

23
24.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ACATLAN

"DISEÑO DE ESTRUCTURAS LIGERAS PARA
MUROS DE CARGA EN OBRAS HABITACIONALES"

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
EUSEBIO JIMENEZ JIMENEZ

ASESOR DE TESIS: ING. MANUEL SILICFO RAMIREZ.



SANTA CRUZ ACATLAN, MEX.

1997

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLÁN"
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL

SR. EUSEBIO JIMÉNEZ JIMÉNEZ
ALUMNO DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL
P R E S E N T E .

En atención a su solicitud presentada con fecha de 20 de mayo de 1990, me complace notificarle que esta Jefatura de Programa aprobó el tema que propuso, para que lo desarrolle como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"DISEÑO DE ESTRUCTURAS LIGERAS PARA MUROS DE CARGA EN OBRAS HABITACIONALES".

INTRODUCCIÓN

1. COMPORTAMIENTO GENERAL DE LA ESTRUCTURA
2. DISEÑO DE MUROS DE CARGA
3. ESPECIFICACIONES GENERALES
4. CARGAS PERMISIBLES EN POSTES Y VIGAS
5. CONEXIONES

CONCLUSIONES

Asimismo fue designado como asesor de tesis el ING. MANUEL SILICEO RAMÍREZ, pido a usted, tomar nota en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses, como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de esta.

Esta comunicación deberá publicarse en el interior del trabajo profesional.

ATENTAMENTE
" POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"
Acatlán Edo. de México a 25 de noviembre de 1990

Ing. Enrique del Castillo Fragoso
Jefe del Programa de Ingeniería Civil



ENRIQUE DEL CASTILLO FRAGOSO
JEFE DEL PROGRAMA DE INGENIERÍA

AGRADECIMIENTOS:



A DIOS TODO PODEROSO:

POR DARMÉ LA OPORTUNIDAD
DE VIVIR Y DE PODER SENTIR Y
DISFRUTAR A QUELLOS
MOMENTOS BUENOS Y MALOS QUE
ESTAN FORMANDO MI
VIDA



**A MIS PADRES GELACIO JIMÉNEZ Y
EPIFANIA JIMÉNEZ:**

POR LOS SACRIFICIOS, DESVELOS, Y
PREOCUPACIONES, ADEMÁS DE TODO EL
APOYO QUE TUBIERON PARA CONMIGO
EN TODO EL TRASCURSO DE MIS
ESTUDIOS, PARA ELLOS CON MUCHO
AMOR.

A MIS AMIGOS:



JAVIER GARCIA GRANADOS:

POR LA BUENA AMISTAD QUE NACIÓ
DESPUES DE UNA PELEA Y QUE TODABIA
SIGUE PERDURANDO, ESPERANDO Y
SEGUIR VIVIENDO MÁS AVENTURAS
JUNTOS. SIEMPRE RUDOS.



ARACELI PINEDA S.:

POR LA BONITA AMISTAD QUE ESTAMOS
EMPEZANDO A FORTALECER,
ESPERANDO Y SE LOGRE
COMPLETAMENTE. CON CARIÑO PARA TI.

AGRADECIMIENTOS:



A DIOS TODO PODEROSO:

POR DARMÉ LA OPORTUNIDAD
DE VIVIR Y DE PODER SENTIR Y
DISFRUTAR A QUELLOS
MOMENTOS BUENOS Y MALOS QUE
ESTAN FORMANDO MI
VIDA



**A MIS PADRES GELACIO JIMÉNEZ Y
EPIFANIA JIMÉNEZ:**

POR LOS SACRIFICIOS, DESVELOS, Y
PREOCUPACIONES, ADEMAS DE TODO EL
APOYO QUE TUBIERON PARA CONMIGO
EN TODO EL TRASCURSO DE MIS
ESTUDIOS.PARA ELLOS CON MUCHO
AMOR.

A MIS HERMANOS:



FORTINO JIMÉNEZ? :

MI EJEMPLO A SEGUIR. POR TODOS LOS
MOMENTOS BUENOS Y MALOS QUE
HEMOS PASADO EN TODO EL
TRANCURSO DE NUESTRAS VIDAS. Y
ESPERANDO TU TITULACIÓN. VOY
SIGUIENDO TUS HUELLAS. TE QUIERO



MARGARITA Y GELACIA JIMÉNEZ? :

POR EL APOYO QUE ME HAN DADO
ESPERO QUE USTEDES TAMBIEN LOGREN
SUS METAS Y ESTO LES SIRVA DE
MOTIVACIÓN. SUPERENCE SIEMPRE LAS
QUIERO

A MIS AMIGOS:



JAVIER GARCIA GRANADOS:

POR LA BUENA AMISTAD QUE NACIÓ
DESPUES DE UNA PELEA Y QUE TODABIA
SIGUE PERDURANDO, ESPERANDO Y
SEGUIR VIVIENDO MÁS AVENTURAS
JUNTOS. SIEMPRE RUIDOS.



ARACELI PINEDA S.:

POR LA BONITA AMISTAD QUE ESTAMOS
EMPEZANDO A FORTALECER,
ESPERANDO Y SE LOGRE
COMPLETAMENTE CON CARINO PARA TI.



LILIANA MENA DELGADILLO:
POR LA GRAN Y BONITA AMISTAD QUE
SURGUIO EN EL TRANSCURSO DE
NUESTROS ESTUDIOS, Y QUE APESAR DE
NUESTROS DESTINOS SEGUIMOS
MANTENIENDO VIVA, Y ESPERANDO QUE
DONDE QUIERA QUE NOS ENCONTREMOS,
LA DISTANCIA Y EL TIEMPO NO ROMPA
LAS CADENAS DE CARINO Y RESPETO
QUE EXISTE ENTRE NOSOTROS. PARA TI
CON MUHO CARINO. 22/ 1.14.17/1.18.



A LA FAMILIA MENA DELGADILLO:
SR. ALBERTO MENA Y SRA. IRMA
DELGADILLO
ALBERTO Y DIANA
LOURDES Y JAVIER
POR LA AMISTAD SINCERA QUE EXISTE
ENTRE NOSOTROS PARA TODOS USTEDES
Y QUE SEAN MUY FELICES.



PARA TODOS MIS COMPAÑEROS (AS) QUE
COMPARTIMOS EXPERIENCIAS BUENAS Y
MALAS EN LA UNIVERSIDAD



A MIS JEFES Y AMIGOS :

ING. VICTOR PERUSQUA M.:

POR LAS ORIENTACIONES Y CONSEJOS DE
LA ESCUELA Y DE LA VIDA QUE ME HA
DADO, Y ESPERANDO SEGUIR CONTANDO
CON SU AMISTAD. GRACIAS.

ING. JAVIER SALMERON

MI PRIMER JEFE QUE TUBE CUANDO
COMENSE A TRABAJAR EN EL AREA DE
LA CONSTRUCCION. Y AHORA MI AMIGO
GRACIAS.

ARQ. FERNANDO MUNGUIA N.:

POR LA AMISTAD Y EXPERIENCIAS QUE
HEMOS ESTADO COMPARTIENDO EN EL
TRABAJO. GRACIAS.



A MI MAESTRO IGNACIO:

POR HABER DESARROLLADO MIS
HABILIDADES DE DIBUJANTE. GRACIAS.



A CHICLOSIN :

POR DARME LA OPORTUNIDAD DE VIVIR
EXPERIENCIAS INCREIBLES E
INOLVIDABLES Y EXPERIMENTAR LOS
NERVIOS Y LA EMOCION QUE SE SIENTE
AL PARTICIPAR EN ESPECTACULOS Y
SALIR EXITOSO ENTRE LOS APLAUSOS
DEL PUBLICO ASI COMO DE SACARME DE
APUROS ECONOMICOS PARA TI Y TUS
AMIGUITOS DE TRABAJO (CHIQUITIN,
SOMBRERITO, GAZU, ESTRELLITA,
PELUCHIN, SERPENTIN, BASTONCITO,
RABANITO ENTRE OTROS.)

**A YESOS PANAMERICANOS Y EN
ESPECIAL AL ARQ. FELIPE
VILLAGORDOA:**

POR LA ATENCIÓN Y AYUDA PRESTADA
PARA LA REALIZACIÓN DE ESTE
TRABAJO.



**A LA UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO:**

**CON RESPETO A ESTA INSTITUCIÓN POR
DARME LA FORMACIÓN PROFESIONAL Y
SENTIRME ORGULLOSO DE SER UN
PUMA.GRACIAS.**

ÍNDICE

DISEÑO DE ESTRUCTURAS LIGERAS PARA MUROS DE CARGA EN OBRAS HABITACIONALES

INTRODUCCIÓN	4
OBJETIVO	9
CAPÍTULO 1 COMPORTAMIENTO GENERAL DE LA ESTRUCTURA	10
1.0 Comportamiento general de la estructura	11
1.1 Cargas gravitacionales	11
1.2 Cargas accidentales	12
1.3 Criterio de áreas tributarias	24
CAPÍTULO 2 DISEÑO DE MUROS DE CARGA	29
2.0. Diseño de muros de carga	30
2.1 Carga axial permisible por elemento	30
2.2 Carga lateral	30
2.3 Deflexión máxima	31
2.4 Muros de carga exterior : Revisión a la flexocompresión	33
2.5 Muros de carga interior	36
2.6 Cerramientos	37
2.7 Contraventos	38

2.8 Sujeción lateral	44
2.9 Ejidadores	46
CAPÍTULO 3 ESPECIFICACIONES GENERALES	50
3.0 Especificaciones generales	51
3.1 Propiedades físicas y de seccion de los elementos ypsacero	52
3.2 Los elementos	66
CAPÍTULO 4 CARGAS PERMISIBLES EN POSTES Y VIGAS	70
4.0 Cargas permisibles en postes y vigas	71
4.1 Bastidores de carga interiores no sujetos a cargas laterales (viento) sin sujeción lateral	72
4.2 Bastidores de carga interiores no sujetos a cargas laterales (viento) con sujeción lateral a un $\frac{1}{2}$ del claro	73
4.3 Bastidores de carga interiores no sujetos a cargas laterales (viento) con sujeción lateral a un $\frac{1}{3}$ del claro	74
4.4 Bastidores de carga exteriores con velocidades de diseño del viento de 80 a 200 km/h y sujeción lateral a $\frac{1}{2}$ y $\frac{1}{3}$ del claro	75
4.5 Bastidores sin carga axial sujetos a cargas laterales exclusivamente	89
4.6 Vigas 1524 VE 14 2032 VE 14	90

CAPÍTULO 5 CONEXIONES	94
5.0 Conexiones	95
5.1 Cargas permisibles por tornillo	95
5.2 Espaciamento de tornillos	95
5.3 Colocacion de tornillos	97
5.4 Anclaje	98
5.5 Tek plano	111
5.6 Tek hexagonal	112
5.7 Tek broca	113
5.8 Placas de unión para cerramientos	114
CONCLUSIONES	115
Apéndice A (Ejemplo de diseño)	117
Apéndice B (Ejemplo fotográfico)	134
BIBLIOGRAFÍA	143

INTRODUCCIÓN

El sistema constructivo YPSACERO consiste en bastidores para muros exteriores e interiores, entrepisos y armaduras para techos, con los que se construyen estructuras soportantes

Dichos componentes se forman con postes, vigas y canales fabricados en varios tamaños y espesores, con lamina de acero galvanizada, rolados en frio, unidos entre si por una línea completa de tornillos autorroscantes y accesorios de acero galvanizado

Dichos elementos se diseñaron para asegurar un facil ensamble, rapida instalacion hidráulica y eléctrica, así como la fijacion de paneles de yeso TABLAROCA y otros recubrimientos a base de tornillos autorroscantes

YPSACERO cumple con los requerimientos de los reglamentos de construccion, de manera similar a las edificaciones tradicionales y por sus características, se utiliza en una amplia variedad de construcciones de uno y dos niveles: casas, escuelas, oficinas, edificios industriales, bodegas, moteles, locales comerciales, etc

La versatilidad de los elementos estructurales de YPSACERO, permite que los muros exteriores de edificios, de varios niveles a base de superestructura, se solucionan eficazmente con bastidores metálicos convenientemente anclados, paneles de yeso TABLAROCA en interiores y una amplia gama de recubrimientos al exterior

CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES:

LIGEREZA.

La capacidad estructural de los perfiles metálicos en relación a su peso, permite elementos que se manejan e instalan fácilmente en forma rápida; esto permite la construcción de muros, entrepiso y techos, más ligeros que los de tipo tradicional.

COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL.

Debido a la resistencia, elasticidad, rigidez, calidad uniforme y estabilidad dimensional del acero, así como el diseño de las secciones ante movimientos sísmicos el comportamiento de los elementos es más eficiente, que los sistemas tradicionales.

VERSATILIDAD.

YPSACERO es ideal para diferentes tipos de proyectos y por ser un sistema abierto, se logran distintas composiciones arquitectónicas. La diversidad de materiales, texturas, colores y técnicas de acabados es muy amplia, aspecto que le da oportunidad de utilizar combinaciones de materiales que le permiten gran libertad de expresión.

RESISTENCIA AL FUEGO.

Las estructuras de acero están protegidas contra incendios con paneles de yeso TABLAROCA y otros recubrimientos; se adaptan a una variedad de especificaciones de resistencia al fuego, y cumplen con las normas de diseño de los laboratorios

Underwriters, consecuentemente el monto de las primas por riesgo de incendio, es similar al de la construcción tradicional

COSTOS:

La construcción con YPSACERO es rápida y fácil, ahorra tiempo y dinero por la mejor utilización de la mano de obra, es un sistema en seco que elimina los tiempos muertos necesarios para otros procedimientos

El suministro de los materiales en dimensiones estandar disminuye la cantidad de ajustes y desperdicio en obra

CORROSIÓN

El galvanizado de los perfiles de acero, se hace con el proceso de inmersión en caliente, especificación ASTM A525, grado de cobertura G-90, siendo uno de los métodos más efectivos y económicos para garantizar la eliminación de la corrosión durante el envío, almacenamiento y erección de los elementos

El zinc cubre al acero protegiéndolo de la humedad, ácidos, sales y otros agentes.

CONCEPTO

YPSACERO es un sistema estructural con componente de lámina galvanizada rolada en frío.

Rolado Doblamiento de lamina por pasos a una velocidad determinada.

Ventaja sobre el doblado Mayor precision en medidas, mayor protección al galvanizado

Componentes.

- Vigas
- Postes
- Canales
- Contraventeos
- Placas de unión
- Tornilleria autorroscantes

El sistema se arma, combinando los componentes y uniendolos entre si, con tornillos autorroscantes de diferentes tipos, eliminando al máximo la soldadura, con todo esto, se forma una estructura soportante.

EL CAMBIO EN EL CONCEPTO ESTRUCTURAL, REPARTICIÓN DE CARGAS

Cada componente del sistema reúne una serie de propiedades determinadas por la estática, a través de la geometría de cada uno y del grosor de la lamina que conocemos como calibre. La combinación o interacción de estas propiedades estaticas con la resistencia estructural de la lamina galvanizada ($2,300 \text{ kg/cm}^2$), establecen una resistencia para cada componente. El aspecto sobresaliente del sistema es la relación física del peso y tamaño de cada perfil con la sorprendente capacidad a soportar peso y esfuerzo.

x

El concepto básico que manejamos en nuestro sistema, lo podríamos ejemplificar con una mesa y su manera de sostentarla (ver fig. a)

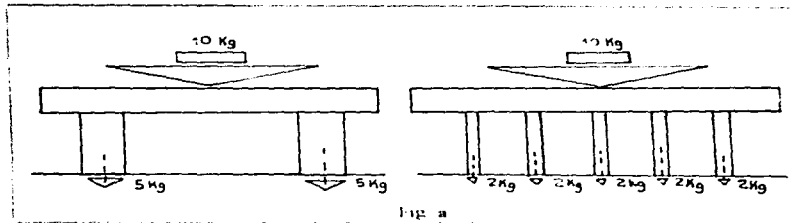


Fig. a

Por tanto, con dos elementos se podrá soportar la mesa, pero tendrían que ser más voluminosos, más pesados y más complicados de poner en su lugar.

En cambio, podemos tener 5 elementos o más que se repartan la misma carga, pero siendo más pequeños en dimensión y por tanto más ligeros y manejables.

De aquí desprendemos la factibilidad que tiene el sistema para su instalación, al tener elementos que soportan bastante peso pero que son muy ligeros, el manejo es más rápido y sencillo.

OBJETIVO Diseñar muros de carga para obras habitacionales, obteniendo máximos rendimientos en mano de obra y optimizando los procesos constructivos

CAPÍTULO I

COMPORTAMIENTO GENERAL DE LA ESTRUCTURA

1.0 Comportamiento general de la estructura

1.1 Cargas gravitacionales

1.2 Cargas accidentales

1.3 Criterio de áreas tributarias

1.0 COMPORTAMIENTO GENERAL DE LA ESTRUCTURA

Las estructuras fabricadas con el sistema YPSACERO, se diseñan en todos los casos de acuerdo a los requerimientos de los reglamentos de construcción vigente en cada zona

Los efectos de las distintas cargas que actúan sobre la estructura, se analizan por métodos convencionales de cálculo.

1.1 CARGAS GRAVITACIONALES

- **CARGA VIVA**

Se entiende por ésta el peso de personas, muebles, automóviles, etc.; toda carga que no sea permanente y que deberá soportar la estructura

Se le determina de acuerdo a los reglamentos de construcciones estatales y del D. F. , y variará, dependiendo del destino del piso o cubierta, además de considerarse el cálculo para cargas gravitacionales (W_m) y los valores para cálculo por viento (W_a).

- **CARGA MUERTA**

Se entiende por ésta, el peso en sí de los materiales que contiene la estructura, además de su peso propio.

Se determina de acuerdo a los pesos volumétricos publicados en los reglamentos de construcciones estatales y del D. F.

1.2 CARGAS ACCIDENTALES.

Se refiere a todas aquellas cargas inesperadas u ocasionales que pueda sufrir la construcción:

- **VIENTO**

Dada la ligereza de los componentes del sistema YPSACERO, se deberá calcular detalladamente para soportar las cargas debidas al viento.

- **NOMENCLATURA**

A: Área en m^2

C: Coeficiente de empuje.

F_r: Factor de ráfaga.

h: Altura del edificio.

H: Relación entre la altura y el ancho del edificio.

K: Factor en función a la topografía del lugar

N: Relación de aberturas; relación entre el área abierta y el área total de una pared.

P: Presión del viento, en $kg./m^2$.

S: Succión de viento, en $kg./m^2$.

Vb: Velocidad básica del viento (a una altura de 10m sobre el terreno, en km./h).

Vd: Velocidad de diseño, en km./h.

Vr: Velocidad regional en km./h.

Vg: Velocidad Gradiente km/h

Vz: Velocidad del viento a una altura z sobre el terreno, en km/h.

- CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS, SEGUN SU DESTINO

- GRUPO A: Hospitales y escuelas

Son aquellas estructuras que en caso de fallar, causarían pérdidas excepcionalmente altas en comparación al costo necesario para aumentar su seguridad

- GRUPO B: Restaurantes, Bodegas ordinarias, Comercios, Casas habitacion, Hoteles, Edificios de apartamentos u Oficinas

Son aquellos cuyo costo de falla entre el costo de incremento, es de una magnitud moderada

- GRUPO C: Pertenecen a este grupo, las estructuras cuyo costo de incremento al aumentar su resistencia no es justificable, como bardas con altura por abajo a los 2.5 m., pequeñas bodegas provisionales, etc

- VELOCIDADES DE DISEÑO

Esta velocidad, está determinada por la localización geográfica de la obra, aparte de la probabilidad de excedencia de dicha velocidad, topografía del terreno y alrededores y las características de la estructura.

Definiciones de velocidades de viento

1. Velocidad regional (V_r)

Es la velocidad máxima probable de una zona o region, determinada para un cierto periodo de recurrencia.

2. Velocidad Básica (V_b)

Velocidad que a una altura de 10 metros sobre el terreno, se presenta en el lugar de desplante de la estructura.

3. Velocidad del viento a una altura z sobre el terreno (V_z).

4. Velocidad de diseño (V_d)

A partir de la cual, se consideran los efectos del viento en la estructura

• REGIONALIZACIÓN EÓLICA DE LA REPÚBLICA MEXICANA

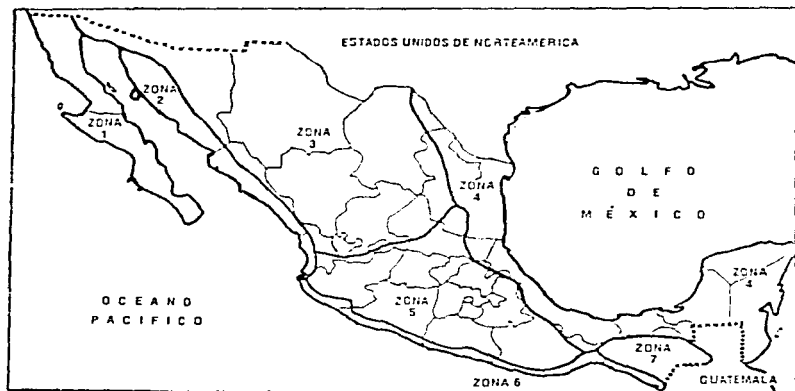


Fig. b

TABLA DE VELOCIDADES REGIONALES

De acuerdo a la regionalización eólica de la República Mexicana

Zona Eólica	Velocidad Regional (Vr)	
	Estructuras grupo A Km./hora	Estructuras grupo B Km./hora
1	105.0	90.0
2	105.0	125.0
3	125.0	115.0
4	185.0	160.0
5	90.0	80.0
6	170.0	150.0
7	95.0	80.0

Las velocidades regionales, habrán de considerarse como mínimas. En lugares en donde se tengan registros de vientos mayores, deberán usarse dichos registros para estimar las velocidades de diseño.

VELOCIDADES BÁSICAS

Considerando un factor K , que depende de la topografía del sitio, conforme a la siguiente tabla:

TOPOGRAFIA	FACTOR K.
1 - Muy accidentada, como en los centros de grandes ciudades	0.70
2 - Zonas arboladas, lomeríos, barrios residenciales o industriales	0.80
3 - Campo abierto, terreno plano	1.00
4 - Promontorios	1.20

Se calculará con la siguiente ecuación:

$$V_b = K V_i$$

Dado que las construcciones que se realizan con el sistema YPSACERO son el tipo 1 (menores a 60m), bastará tener en cuenta en el cálculo, los empujes estáticos, y de acuerdo a esto, la velocidad con la altura será mínima, calculándose con la expresión:

$$V_z = V_b [z/10]^g \quad \text{para } 10 < z < g$$

$$V_z = V_b \quad \text{para } z \leq 10 \text{ m.}$$

$$V_z = V_b \quad \text{para } z \geq g$$

Donde

z - g: son metros y V : son Km/h.

Tipo de terreno	z	Altura gradiente (g) metros
1 - Litoral	0.14	200.0
2 - Campo abierto	0.14	275.0
3 - Terrenos subterráneos	0.22	400.0
4 - Centro de grandes ciudades	0.33	460.0

Siempre y cuando la construcción sea mayor a 10 m, tendremos en cuenta entonces el factor de ráfaga para determinar una V_d que sería

$$V_d = F_R V_z$$

Siendo este factor de 1.0, para el tipo de estructuras que se construyen con YPSACERO. Para otras condiciones excepcionales, el calculista deberá recurrir a los reglamentos de construcción regionales ó a los manuales de diseños de la C.F.E. para mayor información.

- **EMPUJES ESTÁTICOS.**

Para el sistema YPSACERO serán calculados de acuerdo al área expuesta, que es área total de la superficie, en superficies planas llenas.

• Fuerzas debidas al viento

Presiones y succiones: Los efectos de viento, se tomaran equivalentes a los de una fuerza distribuida sobre el área expuesta.

Dicha fuerza se supondra perpendicular a la superficie en que actúa y su valor por unidad de área, se calcula con la siguiente expresión

$$P_v = 0.0055 (G) (C) V_D^2$$

EN DONDE:

P_v = Presion o succion debida al viento (kg. m^2)

G = Factor de densidad de la atmósfera a la altura h (en km) sobre el nivel del mar calculado con:

$$G = 8 - h / 8 - 2h \quad (\text{dimensional})$$

C = Coeficiente de empuje (dimensional)

V_D = Velocidad de Diseño en km. h , calculada con las consideraciones ya mencionadas.

Cuando C (coeficiente de empuje) es positivo, se trata de una presión sobre el área expuesta, cuando es negativo, se trata de una succión

- **COEFICIENTES DE EMPUJE**

Los coeficientes de empuje que se especifican a continuación, corresponden a la acción exterior del viento

A ésta, debe adicionarse el efecto de las presiones internas que se señalarán más adelante

- PAREDES RECTANGULARES VERTICALES

Cuando el viento actúa normalmente a la superficie expuesta

$$C = + 0.75 \text{ lado de BARLOVENTO}$$

$$C = - 0.68 \text{ lado de SOTAVIENTO}$$

La estabilidad de paredes aisladas, como bardas, ante viento perpendicular, se analizará con la suma de los efectos de presión y succión, es decir:

$$C = 1.43$$

- EDIFICIOS DE PLANTA ALTA Y ELEVAION RECTANGULAR

Para los muros normales a la acción del viento, se tomarán los valores de C señalados en el punto anterior. En las paredes PARALELAS a la acción del viento, así como la cubierta horizontal, se distinguirán TRES ZONAS

1a. De la arista de barlovento, hasta una distancia igual a $H/3$, $C = + 1.75$

2a. De la misma arista, hasta una distancia igual a $1.5H$, $C = - 1.00$

3a. El resto del edificio, $C = - 0.40$

Esta misma especificación rige en cubiertas, con generatrices y aristas paralelas a la acción del viento como techos inclinados y cilíndricos

En esta especificación, es la altura de la construcción, medida del lado de barlovento y sin incluir la cubierta (ver fig c)

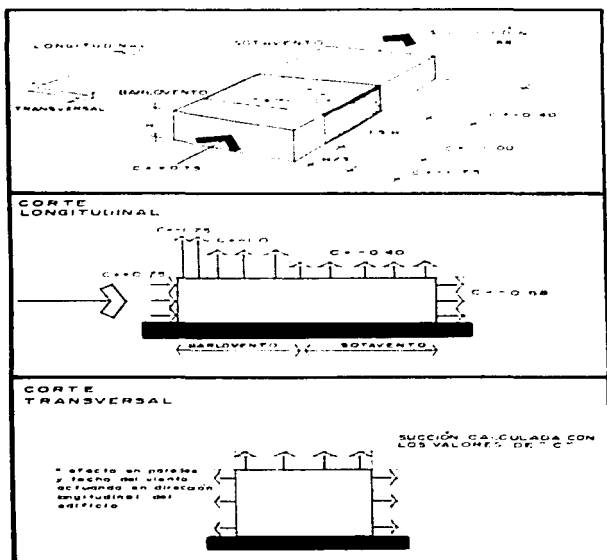


Fig. c

- PRESIONES INTERIORES

Cuando el porcentaje de abertura de alguna de las paredes de la construcción, en el nivel que se analiza sea mayor al 30 %, para el diseño local de todos los elementos que limitan en cualquier dirección el nivel en cuestión, deberán considerarse presiones o succiones interiores dadas por la siguiente ecuación

$$P_v = 0.0055 G C V_D^2$$

C = Coeficiente de Empuje (dimensional)

P = Presión o succión (kg / m²)

V_D = Velocidad de diseño (km / hora)

$$G = \frac{8 + h}{8 + 2h}$$

Factor de reducción de densidad de la atmósfera, a la altura h (en km.) sobre el nivel del mar (dimensional)

Abertura del lado de Barlovento: C = 0.8

Abertura del lado de Sotavento: C = 0.6

Esta consideración será en adición con las presiones ó succiones exteriores

Para porcentajes menores al 30%, se supondrán para el cálculo de las presiones, el valor de C determinado por la siguiente ecuación, con la abertura del lado de barlovento

$$C = 0.8 \cdot n^{-30} + 0.3 \cdot (1 - n^{-30})$$

n = Relación de aberturas, en porcentaje

Las presiones interiores, no deben considerarse para el análisis de la estabilidad del conjunto de la estructura

- **SISMO**

Nuestra estructura es sumamente ligera (70 kg / m² aproximadamente incluyendo material de forro), por tanto no tiene un peso significativo que oponga resistencia muy grande al movimiento sísmico. Como se sabe, una construcción pesada, se opondrá fuertemente a dicho movimiento al tratar, por inercia, de mantener su posición.

En conclusión, los efectos sísmicos son de menor importancia comparados con los producidos por el viento y, por tanto, la estructura estará armada para soportar los empujes horizontales producidos por el viento, de tal manera que estará sobrada para resistir los de sismo.

Por otra parte, las cargas accidentales horizontales, se descomponen en fuerzas diagonales y verticales, las cuales serán tomadas por medio de contraventeos diagonales

y postes adicionales a los de carga en los muros, contrarrestando así los momentos en la base de la estructura

1.3 CRITERIO DE ÁREAS TRIBUTARIAS

- POR CARGAS GRAVITACIONALES

Las cargas gravitacionales, se distribuyen en la estructura en función de los espaciamientos entre elementos. Este espaciamiento, se determina según las cargas admisibles en elementos verticales y horizontales, pudiéndose seleccionar cualquiera de los siguientes espaciamientos.

	30.5 cms
E = Espaciamientos	40.6 cms
	61.0 cms

En el diseño de los apoyos de la viga, se considerará un aumento en la reducción, debido a la contribución de carga provocada por los elementos de techado y el peso propio del 2do. nivel.

W_a = carga por unidad de área : kg. / m^2 ó kg. / cm^2

W_L = carga uniformemente repartida o lineal . Se obtiene multiplicando la carga por la unidad de área por el espaciamiento al que se encuentran los elementos estructurales:

$W_L = W_a \times E$ kg. / m ó kg. / cm

(ver fig. d)

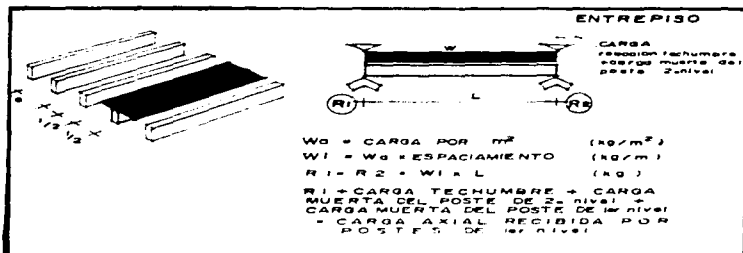
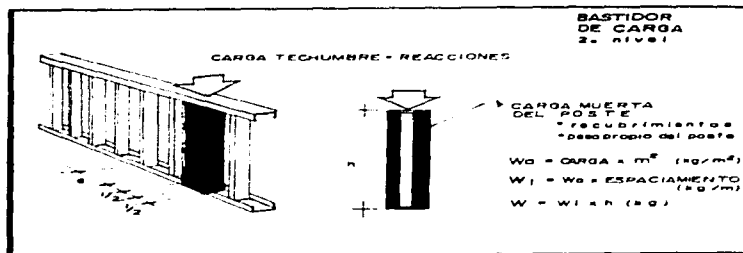


Fig. d

Las vigas o armaduras son consideradas como elementos simplemente apoyados, sus reacciones corresponden a la carga axial que reciben los postes que las sostienen y se obtienen

$$Wl \times L / 2 = R_1 + R_2 \text{ (kg)}$$

- CRITERIO PARA CARGAS ACCIDENTALES

La estructura toma las cargas provocadas por la suma del empuje y succión del viento, como fuerzas concentradas actuando en el punto más alto de los bastidores de los muros perpendiculares a dicho empuje.

Estas cargas se descomponen en una componente diagonal que es tomada por los contraventeos, trabajando a la tensión. Y una componente vertical que proporciona una carga axial adicional al poste, conectado en su parte superior con el contraventeo (como indica la fig e y f)

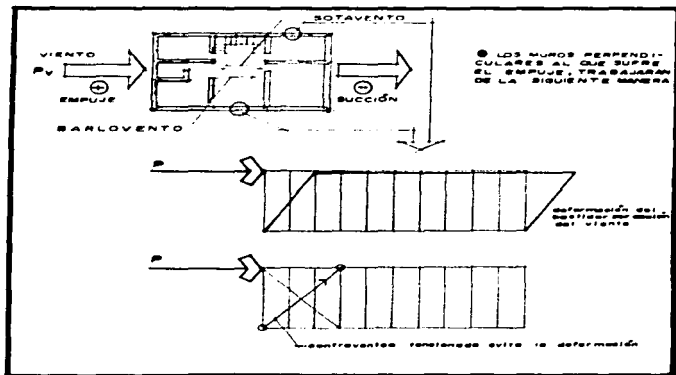


Fig. e

CRITERIO PARA LA DETERMINACION DE ÁREAS TRIBUTARIAS POR VIENTO

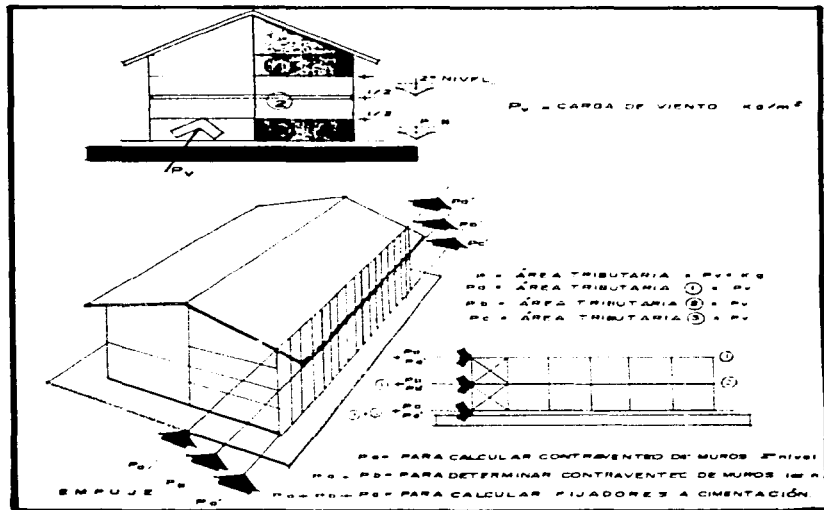


Fig. f

- CRITERIO DE FIJACION AL NIVEL CORRESPONDIENTE

La fuerza horizontal correspondiente a la mitad inferior del bastidor del primer nivel, determinara la cantidad de fijadores necesarios en el mismo muro en base a su capacidad al cortante. (Como indica la fig. g)

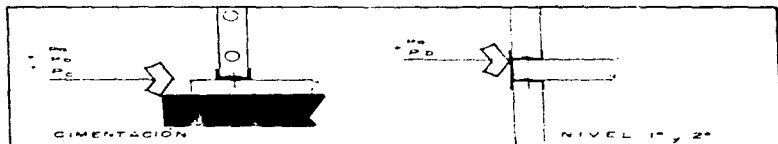


Fig. g

- Los factores que condicionan el diseño estructural de los muros de carga son

1. La carga axial permisible
2. La carga lateral producida por cargas accidentales
3. La deflexión máxima permisible

- Los postes estructurales que componen el bastidor del muro de carga, se analizan individualmente

CAPÍTULO 2

DISEÑO DE MUROS DE CARGA

- 2.0 Diseño de muros de carga
 - 2.1 Carga axial permisible por elemento
 - 2.2 Carga lateral
 - 2.3 Deflexión máxima
 - 2.4 Muros de carga exterior: revisión a la flexocompresión
 - 2.5 Muros de carga interior
 - 2.6 Cerramientos
 - 2.7 Contraventeos
 - 2.8 Sujeción lateral
 - 2.9 Fijadores
-

2.0 DISEÑO DE MUROS DE CARGA

Los Factores que condicionan el diseño estructural de los muros de carga son:

La carga axial permisible

La carga lateral producida por cargas accidentales

La deflexión máxima permisible

2.1 CARGA AXIAL PERMISIBLE POR ELEMENTO

La carga axial que actúa en el poste de acuerdo con el análisis de bajadas de cargas, deberá ser menor a la carga axial permisible (ver tablas de cargas permisibles en capítulo 4)

2.2 CARGA LATERAL

La carga lateral proporcionada por empujes de viento e impacto de sismo, se deberá considerar al determinar el elemento de acuerdo a las tablas de cargas máximas permisibles. Esta carga lateral provocada por viento, sería calculada de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$P_v = 0.0055 G C V_{10}^2$$

En donde:

$P_v =$ Empuje del viento en kg/m^2

$G = (8 + h) / (8 + 2h)$

Factor de reducción de la atmósfera, a la altura h (en Km.), sobre el nivel del mar.

$C =$ Coeficiente de empuje = 0.75 en este cálculo (dimensional)

$V_D =$ Velocidad de diseño de viento

2.3 DEFLEXIÓN MÁXIMA.

La deflexión máxima originada por la combinación de las cargas axiales y laterales, no deberá exceder de $L / 360$. (ver fig. h)

Esta deflexión deberá revisarse de acuerdo a la deflexión real, la cual se obtiene a través de la siguiente expresión:

$$d_{\text{máx.}} = (5wL^4) / (384 E (I_{xx}))$$

En donde

w_l = Carga lateral uniformemente repartida en kg/cm

L = Longitud del elemento (altura) cm

E = Modulo de elasticidad del acero = 2×10^6 , 000

I_{xx} = Momento de inercia del elemento (ver tablas de

propiedades físicas, capítulo 3)

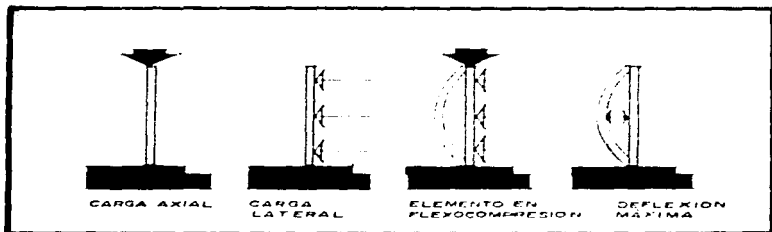


Fig. h

2.4 MUROS DE CARGA EXTERIOR REVISIÓN A LA FLEXOCOMPRESIÓN

Se considera como una viga trabajando a flexocompresion, libremente apoyada y con una carga axial y con otra carga uniformemente repartida en toda su longitud.

El trabajo de la pieza a flexocompresion debera ser revisado con las siguientes fórmulas de interaccion de los elementos a flexocompresion

$$\frac{f_a}{F_{a0}} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{f_a}{F_{a1}} + \frac{f_b}{C_m + F_b} + (f_a - f_a') \leq 1$$

En donde:

f_a = es el ESFUERZO REAL, al cual se somete la pieza en kg/cm^2 y se determina con la siguiente expresion:

$$f_a = \frac{P}{A}$$

En donde:

P = Carga axial a la cual esta sometida el elemento en estudio, en kg

A = Área de acero efectivo de la pieza (ver propiedades físicas de los materiales capítulo 3)

$$F_{a0} = 0.522 Qfy$$

f_{a1} = Es el ESFUERZO MÁXIMO PERMISIBLE del elemento en kg/cm^2 y se calcula con la siguiente ecuación:

$$F_{a1} = (12.23) Q \sqrt{y} + (3.0) Q \sqrt{y}^2 \left[k L_y / r_y \right]^2 + 23 \pi^2 E$$

En donde:

Q = Factor de columna del elemento (ver propiedades físicas de secciones capítulo 3)

y = resistencia del trabajo del acero

k = Constante (1) obtenida por la igualdad de rigidez de la pieza

L_y = Longitud del elemento en cm

r_y = Radio de giro (ver propiedades de las secciones capítulo 3) del elemento en estudio

E = Módulo de elasticidad del acero = 21 000 000

Esta expresión contiene la fórmula para determinar la relación de esbeltez de la pieza:

$$RE_y = k L_y / r_y \leq 146$$

Límite de trabajo eficiente de elementos LSF (marcado AISC) ó AISI

$$RE_x = k L_x / r_x \leq 146$$

La constante 146 es el límite de trabajo eficiente de elementos ligeros formados en frío marcado por el A.I.S.C. (American Institute of Steel Construction) y AISI.

f_b = ESFUERZO FLEXIONANTE REAL que soporta la pieza, calculado en esta expresión:

$$f_b = M_{\max} / S_{xx}$$

En donde:

M_{\max} = Momento máximo que esta soportando la pieza.

$$wL^2 / 8$$

S_{xx} = Modulo de sección (ver propiedades físicas de las secciones capítulo 3) del elemento

f_b = ESFUERZO DE TRABAJO PERMISIBLE DEL ACERO:

- Para miembros cuya relación peralte (w) calibre (t) sea igual o menor $531 \cdot f_y / 0.60 \cdot f_y$
- Para miembros con $w/t > 531 \cdot f_y / 1207 \cdot f_y$ $F_b = F_c = F_y(0.767 - (3.15/10^3) \cdot (w/t) \cdot f_y)$
- Para miembros con $w/t > 1207 \cdot f_y / 25$ $F_b = F_c = 562400 \cdot (w/t)^2$
- Para miembros con w/t de 25 a 60.
- Para puntales de ángulo: $F_b = F_c = 562400 \cdot (w/t)^2$
- Para cualquier otra sección: $F_b = F_c = 1392 - 19.7 \cdot w/t$

C_m : 0.85 coeficiente de cálculo.

$$\underline{F}_{\text{euler}} = 12 \pi^2 E I / 23 [L_x / r_x]^2 \quad \text{Esfuerzo de Euler}$$

Esta revisión a flexocompresión, deberá partir con la primera ecuación y en el caso de que el resultado sea ligeramente mayor a la unidad, deberá revisarse utilizando la segunda expresión. en el caso de que nuevamente el resultado sea mayor, se deberán considerar dos opciones, o reforzar la sección propuesta o bien, cambiar su especificación por un miembro con mayor sección o calibre

Los elementos a compresión sin rigidizar que tengan relaciones de w/t que excedan aproximadamente de 30, pueden mostrar una distorsión notable de los bordes libres bajo esfuerzos permisibles de compresión, sin detrimento de la capacidad del miembro para soportar la carga

Para relaciones de w/t que excedan aproximadamente de 60, la distorsión de los patines, probablemente sea tal que haga a la sección estructuralmente inadecuada, a menos que se limiten la carga y los esfuerzos, a tal grado, que la sección sea antieconómica

2.5 MUROS DE CARGA INTERIOR

Se considerarán únicamente cargas axiales al no existir empujes por viento, pero en zonas sísmicas se deberán considerar empujes laterales, que varían entre el 10 y 15% del peso total de la construcción.

MUROS DE FACHADA O CORTINA

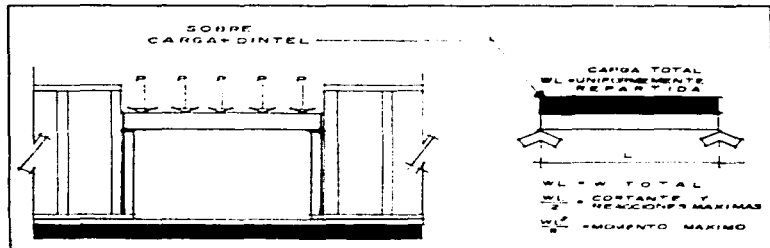
En muros exteriores libres de cargas axiales y por tanto no estructurales, se considerarán únicamente empujes laterales de viento y sismo

2.6 CERRAMIENTOS

Los cerramientos sobre vanos, se consideran como vigas libremente apoyadas en ambos extremos

Las cargas proporcionadas por los elementos horizontales como vigas de entre piso o armaduras, se consideran como cargas uniformemente repartidas debido a su cercanía

Los cerramientos se solucionan por medio de vigas estructurales y en función a las cargas que tengan que soportar, sus cortantes y momentos flexionantes máximos (Ver fig 1)



2.7 CONTRAVIENTOS

Los empujes proporcionados por los muros adyacentes perpendiculares, se consideran como una carga concentrada en el punto superior del muro

El muro deberá diseñarse para contrarrestar estas fuerzas, por medio de contravientos diagonales funcionando a la tensión (Ver fig. j)

Para este diseño, se descompondrá la fuerza horizontal concentrada en el punto superior del muro en una componente diagonal y otra componente vertical (Ver fig. k)

La componente diagonal de la fuerza será tomada por los contravientos y se obtiene dividiendo la fuerza horizontal de viento, entre el coseno del ángulo que forma el contraviento con dicha fuerza horizontal

$$PD = P_{\text{horizontal}} / \text{Cos } A \quad \text{en Kg.}$$

$$P = \text{Fuerza de viento}$$

Los contravientos, se fijarán en ambos extremos por medio de tornillos autorroscantes a los postes y canales correspondientes y su número se determina por la relación:

$$P_{\text{diagonal}} / \text{Capacidad del tornillo} = \text{Número de tornillos por extremo}$$

La componente vertical de la fuerza del viento, siempre considerada horizontal, se determina multiplicando esta fuerza horizontal por la tangente de angulo, formado con la diagonal de contraventeo

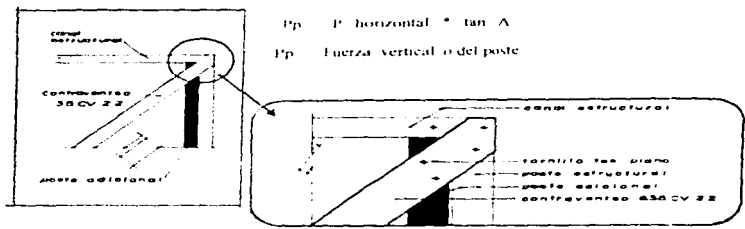


Fig j

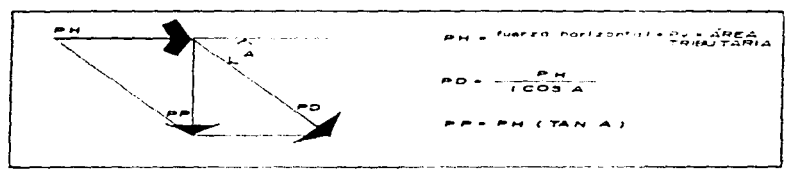


Fig k

Si la carga adicional de esta fuerza vertical obtenida, sumada a la carga axial que actúa sobre el poste (bajada de cargas), sobrepasa la carga axial permisible, se deberán colocar postes adicionales hasta proporcionar la suficiente resistencia

CAPACIDAD DE TRABAJO A LA TENSION DEL CONTRAVENTEIO 635 CV 22.

Basados en el incremento del 33.33 % del esfuerzo de trabajo del acero en cargas accidentales que permiten los reglamentos, se obtiene

$$f_y = 1380 \times 1.3333 = 1840 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Área de 635 CV 22} = 6.35 \times 0.08 = 0.508 \text{ cm}^2$$

$$F_{cv} = f_y (A) = 1840 \times 0.508 = 934.72 \text{ kg}$$

CARGA DE TRABAJO MAXIMA PERMISIBLE DEL CONTRAVENTEIO 635 CV 22 A LA TENSION 934.75 Kg.

Los contraventeos se colocaran de preferencia en las esquinas de muros y en ángulos a 45° y de ser necesario, se podrán colocar en ambos lados de 30° a 60°, siendo el óptimo 45°.

En fijaciones a cimentaciones, se deberá proporcionar fijadores suficientes para transmitir las cargas de contraventeo al canal y cimiento. De ser posible los fijadores del contraventeo, deberán anclarse directamente a la losa de cimentación

CRITERIO DE CONTRAVIENTO EN EDIFICACIONES DE DOS NIVELES

El contraviento del 2do nivel es resultante del área tributaria 1

El contraviento del 1er nivel es resultado del área tributaria 2 más área tributaria 1

(Ver fig 1)

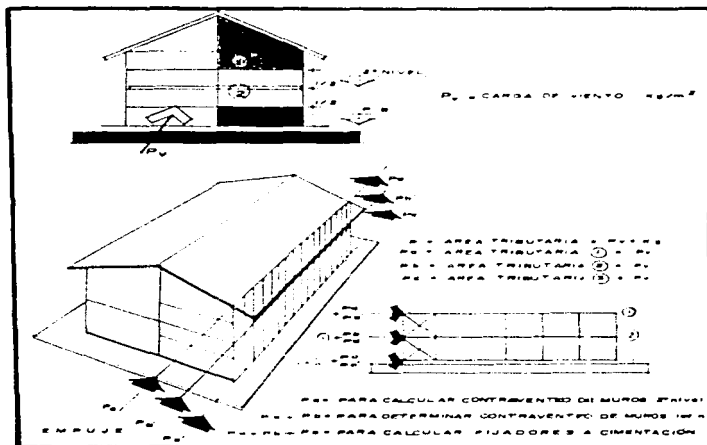


Fig 1

CARGA ADICIONAL... La carga axial adicional se determinará dividiendo la componente vertical del viento entre el total de los contravientos en el muro y

multiplicando por el número de contraventeos fijados o conectados a la parte superior del poste en cuestión

Por ejemplo

Se tiene una fuerza de empuje por viento de 2,100 kg, lo cual se descompone en una fuerza diagonal de

$$2,100 \text{ kg} \cdot \text{Cos } 45^\circ = 2,100 / 0.7071 = 2,969.84 \text{ kg}$$

y en una fuerza vertical de

$$2,100 \text{ kg} (\text{Tan } 45^\circ) = 2,100 (1.00) = 2,100 \text{ kg}$$

(Ver fig m n ñ)

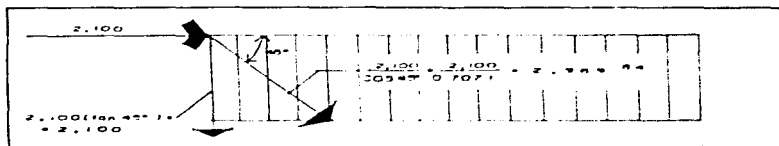


Fig m

La capacidad 635 CV 22 900 Kg por lo que el número de contraventeos será de

$$2,969.84 / 900 = 3.29 = 4 \text{ Contraventeos } 635 \text{ CV } 22$$

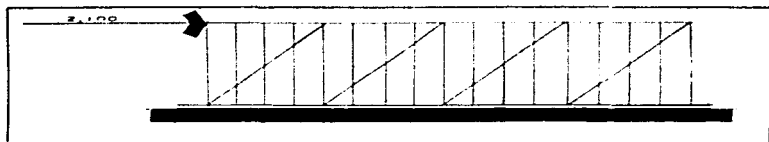


Fig. n

EN UN SENTIDO, COMO SE DESCONOCE EL SENTIDO DEL VIENTO,
SE AMARRA EN AMBOS SENTIDOS

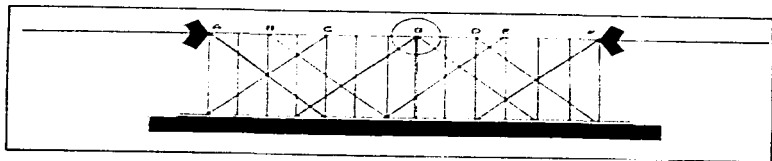


Fig. ñ

El mismo número de contraventeos se colocara en ambos sentidos, ya que debe armarse para cualquier direccion de viento

Como se ilustra en los puntos A o E, solo se fija un contraventeo, y en el punto G se fijan dos en la parte superior, por lo que la componente vertical se obtiene de la siguiente manera

Componente vertical / 4 contraventeos = $2,100 / 4 = 525 \text{ kg}$.

Para los puntos A a F: $525 \text{ kg} \times \text{un contraventeo} = 525 \text{ kg}$ de carga vertical.

Para el punto G: $525 \text{ kg} \times 2 \text{ contraventeos} = 1,050.0 \text{ kg}$.

2.8 SUJECIÓN LATERAL.

Al soportar cargas axiales, los postes sufriran deflexiones en sentido paralelo al $X - X'$, con el propósito de reducir estas deflexiones, aumentando la capacidad de carga de los postes, se deberá sujetar lateralmente y de forma continua a todos los postes por medio de contraventeos 635 CV 22 colocados a ambos lados y fijados por medio de tornillos Tek plano a cada poste (Ver fig. O)

Dependiendo de la altura de los bastidores, estas sujeciones se podrán colocar a la mitad, tercio o cuartos de altura, como recomendación se puede seguir el siguiente criterio:

ALTURA DEL BASTIDOR	COLOCACIÓN DE SUJECION
2 00 a 3 00	Mitad de altura (1/2 h)
3 01 a 4 50	Tercios de altura (1/3 h)
4 51 a 6 00	Cuartos de altura (1/4 h)

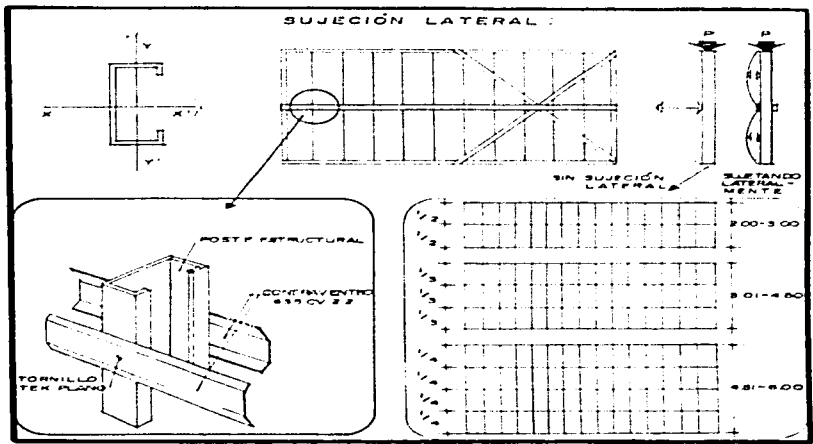


Fig 0

En la revision por deflexion de los postes, en los casos de que la deflexion real sobrepase a la deflexion maxima permisible ($\epsilon = 360$), se podran emplear sujeciones

laterales para disminuir dicha deflexión a criterio del calculista e independientemente del señalado por la tabla anterior.

2.9 FIJADORES

El número de fijadores a la cimentación o al entrepiso, se determina en función de la resultante horizontal que corresponde a la fuerza de empuje del viento y al capacidad de los fijadores al esfuerzo cortante y a la tracción (ver Tornillos y Anclajes capítulo 5). Dado que los fijadores pueden estar sometidos a cualquiera de los dos esfuerzos, tracción y cortante ó ambos en un momento crítico, se deberán calcular en función del valor más desfavorable, ya sea cortante ó a tracción, siguiendo este criterio.

Para succión :

SUCCIÓN TOTAL - PESO MUERTO DE LA ESTRUCTURA = SUCCIÓN REAL.

SUCCIÓN REAL / CAPACIDAD A SUCCIÓN DEL FIJADOR = NUMERO DE FIJADORES

Para cortante.

EMPUJE DE VIENTO FUERZA CORTANTE

FUERZA CORTANTE CAPACIDAD AL CORTANTE DEL FIJADOR

NUMERO DE FIJADORES

Para un area mayor de succion se requerira la utilizacion en todos los casos, de

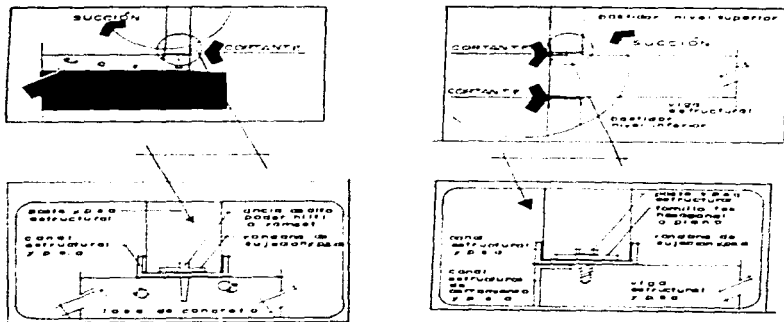


Fig p

Los anclajes de bastidores de planta baja a la losa de cimentación de concreto ($f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ como mínimo) se harán invariablemente con fijadores de alto poder, pero de baja velocidad.

Deberán ser calculados bajo el mismo criterio antes explicado y con los valores que los fabricantes especifiquen a sus fijadores, tomando en cuenta la resistencia del concreto con que fue elaborada la losa de cimentación, profundidad de espiga, etc. (Ver fig Q y R)

Yeso Panamericano puede reconocer a dos fabricas cuyos productos cumplen con los minimos requisitos para considerarlos como complemento de su sistema estructural YPSACTRU, estos fabricantes son

Hilti Mexicana, S.A. de C.V. y Ramset S.A. de C.V.

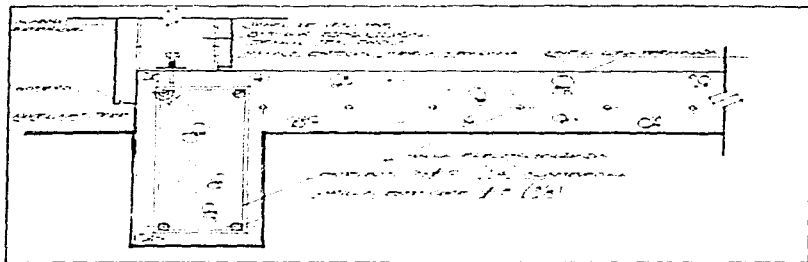


Fig. Q

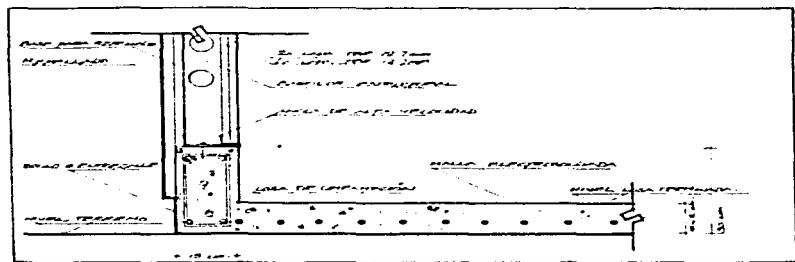
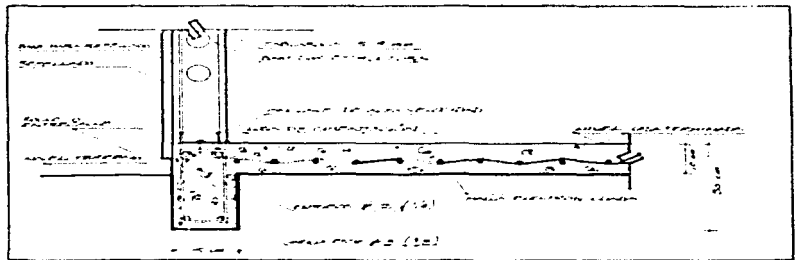


Fig 18

CAPÍTULO 3

ESPECIFICACIONES GENERALES

3.0 Especificaciones generales

3.1 Propiedades físicas y de sección de los elementos ypsacero

3.2 Los elementos

3.0 ESPECIFICACIONES GENERALES

Los perfiles estructurales están diseñados de acuerdo con la especificación del "American Iron and Steel Institute (AISI) Specification for the design of Cold Formed Steel Structural Members", edición 1982

Todos los postes y vigas estructurales se forman en frío con lamina de acero galvanizada G-90, de acuerdo con los requerimientos del "American Society for Testing and Materials (ASTM)" A-446, grado A con un limite de fluencia mínimo de 2,300 kg / cm².

YESO, PANAMERICANO S.A. DE C.V., garantiza que los componentes estructurales que forman parte del sistema aquí descrito, se fabrican bajo las especificaciones arriba citadas.

No hace ninguna otra garantía, ya sea implícita o expresa, sobre propiedades o funcionamiento de dichos productos, antes o después de ser usados.

La denominación comercial para cada perfil se ha hecho, indicando el ancho de la pieza, el tipo de perfil y el calibre de la lámina usada

EJEMPLOS: 920 PE 20 Quiere decir

920 cm (35 / 8'') de ancho; Poste Estructural; lámina calibre 20

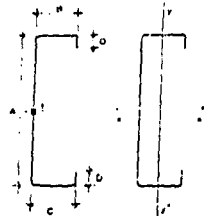
1524 CE 22

1524 cm (6'') de ancho; Canal Estructural ; Lámina Calibre 22

3.1 propiedades físicas y de sección de los elementos ypsacero.*

DENOMINACION ELEMENTO	DIMENSIONES (mm)				ESPEL t	AREA cm ²	PESO kg/m	I _{xx} cm ⁴	S _{xx} cm ³	r _{xx} cm	I _{yy} cm ⁴	r _{yy} cm	D ^o
	A	B	C	D									
635 PE 22	63,5	37	38	8	0,68	1,188	1,275	7,999	2,519	2,595	2,312	1,350	8,636
635 PE 20	63,5	37	38	8	0,95	1,404	1,110	9,406	2,963	2,589	2,124	1,352	0,990
920 PE 20	92,7	37	38	8	0,95	1,674	1,320	22,072	4,793	3,631	3,022	1,352	0,775
1524 VE 20	152,4	37	38	8	2,55	2,216	1,728	72,718	9,547	5,888	1,511	1,251	0,790

635 CC 22	63,5	32	20	-	0,68	1,15	0,91
920 CC 22	92,7	32	20	-	0,68	0,91	0,90
1524 CC 22	152,4	32	20	-	0,68	1,25	1,10
635 CV 22	63,5	-	-	-	0,68	0,91	0,42
2032 CV 22	203,2	32	20	-	0,68	2,12	1,01



PE = POSTE ESTRUCTURAL; CC = CANAL ESTRUCTURAL; CV = CONTRAVIENTO.

VE = VIGA ESTRUCTURAL.

I_{xx} = MOMENTO DE INERCIA EJE XX'

I_{yy} = MOMENTO DE INERCIA EJE YY'

S_{xx} = MODULO DE SECCION EJE XX'

S_{yy} = MODULO DE SECCION EJE YY'

r_x = RADIO DE GIRO SOBRE EJE XX'

r_y = RADIO DE GIRO SOBRE EJE YY'

Q = FACTOR DE CORRECCION = TODOS LOS POSTES HORIZONTALES DE ALUMINIO Y ESPECIFICACIONES A.I.S.I.

f_y = 2,350 Kg/cm²; E = 2,100,000 Kg/cm²; MODULO DE ELASTICIDAD DEL ACERO.

* AN 27m DMSO kg/cm²

ESPECIFICACIONES

ACERO BASE

La materia prima del producto, se encuentra normada por ASTM A-446, la cual se determinara la composicion quimica del acero y las propiedades mecanicas dependiendo del grado de dureza del acero (NOM B66)

Con base en esta norma, se tienen las siguientes propiedades del acero

TIPO DE ACERO	ESFUERZO DE CEDENCIA MÍNIMO (σ_y Kg/cm ²)	RESISTENCIA A LA TENSION (σ_u Kg/cm ²)	LONGACION EN 50mm (%) MÍNIMO
ALTA RESISTENCIA GRADO 12	4815	4370	12
CALIDAD COMERCIAL GRADO 20	2320	3763	20

DIMENSIONES Y PROPIEDADES ESTRUCTURALES

Las especificaciones de propiedades estructurales y dimensionamiento para la viga estructural serán las indicadas en la tabla de propiedades de la seccion

DISEÑO DEL PRODUCTO

Para el cálculo de las propiedades de las diferentes secciones, se han seguido las consideraciones de la especificación para el diseño de miembros estructurales de acero rolados en frío, editada por el AISI (AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE) EDICION 1980

GALVANIZADO

El recubrimiento de la viga estructural consiste en una capa de zinc aplicada en continuo por el proceso de inmersión en caliente, con una capa G-60 equivalente a un mínimo de 0.6 Oz/pie² (183 gr/m², para ambas caras de la lámina de acuerdo con la norma ASTM A-525 y la NOM H55 de la Dirección General de Normas

VENTAJAS

El galvanizado protege la viga de dos formas.

- 1) Como recubrimiento del acero
- 2) Como protección catódica:

Esta cualidad le permite proteger contra la oxidación, los cortes y perforaciones en los polines.

El galvanizado evita la reducción de espesor que sufre el acero con la corrosión, dando al calculista las ventajas de diseñar con el espesor óptimo.

PERFORACIONES

Se ofrece la opción de perforaciones en los extremos de los polines, la distribución y dimensiones se muestran en la sección de perforaciones de los polines del presente boletín.

IDENTIFICACION

Para una facil identificacion de los calibres y del tipo de acero de los polines, se aplica en planta pintura en los extremos

CALIBRE	COLOR
10	Rojo
12	Azul
14	Verde

Adicionalmente el acero alta resistencia se identifica con el color blanco

PASIVADO

La viga estructural recibe un tratamiento de pasivado rico en cromados, el cual le brinda mayor protección a la superficie y la prepara para poder pintar los polines en campo.

En el caso de polines soldados, recomendamos pintar el cordón de soldadura con una pintura rica en zinc para brindar mayor protección a estas áreas.

LARGOS ESTÁNDAR

PERALTE	LARGO
4"	4.00 m
5"	5.00 m
6"	6.00 m
8"	8.00 m
10"	10.00 m

TRANSPORTE Y ALMACENAJE

RECOMENDACIONES

- 1) Protección durante el transporte en vehículos cerrados o cubiertos con lonas impermeables.
- 2) Inspeccion al llegar a su destino y en caso que el producto se reciba con indicios de humedad, secar pieza por pieza de inmediato
- 3) Colocar el producto sobre tablonés para evitar el contacto con el suelo (entre cada apoyo se recomienda una distancia de un metro)
- 4) En el lugar de la obra, colocar el material bajo techo, cuando no sea posible deberá cubrirse con lonas impermeables.



VIGAS ESTRUCTURALES

PROPIEDADES DE LA SECCION

PERAL	DIMENSIONES PUNTADES		CALIBRE	PESO Kg/m	AREA cm ²	EJE X-X (cm)				EJE Y-Y (cm)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	PROPIEDADES DE LA SECCION							
	D	B				EJE X-X (cm)							I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	E.C. X-X		E.C. Y-Y		r _x (cm)	r _y (cm)
						W _x (cm ³)	W _y (cm ³)	I _x (cm ⁴)	S _x (cm ³)						I _y (cm ⁴)	S _y (cm ³)				
12 VE 10	124.3	12	11.2	18.26	218	76.2	11.1	342	8.45	12	1562	0.10	1244.72	113.58	384	99.83	1647	227	1.16	2.14
12 VE 12	124.3	12	8.9	11.16	258	76.2	13.1	216	8.35	13	83.3	0.11	1241.82	82.13	345	75.82	1331	245	1.78	3.16
12 VE 14	124.3	14	6.8	8.14	258	76.2	14.1	144	3.46	11	218	0.11	752.13	57.53	375	57.76	1216	256	1.81	3.42
8 VE 10	882.24	12	9.7	12.06	2332	618	12.1	342	6.35	8	1644	0.843	720.75	71.92	274	72.43	1337	241	1.77	2.91
8 VE 12	882.24	12	7.6	9.48	2332	618	13.1	288	6.25	8	1229	0.775	583.63	57.15	242	57.18	1132	245	1.81	2.87
8 VE 14	882.24	14	5.5	6.94	2332	618	13.1	192	3.26	8	3287	0.881	431.74	42.43	230	43.68	858	231	1.85	2.77
6 VE 10	682	10	7.2	9.03	1524	508	13.1	342	6.35	6	12727	0.93	298.45	33.81	375	28.90	811	199	1.25	2.12
6 VE 12	682	12	5.7	7.16	1524	508	13.1	216	6.35	6	10215	0.855	238.88	31.35	378	22.74	668	182	1.38	2.28
6 VE 14	682	14	4.1	5.25	1524	508	13.1	144	3.84	6	12318	0.784	189.12	22.84	356	18.51	521	188	1.43	2.25
5 VE 10	582	10	8.6	8.18	127	508	13.1	24	6.35	5	11525	0.919	192.43	30.20	485	27.18	784	142	1.49	2.34
5 VE 12	582	12	5.2	6.45	127	508	13.1	216	6.35	5	9765	0.932	158.47	24.33	456	22.31	652	136	1.53	2.15
5 VE 14	582	14	3.7	4.78	127	508	13.1	144	2.86	5	11870	0.811	117.07	18.44	456	17.42	518	141	1.52	2.44
4 VE 10	482	10	5.8	7.23	1018	508	13.1	242	6.35	4	12284	1.000	117.72	22.19	333	25.00	731	135	1.47	2.52
4 VE 12	482	12	4.6	5.81	1018	508	13.1	288	6.25	4	8126	0.919	80.46	17.03	287	22.76	634	133	1.72	2.55
4 VE 14	482	14	3.4	4.28	1018	508	13.1	192	3.26	4	4263	0.917	63.35	13.65	453	18.78	498	134	1.74	2.53

- NOTAS
- * El peso incluye el peso de las partes de las pernos
 - VIGA (C) (R) (S) (M)
 - El peso nominal es el de la viga

- LEGENDA
- W_x - Momento de inercia de la viga en el eje X-X
 - W_y - Momento de inercia de la viga en el eje Y-Y
 - S_x - Modulo de resistencia de la viga en el eje X-X
 - S_y - Modulo de resistencia de la viga en el eje Y-Y
 - r_x - Radio de giro de la viga en el eje X-X
 - r_y - Radio de giro de la viga en el eje Y-Y
 - Q - Factor de seguridad
 - E - Coeficiente de elasticidad del acero
 - m - Distancia desde el eje X-X al centro de gravedad
 - W_o - Costo mínimo por metro lineal

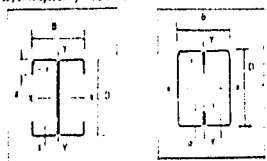
Los perfiles tienen características de peso nominal de 25 kg/m² (E) - 250 kg/m² (M)



PROPIEDADES ESTRUCTURALES DE LAS SECCIONES CAJON Y ESPALDA CON ESPALDA

20

FEM4	DIMENSIONES PULGADAS		CAMBRE	PESO (lb/ft)	ÁREA (in ²)	DIMENSIONES (mm)										PROPIEDADES ESTRUCTURALES															
						D					E					I					E					E					
	D x B					D x B		D x B		D x B		D x B		D x B		D x B		D x B		D x B		D x B		D x B		D x B		D x B		D x B	
	h	t				h	t	h	t	h	t	h	t	h	t	h	t	h	t	h	t	h	t	h	t	h	t	h	t	h	t
12E 10	10	10	10	22.6	26.52	214	152.4	191	3.42	6.35	0	2679.32	207.06	3.61	758.9	38.21	3.11	1188.87	110.28	8.42	97.62	1	154								
12E 12	12	12	12	27.32	31.8	214	152.4	191	2.68	6.35	0	2942.84	184.30	3.65	722.16	29.23	3.16	912.27	78.73	6.33	1	154									
12E 14	14	14	14	32.99	38.26	214	152.4	191	1.93	3.96	0	3303.18	161.1	3.73	625.54	22.38	3.24	653.31	67.53	6.24	1	154									
8E 10	8	8	8	24.12	28.32	133	103.7	131	3.42	6.35	0	1863.5	142.81	3.78	518.43	33.29	3.32	789.29	62.79	5.75	0.84	154									
8VD2	8	8	8	15.2	18.36	232	133.7	191	2.68	6.35	0	1161.28	144.32	3.62	376.33	23.23	3.25	622.16	69.92	5.73	0.775	154									
8VPA	8	8	8	11.5	14.17	232	133.7	191	1.25	3.96	0	814.48	144.32	3.62	376.33	23.23	3.25	422.64	61.22	5.7	0.71	154									
6VD10	6	6	6	14.8	18.06	124	101.6	131	2.42	6.35	0	546.30	74.38	3.75	333	37.86	3.28	374.67	32.47	6.14	0.61	154									
6VD2	6	6	6	11.4	14.32	152.4	101.6	131	2.14	6.35	0	477.2	62.71	3.72	342	33.71	3.28	248.52	49.42	6.12	0.612	154									
6VE1	6	6	6	12	14	157.4	101.6	131	1.78	6.35	0	472.5	62.71	3.72	342	33.71	3.28	258.4	41.2	6.12	0.54	154									
5VE1	5	5	5	12	12	127	101.6	131	1.27	6.35	0	312.4	62.71	3.72	342	33.71	3.28	221.4	31	6.12	0.54	154									
5VE2	5	5	5	7	7	116	101.6	131	1.27	6.35	0	244.8	62.71	3.72	342	33.71	3.28	174	21.4	6.12	0.522	154									
5VPA	5	5	5	4	4	116	101.6	131	0.76	6.35	0	217.8	62.71	3.72	342	33.71	3.28	152.4	15.2	6.12	0.44	154									
4VPA	4	4	4	10	10	101.6	101.6	131	2.42	6.35	0	412.4	62.71	3.72	342	33.71	3.28	248.52	41.2	6.12	0.61	154									
4VPA2	4	4	4	12	12	101.6	101.6	131	2.42	6.35	0	412.4	62.71	3.72	342	33.71	3.28	248.52	41.2	6.12	0.61	154									
4VE1	4	4	4	8	8	101.6	101.6	131	1.52	6.35	0	312.4	62.71	3.72	342	33.71	3.28	207.06	31.2	6.12	0.54	154									



5

CAPACIDAD DE CARGA A COMPRESIÓN DE VIGAS ESTRUCTURAL FORMANDO UNA SECCIÓN CAJÓN, EN TONS.

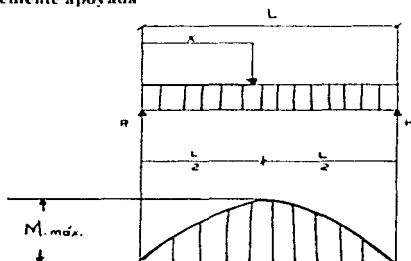
PERFIL	C.A. BOZ	PESD	AREA	LONGITUD EFECTIVA (KL) EN MTS.																						
				1.0	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00	3.25	3.50	3.75	4.00	4.25	4.50	4.75	5.00	5.25	5.50	5.75	6.00	6.25	6.50	6.75	7.00	
10 VE10	30	22.6	28.52	38.544	48.209	57.832	67.415	76.958	86.461	95.925	105.349	114.724	124.051	133.330	142.561	151.744	160.880	169.969	179.011	188.006	196.954	205.855	214.709	223.516	232.276	
10 VE12	32	17.8	22.32	27.733	33.151	37.267	40.982	44.297	47.212	49.727	51.842	53.557	54.972	56.087	56.902	57.517	57.932	58.147	58.262	58.277	58.192	58.007	57.722	57.337	56.852	56.267
10 VE14	34	12.8	16.28	17.752	17.627	17.401	17.175	16.949	16.723	16.497	16.271	16.045	15.819	15.593	15.367	15.141	14.915	14.689	14.463	14.237	14.011	13.785	13.559	13.333	13.107	12.881
8 VE10	30	19.4	24.12	25.718	25.278	24.732	24.186	23.640	23.094	22.548	21.999	21.450	20.901	20.352	19.803	19.254	18.705	18.156	17.607	17.058	16.509	15.960	15.411	14.862	14.313	13.764
8 VE12	32	15.2	18.96	19.817	19.664	19.282	18.899	18.516	18.133	17.750	17.367	16.984	16.601	16.218	15.835	15.452	15.069	14.686	14.303	13.920	13.537	13.154	12.771	12.388	12.005	11.622
8 VE14	34	11.0	13.81	14.804	14.704	14.623	14.543	14.462	14.381	14.300	14.219	14.138	14.057	13.976	13.895	13.814	13.733	13.652	13.571	13.490	13.409	13.328	13.247	13.166	13.085	13.004
6 VE10	30	14.4	18.06	18.317	17.431	16.365	15.022	13.501	11.840	10.078	8.216	6.254	4.192	2.030	0.768	0.406	0.254	0.182	0.130	0.098	0.076	0.064	0.052	0.040	0.028	0.016
6 VE12	32	11.4	14.32	15.162	15.230	15.168	15.083	14.967	14.831	14.684	14.527	14.360	14.183	14.006	13.829	13.652	13.475	13.298	13.121	12.944	12.767	12.590	12.413	12.236	12.059	11.882
6 VE14	34	8.2	10.40	10.571	10.268	10.104	10.194	10.233	10.233	10.187	10.141	10.095	10.049	9.999	9.949	9.899	9.849	9.799	9.749	9.699	9.649	9.599	9.549	9.499	9.449	9.399
5 VE10	30	12.2	16.30	17.103	16.318	14.660	12.840	10.826	8.526	6.066	3.466	0.766	0.224	0.052	0.020	0.010	0.008	0.007	0.006	0.005	0.004	0.003	0.002	0.001	0.000	0.000
5 VE12	32	10.2	14.30	14.888	14.888	14.615	14.323	14.011	13.679	13.324	12.948	12.552	12.136	11.700	11.254	10.798	10.332	9.856	9.370	8.874	8.368	7.852	7.326	6.790	6.244	5.688
5 VE14	34	7.4	9.53	10.242	10.200	10.100	10.000	9.900	9.800	9.700	9.600	9.500	9.400	9.300	9.200	9.100	9.000	8.900	8.800	8.700	8.600	8.500	8.400	8.300	8.200	8.100
4 VE10	30	10.8	14.50	15.233	14.266	12.002	9.537	6.815	3.825	1.425	0.325	0.125	0.052	0.020	0.010	0.008	0.007	0.006	0.005	0.004	0.003	0.002	0.001	0.000	0.000	
4 VE12	32	8.2	11.62	12.018	12.022	12.022	12.022	12.022	12.022	12.022	12.022	12.022	12.022	12.022	12.022	12.022	12.022	12.022	12.022	12.022	12.022	12.022	12.022	12.022	12.022	12.022
4 VE14	34	6.0	8.50	12.753	12.753	12.753	12.753	12.753	12.753	12.753	12.753	12.753	12.753	12.753	12.753	12.753	12.753	12.753	12.753	12.753	12.753	12.753	12.753	12.753	12.753	12.753

NOTAS: * Los valores mostrados en esta tabla son para un tipo de acero A36 y un tipo de concreto de 2800 kg/cm².
 * Se considera $\phi = 0.70$ en ϕ .

CONSIDERACIONES DE CALCULO

La tabla No. 4 nos muestra la capacidad de carga uniformemente distribuida para los polines tomando como base las siguientes consideraciones.

a) Viga simplemente apoyada



Momento

$$M_{\text{máx.}} \text{ (en el centro)} \text{-----} wL^2 / 8$$

$$\text{máx. (en el centro)} \text{-----} 5wL^4 / 384 EI$$

(Momento máximo actuante)

$$M_{\text{MÁX.}} = wL^2 / 8$$

(Esfuerzo a flexión actuante)

$$f_b = M_{\text{MÁX.}} / S \text{ X EFECTIVO}$$

(Esfuerzo básico de diseño)

$$F_b = 0.6 F_y$$

$$f_b = 1b$$

Para que se cumplan las condiciones señaladas el polin deberá estar arriostrado a todo lo largo en el patin a compresion. En el caso de no estar arriostrado se deberá calcular el esfuerzo permisible a compresion de acuerdo a la seccion 3.3 del manual de diseño del AISI correspondiente a vigas de una alma sin sujecion lateral

$$Max = 0.013 W t^4 / E I \quad (\text{Deflexión actuante})$$

$$Max = L / 180 \quad (\text{deflexion permitida})$$

La deflexión permitida, se revisara de acuerdo al reglamento de construccion de cada zona y para cada uso en particular. La tabla 4 muestra la capacidad de carga para una deflexión maxima de $L / 180$

Para vigas que soporten cielos rasos, la flecha maxima permitida no deberá de exceder de $L / 360$, por lo cual los valores correspondientes a capacidad de carga para deflexión, se deberá multiplicar por 0.5

La capacidad de carga uniformemente distribuida se considera perpendicular al eje X-X del polin por lo cual en cubiertas con pendiente, tambien se deberan analizar los esfuerzos que se producen en el eje Y-Y, utilizando la siguiente fórmula

$$(M_x / S_x) / F_b + (M_y / S_y) / F_b \leq 1$$

Las columnas de reaccion maxima permisible y carga concentrada máxima, fueron calculadas para un ancho de apoyo de 51mm. En el caso de que estas reacciones o

cargas excedan el valor mostrado, se recomienda atesar el alma para evitar la inestabilidad de la misma

En el caso de apoyos diferentes a los 51mm, se deberán calcular estos valores de acuerdo a la sección 3.5 del manual de diseño del AISI.

El cortante máximo permisible se muestra en la tabla No 1 de propiedades de la sección

CARGA DE VIENTO

Por ser esta una carga accidental se permite incrementar los esfuerzos permisibles en un 33% por lo cual, los valores presentados en la tabla No 4 en el renglón de "sobre carga por esfuerzos", se pueden incrementar en un 33%.

NOTA IMPORTANTE:

Los valores mostrados en la tabla No.4 corresponden a esfuerzos básicos analizados individualmente para un polin en apoyo simple y carga uniformemente distribuida

En los casos de cargas concentradas y en los de vigas principales en donde se combinan esfuerzos de corte, flexión y carga axial, se deberán analizar estos elementos de acuerdo al manual de diseño de AISI en las siguientes secciones

Sección 3.4.3 Esfuerzos combinados de flexión y cortante en almas

Sección 3.5.2 Esfuerzos combinados de flexión y pandeo del alma

Sección 3.7 Esfuerzos combinados de flexión y carga axial.

La tabla No.5 nos muestra la capacidad de carga axial para dos polines formando una sección de cajón bajo las siguientes consideraciones:

Esfuerzo a compresion actuante:

$$f_a = P / A$$

Esfuerzo a compresion admisible

$$\text{Para } KL / r \leq 107.9 \cdot Q$$

$$F_a = 1838 Q - 0.079 (Q \cdot KL / r)^2$$

$$\text{Para } KL / r > 107.9 \cdot Q$$

$$F_a = 10689.224 / (KL / r)^2$$

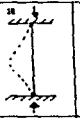
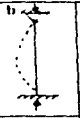


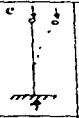
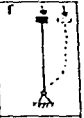




$$f_a < F_a$$

Las fórmulas anteriores son válidas para un límite de fluencia (F_y) de 3520 Kg/cm² y están en el sistema métrico decimal (Referencia manual de diseño del AISI edición 1980 sección 3.6). Para un módulo de elasticidad de 29500 KSI (2075919 kg/cm²). Los valores mostrados en la tabla de capacidad de carga, se obtienen a partir del largo efectivo (KL) y son válidos para compresión axial solamente.

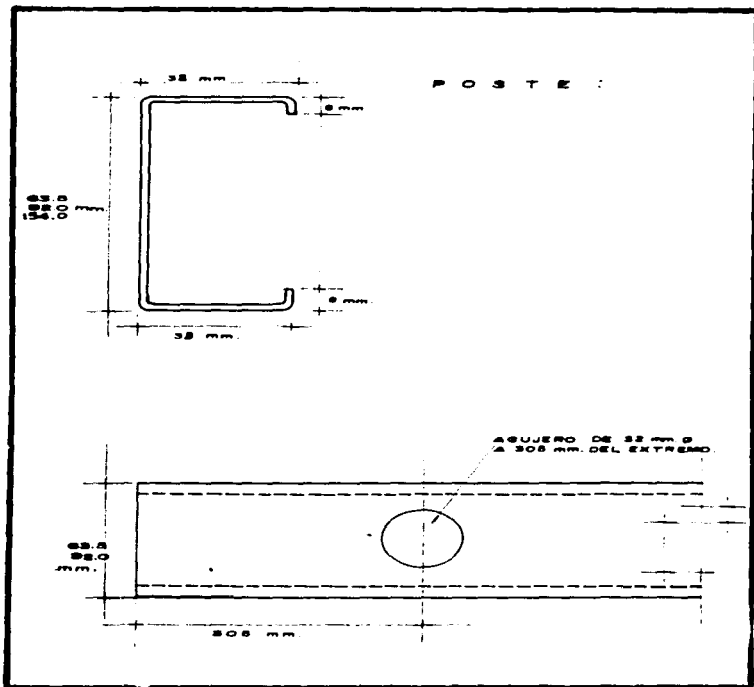
Para el cálculo de flexocompresión referirse al manual del diseño sección 3.7 correspondiente a "esfuerzos combinados de flexión y carga axial".

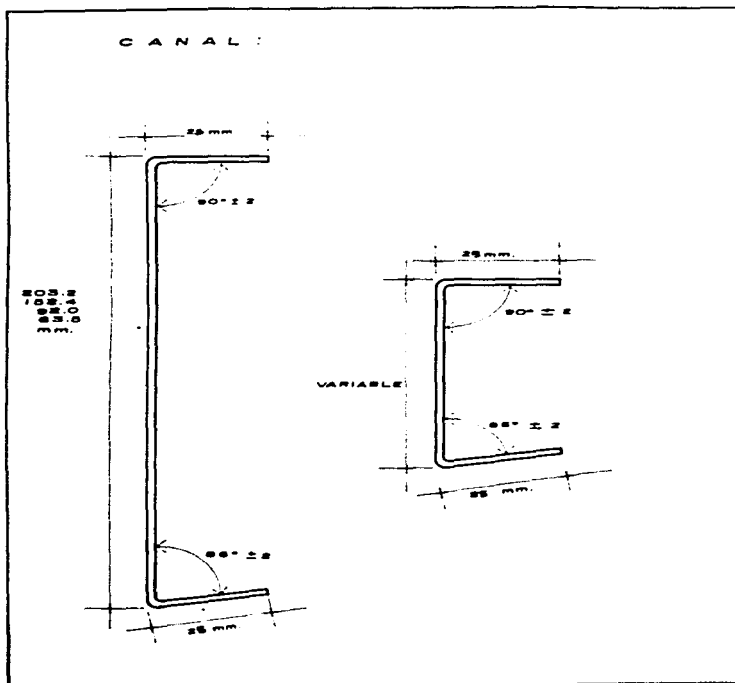
NOTA IMPORTANTE:

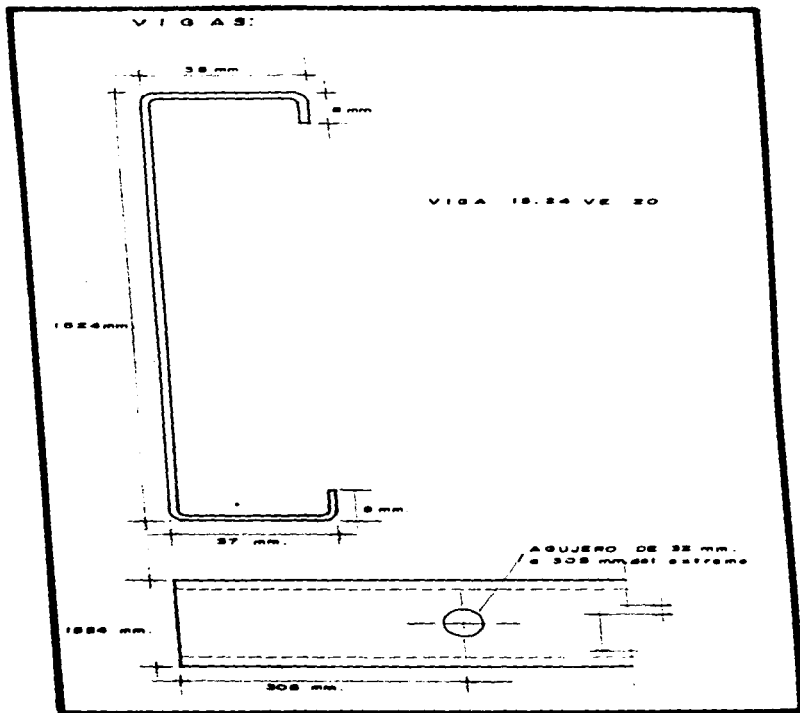
Todos los cálculos tanto de propiedades de la sección como de capacidad de carga, fueron realizados conforme al manual de especificaciones de diseño de miembros estructurales de acero formados en frío editada por el American Iron And Steel Institute (AISI) en su edición 1980.

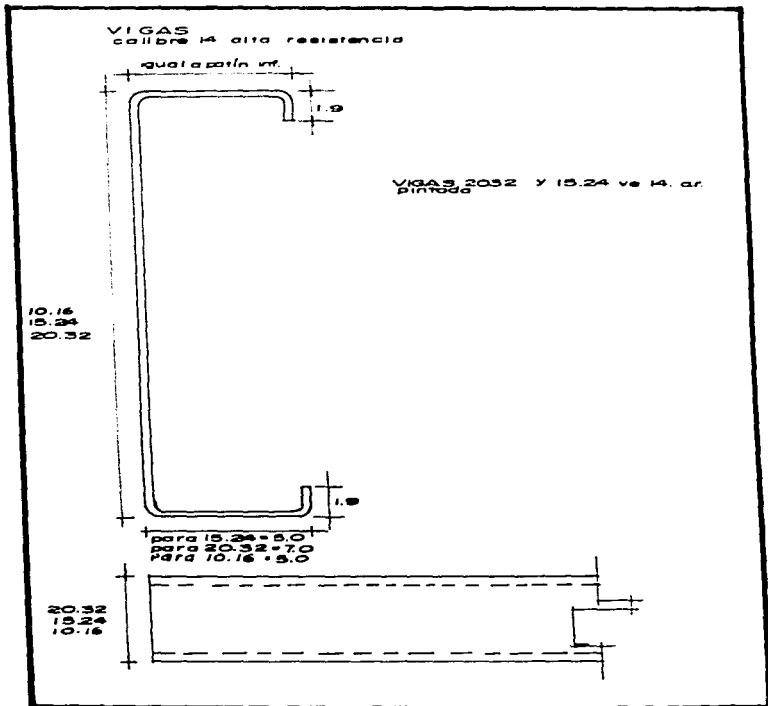
La forma de la columna flexionada marcada con línea punteada						
Valor teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valor de diseño recomendada cuando se aprox. a las condiciones ideales	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Condiciones de apoyo	   	ROTACION Y TRASLACION Fijas ROTACION LIBRE Y TRASLACION Fija ROTACION Fija Y TRASLACION LIBRE ROTACION LIBRE Y TRASLACION LIBRE				

3.2 LOS ELEMENTOS









CAPÍTULO 4

CARGAS PERMISIBLES EN POSTES Y VIGAS

- 4.0 Cargas permisibles en postes y vigas
- 4.1 Bastidores de carga interiores no sujetos a cargas laterales (viento) sin sujeción lateral
- 4.2 Bastidores de carga interiores no sujetos a cargas laterales (viento) con sujeción lateral a un $\frac{1}{2}$ del claro
- 4.3 Bastidores de carga interiores no sujetos a cargas laterales (viento) con sujeción lateral a un $\frac{1}{3}$ del claro
- 4.4 Bastidores de carga exteriores con velocidades de diseño del viento de 80 a 200 km/h y sujeción lateral a $\frac{1}{2}$ y $\frac{1}{3}$ del claro
- 4.5 Bastidores sin carga axial sujetos a cargas laterales exclusivamente
- 4.6 Vigas 1524 VE 14 2032 VE 14

4.0 CARGAS PERMISIBLES EN POSTES Y VIGAS

Son determinadas de acuerdo a las características y a los estudios a que se sometieron los elementos estructurales.

4.1 BASTIDORES DE CARGAS INTERIORES NO SUJETOS A CARGAS LATERALES (Viento) SIN SUJECIÓN LATERAL

Espaciamientos: 30.5, 40.6 ó 61.0 cm

Cargas permisibles en kg.

Altura (m)	1524 VE 20	920 PE 20	635 PE 20	635 PE 22
2.10	860.99	582.91	339.56	272.61
2.20	789.80	538.57	316.24	252.51
2.30	722.62	499.88	295.86	234.97
2.40	663.65	465.91	277.94	219.56
2.50	611.62	435.93	262.10	205.95
2.75	505.47 (1)	374.72 (1)	229.65	178.12
3.00	424.74 (1)	328.11 (1)	204.78 (1)	156.88 (1)
3.50	312.05 (1)	262.89 (1)	169.56 (1)	127.02 (1)
4.00	238.92 (1)	206.81 (1)	146.05 (1)	107.35 (1)
5.00	152.91 (1)	132.36 (1)	116.63 (1)	83.46 (1)
6.00	106.18 (1)	91.91 (1)	81.25 (1)	69.44 (1)

(1) LA RELACIÓN DE ESBELTEZ KL/r . EXCEDE 200

Tabla A

4.2 BASTIDORES DE CARGA INTERIORES NO SUJETOS

A CARGAS LATERALES (Viento) CON SUJECIÓN LATERAL A 1/2 DEL CLARO

Espaciamientos: 30.5, 40.6 ó 61.0 cm

Cargas axiales permisibles en kg.

Altura (m)	1524 VE 20	920 PE 20	635 PE 20	635 PE 22
2.10	1484.94	1266.07	1004.89	690.58
2.20	1391.13	1238.91	958.83	670.63
2.30	1372.49	1210.72	911.30	649.95
2.40	1353.02	1181.52	862.37	628.57
2.50	1332.73	1151.35	812.12	606.53
2.75	1278.37	1071.82	687.71	548.63
3.00	1218.83	986.83	590.52	487.07
3.50	1084.23	802.40	454.74	371.99
4.00	928.92	634.05	366.43	295.78
5.00	611.62	435.93	262.10	205.95
6.00	424.74 (1)	328.11 (1)	204.78 (1)	156.88 (1)

(1) LA RELACIÓN DE ESBELTEZ KL / r , EXCEDE 200.

Tabla B

4.3 BASTIDORES DE CARGA INTERIORES NO SUJETOS

A CARGAS LATERALES (Viento) CON SUJECIÓN LATERAL A 1/3 DEL CLARO

Espaciamientos: 30.5, 40.6 ó 61.0 cm

Cargas axiales permisibles en kg.

Altura (m)	1524 VE 20	920 PE 20	635 PE 20	635 PE 22
2.10	1510.41	1425.02	1267.23	801.91
2.20	1502.49	1412.36	1242.94	791.70
2.30	1494.21	1399.16	1217.52	781.01
2.40	1485.56	1385.42	1190.98	769.84
2.50	1476.54	1371.16	1163.30	758.20
2.75	1452.38	1333.23	1089.17	727.02
3.00	1425.92	1292.17	1007.97	692.87
3.50	1366.09	1201.10	824.40	615.66
4.00	1297.07	1098.96	636.04	526.57
5.00	1131.40	865.85	407.06	346.04
6.00	928.92	634.05	282.68 (1)	240.30 (1)

(1) LA RELACIÓN DE ESBELTEZ KL / r , EXCEDE 200.

Tabla C

4.4 BASTIDORES DE CARGA EXTERIORES CON VELOCIDAD DE DISEÑO DEL VIENTO DE 80 A 200 KM/H Y SUJECIÓN LATERAL A 1/2 Y A 1/3 DEL CLARO

Viento a 80 km/h con sujeción lateral a 1/2 del claro

Cargas axiales permisibles en kg

Altura (m)	Espaciam. (cm)	1524 VE 20	920 PE 20	635 PE 20	635 PE 22
2.10	30.50	1341.83	1238.51	1066.94	633.48
2.10	40.60	1319.70	1200.93	1008.20	583.24
2.10	61.00	1275.13	1126.38	897.77	488.07
2.20	30.50	1316.87	1234.75	1016.12	603.31
2.20	40.60	1292.41	1182.61	951.54	549.43
2.20	61.00	1243.16	1030.19	831.73	445.63
2.30	30.50	1290.64	1168.97	962.55	571.62
2.30	40.60	1263.70	1122.57	892.36	512.21
2.30	61.00	1209.51	1031.34	763.85	402.16
2.40	30.50	1263.13	1131.11	906.63	538.53
2.40	40.60	1233.57	1079.95	831.16	474.64
2.40	61.00	1174.17	919.85	694.78	358.09
2.50	30.50	1234.31	1091.17	848.70	504.39
2.50	40.60	1201.88	1035.03	768.48	436.60
2.50	61.00	1137.10	928.89	625.13	313.76
2.75	30.50	1156.45	982.14	694.64	415.45
2.75	40.60	1118.59	912.87	608.76	339.25
2.75	61.00	1036.81	780.55	451.75 (5)	201.19 (5)
3.00	30.50	1070.10	860.27	546.30	324.68
3.00	40.60	1021.73	777.43	449.61	241.82
3.00	61.00	925.39	622.23	283.13 (5)	97.70 (5)
3.50	30.50	875.68	581.02	245.20	147.89 (5)
3.50	40.60	812.45	471.54	138.39 (5)	56.99 (5)
3.50	61.00	669.09	275.31	0.00 (2) (5)	0.00 (2) (5)
4.00	30.50	832.09	251.39	0.00 (2)	0.00 (2) (5)
4.00	40.60	539.85	116.59	0.00 (2)	0.00 (2) (5)
4.00	61.00	361.23	0.00 (2) (5)		
5.00	30.50	0.00 (2)	131.67		
5.00	40.60	0.00 (2) (5)	39.53		
5.00	61.00	0.00 (2) (5)	0.00 (1) (2) (5)		
6.00	30.50				
6.00	40.60				
6.00	61.00				

NOTAS

(1) - La relación de esbeltez λ no excede 200

(2) - El esfuerzo Resultante F_r excede el esfuerzo Resultante máxima permisible F_{r1}

(3) - El esfuerzo cortante en el alma T excede el esfuerzo cortante máximo permisible T_1

(4) - La reacción a los extremos R excede la reacción máxima permisible y por tanto se requiere reforzar el alma en los puntos de apoyo

(5) - La deflexión a medio claro excede $L/360$

(6) - La deflexión a medio claro excede $L/240$

Tabla D

BASTIDORES DE CARGA EXTERIORES CON VELOCIDAD DE DISEÑO DEL VIENTO DE 80 A 200 KM/H Y SUJECIÓN LATERAL A 1/2 Y A 1/3 DEL CLARO

Viento a 80 km/h con sujeción lateral a 1/3 del claro

Cargas axiales permisibles en kg

Altura (m)	Espaciam. (cm)	1524 VE 20	920 PE 20	635 PE 20	635 PE 22
2.10	30.50	1441.83	1329.91	1089.67	641.68
2.10	40.60	1418.81	1292.80	1036.97	693.90
2.10	61.00	1373.07	1218.21	857.39	502.85
2.20	30.50	1429.87	1326.48	1045.43	615.27
2.20	40.60	1401.95	1265.59	908.30	563.33
2.20	61.00	1351.81	1184.79	851.60	466.28
2.30	30.50	1411.94	1281.79	998.10	587.81
2.30	40.60	1384.33	1236.93	936.49	532.47
2.30	61.00	1329.60	1148.77	822.84	429.55
2.40	30.50	1349.54	1255.15	949.14	549.64
2.40	40.60	1363.54	1206.03	853.43	500.17
2.40	61.00	1326.47	1159.95	763.69	379.99
2.50	30.50	1378.87	1228.37	898.97	530.97
2.50	40.60	1348.79	1172.49	829.63	469.29
2.50	61.00	1281.41	1067.83	704.70	356.90
2.75	30.50	1333.24	1147.11	771.19	455.36
2.75	40.60	1294.27	1091.14	695.18	392.70
2.75	61.00	1219.30	995.12	561.45 (5)	285.54 (5)
3.00	30.50	1281.21	1058.41	845.96	378.54
3.00	40.60	1234.16	980.05	668.21	305.69 (5)
3.00	61.00	1140.38	833.45	428.81 (5)	178.32 (5)
3.50	30.50	1162.83	859.09	418.79 (5)	236.62 (5)
3.50	40.60	1264.25	797.83	339.93 (5)	163.34 (5)
3.50	61.00	968.09	577.95	224.22 (5)	29.64 (6)
4.00	30.60	1018.40	843.42	238.17 (6)	118.92 (6)
4.00	40.60	831.83	678.58	163.07 (6)	44.01 (6)
4.00	61.00	764.21	338.83 (8)	38.84 (6)	0.00 (2) (4)
5.00	30.50	672.65	237.24 (5)	3.20 (5)	0.00 (2) (6)
5.00	40.60	542.50	110.13 (5)	0.00 (2) (6)	0.00 (2) (6)
5.00	61.00	301.41	0.00 (2) (6)	0.00 (2) (6)	0.00 (2) (6)
6.00	30.50	283.03	0.00 (2) (6)	0.00 (1) (2)	
6.00	40.60	87.76	0.00 (2) (6)		
6.00	61.00	0.00 (2)			

NOTAS

- (1) - La relación de esbeltez λ no excede 200
- (2) - El esfuerzo flexionante no excede el esfuerzo flexionante máximo permisible F_b
- (3) - El esfuerzo cortante en el alma V excede el esfuerzo cortante máximo permisible V
- (4) - La reacción a los extremos R excede la reacción máxima permisible y por tanto se requiere reforzar el alma en los puntos de apoyo
- (5) - La deflexión a medio claro excede $L/360$
- (6) - La deflexión a medio claro excede $L/240$

Tabla E

BASTIDORES DE CARGA EXTERIORES CON VELOCIDAD DE DISEÑO DEL VIENTO DE 80 A 200 KM/H Y SUJECIÓN LATERAL A 1/2 Y A 1/3 DEL CLARO

Viento a 100 km/h con sujeción lateral a 1/2 del claro		Cargas axiales permisibles en kg			
Altura (m)	Espaciam. (cm)	1524 VE 20	920 PE 20	635 PE 20	635 PE 22
2.10	30.50	1304.26	1174.94	960.83	949.44
2.10	40.60	1269.81	1117.59	885.21	877.19
2.10	61.00	1200.55	1004.81	731.00	742.87
2.20	30.50	1275.34	1134.01	928.64	911.75
2.20	40.60	1237.29	1070.45	818.21	811.93
2.20	61.00	1160.85	946.21	663.66	670.92
2.30	30.50	1244.92	1090.63	846.12	872.79
2.30	40.60	1203.06	1020.63	749.46	789.75
2.30	61.00	1119.07	884.65	675.72	738.85 (5)
2.40	30.50	1212.97	1044.66	781.86	832.54
2.40	40.60	1167.10	969.21	679.62	745.02
2.40	61.00	1075.18	820.30	497.86 (5)	587.10 (5)
2.50	30.50	1179.48	996.66	716.45	792.23
2.50	40.60	1129.39	913.21	609.30	700.09
2.50	61.00	1029.16	763.38	420.67 (5)	526.00 (5)
2.75	30.50	1088.88	866.03	551.33	659.79
2.75	40.60	1027.34	765.34	434.67 (5)	588.93 (5)
2.75	61.00	904.78	576.42	232.92 (5)	327.76 (5)
3.00	30.50	988.23	722.07	389.41 (5)	589.02 (5)
3.00	40.60	913.98	604.64	265.11 (5)	482.02 (5)
3.00	61.00	787.00	388.89	63.89 (6)	0.00 (2) (5)
3.50	30.50	755.48	403.79	71.35 (6)	0.00 (2) (5)
3.50	40.60	652.32	263.49	0.00 (2) (6)	0.00 (2) (5)
3.50	61.00	451.39	0.00 (2) (5)	0.00 (2) (6)	0.00 (2) (5)
4.00	30.50	478.96	30.22	0.00 (2)	
4.00	40.60	340.51	0.00 (2)		
4.00	61.00	80.79			
5.00	30.50	0.00 (2)	0.00 (2) (5)		
5.00	40.60	0.00 (2)			
5.00	61.00	0.00 (2)			
6.00	30.50				
6.00	40.60				
6.00	61.00				

NOTAS

- (1) - La relación de esbeltez H/r escede 200
- (2) - El esfuerzo flexionante M excede el esfuerzo flexionante máximo permisible M_b
- (3) - El esfuerzo cortante en el alma V excede el esfuerzo cortante máximo permisible V_b
- (4) - La reacción a los extremos R excede la reacción máxima permisible y por tanto se requiere reforzar el alma en los puntos de apoyo
- (5) - La deflexión a medio claro δ excede $L/360$
- (6) - La deflexión a medio claro excede $L/240$

Tabla F

**BASTIDORES DE CARGA EXTERIORES CON VELOCIDAD DE DISEÑO DEL VIENTO
DE 80 A 200 KM/H Y SUJECIÓN LATERAL A 1/2 Y A 1/3 DEL CLARO**

Viento a 100 km/h con sujeción lateral a 1/3 del claro			Cargas anales permisibles en kg			
Altura (m)	Espaciam. (cm)	1524 VE 20	920 PE 20	635 PE 20	635 PE 22	
2.10	30 50	1402 97	1267 15	1001 57	561 59	
2.10	40 60	1367 62	1210 53	926 02	493 43	
2.10	61 00	1296 55	1099 20	785 94	363 54	
2.20	30 50	1384 58	1237 37	950 19	528 58	
2.20	40 60	1345 84	1175 29	863 51	455 22	
2.20	61 00	1268 62	1053 47	721 72	319 43	
2.30	30 50	1365 36	1206 10	855 71	455 66	
2.30	40 60	1323 09	1138 43	810 06	417 52	
2.30	61 00	1238 25	1006 91	655 03 (5)	276 12 (5)	
2.40	30 50	1345 32	1172 34	840 27	462 19	
2.40	40 60	1299 39	1059 73	750 31	380 56	
2.40	61 00	1217 36	936 61	589 27 (5)	233 96 (5)	
2.50	30 50	1324 46	1135 74	784 41	428 77	
2.50	40 60	1274 76	1055 77	690 84	344 35	
2.60	61 00	1178 30	902 45	524 99 (5)	193 28 (5)	
2.75	30 50	1267 19	1036 52	846 38	342 53	
2.75	40 60	1207 04	940 76	748 81 (5)	292 19 (5)	
2.75	61 00	1157 23	763 76	573 65 (5)	22 94 (6)	
3.00	30 50	1201 54	927 73	819 80 (5)	259 11 (5)	
3.00	40 60	1128 28	816 83	713 89 (5)	164 42 (5)	
3.00	61 00	966 22	613 34	238 67 (6)	0 00 (2), (4)	
3.50	30 50	1250 10	852 63	290 28 (6)	112 23 (6)	
3.50	40 60	950 94	558 05	190 67 (6)	15 52 (6)	
3.50	61 00	757 76	320 35 (5)	20 67 (6)	0 00 (2), (6)	
4.00	30 50	872 81	455 35 (5)	118 81 (6)	0 00 (2), (6)	
4.00	40 60	744 77	306 85 (5)	26 24 (6)	0 00 (2), (6)	
4.00	61 00	600 72	90 56 (6)	0 00 (2), (6)		
5.00	30 50	456 12	30 28 (6)	0 00 (2), (6)		
5.00	40 60	274 23	0 00 (2), (6)	0 00 (2), (6)		
5.00	61 00	0 00 (2)	0 00 (2), (6)	0 00 (2), (6)		
6.00	30 50	0 00 (2)	0 00 (2), (6)			
6.00	40 60	0 00 (2)				
6.00	61 00					

NOTAS

- (1) - La relación de esbitez h/l no excede 200
- (2) - El esfuerzo resonante no excede el esfuerzo resonante máximo permisible f_1
- (3) - El esfuerzo cortante en el alma f excede el esfuerzo cortante máximo permisible f_v
- (4) - La reacción a los extremos R excede la reacción máxima permisible y por tanto se requiere reforzar el alma en los puntos de apoyo
- (5) - La deflexión a medio claro excede $L/360$
- (6) - La deflexión a medio claro excede $L/240$

Tabla G

BASTIDORES DE CARGA EXTERIORES CON VELOCIDAD DE DISEÑO DEL VIENTO DE 80 A 200 KM/H Y SUJECIÓN LATERAL A 1/2 Y A 1/3 DEL CLARO

Viento a 120 km/h con sujeción lateral a 1/2 del claro

Cargas axiales permisibles en kg

Altura (m)	Espaciam. (cm)	1524 VE 20	920 PE 20	635 PE 20	635 PE 22
2.10	30 50	1258 91	1098 96	858 88	423 75
2.10	40 60	1209 14	1018 62	749 26	354 68
2.10	61 00	1110 06	862 08	550 30 (5)	171 68 (5)
2.20	30 50	1224 81	1243 88	746 91	381 93
2.20	40 60	1173 33	961 37	673 02	287 10
2.20	61 00	1061 14	790 15	463 35 (5)	116 55 (5)
2.30	30 50	1189 34	958 05	719 43	329 30
2.30	40 60	1129 67	801 19	596 05	229 32
2.30	61 00	1009 69	715 24	377 20 (5)	60 26 (5)
2.40	30 50	1152 07	943 53	648 01	296 33
2.40	40 60	1046 55	818 22	519 02 (5)	191 73 (5)
2.40	61 00	955 70	637 70	292 34 (5)	6 15 (5)
2.50	30 50	1112 99	886 44	576 38	253 32
2.50	40 60	1041 53	772 87	442 54 (5)	144 67 (5)
2.50	61 00	899 17	587 88	209 21 (5)	0 00 (2) (5)
2.75	30 50	1307 24	133 95	359 17 (5)	147 43 (5)
2.75	40 60	979 83	598 99	256 13 (5)	33 88 (5)
2.75	61 00	746 87	353 51	10 16 (5)	3 00 (2) (6)
3.00	30 50	889 80	567 74	227 80 (5)	46 17 (5)
3.00	40 60	785 07	414 39	78 17 (6)	0 00 (2) (4)
3.00	61 00	579 83	136 98 (5)	0 00 (2) (6)	
3.50	30 50	618 97	208 05	0 00 (2) (5)	0 00 (2) (6)
3.50	40 60	475 86	25 55 (5)	0 00 (2) (5)	
3.50	61 00	220 31	0 00 (2) (5)		
4.00	30 50	296 84	0 00 (2)		
4.00	40 60	111 72	0 00 (2)		
4.00	61 00	0 00 (2)			
5.00	30 50	0 00 (2)			
5.00	40 60	0 00 (2)			
5.00	61 00				
6.00	30 50				
6.00	40 60				
6.00	61 00				

NOTAS

- (1) - La reacción de exterior R_1 no excede 200
- (2) - El esfuerzo R_2 asociado al momento de diseño R_2 no excede el esfuerzo constante máximo permisible R_2
- (3) - El esfuerzo constante en el alma R_3 no excede el esfuerzo constante máximo permisible R_3
- (4) - La reacción a los extremos R_4 no excede la reacción máxima permisible y por tanto se requiere R_4 máxima en los puntos de apoyo
- (5) - La deflexión a medio claro no excede $L/360$
- (6) - La deflexión a medio claro no excede $L/240$

Tabla H

**BASTIDORES DE CARGA EXTERIORES CON VELOCIDAD DE DISEÑO DEL VIENTO
DE 80 A 200 KM/H Y SUJECIÓN LATERAL A 1/2 Y A 1/3 DEL CLARO**

Viento a 120 km/h con sujeción lateral a 1/3 del claro		Cargas axiales permisibles en kg			
Altura (m)	Espaciam. (cm)	1524 VE 20	920 PE 20	635 PE 20	635 PE 22
2.10	30.50	1256.02	1192.14	902.17	479.54
2.10	40.60	1326.36	1112.83	802.97	378.86
2.10	61.00	1203.72	958.31	620.79 (5)	210.77 (5)
2.20	30.50	1313.13	1255.17	844.20	423.03
2.20	40.60	1277.66	1264.69	739.17	335.51
2.20	61.00	1166.57	921.36	549.69 (5)	162.32 (5)
2.30	30.50	1309.23	1116.58	783.35	393.58
2.30	40.60	1248.78	1022.91	673.23	292.82 (5)
2.30	61.00	1127.85	843.01	476.72 (5)	111.75 (5)
2.40	30.50	1284.34	1076.02	722.41	355.53
2.40	40.60	1214.74	973.84	608.07 (5)	251.19 (5)
2.40	61.00	1087.75	781.07	425.96 (5)	65.36 (5)
2.50	30.50	1258.43	1030.11	661.89	318.18 (5)
2.50	40.60	1187.63	921.05	544.28 (5)	210.92 (5)
2.50	61.00	1046.31	715.08	337.95 (5)	21.38 (6)
2.75	30.50	1181.39	910.91	516.42 (5)	224.35 (5)
2.75	40.60	1122.00	782.24	393.62 (5)	111.38 (6)
2.75	61.00	932.84	546.21	181.58 (5)	0.00 (2) (6)
3.00	30.50	1105.74	782.00	382.48 (5)	135.59 (6)
3.00	40.60	1023.80	637.38	258.78 (5)	19.37 (6)
3.00	61.00	803.42	374.09 (5)	46.14 (5)	
3.50	30.50	919.87	516.62 (5)	162.61 (5)	0.00 (2) (6)
3.50	40.60	781.31	247.95 (5)	40.37 (5)	0.00 (2) (6)
3.50	61.00	516.41	52.14 (5)	0.00 (2) (5)	
4.00	30.50	703.79	261.72 (5)	0.00 (2) (6)	
4.00	40.60	520.11	60.02 (5)	0.00 (2) (5)	
4.00	61.00	203.94	0.00 (2) (6)		
5.00	30.50	217.39	2.00 (2) (5)		
5.00	40.60	0.00 (2)	0.00 (2) (6)		
5.00	61.00	0.00 (2)			
6.00	30.50	0.00 (2)			
6.00	40.60				
6.00	61.00				

NOTAS

- (1) - La reacción de soporte R1 en el extremo 200
- (2) - El esfuerzo axialante R1 excede el esfuerzo de diseño máximo permisible R1
- (3) - El esfuerzo cortante en el alma F1 excede el esfuerzo cortante máximo permisible F1
- (4) - La reacción a los extremos R1 excede la reacción máxima permisible y por tanto se requiere reforzar el alma en los puntos de apoyo
- (5) - La deflexión a medio claro excede L/360
- (6) - La deflexión a medio claro excede L/240

Tabla I

**BASTIDORES DE CARGA EXTERIORES CON VELOCIDAD DE DISEÑO DEL VIENTO
DE 80 A 200 KM/H Y SUJECIÓN LATERAL A 1/2 Y A 1/3 DEL CLARO**

Viento a 140 km/h con sujeción lateral a 1/2 del claro			Cargas Axiales permisibles en kg		
Altura (m)	Espaciám. (cm)	1524 VE 20	920 PE 20	635 PE 20	635 PE 22
2.10	30.50	1204.65	1011.44	739.76	350.53
2.10	40.60	1137.84	925.38	603.72	231.15
2.10	61.00	1004.62	700.73	359.84 (5)	15.50 (5)
2.20	30.50	1165.47	953.49	662.94	299.02
2.20	40.60	1091.74	831.37	519.41 (5)	133.22 (5)
2.20	61.00	944.57	615.11	264.88 (5)	0.00 (2), (5)
2.30	30.50	1124.07	852.89	585.46	247.36 (5)
2.30	40.60	1043.23	746.35	435.44 (5)	115.89 (5)
2.30	61.00	882.01	526.81	171.90 (6)	
2.40	30.50	1081.61	828.91	528.00 (5)	156.55 (5)
2.40	40.60	992.31	692.61	352.45 (5)	59.55 (5)
2.40	61.00	816.55	436.24	81.34 (6)	
2.50	30.50	1016.17	762.64	431.14 (5)	145.16 (5)
2.50	40.60	938.97	616.49	270.90 (5)	4.51 (5)
2.50	61.00	748.17	344.17	0.00 (2), (6)	
2.75	30.50	912.24	587.25	244.03 (5)	22.50 (5)
2.75	40.60	795.10	417.91	74.87 (6)	0.00 (2), (6)
2.75	61.00	564.85	129.31 (5)		
3.00	30.50	775.69	401.11	85.56 (6)	0.00 (2), (6)
3.00	40.60	636.40	211.36	0.00 (2), (6)	
3.00	61.00	344.81	0.00 (2), (8)		
3.50	30.50	463.14	6.82 (5)	0.00 (2), (6)	
3.50	40.60	276.14	0.00 (2), (5)		
3.50	61.00	0.00 (2)			
4.00	30.50	95.43	0.00 (2)		
4.00	40.60	0.00 (2)			
4.00	61.00	0.00 (2), (4)			
5.00	30.50				
5.00	40.60				
5.00	61.00				
6.00	30.50				
6.00	40.60				
6.00	61.00				

NOTAS

- (1) - La relación de esbitez H/L no excede 200
- (2) - El esfuerzo Resonante R_n excede el esfuerzo Resonante máximo permisible R_n
- (3) - El esfuerzo constante en el alma F_c excede el esfuerzo constante máximo permisible F_c
- (4) - La reacción a los extremos R excede la reacción máxima permisible y por tanto se requiere reforzar el alma en los puntos de apoyo
- (5) - La deflexión a medio claro excede $L/360$
- (6) - La deflexión a medio claro excede $L/240$

Tabla J

**BASTIDORES DE CARGA EXTERIORES CON VELOCIDAD DE DISEÑO DEL VIENTO
DE 80 A 200 KM/H Y SUJECIÓN LATERAL A 1/2 Y A 1/3 DEL CLARO**

Viento a 140 km/h con sujeción lateral a 1/3 del claro		Cargas axiales permisibles en kg			
Altura (m)	Espaciám. (cm)	1524 VE 20	920 PE 20	635 PE 20	635 PE 22
2.10	30 50	1300 79	1105 75	793 91	370 90
2.10	40 60	1232 22	1001 06	665 70	256 03 (5)
2.10	61 00	1094 97	799 06	445 86 (5)	48 25 (5)
2.20	30 50	1272 65	1060 32	730 09	327 74
2.20	40 60	1197 67	947 51	620 44 (5)	207 35 (5)
2.20	61 00	1047 84	770 26	369 30 (5)	0 00 (2) (5)
2.30	30 50	1243 33	1014 59	643 75	294 12 (6)
2.30	40 60	1161 31	892 46	529 13 (5)	160 12 (5)
2.30	61 00	990 96	660 62	291 42 (6)	
2.40	30 50	1212 83	964 99	599 28 (5)	242 22 (5)
2.40	40 60	1224 43	933 37	459 63 (5)	114 89 (5)
2.40	61 00	948 47	587 37	216 97 (5)	
2.50	30 50	1181 21	911 43	514 23 (5)	201 73 (5)
2.50	40 60	1085 81	771 29	392 62 (5)	71 39 (6)
2.50	61 00	896 48	510 64	146 29 (6)	
2.75	30 50	1264 33	111 07	383 21 (5)	101 77 (6)
2.75	40 60	676 99	629 87	237 45 (6)	0 00 (2) (6)
2.75	61 00	754 87	316 72 (5)	0 00 (2) (6)	
3.00	30 50	994 87	824 87	248 29 (6)	9 53 (6)
3.00	40 60	859 09	446 15 (5)	102 00 (6)	
3.00	61 00	534 63	126 97 (5)		
3.50	30 50	764 09	333 57 (5)	30 25 (6)	0 00 (2) (6)
3.50	40 60	889 31	121 16 (5)	0 00 (2) (6)	
3.50	61 00	247 07	0 00 (2) (6)		
4.00	30 50	514 83	64 96 (6)	0 00 (2) (6)	
4.00	40 60	292 74	0 00 (2) (6)		
4.00	61 00	0 00 (2) (4)			
5.00	30 50	0 00 (2)	0 00 (2) (6)		
5.00	40 60	0 00 (2)			
5.00	61 00				
6.00	30 50				
6.00	40 60				
6.00	61 00				

NOTAS

- (1) - La altura de este bastidor es de 200
- (2) - El esfuerzo Resonante es de el esfuerzo Resonante máximo permitido S_R
- (3) - El esfuerzo constante en el alma F_c es de el esfuerzo constante máximo permitido S_c
- (4) - La tracción a los extremos R es de la tracción máxima permitida y el claro se requiere enlazar el alma en los puntos de apoyo
- (5) - La deflexión a medio claro es de $L/360$
- (6) - La deflexión a medio claro es de $L/240$

Tabla K

BASTIDORES DE CARGA EXTERIORES CON VELOCIDAD DE DISEÑO DEL VIENTO DE 80 A 200 KM/H Y SUJECIÓN LATERAL A 1/2 Y A 1/3 DEL CLARO

Viento a 160 km/h con sujeción lateral a 1/2 del claro		Cargas axiales permisibles en kg			
Altura (m)	Espaciám. (cm)	1524 VE 20	920 PE 20	635 PE 20	635 PE 22
2.10	30 50	1142 89	913 28	613 59	239 83
2.10	40 60	1056 13	779 28	451 02 (5)	96 33 (5)
2.10	61 00	882 87	523 14	162 38 (4)	0 00 (2) (5)
2.20	30 50	1057 29	845 55	523 27 (5)	152 33 (5)
2.20	40 60	960 19	700 15	359 20 (5)	32 32 (5)
2.20	61 00	811 57	473 90	60 63 (6)	
2.30	30 50	1049 32	775 69	446 23 (5)	125 38 (5)
2.30	40 60	944 69	618 17	289 77 (5)	0 00 (2) (5)
2.30	61 00	736 73	322 56	0 00 (2) (6)	
2.40	30 50	998 95	722 67	363 60 (5)	69 37 (5)
2.40	40 60	884 81	533 76	181 77 (6)	
2.40	61 00	659 67	219 75		
2.50	30 50	946 20	627 24	282 36 (5)	14 60 (5)
2.50	40 60	822 20	447 35	95 99 (6)	
2.50	61 00	577 28	116 04 (5)		
2.75	30 50	833 87	430 27	86 92 (6)	0 00 (2) (6)
2.75	40 60	653 97	225 33	0 00 (2) (5)	
2.75	61 00	360 92	0 00 (2) (5)		
3.00	30 50	646 81	228 11	0 00 (2) (6)	
3.00	40 60	469 46	0 00 (2) (5)		
3.00	61 00	126 45 (4)			
3.50	30 50	290 03	0 00 (2) (5)		
3.50	40 60	56 28			
3.50	61 00	0 00 (2) (4)			
4.00	30 50	0 00 (2)			
4.00	40 60	0 00 (2)			
4.00	61 00				
5.00	30 50				
5.00	40 60				
5.00	61 00				
6.00	30 50				
6.00	40 60				
6.00	61 00				

NOTAS

- (1) - La reacción de estribos R_1 no excede de 200
- (2) - El esfuerzo R_2 no excede el esfuerzo R_1 como máximo permisible R_1
- (3) - El esfuerzo cortante en la alma L excede el esfuerzo cortante máximo permisible L
- (4) - La reacción a los extremos R_2 excede de la reacción máxima permisible y por tanto se requiere reforzar el alma en los puntos de apoyo
- (5) - La deflexión a medio claro excede $L / 360$
- (6) - La deflexión a medio claro excede $L / 240$

Tabla L

**BASTIDORES DE CARGA EXTERIORES CON VELOCIDAD DE DISEÑO DEL VIENTO
DE 80 A 200 KM/H Y SUJECIÓN LATERAL A 1/2 Y A 1/3 DEL CLARO**

Viento a 160 km/h con sujeción lateral a 1/3 del claro		Cargas axiales permisibles en kg			
Altura (m)	Espaciam. (cm)	1524 VE 20	920 PE 20	635 PE 20	635 PE 22
2.10	30.50	1237.39	1009.85	678.72	264.45 (5)
2.10	40.60	1148.41	876.58	529.69 (5)	126.21 (5)
2.10	61.00	970.75	623.60	263.86 (5)	0.00 (2) (5)
2.20	30.50	1231.32	955.93	629.82 (5)	276.04 (5)
2.20	40.60	1106.13	812.39	455.55 (5)	72.90 (5)
2.20	61.00	912.53	543.35	153.02 (5)	
2.30	30.50	1167.85	901.50	538.84 (5)	169.13 (5)
2.30	40.60	1062.23	749.05	378.85 (5)	22.03 (5)
2.30	61.00	852.36	462.84	101.29 (6)	
2.40	30.50	1131.05	943.54	469.65 (5)	124.06 (5)
2.40	40.60	1016.82	691.09	327.02 (5)	0.00 (2) (6)
2.40	61.00	790.42	378.93 (5)	24.08 (6)	
2.50	30.50	1092.98	781.60	402.76 (5)	81.09 (5)
2.50	40.60	969.94	609.04	237.48 (6)	
2.50	61.00	726.92	291.09 (5)	0.00 (2) (6)	
2.75	30.50	988.57	671.63	247.84 (6)	0.00 (2) (6)
2.75	40.60	841.93	426.58 (5)	79.32 (6)	
2.75	61.00	554.98	75.02 (6)		
3.00	30.50	869.21	439.06 (5)	112.40 (6)	
3.00	40.60	696.54	248.12 (5)	0.00 (2) (6)	
3.00	61.00	362.49 (4)	0.00 (2) (6)		
3.50	30.50	622.64	145.65 (5)	0.00 (2) (6)	
3.50	40.60	377.76	0.00 (2) (6)		
3.50	61.00	0.00 (2) (4)			
4.00	30.50	309.04	0.00 (2) (6)		
4.00	40.60	36.81			
4.00	61.00				
5.00	30.50	0.00 (2)			
5.00	40.60	0.00 (2) (4) (5)			
5.00	61.00				
6.00	30.50				
6.00	40.60				
6.00	61.00				

NOTAS

- (1) - La relación de esbeltez λ no excede de 200
- (2) - El esfuerzo resonante R es el esfuerzo resonante máximo permisible R_1
- (3) - El esfuerzo cortante en el alma F_c excede el esfuerzo cortante máximo permisible F_c
- (4) - La reacción a los extremos R excede la reacción máxima permisible y por tanto se requiere reforzar el alma en los puntos de apoyo
- (5) - La deflexión a medio claro excede $L/360$
- (6) - La deflexión a medio claro excede $L/240$

Tabla M

BASTIDORES DE CARGA EXTERIORES CON VELOCIDAD DE DISEÑO DEL VIENTO DE 80 A 200 KM/H Y SUJECIÓN LATERAL A 1/2 Y A 1/3 DEL CLARO

Viento a 180 km/h con sujeción lateral a 1/2 del claro		Cargas axiales permisibles en kg			
Altura (m)	Espaciam. (cm)	1524 VE 20	920 PE 20	635 PE 20	635 PE 22
2.10	30.50	1073.24	809.38	481.94 (5)	133.69 (5)
2.10	40.60	944.21	641.63	292.90 (5)	0.00 (2) (5)
2.10	61.00	747.06	331.51	0.00 (2) (5)	0.00 (2) (4) (6)
2.20	30.50	1113.62	728.44	391.94 (5)	63.83 (5)
2.20	40.60	950.78	551.32	195.49 (5)	
2.20	61.00	662.74	249.27		
2.30	30.50	965.30	648.68	303.13 (5)	0.00 (2) (5)
2.30	40.60	834.20	458.50	100.46 (6)	
2.30	61.00	574.64 (4)	105.23 (5)		
2.40	30.50	927.28	566.38	216.06 (5)	
2.40	40.60	764.53	363.72	8.17 (6)	
2.40	61.00	482.85 (4)	0.00 (2) (5)		
2.50	30.50	846.55	481.99	131.07 (5)	
2.50	40.60	631.53	267.51	0.00 (2) (6)	
2.50	61.00	387.67 (4)			
2.75	30.50	683.32	284.51	0.00 (2) (5)	
2.75	40.60	497.30	23.71 (5)		
2.75	61.00	138.74 (4)			
3.00	30.50	574.13	41.88 (5)		
3.00	40.60	285.74	0.00 (2) (5)		
3.00	61.00	0.00 (2) (4)			
3.50	30.50	101.48	0.00 (2) (5)		
3.50	40.60	0.00 (2) (4)			
3.50	61.00				
4.00	30.50	0.00 (2)			
4.00	40.60				
4.00	61.00				
5.00	30.50				
5.00	40.60				
5.00	61.00				
6.00	30.50				
6.00	40.60				
6.00	61.00				

NOTAS

- (1) - La reacción de este borde no excede 200
- (2) - El esfuerzo flexionante en este borde flexionante máximo permisible es 60
- (3) - El esfuerzo cortante en el alma flexionante es el esfuerzo cortante máximo permisible flex
- (4) - La reacción a los extremos flexionante de la reacción máxima permisible y por tanto se requiere reforzar el alma en los puntos de apoyo
- (5) - La deflexión a medio claro excede L/360
- (6) - La deflexión a medio claro excede L/240

Tabla N

**BASTIDORES DE CARGA EXTERIORES CON VELOCIDAD DE DISEÑO DEL VIENTO
DE 80 A 200 KM/H Y SUJECIÓN LATERAL A 1/2 Y A 1/3 DEL CLARO**

Viento a 180 km/h con sujeción lateral a 1/3 del claro

Cargas aéreas permisibles en kg

Altura (m)	Espaciám. (cm)	1524 VE 20	920 PE 20	635 PE 20	635 PE 22
2.10	30.50	1165.96	902.35	558.09 (5)	152.59 (5)
2.10	40.60	1054.15	740.73	384.23 (5)	0.00 (2) (5)
2.10	61.00	831.55	434.69	76.61 (6)	0.00 (2) (4) (6)
2.20	30.50	1125.27	841.27	484.95 (5)	100.13 (5)
2.20	40.60	1020.74	667.91	308.07 (6)	
2.20	61.00	767.22	343.02 (5)	0.00 (2) (6)	
2.50	30.50	1083.04	778.59	409.95 (5)	49.94 (5)
2.50	40.60	950.72	594.48	226.77 (6)	
2.50	61.00	648.81 (4)	282.31 (3)		
2.40	30.50	1029.29	712.47	327.74 (6)	2.29 (6)
2.40	40.60	896.41	517.49	151.29 (6)	
2.40	61.00	614.57 (4)	159.54		
1.50	30.50	974.14	642.27	264.63 (6)	0.00 (2) (5)
2.50	40.60	842.58	426.46 (5)	79.89 (6)	
2.50	61.00	538.75 (4)	61.10 (5)		
2.75	30.50	870.65	463.87 (5)	110.97 (6)	
2.75	40.60	688.76	274.71 (5)	0.00 (2) (5)	
2.75	61.00	335.07 (4)	0.00 (2) (4) (6)		
3.00	30.50	730.35	286.50 (5)	0.00 (2) (6)	
3.00	40.60	517.64	39.59 (6)		
3.00	61.00	109.53 (4)			
3.50	30.50	421.37	0.00 (2) (5)		
3.50	40.60	149.23 (4)	0.00 (2) (5)		
3.50	61.00	0.00 (2) (4)			
4.00	30.50	89.15			
4.00	40.60	0.00 (2) (4)			
4.00	61.00				
5.00	30.50	0.00 (2) (4) (5)			
5.00	40.60				
5.00	61.00				
6.00	30.50				
6.00	40.60				
6.00	61.00				

NOTAS

- (1) - La reacción de exterior A) no excede 200
- (2) - El esfuerzo Resonante no excede el 50% Resonante máximo permisible B)
- (3) - El esfuerzo cortante en el alma F es de el esfuerzo cortante máximo permisible A)
- (4) - La reacción a los extremos R es de la reacción máxima permisible y por tanto se requiere reforzar el alma en los puntos de apoyo
- (5) - La deflexión a medio claro excede L/363
- (6) - La deflexión a medio claro excede L/240

Tabla N

**BASTIDORES DE CARGA EXTERIORES CON VELOCIDAD DE DISEÑO DEL VIENTO
DE 80 A 200 KM/H Y SUJECIÓN LATERAL A 1/2 Y A 1/3 DEL CLARO**

Viento a 200 km/h con sujeción lateral a 1/2 del claro		Cargas axiales permisibles en kg			
Altura (m)	Espaciam. (cm)	1524 VE 20	920 PE 20	635 PE 20	635 PE 22
2 10	30 50	995 91	688 62	344 01 (5)	3 22 (5)
2 10	40 60	862 34	493 69	130 62 (6)	0 00 (2) (5)
2 10	61 00	597 09 (4)	127 77	0 00 (2) (6)	0 00 (2) (4) (6)
2 20	30 50	915 56	612 02	250 53 (5)	
2 20	40 60	785 00	342 33	27 89 (6)	
2 20	61 00	438 85 (4)	2 58 (4) (5)		
2 30	30 50	872 25	512 78	197 12 (6)	
2 30	40 60	712 18	288 98	0 00 (2) (6)	
2 30	61 00	396 82 (4)	0 00 (2) (4) (5)		
2 40	30 50	825 63	425 41	66 18 (6)	
2 40	40 60	631 97	184 28 (5)		
2 40	61 00	290 34 (4)			
2 50	30 50	736 67	328 40	0 00 (2) (5)	
2 50	40 60	548 48	78 82 (2)		
2 50	61 00	152 56 (4)			
2 75	30 50	581 04	91 65 (5)		
2 75	40 60	326 26	0 00 (2) (5)		
2 75	61 00	0 00 (2) (4)			
3 00	30 50	348 63	0 00 (2) (5)		
3 00	40 60	86 12 (4)			
3 00	61 00				
3 50	30 50	0 00 (2)			
3 50	40 60	0 00 (2) (4)			
3 50	61 00				
4 00	30 50				
4 00	40 60				
4 00	61 00				
5 00	30 50				
5 00	40 60				
5 00	61 00				
6 00	30 50				
6 00	40 60				
6 00	61 00				

NOTAS

(1) - La relación de esbitez H/L es de 200(2) - El esfuerzo resonante R es del 50% del esfuerzo resonante máximo permisible R_1 (3) - El esfuerzo constante en el alma T excede el esfuerzo constante máximo permisible T_1 (4) - La reacción a los extremos R excede la reacción máxima permisible y por tanto se requiere reforzar el alma en los puntos de apoyo(5) - La deflexión a medio claro excede $L/360$ (6) - La deflexión a medio claro excede $L/240$

Tabla 0

**BASTIDORES DE CARGA EXTERIORES CON VELOCIDAD DE DISEÑO DEL VIENTO
DE 80 A 200 KM/H Y SUJECCIÓN LATERAL A 1/2 Y A 1/3 DEL CLARO**

Viento a 200 km/h con sujeción lateral a 1/3 del claro

Cargas axiales permisibles en kg.

Altura (m)	Espaciam. (cm)	1524 VE 20	920 PE 20	635 PE 20	635 PE 22
2.10	30.50	1006.63	787.11	433.14 (5)	36.40 (5)
2.10	40.60	949.71	594.74	234.53 (5)	0.00 (2) (6)
2.10	61.00	677.89 (4)	233.66 (5)	0.00 (2) (5)	0.00 (2) (4) (6)
2.20	30.50	1338.76	717.47	356.23 (5)	0.00 (2) (5)
2.20	40.60	899.63	512.45	153.09 (5)	
2.20	61.00	564.59 (4)	131.35 (4) (5)		
2.30	30.50	989.12	647.03	278.04 (4)	
2.30	40.60	827.58	430.30	70.65 (4)	
2.30	61.00	569.14 (4)	31.20 (4) (5)		
2.40	30.50	637.84	573.00	203.37 (5)	
2.40	40.60	763.75	344.78 (5)	0.00 (2) (5)	
2.40	61.00	427.92 (4)	0.00 (2) (4) (5)		
2.50	30.50	895.07	494.90	132.53 (5)	
2.50	40.60	638.35	255.36 (5)		
2.50	61.00	333.30 (4)			
2.75	30.50	741.33	259.37 (5)	0.00 (2) (5)	
2.75	40.60	521.46	36.08 (5)		
2.75	61.00	96.85 (4)			
3.00	30.50	579.86	108.91 (5)		
3.00	40.60	323.78 (4)	0.00 (2) (4)		
3.00	61.00	0.00 (2) (4)			
3.50	30.50	226.91	0.00 (2) (4)		
3.50	40.60	0.00 (2) (4)			
3.50	61.00				
4.00	30.50	0.00 (2) (4)			
4.00	40.60				
4.00	61.00				
5.00	30.50				
5.00	40.60				
5.00	61.00				
6.00	30.50				
6.00	40.60				
6.00	61.00				

NOTAS

- (1) - La reacción de estribos debe ser de 200
- (2) - El esfuerzo promedio de base del estribo debe ser el máximo permisible (3)
- (3) - El esfuerzo cortante en el alma debe ser el esfuerzo cortante máximo permisible (4)
- (4) - La reacción a los extremos R debe ser la reacción máxima permisible y por tanto se requiere reforzar el alma en los puntos de apoyo
- (5) - La deflexión a medio claro excede L/360
- (6) - La deflexión a medio claro excede L/240

Tabla P

4.5 BASTIDORES SIN CARGA AXIAL SUJETOS A CARGAS LATERALES EXCLUSIVAMENTE

Alturas máximas permisibles en m.

Deflexión máxima: L / 360

Velocida del viento km/h	Espaciam. (cm)	1524 VE 20	920 PE 20	635 PE 20
80.00	30.50	7.00	5.20	4.00
80.00	40.60	60.70	4.75	3.80
80.00	61.00	5.75	4.20	3.50
100.00	30.50	6.54	4.80	3.72
100.00	40.60	6.24	4.50	3.57
100.00	61.00	5.37	3.90	3.19
120.00	30.50	6.01	4.34	3.42
120.00	40.60	5.71	4.11	3.27
120.00	61.00	4.93	3.58	2.90
140.00	30.50	5.48	3.88	3.12
140.00	40.60	5.18	3.73	2.97
140.00	61.00	4.50	3.27	2.59
160.00	30.50	5.1	3.65	2.89
160.00	40.60	4.8	3.42	2.74
160.00	61.00	3.65	2.89	2.28
180.00	30.50	4.57	3.27	2.59
180.00	40.60	3.88	3.04	2.36
180.00	61.00	2.59	2.43	1.90
200.00	30.50	2.34	3.12	2.51
200.00	40.60	3.42	3.04	2.20
200.00	61.00	2.28	2.28	1.82

NOTAS:

Fijadores en todos los caso a 30 cm A.E.

Tabla Q

4.6 VIGAS 1524 VE 14 2032 VE 14

CLAVOS MAXIMOS PARA VIGAS 1524 VE 14 A.R.

Con deflexión L/240

VIGA 1524 VE 14 AR		ENTRUPISO			
DATOS: Carga 450 kg/m ²					
Espaciamiento 61 cm.					
Ix = 211.17 cm. 4					
Claro en mts.	3.00	3.50	3.60	4.00	
Reacciones kg.	411.75	480.3	491.1	549.0	
M.Flexionante M _x , kg. -cm.	30.881	42.052	44.469	54.900	
x cm.3	13.36	18.19	19.25	23.76	
x cm ³ viga cm ³	27.71	27.71	27.71	27.71	
deflexión centro claro cm.	0.6528	1.20	1.35	2.06	
L/360 cm.	0.8333	0.972	1.00	1.11	
L/240 cm.	1.25	1.45	1.50	1.66	
Adecuado	●	●	●		

VIGA 1524 VE 14 AR.		CORNISERIA TRANSILABLE						
DATOS: Carga 250 kg/m ²								
Espaciamiento 61 cm.								
Ix = 211.17								
Claro en mts.	3.00	3.50	3.60	4.00	4.25	4.50	4.75	
Reacciones kg.	228.75	266.87	274.50	305.00	324.0	343.12	362.18	
M.Flexionante M _x , kg. -cm.	17.136	23.351	24.705	30.500	34.431	38.601	43.009	
x cm.3	7.42	10.10	10.69	13.20	14.90	16.71	18.61	
x cm.3 viga cm.3	27.71	27.71	27.71	27.71	27.71	27.71	27.71	
deflexión centro claro cm.	0.3627	0.6719	0.7521	1.11	1.46	1.83	2.27	
L/360 cm.	0.8333	0.9722	1.00	1.11	1.18	1.25	1.31	
L/240 cm.	1.25	1.45	1.50	1.60	1.77	1.87	1.97	
Adecuado	●	●	●	●	●	●		

VIGA 2032 VL 11 AR
 DIÁM: Carga 150 kg/m²
 Espaciamento 61 cm.
 lx = 166,01 cm.1

CUBIERTA DE TRANSITO

Claro en mts.	5,50	6,00	6,50	6,75	7,00
Reacciones kg.	251,6	274,5	297,37	308,81	320,2
M.Flexionante kg.	31,453	41,175	48,323	52,112	56,013
x cm ³	13,61	17,82	20,915	22,55	24,26
x cm ³ viga	45,87	45,87	45,87	45,87	45,87
deflexión centro claro	1,11	1,57	2,17	2,52	2,92
l/300	1,52	1,66	1,80	1,87	1,94
l/240	2,29	2,50	2,70	2,81	2,91
Adecuado	●	●	●	●	●

VIGA 1521 VE 11 AR
 DIAM: Carga 150 kg./m²
 Espaciamiento 61 cm.
 lx = 211.17

CUBIERTA NO TRANSITABLE

Claro en mts.	3.00	3.50	4.0	4.50	5.00	5.25
Reacciones kg.	137.25	160.12	183.0	205.87	228.75	240.18
M.Flexionante Max.kg.-cm.	10.293	14.010	18.300	23.100	28.595	31.524
x en. 3	4.45	6.06	7.922	10.026	12.377	13.646
x en. 3 viga en. 3	27.71	27.71	27.71	27.71	27.71	27.71
Deflexión centro claro n.	0.217	0.4032	0.6774	1.10	1.67	2.04
L/360 cm.	0.833	0.972	1.11	1.25	1.38	1.45
L/240 cm.	1.25	1.45	1.66	1.87	2.08	2.18
Adecuado	●	●	●	●	●	●

CLAROS MÁXIMOS PARA VIGAS 2032 VE 14 A.R.

Con deflexión 1/240

93

VIGA 2032 VE 14 AR
 DATOS: Carga 450 kg/m²
 Espaciamento 61 cm.
 lx = 466.01 cm

ENTRERISO

Claro en mts.	1.00	4.50	4.75	5.00
Reacciones kg.	549.0	617.62	651.93	686.2
M.Flexionante máx. kg.-cm.	51.900	69.482	77.417	85.781
x cm. 3	25.76	30.07	33.51	37.13
x cm. 3 viga	45.87	45.87	45.87	45.87
deflexión centro claro cm.	0.934	1.49	1.85	2.28
l/360	1.11	1.25	1.31	1.38
l/240	1.66	1.87	1.97	2.08
Alecuado	●	●	●	

VIGA 2032 VE 14 AR
 DATOS: Carga 250 kg/m²
 Espaciamento 61 cm.
 lx = 466.01 cm

CUBIERTA TRANSITABLE

Claro en mts.	4.75	5.00	5.50	5.75	6.00
Reacciones kg.	362.18	381.25	419.3	438	457
M.Flexionante máx. kg.-cm.	43.009	47.650	57.664	63.025	68.625
x cm. 3	18.61	20.63	24.96	27.28	29.70
x cm. 3 viga	45.87	45.87	45.87	45.87	45.87
deflexión centro claro cm.	1.03	1.26	1.85	2.21	2.62
l/360 cm.	1.31	1.38	1.52	1.59	1.66
l/240 cm.	1.97	2.08	2.29	2.39	2.50
Alecuado	●	●	●	●	

CAPÍTULO 5

CONEXIONES

5.0 Conexiones

5.1 Cargas permisibles por tornillo

5.2 Espaciamiento de tornillos

5.3 Colocación de tornillos

5.4 Anclaje

5.5 Tek plano

5.6 Tek hexagonal

5.7 Tek broca

5.8 Placas de unión para cerramientos

5.0 CONEXIONES

Los elementos estructurales YPSACERO se sirven de tornillos autorroscantes para su unión entre sí, tomando en cuenta la resistencia del tornillo, así como la del calibre de los elementos a unir.

5.1 CARGAS PERMISIBLES POR TORNILLO

Son determinadas de acuerdo a la capacidad en sí del tornillo y al calibre de la lámina en donde va actuar

CALIBRE DE LAMINA	A TRACCIÓN (kg)		A CORTANTE (kg)	
	HEXAGONAL	PLANO	HEXAGONAL	PLANO
20	280	320	720	810
22	210	240	630	670
14		1010		1790

5.2 ESPACIAMIENTO DE TORNILLOS

El espaciamiento de tornillos, se deberá calcular con la siguiente expresión:

$$e = P / 0.5 (Fu) t$$

En donde,

e = Espaciamiento mínimo entre fijadores

Fu = Esfuerzo último del acero = 3,200 kg/cm²

t = Espesor de la lámina más delgada en la unión

Por lo tanto, los espaciamentos mínimos para

TEK HEXAGONAL EN CALIBRE 22

$$62 / 0.5 (0.075) (3,200) = 0.558 \text{ cm}$$

TEK HEXAGONAL EN CALIBRE 20

$$81 / 0.5 (0.091) (3,200) = 0.556 \text{ cm}$$

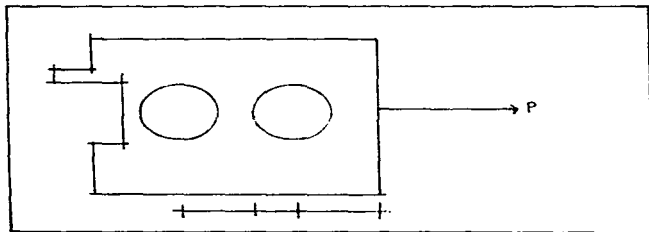
TEK PLANO EN CALIBRE 22

$$67 / 0.5 (0.075) (3,200) = 0.558 \text{ cm}$$

TEK PLANO EN CALIBRE 20

$$81 / 0.5 (0.091) (3,200) = 0.556 \text{ cm}$$

La distancia se medirá en la línea de fuerza del centro de un hueco, al extremo más cercano de otro hueco o al extremo de la placa o elemento



Al diámetro de tornillos se adicionará $1/33^{\circ}$ de hueco como posible holgadura al instalar, quedando

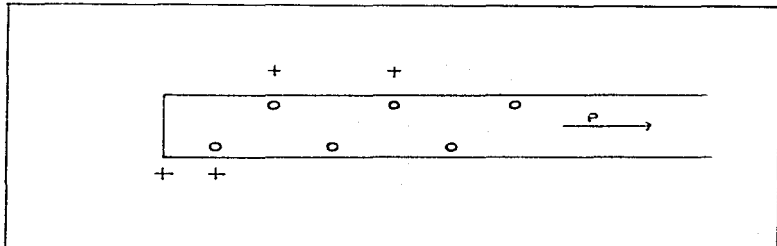
TEK HEXAGONAL Diámetro = $4.216 \text{ mm} + 0.79 \text{ mm} (1/33^{\circ}) = 5.009 \text{ mm}$

TEK PLANO Diámetro = $4.8 \text{ mm} + 0.79 \text{ mm} (1/33^{\circ}) = 5.59 \text{ mm}$

EL ESPACIAMIENTO DE TORNILLOS PERPENDICULAR A LA LINEA DE FUERZA Y EL EXTREMO DE LA PLACA, NO DEBERÁ SER MENOR A 3 DIÁMETROS O ESPACIAMIENTO MÍNIMO

5.3 COLOCACION DE TORNILLOS

Con el proposito de no restar areas excesivas a la seccion neta del elemento, la colocacion recomendada de tornillos debe ser en zig-zag



En armaduras y placas de union se recomienda conservar un espaciamento minimo de 2 cm entre fijadores

5.4 ANCLAJE:

Los anclajes de metal a concreto, deberán hacerse invariablemente con anclas fijadas por medio de herramientas de alto poder, usando elementos de baja velocidad

Estas anclas deberán tener una resistencia minima al cortante de 87 kgs. y a la tracción de 90 kgs. en una placa cal. 22 sobre un concreto de 200 kg/cm^2 de resistencia

YPSA reconoce la calidad de fijadores que manufacturan en México las siguientes dos fábricas: Hilti Mexicana S A de C V., y R.A.M.S.E.T. S A. de C V

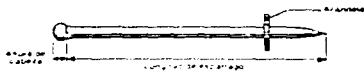
1 INTRODUCCIÓN

1.1 Propiedades mecánicas de los elementos de fijación

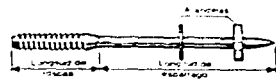
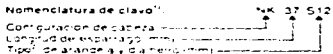
Materiales

- Acero austenítico tipo AISI 304
- Punto de ruptura a $T_a = 200 \text{ N/mm}^2$ (245 000 lbs/pulg²)
- Galvanizado electroquímico de zinc, espesor mínimo de 0.008 mm (0.0003"). Alacznado en un baño de cromato transparente para ambos metales.
- Dureza Rockwell de 52-56

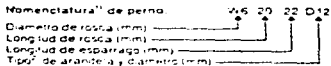
1.2 Identificación de los clavos y pernos



Nomenclatura de clavo:



Nomenclatura de perno:

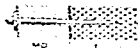
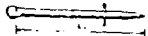
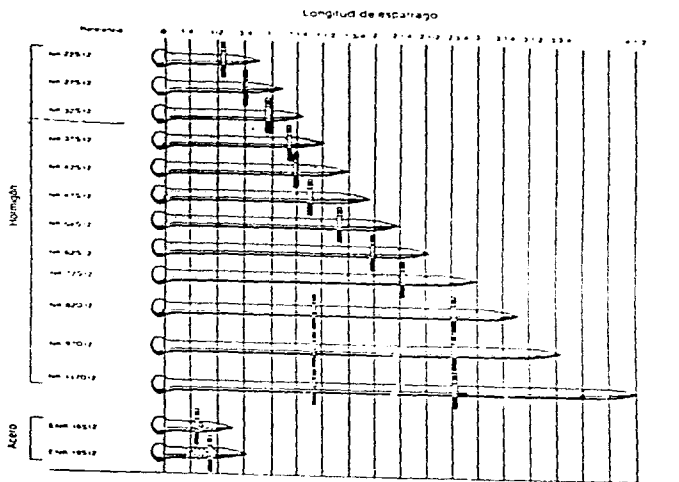


- 1) Cuando se precize una E, como E1, E2, etc. indica que el esparrago está levemente talado para incrementar los valores de torsión a nivel de juntas en acero.
- 2) P = arandela plástica S = arandela de acero y D = dos arandelas, una plástica y otra de acero.

III Gama de clavos y pernos

1.1 clavos NK, ENK

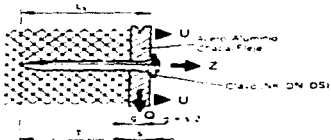
Clavos NK, ENK para alfileres y tornillos
 Diferencia de espesor 2 (norma 146)



Clavos NK, ENK para alfileres y tornillos
 Diferencia de espesor 2 (norma 146)
 Longitud de espalago: 225, 250, 275, 300, 325, 350, 375, 400, 425, 450, 475, 500, 525, 550, 575, 600, 625, 650, 675, 700, 725, 750, 775, 800, 825, 850, 875, 900, 925, 950, 975, 1000, 1025, 1050, 1075, 1100, 1125, 1150, 1170

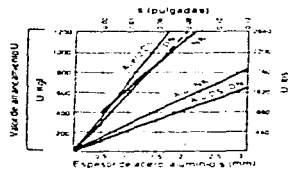
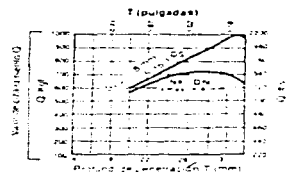
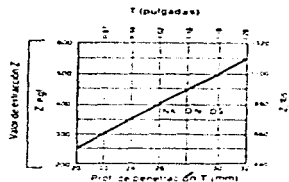
IV. FIJACIONES SOBRE HORMIGÓN (concrete)

4 NK, DN, DS Chapa/Fleje sobre hormigón



Después de los valores indicados, los valores que se determinan dependen de los ensayos. Todos los valores se aplican a condiciones normativas y en los casos de cargas dinámicas.

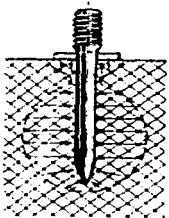
1. Las variaciones de material pueden producir otros valores.
2. Las variaciones en el material de lazo pueden producir otros valores.
3. Los valores de carga aérea no vanidos hasta un exceso máximo de $\epsilon = 4 \text{ mm}$ (0.157") o de 5 mm (0.197") para un espesor de 4.5 mm (0.177") de acero.



FIJACION SOBRE HORMIGÓN

Fijación Directa sobre hormigón

Al aplicar un elemento de fijación Directa en hormigón se forman fuerzas de presión que producen un ancho de

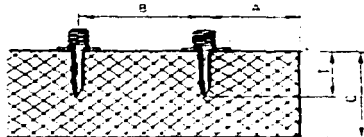


Debido a la forma especial de los elementos de Fijación Directa las fuerzas se distribuyen en el centro de adhesión casi en forma pareja sobre toda la longitud del espaldado.

La profundidad de penetración óptima del elemento de fijación se encuentra entre 22 mm (7/8") y 32 mm (1 1/4") es decir 5 a 8 veces el diámetro del espaldado del elemento de fijación.

La resistencia del hormigón tiene una influencia esencial sobre el comportamiento de penetración de los elementos. Hormigones con una resistencia superior a 600 Kg/cm² (8500 lbs/pulg²) no se prestan para la Fijación Directa. En hormigones de una resistencia inferior a 100 Kg/cm² (1400 lbs/pulg²) se logran solo valores de extracción bajos.

Para lograr valores de extracción suficientes y evitar roturas del material base así como arrancamientos de fijaciones ya hechas se deben observar las reglas siguientes:

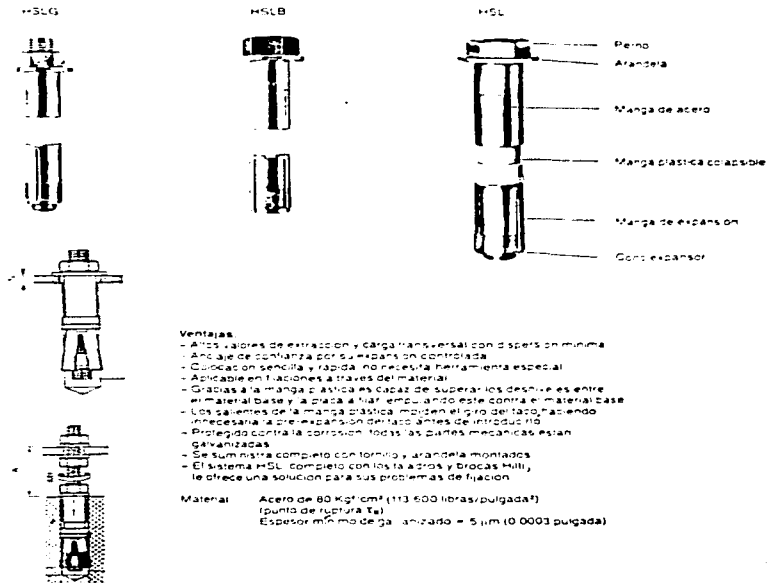


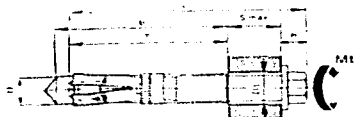
- Distancia de borde A = 10 a 15 cm (2 a 3")
- Distancia entre las fijaciones B = 2 veces la profundidad de penetración del elemento T
- Espesor del material base C = 2 veces la profundidad de penetración del elemento T

Hormigones con un valor pH inferior a 7 o superior a 11 no son apropiados para la Fijación Directa, dado que hay que temer un ataque al encicado y por lo tanto una corrosión prematura del elemento.

Hilti HSL, HSLB, HSLG

7.1.1 Tacos de alta resistencia

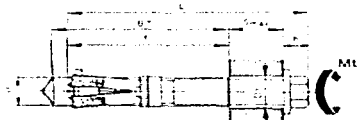




Datos de colocación

Datos	Tamaño	HSL M8	HSL M10	HSL M12	HSL M16	HSL M20	HSL M24
		D	Diámetro de perforación	0.47	0.59	0.71	0.94
		mm	12	15	18	24	32
BT	Profundidad mínima de perforación	2.95	3.35	3.74	4.72	5.91	7.09
		mm	75	85	95	120	180
T	Profundidad mínima de colocación	2.56	2.95	3.15	4.13	5.12	6.10
		mm	65	75	80	105	155
Emax	Espesor máximo de matriz a usar	0.78/1.57	0.78/1.57	0.98/1.97	0.98/1.97	1.18/2.36	1.18/2.36
		mm	20/40	20/40	25/50	25/50	30/60
L	Longitud del eje	3.62/4.41	4.09/4.88	4.53/5.51	5.59/6.57	6.89/8.07	7.87/9.06
		mm	92/112	104/124	115/140	142/167	175/205
M _{min}	Par de apriete mínimo	Pieftbra	18	36	56	87	137
		Man/mkgf	2.5	5.0	7.7	12.0	19.0
M _{max}	Par de apriete máximo	Pieftbra	18	36	65	144	274
		Man/mkgf	2.5	5.0	9.0	20.0	38.0
	Varia máximo sustrato	Pulgada	0.16	0.20	0.31	0.25	0.47
		mm	4	5	8	5	12
SW	Distancia entre centros	Pulgada	0.51	0.67	0.71	0.94	1.18
		mm	13	17	19	24	30

Multi HSL



Datos de colocación

Datos		Tamaño	HSL M8	HSL M10	HSL M12	HSL M16	HSL M20	HSL M24
D1	Diámetro de perforación en material a fijar	Pulgada	0.55-0.99	0.67-0.71	0.79-0.83	1.02-1.10	1.22-1.30	1.35-1.46
		cm	14-15	17-18	20-21	25-28	31-33	35-37
Broca requerida			TE G-10-20	TE D-15-20	TE F-18-34	TE F-24-32	TE F-28-37	TE G-32-37
Taladro requerido			TE 17 TE 22	TE 17 TE 22	TE 40 TE 72	TE 45 TE 72	TE 65 TE 72	TE 40 TE 72
SG	Espesor mínimo del material base	Pulgada	5.91	7.09	7.87	8.66	10.24	11.41
		cm	15	18	20	22	26	30

Distancia entre Tacos, A, y distancia al borde R

Tipo de Taco	A R I			Fuerza ejercida en dirección al borde			Fuerza no ejercida en dirección al borde		
	A	A _{min}	F _A	R	R _{min}	F _R	R	R _{min}	F _R
HSL (G B)	2.5 T	1 T	0.65	4 T	1 T	0.5	2.5 T	1 T	0.7

Material Base: Hormigón con fuerza de compresión mínima de 140 kgf/cm² (2000 lbs/pulg²) o piedra natural con características semejantes.

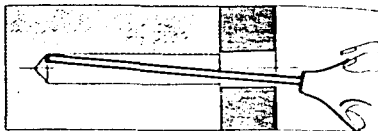
- D = diámetro de perforación
 A = distancia entre tacos para obtener 100% de los valores de carga
 A_{min} = distancia mínima entre tacos con reducción de valores de carga
 F_A = factor de reducción debido a influencia de distancia entre tacos.
 Para distancias entre A) y (A_{min}) se debe interpolar para obtener un factor F_A entre 1 y 0.5
 R = distancia al borde para obtener un 100% de los valores de carga.
 R_{min} = distancia mínima al borde con correspondiente reducción de valores de carga.
 F_R = factor de reducción debido a influencia de cercanía al borde.
 Para distancias entre (R) y (R_{min}) se puede interpolar para obtener (F)

HSL

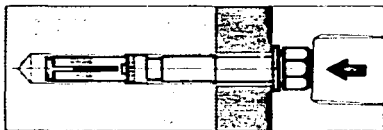
Operación a seguir para la instalación:



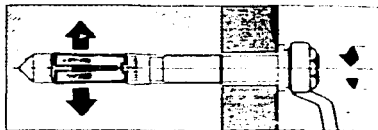
1 Realice la perforación con el diámetro (D) y la longitud (Ls) apropiada para el taco.



2 Limpie el agujero con el extractor de polvo.



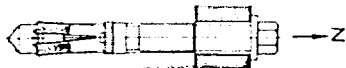
3 Introduzca el taco en el agujero perforado mediante golpes de un martillo.



4 Aplicando el par de apriete señalado se consigue la expansión del taco, pudiendo aplicarse la carga inmediatamente.

Mini HSL

Valores en extracción Z



Valor		Tamaño	HSL M8	HSL M10	HSL M12	HSL M16	HSL M20	HSL M24
Valor último en extracción Z para hormigón con fuerza en compresión de $B_{cu} = 200 \text{ Kg/cm}^2$ (2840 lbs/pulg ²)	Libras		4950	7150	10120	15730	24200	30580
	Kilos		2250	3250	4600	7150	11000	13900
	Libras	S	550	660	607	550	1040	1989
	Kilos	S	250	300	275	250	473	904
V (%)			11.1	9.2	6.0	3.5	4.3	6.5
Valor último en extracción Z para hormigón fuerza en compresión de $B_{cu} = 350 \text{ Kg/cm}^2$ (4970 lbs/pulg ²)	Libras		6190	9400	13530	20960	31550	40480
	Kilos		2800	4300	6150	9300	14250	18400
	Libras	S	550	660	365	660	1509	2024
	Kilos	S	250	300	166	300	686	920
V (%)			8.9	7.0	2.7	2.9	4.5	5.0
Valor último en extracción Z para hormigón fuerza en compresión de $B_{cu} = 550 \text{ Kg/cm}^2$ (7810 lbs/pulg ²)	Libras		7502	11594	17490	31990	45540	48586
	Kilos		3410	5270	7950	14500	20700	22130
	Libras	S	436	213	367	726	1188	2581
	Kilos	S	198	97	167	330	540	1173
V (%)			5.8	1.8	2.1	2.8	2.6	5.3

Modos de Fallo: Para hormigón de $B_{cu} = 200 \text{ Kg/cm}^2$
 $B_{cu} = 350 \text{ Kg/cm}^2$

Rotura del hormigón

$B_{cu} = 550 \text{ Kg/cm}^2$

Rotura del perno y hormigón

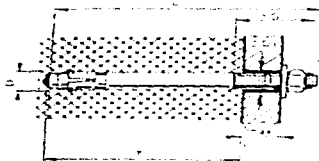
Valor a utilizar en el diseño = $\frac{Z}{V} \cdot 0.75$

V = Factor de seguridad

Wassermann, p. 3

108

HKB (Kwik Bolt)



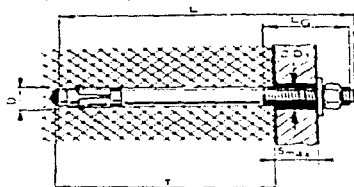
1/4" — 3/8

Datos de colocación

Tamaño		14-118	14-214	14-3	38-218	38-234	38-312	38-5
Ø	Diámetro de perforación	14	14	14	38	38	38	38
	Diámetro de tacco	5.35	5.35	5.35	9.53	9.53	9.53	9.53
T	Profundidad mínima de colocación	11.8	11.8	11.8	11.8/16	11.8/16	11.8/16	11.8/16
		2.86	2.86	2.86	4.29	4.29	4.29	4.29
S=K	Espesor máximo de material a fijar	14	14	14.9	11.9	11.9	11.9	21.5
		5.35	22.23	41.29	31.8	11.26	36.51	74.6
L	Longitud de tacco	11.8	11.4	3	21.8	21.4	31.2	5
		4.13	5.72	7.62	5.40	6.09	6.89	12
LG	Longitud de tacco	3.4	3.4	3.4	7.8	11.8	11.8	11.1
		19.05	19.05	19.05	22.23	16.58	28.58	28.5
Ø ₁	Diámetro de perforación en el material a fijar	23.64	23.64	23.11	31.64	31.64	31.64	31.6
		9.1	9.1	9.1	12.3	12.3	12.3	12.3
Espesor mínimo del material base		1.25W	1.25W	1.25W	1.25W	1.25W	1.25W	1.25
Broca recomendada		TE-C-1/4-6			TE-C-3/8-6			TE-C-3/8
Tala recomendada		T-1/2 TE-1/2 TE 22						

W = Profundidad actual de inserción del tacco medida desde la superficie del material Base a la parte final de este

HKB (Kwik Bolt)



1/2"

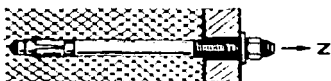
Datos de colocación

Datos		Tamaño	12-234	12-334	12-512	12-7
D	Pulgada	Diametro de perforación = diametro del tico	1/2	1/2	1/2	1/2
	mm		12.7	12.7	12.7	12.7
T	Pulgada	Profundidad mínima de colocación	2 1/4	2 1/4	2 1/4	2 1/4
	cm		5.72	5.72	5.72	5.72
Smás	Pulgada	Espesor máximo del material a fijar	1/8	1 1/8	2 7/8	4 3/8
	mm		3.18	28.58	73.03	111.13
L	Pulgada	Longitud del tico	2 3/4	3 3/4	5 1/2	7
	cm		6.99	9.53	13.97	17.78
L _G	Pulgada	Longitud de rosca	1 1/4	1 1/4	1 1/4	1 1/4
	mm		31.75	31.75	31.75	31.75
D ₁	Pulgada	Diametro de perforación en el material a fijar	21/32	21/32	21/32	21/32
	mm		16.67	16.67	16.67	16.67
Espesor mínimo del material base			1.25W	1.25W	1.25W	1.25W
Broca requerida			TE-C-1/2-6"		TE-C-1/2-12"	
Taladro requerido			TE 17/TE 22			

V = Profundidad actual de colocación del tico, medida desde la superficie del material base a la parte trasera de este.

Hitli MKB (Kwik-Bolt)

Valores en extraccion, Z

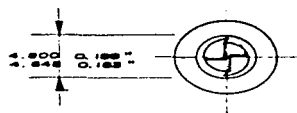
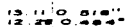
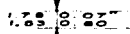
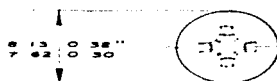


Fuerza del hormigon			141 Kgf/cm ² (2000 lbs/pulg. ²)		282 Kgf/cm ² (4000 lbs/pulg. ²)		423 Kgf/cm ² (6000 lbs/pulg. ²)	
Diámetro	Profundidad de colocacion		Z		Z		Z	
	Pulgada	mm	Libras	Kilos	Libras	Kilos	Libras	Kilos
1/4	1 1/8	2 86	975	443	1455	661	1755	798
	1 1/2	3 81	1875	852	2225	1011	2935	1334
	3/4	4 45	2275	1034	2700	1227	3300	1500
	2	5 08	2525	1148	3125	1420	3350	1523
	2 1/4	5 72	2680	1218	3310	1505	3350	1523
	6 35	2 1/2	6 35	2800	1273	3350	1523	3350
3/8	1 5/8	4 13	2245	1020	2355	1070	2810	1277
	2	5 08	2725	1239	3025	1375	3650	1659
	2 1/2	6 35	3075	1398	3900	1773	4450	2023
	3	7 62	3300	1500	4300	1955	5000	2273
	3 1/2	8 89	3425	1557	4600	2091	5275	2398
	9 53	4 1/2	10 16	3520	1600	4750	2159	5375
1/2	4 1/2	11 43	3580	1627	4800	2182	5400	2455
	2 1/4	5 72	4545	2066	5510	2505	6845	3111
	2 3/4	6 99	5800	2636	7200	3273	9800	4455
	3 1/2	8 89	7000	3182	9450	4295	13200	6000
	4 1/2	11 43	8275	3757	11225	5102	14550	6614
	5 1/2	13 97	8250	3750	12050	5477	15150	6886
12 70	6	15 24	9000	4091	12300	5591	15300	6955

5.5 TEK PLANO

Union con metal en donde existira forro de estructura

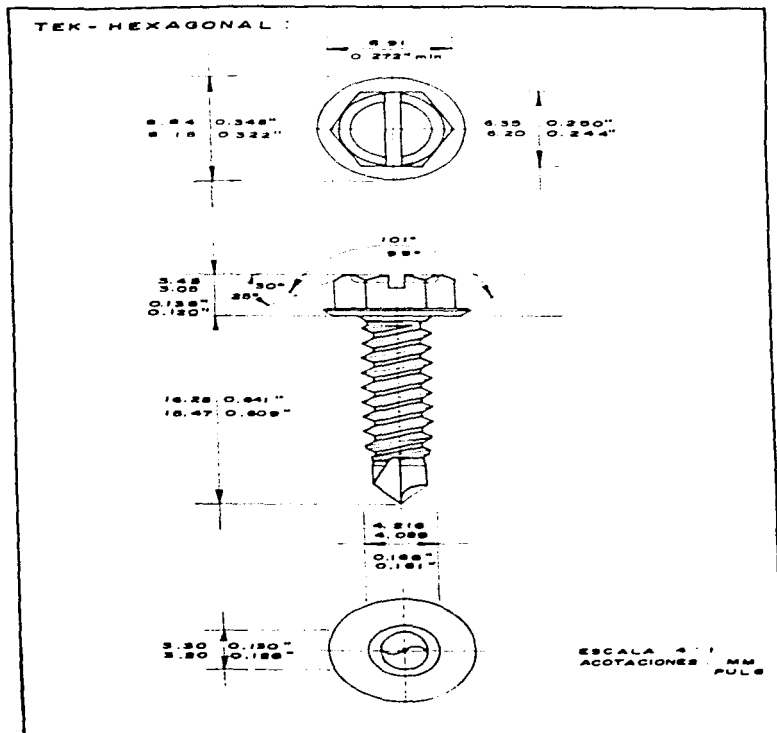
TEK PLANO :



ESCALA 3 : 1
 ACOTACIONES : MM
 PULG.

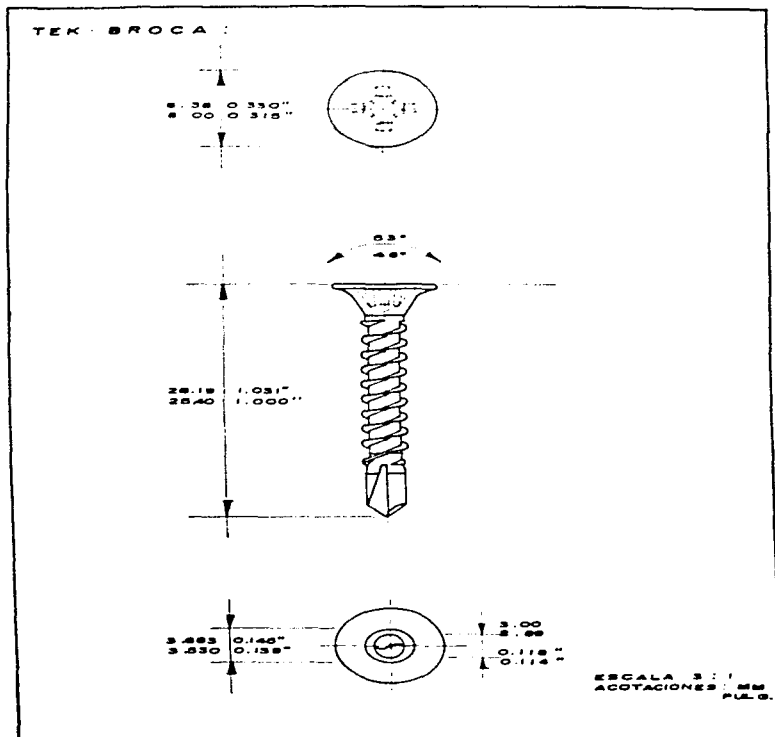
5.6 TEK HEXAGONAL

Union metal con metal en donde no se requerirá forrado de estructura



5.7 TEK BROCA

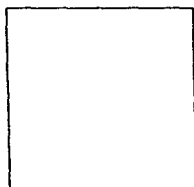
Para la fijación de forros Panel de yeso Tablaroca, triplay aglomerado etc.



5.8 PLACAS DE UNIÓN PARA CERRAMIENTOS

Placa de unión en vanos :

15.24 cm



11.40 cm

Placa de unión

Cal 20 min.

15.24 PU -0.13 pieza

CONCLUSIONES

El sistema estructural consiste de una estructura metálica ligera, no combustible, resistente a la corrosión, diseñada para la construcción de muros de carga exteriores e interiores, entrepisos y cubiertas en obras de tipo habitacional, institucional y comercial

El sistema estructural se compone de perfiles metálicos de lamina de acero galvanizada, rolados en frío, en diferentes secciones postes, canales, vigas y accesorios

Estos perfiles se unen por medio de tornillería autorroscante, formando elementos capaces de soportar cargas estructurales excepcionalmente altas en relación a su bajo peso, debido a sus características geométricas y estáticas

El sistema estructural es un concepto diferente en el manejo de cargas de una construcción, repartiéndolas entre una serie de elementos muy ligeros y relativamente próximos entre sí

La versatilidad del sistema estructural brinda la facilidad de resolver cualquier tipo de proyecto residencial, institucional o comercial, utilizando los mismos acabados que en una construcción con sistema tradicional

La industrialización de los componentes del sistema estructural permite ejecutar las obras dentro de una ruta crítica precisa, sin necesidad de maquinaria sofisticada, obteniendo máximos rendimientos en mano de obra y optimizando los procesos de construcción

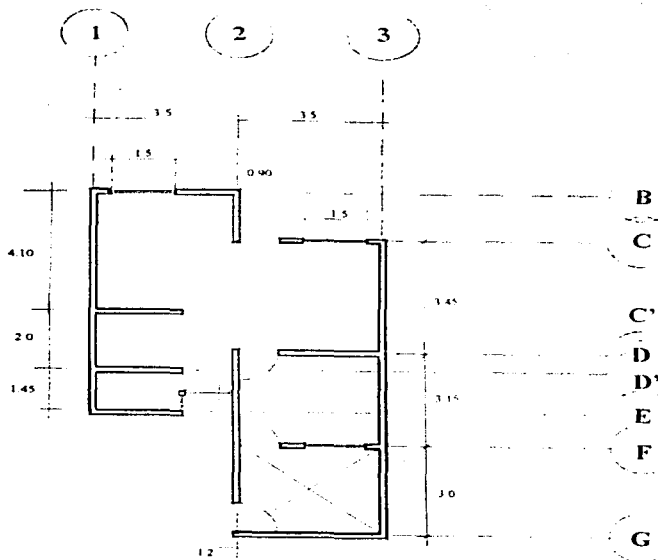
La excepcional rapidez de construcción del sistema estructural da por resultado una recuperación del capital en menor tiempo, al reducir el tiempo de construcción a 1/3 del que normalmente se emplea para una obra con sistema tradicional. La inversión inicial es menor. Las obras hechas con el sistema estructural tienen mejores condiciones acústicas y térmicas, su ligereza y resistencia proporciona excelente comportamiento ante sismos y su mantenimiento es sencillo y económico.

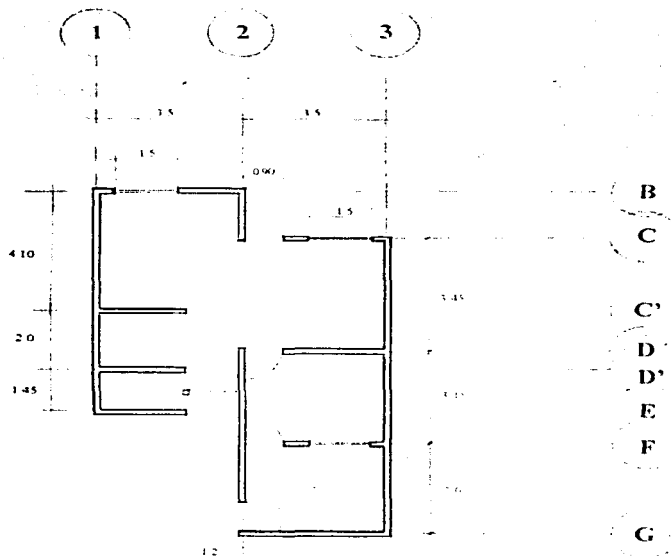
Estas estructuras se diseñan en todos los casos de acuerdo a los requerimientos de los reglamentos de construcción, los efectos de las distintas cargas que actúan sobre la estructura se analizan por métodos convencionales de cálculo como son: las cargas gravitacionales y cargas accidentales.

También para su diseño se toma en cuenta las clasificaciones de las estructuras, según su destino, que se dividen en el grupo A, B y C.

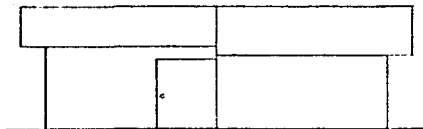
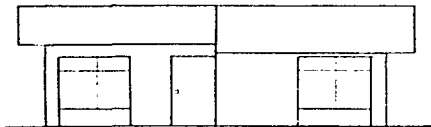
En cuanto al transporte y el almacenaje de los elementos estructurales, se recomienda protegerlos contra el agua y la humedad y colocar el producto sobre tabloncillos para evitar el contacto con el suelo (entre cada apoyo se recomienda una distancia de un metro).

Apéndice A (Ejemplo de diseño)





Vigas y armaduras, Bastidores de carga y dinteles

**FACHADA PRINCIPAL****FACHADA POSTERIOR****FACHADA LATERAL**

Ejemplo:**1. Análisis de cargas accidentales:****VIENTO**

- Localización de la construcción : México D.F.
- Zona urbana : Barrio Residencial
- Velocidad regional : de acuerdo con la regionalización eólica de la República Mexicana

Región : Zona 5

Clasificación estructural : Grupo B

 $V_r = 80.0 \text{ km/h}$

- Velocidad básica según la topografía del terreno $k = 0.80$

 $V_b = k V_r = (0.80)(80) = 64 \text{ km/h}$

- Variación de la velocidad del viento debido a la altura (V_z).

 $Z =$ altura de la construcción sobre el terrenopara $z \leq 10\text{m}$ $V_z = V_b$ $z = \pm 3.50\text{m}$ $V_z = 64 \text{ km/h} = V_b$

- Velocidad de diseño

Factor de ráfaga = sera 1.0 para estructuras tipo I (casas habitacion)

$$V_d = FrV_z = V_d = (1.0)(64 \text{ km/h}) = 64 \text{ km/h}$$

- Empujes estaticos

Presion de viento ($P_v = 0.0055(G)(C)(V_d)^2$)

$$G = 8 + h = 8 + 2h \quad h = \text{altura del sitio sobre el nivel del mar}$$

$$h = \text{en Mexico DF} = 2240 \text{ m}$$

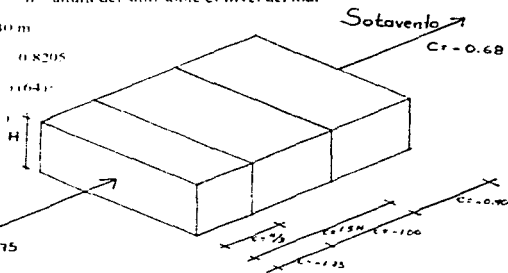
$$G = 8 + 2(24) = 8 + 2(2240) = 0.8295$$

$$P_v = 0.0055(0.8295)(C)(64)^2$$

Coefficiente de empuje (C)

Barlovento

$$C = 0.75$$



Muro

$$\text{Zona 1 } 2.40 \text{ } 3.080 \text{ m} \quad C = -1.75$$

$$\text{Zona 2 } 2.40 \text{ } (1.5) \text{ } 3.60 \text{ m} \quad C = -1.00$$

$$\text{Zona 3 } 3.40 \text{ m} \quad C = -0.40$$

$$\text{Zona de barlovento} \quad C = 0.75$$

$$\text{Zona de sotavento} \quad C = -0.68$$

Calculando Empujes

$$P = 0.0055 (G \times C) \times VD$$

$$P_{v1} = 0.0055(0.8205 \times -1.75)(64) = -32.35 \text{ kg m}^2$$

$$P_{v2} = 0.0055(0.8205 \times -1.00)(64) = -18.48 \text{ kg m}^2$$

$$P_{v3} = 0.0055(0.8205 \times -0.40)(64) = -7.39 \text{ kg m}^2$$

$$P_{Vb} = 0.0055(0.8205 \times 0.75)(64) = 13.86 \text{ kg m}^2$$

$$P_{Vs} = 0.0055(0.8205 \times -0.68)(64) = -12.57 \text{ kg m}^2$$

Presion Interior

$$iP_{Vb} = 0.0055(0.8205 \times 0.80)(64) = 14.79 \text{ kg m}^2$$

$$iP_{Vs} = 0.0055(0.8205 \times -0.60)(64) = -11.09 \text{ kg m}^2$$

$$iP_{VI} = 0.0055(0.8205 \times -0.60)(64) = -11.09 \text{ kg m}^2$$

Para muros con un area de ventanas menores al 30% se utilizará como factor de presiones internas :

$$C = 0.8 - n/30 + 0.30 (1 - n/30)$$

C : coeficiente de empuje

n = % de aberturas

Analizando eje B y C

$$2 \text{ ventanas } 1.50 \times 1.00 = 1.50$$

$$1 \text{ puerta } 1.00 \times 2.10 = 2.10$$

$$3.60 \text{ m}^2$$

$$\text{Área del muro eje B - C}$$

$$7 \times 2.40 = 16.80 \text{ m}^2$$

$$3.60 / 16.80 = 0.2143 = 21.43\%$$

Analizando eje E - F

$$1 \text{ puerta } 2 \times 2.10 = 4.20 \text{ m}^2$$

$$1 \text{ puerta } 0.90 \times 2.10 = 1.89 \text{ m}^2$$

$$1 \text{ ventana } 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ m}^2$$

$$\text{-----}$$

$$7.59 \text{ m}^2$$

$$\text{Área del muro E-F} = 16.80 \text{ m}^2$$

$$7.59/16.80 = 0.4518 = 45.18\%$$

eje 1 y eje 3 sin aberturas por lo tanto C' ya calculadas

Presión interior eje B-C Cálculo del coeficiente C

$$C: 0.8(21.43/30) + 0.30(1 - 21.43/30)$$

$$C: 0.8(0.7143) + 0.30(1 - 0.7143)$$

$$C: 0.5174 + 0.0857$$

$$C: 0.6571$$

Presión interior:

$$P_i = 0.0055(G)(C') \sqrt{VD}$$

$$P_i = 0.0055(0.8205)(0.6571)(64)^{1/2}$$

$$P_i = 12.15 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Presión Total, } P_{Vb} + P_i = 13.86 + 14.79 = 28.65 \text{ kg/m}^2$$

2. Comportamiento general de la estructura

• Carga gravitacional en techumbre

Carga muerta	concreto aligerado 5.0 cm	80.0 kg/m ²
	lamina acanalada cal 26	9.0 kg/m ²
	impermeabilizante	10.0 kg/m ²
	teja de barro	40.0 kg/m ²
	plafón de panel de yeso tablaroca	5.0 kg/m ²
	peso propio de la estructura	7.0 kg/m ²

carga muerta total = 155.00 kg/m²

Carga viva Por reglamento D D F para inclinaciones de 5° a 20° = 60 kg/m²

Por reglamento D D F granizo = 30.0 kg/m²

Carga viva total = 250.00 kg/m² = (Wa)

3. Viga Estructural en cubierta

Cargas en vigas

Carga lineal = Wa x e = 250 kg/m² x 6.1m = 152.00 kg/m

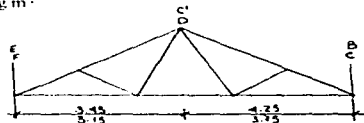
ángulo de inclinación = 18.435°

Ph = sen 18.435° (250) = 79.057 kg/m²

Pv = cos 18.435° (250) = 237.170 kg/m²

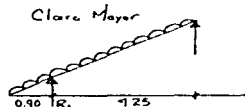
long. de viga = cos 18.435° = 4.25 X

X = 4.25 x 0.94868 = 4.47 + volado(0.90) = 5.43m



longitud total 5.43m

Condición de carga :Viga sobresaliendo en un extremo con carga uniformemente repartida



Carga lineal 1.52 kg/cm

Long. total 4.59 m

Cálculo

$$R1 = Wl \cdot 2l \cdot (l + a) = 1.52(2(543) \cdot (543 + 92.5)) = 565.00 \text{ kg}$$

$$R2 = Wl \cdot 2l \cdot (l - a) = 1.52 \cdot 2(543) \cdot (543 - 92.5) = 400.70 \text{ kg}$$

4. Selección de Poste Estructural

Datos:

Carga a soportar: 565.00 kg

Altura del poste: 2.40m

Sujeción lateral propuesta: $\frac{1}{2}$ del claro

Espaciamiento propuesto: 61.0 cm

Velocidad del viento: 64 km/h

Recurriendo a las tablas se elige: 635 PE 20

Altura: 2.4m Espaciamiento: 61 cm Carga axial: 694.78 kg

Por lo tanto la especificación:

Bastidores de carga para muros en ejes B,C,E,y F

Canales: 635 CE 22 y Postes: 635 PE 22 a cada 61 cm y una altura de 2.40m con sujeción lateral a todo lo largo.

Para el lado de la cumbre en eje C' y D

Datos:

Carga a soportar: 400 70 kg

Altura del poste: 3.50m

Sujección lateral propuesta: $\frac{1}{2}$ del claro

Espaciamiento propuesto: 61.0 cm

Velocidad del viento: no existe por ser muro interior

Recurriendo a las tablas se elige: 635 PE 22

Altura: 3.50m Espaciamiento: 61 cm Carga axial: 454.74 kg

Por lo tanto la especificación

Bastidores de carga para muros en ejes C' y D

Canales: 635 CE 22 y Postes: 635 PE 22 a cada 61 cm y una altura de 3.50m con sujeción lateral a todo lo largo

5. Revisión de Muro exterior a la flexocompresión

Deflexión máxima (no exceder a $L/360$)

$$d_{max} = (5wL^4/384EI) = (384EI/5wL^4)$$

$$5(1.52)(240)^4 = 384(2100000)(7999) = (2.52 \times E 10^4) / (6.45 \times E 10) = 0.3907$$

$$L/360 = 240/360 = 0.667 > 0.391$$

Revisión a la flexocompresión

$$f_a + F_a0 + f_b F_b < 1$$

$$f_a / F_{a1} + f_b / C_m - F_b1 - (f_a / C_c) < 1$$

$$f_a = P / A = 565 / 1.404 = 402.42$$

$$F_a0 = 0.522 Q / y = 0.522(0.900)(2300) = 1080.54$$

$$f_b = M_{max} / S_{xx} = (wL^2 / 8) / 2.963 = ((1.52)^2 / 8) / 2.963 = 0.0975$$

$$531(f_y) = 531(2300) = 1221300$$

$$wL = 1221300 / 6.35(0.95) = 6.68 = 1221300$$

$$F_b = 0.60(2300) = 1380$$

Sustituyendo en la primera ecuación :

$$402.42 / 1080.54 + 0.0975 / 1380$$

$0.3724 + 0.00007 = 0.375 < 1$ POR LO TANTO EL ELEMENTO ES ADECUADO

6. Diseño de dintel

Carga a soportar 565.0 kg

$$wL = 2(565) / 150 = 1130 / 150 = 7.53 \text{ kg/cm}$$

$$R1 \text{ y } R2 = 565 \text{ kg}$$

$$M_{max} = (wL^2) / 8 = (7.53)(150)^2 / 8 = 21178.13 \text{ kg-cm}$$

$$S_{xx} = f_b \cdot F = S_{xx} = 21178.13 / 2310 = 9.17 \text{ cm}^3$$

Selección de viga = 1524 VE 14



Selección del poste

carga a soportar : 565.0 kg

altura del poste (2.40 - 0.1524) = 2.24m

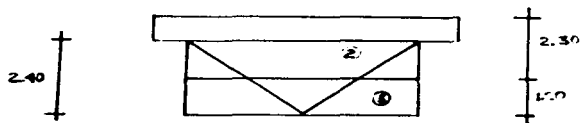
sujeción lateral propuesta : 1/3 del claro

Velocidad del viento : 64 km/h

Poste a usar 635 PE 20

7. Contraventeos

Fachada frontal eje 1 y 3

**Área tributaria**

Zona 3 : 1.20 x 3.50 = 4.20 m²

Zona 2 : 2.30 x 3.50 = 8.05 m²

Presión de viento

PVb = 13.86 kg/m² Barlovento PVs = 12.57 kg/m² Sotavento

PVtotal: 26.43 kg / m²

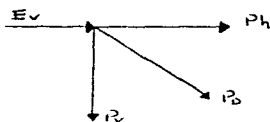
Empuje de viento = (26.43 kg/m² x 8.05 m²) = 212.76 kg

Componentes

Diagonal = $212.76 \cos 45 = 300.89 \text{ kg}$

Vertical = $212.76 (\tan 45) = 212.76$

Contravento capacidad = 900 kg
 carga a soportar = 300.89 kg



Especificación contravento en muros de eje 1 y 3 Usar L 635 CV 22 a 45° en cada extremo del bastidor con L 635 PE 22 en el punto donde se fija el contravento como poste adicional ya que se está reforzando muro de carga.

Fijadores a cimentación en ejes B, C, E, y F

Área tributaria = $3 \times 4.20 \text{ m}$

Empuje de viento = $(26.43 \times 4.20) = 110.2 \text{ kg}$

Empuje de viento zona 2 = 212.76

Empuje total = 323.77 kg

Ancla propuesta a usar sobre losa de concreto de $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$

ancla con un diámetro de 14" penetración de espiga en concreto de 1" aplicación con cartucho de baja velocidad

Capacidad de tracción = 150 kg

Capacidad de cortante = 125 kg

Número de fijadores = $\text{Empuje de viento} \div \text{capacidad más baja del ancla}$

No. = $323.77 \text{ kg} \div 125 = 2.59$ por lo tanto se necesitarán 3 fijadores

Espaciamientos: longitud del bastidor a anclar / No. de fijadores

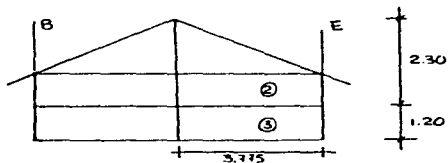
$$E = 3.50 / 3 = 1.07 \text{ m}$$

Nota: Por seguridad, el espaciamiento máximo que yeso panamericano recomienda para anclas apiladas de acuerdo a especificaciones YPSA con herramienta de alto poder y baja velocidad es de 90 cm

Especificación de anclaje: 1 ancla de 1" de diámetro con 1" de penetración en el concreto a cada 90 cm

Fachada lateral:

Contraventeos a muros en ejes B, C, E, y F



Muro B - E

área tributaria:

$$\text{Zona 2} : (3.775) (1.20) + (3.775 \times 1.10) / 2 = 6.60 \text{ m}^2$$

$$\text{Zona 3} : (3.775) (1.20) = 4.53 \text{ m}^2$$

$$E_v = P_v \times \text{área tributaria} \quad E_v = 26.43 (6.60) = 174.60 \text{ kg}$$

$$\text{Componentes: Diagonal} : E_v / \cos 45 = 174.60 / \cos. 45 = 246.93 \text{ kg}$$

Vertical + Ex (tan 45) = 174.60 kg

carga gravitacional del lado del volado : 565 + carga vertical = 565 + 174.60 = 739.60 kg

Especificacion: Usar 1 - 635 C.V 22 a 45 en cada extremo del bastidor adicionando poste 635 P.E 22 en las conexiones del contraventeo

Fijadores a cimentacion de muros en ejes 1 y 2

Área tributaria 3 = 4.53m²

Empuje de viento = 4.53 x 26.43 = 119.73 kg

Ex1 + Ex2 = 174.60 + 119.73 = 294.33 kg

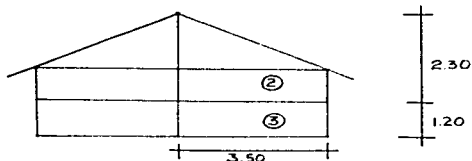
Anclaje propuesta cortante = 125 kg traccion = 150 kg

No. de fijadores = 294.33 / 125 = 2.35 = 3 anclajes

E = 3.775 / 3 = 1.25 cm

Especificación de anclaje : 1 anclaje de 1 1/2" diámetro con 1" de penetración en el concreto a cada 90 cm

Contraventeos en muros C y F



Área tributarias:

$$\text{Zona 2} = (1.20)(3.50) + (3.50 + 1.10 / 2) = 9.66 \text{ m}^2$$

$$\text{Zona 3} = (1.20)(3.50) = 4.20 \text{ m}^2$$

$$\text{Contraventeo} = E_v = 9.66(26.43) = 255.31 \text{ kg}$$

$$\text{componentes} = D = 255.31 \cdot \cos 45 = 361.068 \text{ kg}$$

$$V = 255.31 (\tan 45) = 255.31 \text{ kg}$$

Especificacion usar 1" 635 CV 22 a 45 con poste adicional

Fijadores a cimentacion de muros en cies 2 y 3

$$E_v = \text{Zona 3} = (26.43)(4.20) = 111.00 \text{ kg}$$

$$E_{v1} + E_{v2} = 255.31 + 111.00 = 366.32 \text{ kg}$$

No. de fijadores $366.32 / 125 = 2.93 = 3$ fijadores

Espaciamiento $3.50 / 3 = 1.16 \text{ cm}$

Especificación de anclaje 1" ancla de 1/4" diámetro con 1" de penetración en el concreto a cada 90 cm

8. Conexiones:

Dintel: claro 1.50 m

Reacción cortante 565.0 kg

No. de tornillos $565.81 / 6.97 = 7$

Usar 7 tornillos Tek plano en las uniones con postes extras que resiban al dintel

Contraventeos:

eje 1 y 3

Tek plano en contraventeos : $246.93 \text{ kg} / 81 = 3.04 \cong 3 \text{ pzas.}$

Tek plano en poste: $174.60 \text{ kg} / 81 = 2.15 \cong 3 \text{ pzas.}$

eje C y F :

Tek plano en contraventeos $361.07 / 81 = 4.45 \cong 5 \text{ pzas.}$

Tek plano en poste $255.31 / 81 = 3.15 \cong 4 \text{ pzas.}$

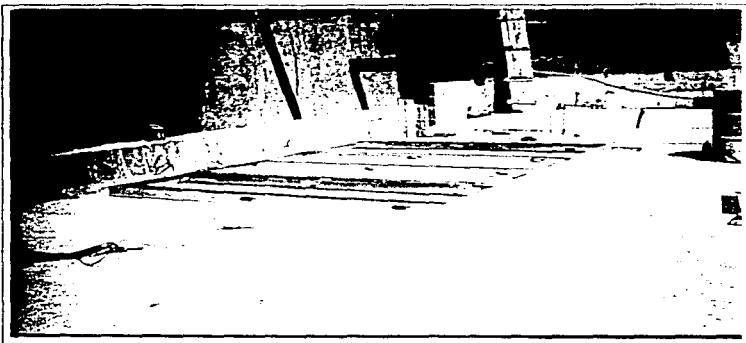
Apéndice B (Ejemplo fotográfico)

Casa habitación realizada con el sistema estructural YPSACERO ubicada en el Área del Centro Comercial Santa Fe

1.0. Habilitado de bastidores para muros



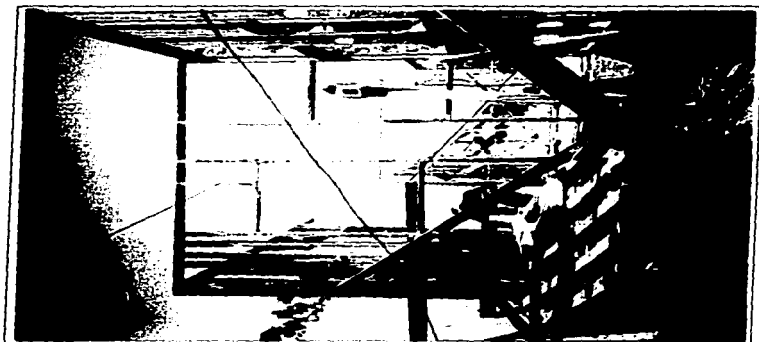
2.0 Trazo de muros en piso



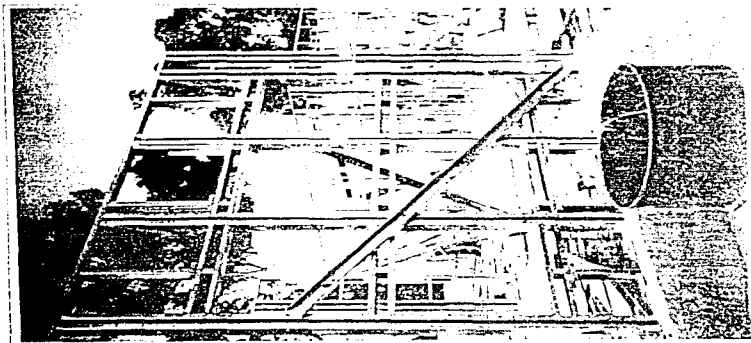
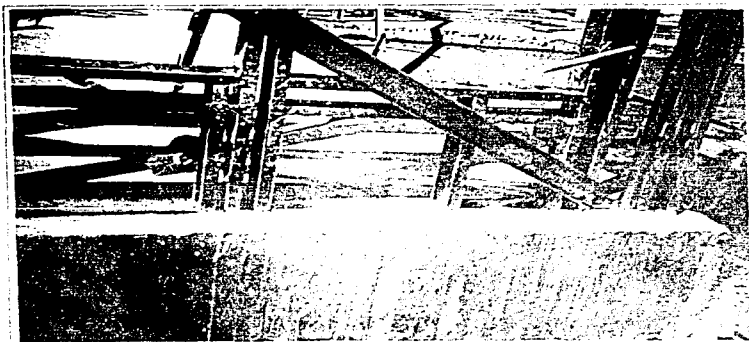
3.0 Anclaje de bastidores a cimentación



4.0 Colocación de bastidores para muros



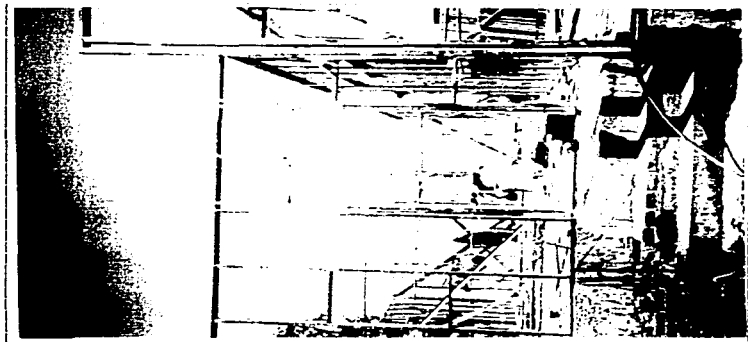
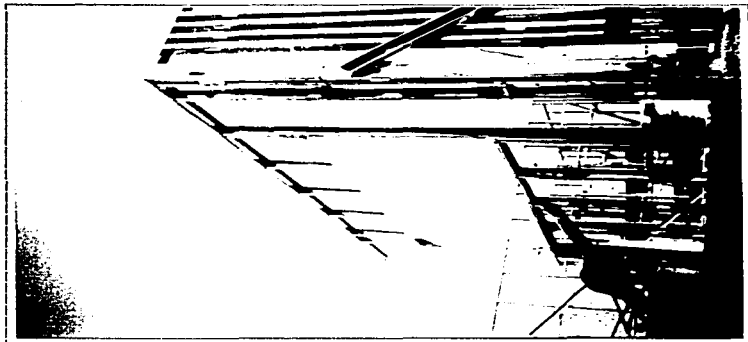
5.0 Colocación de contraventeos en muros



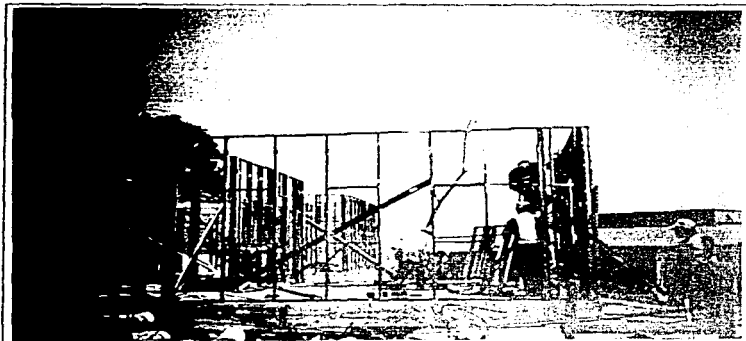
6.0 Colocación de tornillos



7.0 Colocacion de dinteles para ventanas y puertas



8.0 Estructura de casa habitación al 60% de construido



9.0 Vista de fachada de casas terminadas con el sistema YPSACERO



JARDINES DE LA MONTANA. D.F.



BIBLIOGRAFIA

1. - A.I.S.I. (American Iron and Steel Institute) "Cold - Formed Steel Design Manual"
Washington, D.C . U.S.A 1980 Editorial A.I.S.I
2. - Cámara Nacional de la Industria del Hierro y del Acero "Especificaciones para el
Diseño de Miembros Estructurales de Acero Formados en Frío", Mexico D.F. 1978
Editorial CANACERO
3. - Yu, Wei - Wen "Cold - Formed Steel Structures", New York, U.S.A. 1979
Editorial: Robert E. Kreiger Publishing Company, Huntington N.Y
4. - Comisión Federal de Electricidad "Manual de Diseño de Obras Civiles"
"Estructuras" C-14 Diseño por Viento, Mexico D.F. 1981 Editorial Federación
Editorial Mexicana, Mexico, D.F
5. - Creixell N. José, "Estabilidad en las Construcciones" Mexico D.F. 1973 Consulta
General, Editorial C.E.C.S.A. Mexico D.F
6. - Bresler, B. - Lin, T. Y. - Scalzi, J. B. "Diseño de Estructuras de Acero", U.S.A.
1982 Consulta General, Editorial Limusa, S.A., Mexico D.F.
7. - Peschard, E. "Resistencia de Materiales", Mexico 1979, Consulta General,
Editorial U.N.A.M. Mexico
8. - U.S.G.: " U.S.G. Steel Framing Systems", Chicago 1983 Consulta General,
Editorial: United States Gypsum Co
9. - Manual del Sistema Constructivo YPSACTRO