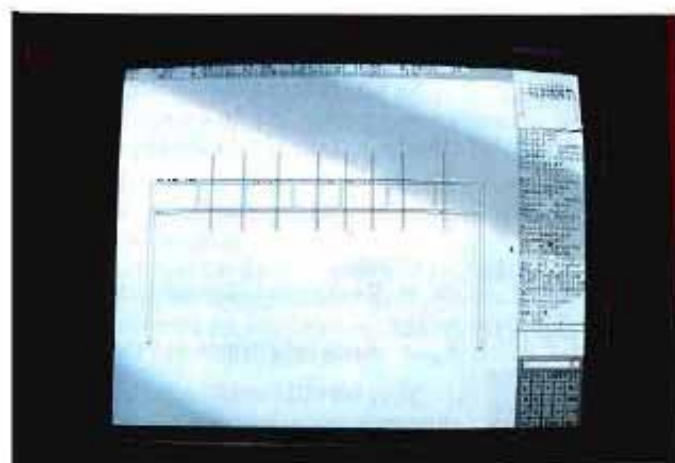


Foto 7



Foto 8

distribución irregular de las mismas en las barras y en los nudos, teniendo en cuenta que un excesivo descentramiento de los carteles en las estructuras, generan grandes concentraciones de tensiones tangenciales en los empotramientos dintel-soporte, provocando puntos críticos en los nudos, especialmente si éstos no han sido adecuadamente calculados o ejecutados correctamente en el taller. Estas tensiones llegan a ser del orden del 400% más elevadas que en estructuras con carteles centrados o moderadamente descentrados.

En la foto número 5 podemos ver un ejemplo de un pórtico con carteles excesivamente descentrados y, en la foto número 6, su correspondiente gráfico de momentos flectores debido

gráfico aumenta o disminuye progresivamente a lo largo del dintel.

- Evitar, en el caso de las fotos 5 y 6, en las que se observa fuerte descentramiento, las secciones abiertas, ya que su comportamiento estructural resulta inferior al de las secciones cerradas (tipo cajón).

- Cuidar la coincidencia de ejes en los nudos, evitando las excentricidades.

- Emplear soldaduras a tope y de ángulo con preparaciones de borde para lograr una máxima penetración del cordón.

- Calcular adecuadamente los cordones de soldadura y especificarlos en los planos de construcción.

- Evitar soldaduras que produzcan tensiones localizadas importan-

tes, evitando soldar rigidizadores de diferentes planos con el mismo cordón de soldadura a la sección principal de la estructura.

- Lograr un buen asiento de la placa de apoyo de los soportes para que éstas trabajen adecuadamente, según los cálculos realizados, evitando así concentraciones de tensiones en zonas localizadas que produzcan deformaciones prematuras en la estructura.

- Lograr una alineación correcta de las placas de anclaje para que no se produzcan tensiones adicionales durante la fase de montaje en obra al no coincidir los ejes principales de la estructura con los de las placas de anclaje.