

52ei

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

“ARAGON”

FALLA DE ORIGEN

“DISEÑO Y DETALLES DE LAS UNIONES
DE LOS ELEMENTOS PREFABRICADOS
DE CONCRETO”

TESIS PROFESIONAL

Que para obtener el Título de:

INGENIERO CIVIL

P r e s e n t a :

OSCAR SERGIO AGUILAR PEREZ

Asesor de Tesis M. en I. Daniel Velazquez Vázquez



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



INSTITUTO NACIONAL
AZTECA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCION

OSCAR SERGIO AGUILAR PÉREZ
PRESENTE.

En contestación a su solicitud de fecha 7 de agosto del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, M en I DANIEL VELÁZQUEZ VÁZQUEZ pueda dirigirse el trabajo de Tesis denominado "DISEÑO Y DETALLES DE LAS UNIONES DE LOS ELEMENTOS PREFABRICADOS DE CONCRETO", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración

ATENTAMENTE -

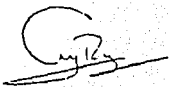
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

San Juan de Aragón, México, 15 de agosto de 1995

EL DIRECTOR



M en I CLAUDIO C. MERRIFIELD CASTRO



c c p Jefe de la Unidad Académica.
c c p Jefatura de Carrera de Ingeniería Civil.
c c p Asesor de Tesis.

CCMC/AIR/la.



A mis Padres:

Ing. Rulfo Aguilar Romero

Sra. Ma. de Lourdes Pérez G.

*por el apoyo y consejos que siempre
me han brindado.*

A mi hermana:

Karla Karina Aguilar Pérez

por su cariño y ayuda.

*A María Julia Zamora Ramírez
por el apoyo y cariño brindados
incondicionalmente.*

A todos mis familiares.

Mi eterno agradecimiento:

*Al M. en J. Daniel Velázquez
Velázquez, Director de mi tesis, por sus
consejos en la elaboración de esta.*

*Al M. en J. Claudio C. Wiersfeldt
Castro por el apoyo y comentarios
brindados en una de las etapas más
importantes de mi vida.*

*Al. Ing. Jose Maria Arceles
Hernandez.*

Al. Ing. Gilberto Garcia Santanaria G.

Al. Ing. Juan Carlos Ortiz Leon.

INDICE

INTRODUCCION.	1
NOMENCLATURA.	3
1.- EL CONCRETO PREFABRICADO.	7
1.1 Tipos de elementos prefabricados.	8
1.2 Importancia de las uniones (conexiones).	11
2.- CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE UNIONES.	14
2.1 Sistemas de fuerzas.	14
2.2 Tolerancias en las uniones.	16
2.3 Fricción por cortante.	18
2.4 Aplastamiento.	19
2.5 Cortante.	22
2.6 Fuerzas por cambio de volumen.	26
2.7 Soldaduras de las barras de refuerzo.	28
2.8 Uniones traslapadas de refuerzo.	29
2.9 Resistencia de refuerzo en lechadeado.	31
2.10 Fricción entre los materiales de las uniones.	32
2.11 Conexiones de bases de columnas.	33
2.12 Conexiones para resistir momentos.	36
2.13 Diseño compuesto.	37
2.14 Pernos e insertos vaciados en el concreto.	38
2.15 Angulos de conexión.	42
3.- DETALLES DE LAS UNIONES.	45
3.1 Unión base de columna.	46
3.2 Uniones de viga a columna.	47

3.3 Columna a columna.	50
3.4 Losa a viga.	51
3.5 Losa a muro.	52
3.6 Muro a cimentación.	51
4.- EJEMPLOS DE DISEÑO.	57
CONCLUSIONES.	82
BIBLIOGRAFIA.	84

INTRODUCCION

A partir de los años sesenta se ha presentado un desarrollo en la industrialización del concreto prefabricado, dando pie a nuevos sistemas de construcción. Dado esto, es necesario tener presente la importancia de los elementos prefabricados, y no sólo éstos, sino también los sistemas de uniones de dichos elementos; ya que se pueden tener los elementos prefabricados perfectamente calculados y contruidos pero, si las uniones no son las adecuadas o no se llegó a considerar todas las fuerzas actuantes en cada tipo de unión, se puede llegar a presentar un colapso progresivo en una unión, en que la falla de uno de los elementos llevaría al colapso de otro. Por lo tanto, las uniones son el principal punto dentro de los elementos prefabricados, ya que si llegase a fallar una unión se pueden tener importantes pérdidas, no tanto económicas sino humanas. De aquí el interés de realizar el presente trabajo de tesis.

En el primer capítulo se presentará una descripción de los diferentes tipos de elementos prefabricados, así como la importancia de las uniones.

En el segundo capítulo se presentarán fórmulas de diseño y procedimientos generales, recomendando límites para las diversas situaciones que se presentan en el diseño de uniones de concreto prefabricado - lo expuesto se basa en las estipulaciones del reglamento de construcción (ACI 318-71); y en algunos casos, en que faltan especificaciones del reglamento, las recomendaciones se basan en datos de investigación y en la práctica aceptada en las

plantas de prefabricación - . En la sección de amortiguadores para apoyos, todas las recomendaciones están basadas en los conceptos de diseño de resistencia última (llamado criterio de carga de diseño en el reglamento ACI 318-71). El diseño de los amortiguadores de apoyos se basa en los valores de esfuerzos de trabajo (llamados carga de servicio en el reglamento ACI 318-71).

En el tercer capítulo se muestran una serie de detalles típicos de las uniones, dando una breve explicación de cada uno; en donde los detalles presentados no son los únicos, ya que existen una gran diversidad de arreglos posibles que dependen de los requisitos de montaje y producción, del diseño, y de la zona en que se lleve a cabo la construcción. Pero los detalles presentados, son la base para poder realizar una gran variedad de éstos.

Finalmente en el capítulo cuarto se presenta una serie de ejemplos, en donde se determinan los diferentes tipos de fuerzas que pueden actuar en las uniones, para así poder realizar un diseño correcto de cualquier tipo de unión. En los ejemplos expuestos se determinan las fuerzas, debido a que el presente trabajo no es con el objetivo de dar una receta para el diseño de las uniones, sino dar a entender los conocimientos necesarios y básicos para el correcto diseño de las uniones para cada caso en específico.

NOMENCLATURA

- Ab = Area de una varilla o perno, cm^2 .
- Ach = Area del refuerzo horizontal, cm^2 .
- Acr = Area de la superficie de contacto de una grieta potencial de fricción por cortante, cm^2 .
- Acs = Area del refuerzo por cortante compuesto, cm^2 .
- Acv = Area de refuerzo de confinamiento vertical, cm^2 .
- Ads = Area del refuerzo de diafragma, cm^2 .
- Ao = Area de superficie del cono de arranque, cm^2 .
- Aop = Area de superficie excluida para conos parciales, cm^2 .
- Apo = Area de superficie efectiva del cono al cortante parcial, cm^2 .
- As = Area de refuerzo a la tensión no presforzado, cm^2 .
- Aps = Area de acero presforzado o postensado, cm^2 .
- Ash = Area del refuerzo contra agrietamiento horizontal, cm^2 .
- At = Refuerzo de confinamiento para uniones traslapadas de tensión, cm^2 .
- Avf = Area de refuerzo para fricción por cortante, cm^2 .
- Avh = Area de refuerzo de estribos horizontales, cm^2 .
- ac = Deflexión lateral de la columna, cm.
- ap = Deformación horizontal del amortiguador de apoyo, cm.
- b = Ancho de la cara de compresión; longitud de la placa o ángulo de apoyo, cm.
- C = Constante térmica para expansión o contracción, $\text{cm}/\text{cm}/^\circ\text{C}$.
- Cr = Factor de reducción para los apoyos de concreto sin refuerzo.
- Cu = Fuerza de ruptura a la compresión dentro de una viga compuesta de concreto arriba de la superficie de contacto, Kg.

- C_1, C_2 = Parámetros de resistencia de las ménsulas de concreto.
 d = Distancia para la fibra extrema de compresión al centroide del refuerzo de tensión, cm.
 db = Diámetro nominal de la varilla, cm.
 de = Distancia a la orilla para el inserto en dirección a la carga, cm.
 dh = Diámetro de la cabeza del perno, cm.
 ds = Diámetro del vástago del perno, cm.
 E_c = Módulo de elasticidad del concreto, kg/cm^2 .
 E_{ct} = Módulo de elasticidad del concreto a largo plazo, kg/cm^2 .
 e_i = Brazo de palanca de la reacción horizontal al centro del inserto, cm.
 e_v = Brazo de palanca para cargas verticales sobre ménsulas, cm.
 F_d = Fuerza de ruptura sobre el diafragma, kg. Esta fuerza puede ser en las direcciones x , y , z .
 F_i = Fuerza de restricción de cambio de volumen, kg.
 F_s = Fuerza de ruptura a la fricción, paralela al plano de fricción, kg.
 F_v = Fuerza de restricción de cambio de volumen al nivel del primer piso, kg.
 ΣF = Suma de las fuerzas de los pernos de anclaje por longitud de lado a lado de la placa, kg.
 f_{bu} = Resistencia última por aplastamiento, kg/cm^2 .
 f'_c = Resistencia del concreto a la compresión, kg/cm^2 .
 f'_{ci} = Resistencia del concreto al tiempo del esforzado, kg/cm^2 .
 f_{ps} = Esfuerzo calculado en el acero de presfuerzo con la carga de ruptura, kg/cm^2 .
 f_{pu} = Resistencia a la ruptura del acero presforzado, kg/cm^2 .
 f_{su} = Resistencia de tensión a la ruptura del acero no presforzado, kg/cm^2 .
 f_y = Esfuerzo a la fluencia del acero, kg/cm^2 .
 f_{yd} = Esfuerzo a la fluencia para A_{ds} , kg/cm^2 .
 f_{ys} = Esfuerzo a la fluencia para A_{sh} , kg/cm^2 .
 f_{yt} = Esfuerzo a la fluencia para A_t , kg/cm^2 .

- f_{yv} = Esfuerzo a la fluencia para Avf, kg/cm².
- G = Módulo de cortante para los amortiguadores de apoyo, kg/cm².
- Gt = Módulo de cortante a largo plazo de los amortiguadores de apoyo, kg/cm².
- g = Calibre del ángulo de acero, cm.
- H = Fuerza horizontal en los amortiguadores de apoyo, kg.
- h = Peralte o altura total, cm ó m.
- I = Momento de inercia, cm⁴.
- Ic = Momento de inercia de la columna, cm⁴.
- Km = Constante de factor de masa con relación al factor de masa de 1.5.
- Kp = Factor de corrección de fluencia basado en la relación del esfuerzo axial del concreto a su resistencia.
- la = Brazo de palanca del par de la placa para resistir el volteo, cm.
- ld = Longitud de desarrollo de las barras de refuerzo, cm.
- le = Longitud de empotramiento de los insertos de pernos, perfiles estructurales o de varillas de refuerzo, cm.
- ll = Longitud de la pata del ángulo, cm.
- lv = Tramo de cortante, cm.
- lw = Longitud de la soldadura para los refuerzos de traslape soldados, cm.
- m = Magnitud de la efectividad de pernos o insertos en grupo, cm.
- n = Magnitud de la efectividad del perno exterior o inserto en un grupo, cm.
- Pu = Fuerza de ruptura al arranque sobre el inserto o perno, kg.
- P_{uc} = Capacidad de ruptura al arranque del inserto o perno gobernada por el concreto, kg.
- P_{us} = Capacidad de ruptura al arranque del inserto o perno gobernada por el acero, kg.
- s = Distancia de la orilla libre al centro del apoyo, cm.
- Tu = Fuerza última a la tensión actuando con Vu, kg.
- Tw = Capacidad última de la soldadura, kg.

- t = Espesor de la placa de base, espesor de un ángulo, espesor del amortiguador de apoyo, cm.
- t_c = Dimensión de la columna paralela al acero estructural empotrado.
- t_w = Espesor efectivo de soldadura para el refuerzo de traslape soldado, cm.
- V_u = Fuerza cortante última aplicada a la conexión, kg.
- V'_u = Capacidad última de la fuerza cortante, kg.
- V'_{uc} = Capacidad última de la fuerza cortante del inserto o perno gobernado por el concreto, kg.
- V'_{us} = Capacidad última de la fuerza cortante del inserto o perno gobernado por el acero, kg.
- v_u = Esfuerzo último cortante, V_u dividido entre el área de cortante, kg/cm².
- w = Ancho de la placa de apoyo perpendicular a la orilla libre; dimensión del amortiguador del apoyo paralelo al claro, cm.
- x_c = Distancia de la línea del perno a la cara de la columna o ángulo, cm.
- x_o = Parte sobresaliente de la placa de base respecto a la cara de la columna, cm.
- x_t = Distancia de la línea del centro del perno a la línea del centro del refuerzo de la columna, cm.
- α = Multiplicador de la fuerza de tensión.
- φ = Factor de reducción de capacidad.
- μ = Coeficiente de fricción por cortante.
- μ' = Coeficiente reducido de fricción por cortante para un v_u excesivo.
- μ_s = Coeficiente estático de fricción.
- ε_c = Acortamiento axial por fluencia cm/cm.
- ε_s = Acortamiento por contracción axial cm/cm.
- ε_t = Cambio de longitud debido a cambios de temperatura, cm/cm.
- p = Porcentaje de acero, As/bd.
- p_{vf} = Relación del refuerzo de fricción por cortante al área de la superficie de contacto de agrietamiento, A_{vf}/A_{cr}.
- E_o = Perímetro de la barra, cm.

CAPITULO I

CONCRETO PREFABRICADO

Desde el inicio de la década de los años sesenta hasta el presente, los costos de construcción han aumentado a una tasa considerablemente más alta que la de la mayor parte de los productos industriales. Una de las principales razones para estos altos costos es la gran cantidad de mano de obra en el sitio que se involucra en los tradicionales procesos de construcción.

Al atender esta necesidad, la construcción en concreto prefabricado se ha desarrollado de manera rápida y continua ganando importancia. La industrialización se logra mediante producción en masa de unidades repetitivas y con frecuencia estandarizadas: columnas, vigas, elementos de entepiso y de cubierta, muros de cerramiento, etcétera. Estos se producen en patios de prefabricación en condiciones de planta. En construcciones grandes, los patios de prefabricación se construyen a veces en la misma obra o en sitios adyacentes a ésta. Las ventajas de la construcción prefabricada son una menor mano de obra por unidad, a causa de la producción mecanizada en serie; la utilización de la mano de obra local no especializada, en contraste con aquella especializada que se trae de otros sitios, tiempos de construcción más cortos porque el trabajo de campo se limita casi exclusivamente a la construcción de la cimentación y a la conexión de las unidades prefabricadas; mejor control de calidad y mayor resistencia del concreto. Las desventajas son el mayor costo del transporte de las unidades

prefabricadas en comparación con el acarreo de materiales y los problemas técnicos adicionales y los costos de las conexiones en obra de los elementos prefabricados.

La construcción prefabricada se utiliza en todos los tipos principales de estructuras: edificios industriales, residenciales y de oficinas, salones con claros considerables, puentes, etcétera.

1.1 TIPOS DE ELEMENTOS PREFABRICADOS.

Existe cierta cantidad de tipos de unidades prefabricadas que han logrado establecerse por sí mismas. Aunque no se encuentran estandarizadas formalmente en este momento, están disponibles en forma amplia con menores variaciones locales. Al mismo tiempo, el proceso de prefabricación es suficientemente adaptable para que formas especiales desarrolladas para un proyecto particular puedan producirse económicamente, siempre y cuando la cantidad de unidades repetidas sea bastante grande.

Los **páneles de muro** se construyen en una considerable diversidad de formas que dependen de requisitos arquitectónicos. Las cuatro formas más comunes se indican en la figura 1-1. Estas unidades se producen en secciones de uno a cuatro pisos de altura y hasta 8 pies de ancho. Se utilizan bien sea como muros cortina que se amarran a las columnas y a las vigas, o como muros portantes.

Para mejorar el aislamiento térmico, se utilizan páneles sánduches que constan de un núcleo de aislamiento (por ejemplo, fibra de vidrio o plásticos expandidos) entre dos capas de concreto normal o concreto ligero. Las dos capas deben interconectarse en forma apropiada a través del núcleo para que actúen como una unidad. Puede lograrse una buena variedad de terminados de la superficie mediante la utilización de agregados especiales expuestos o de cementos con colores, algunas veces empleados en combinación.

Los esfuerzos en los pán­eles de muro con frecuencia son mayores durante el manejo y el montaje que en la estructura terminada, y el diseño debe tener en cuenta estas condiciones temporales. También, el control del agrietamiento es de mayor importancia en los pán­eles de muro que en otras unidades prefabricadas, más por apariencia que por seguridad.

Los elementos de cubierta y de ent­repiso se construyen en una gran variedad de formas que se adaptan a condiciones específicas como longitudes de claros, magnitudes de cargas, resistencia deseada contra el fuego, apariencia, etcétera. La figura 1-2 ilustra algunos ejemplos comunes de las formas más usuales, organizadas aproximadamente en orden creciente de claros, aunque los claros que cubren las diversas configuraciones se traslapan de manera amplia.

Las losas planas (ver figura 1-2a), por lo general tienen, un espesor de 4 pulg. aunque se utilizan en algunos casos hasta espesores de 2.5 pulg. cuando son continuas a lo largo de varios claros, y se producen con anchos de 4 a 8 pies y con longitudes hasta de 36 pies. Según la magnitud de las cargas y de los límites en las deflexiones, éstas se utilizan en claros de cubiertas o entre pisos que varían desde 8 hasta casi 22 pies. Para lograr menores pesos y mejor aislamiento y para cubrir mayores claros, se utilizan **plaquetas aligeradas** (ver figura 1-2b) en gran variedad de formas. Algunas de éstas se fabrican mediante extrusión en máquinas especiales. Las alturas varían desde 4 pulg. hasta aproximadamente 8 pulg. y los anchos entre 2 pies y 4 pies. De nuevo, según los requisitos de carga y de deflexión, éstos se utilizan en claros de cubiertas entre casi 16 pies y 34 pies y en claros de ent­repisos de 12 pies y 26 pies, que pueden aumentarse hasta 30 pies aproximados si se aplica un acabado de 2 pulg. que actúe monolíticamente con la plaqueta aligerada.

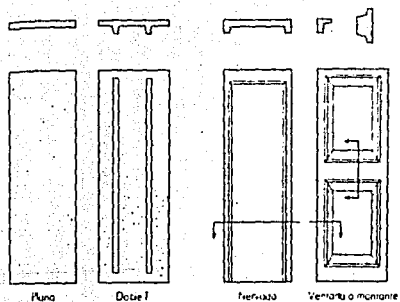


FIGURA 1-1. PANELES DE MURO EN CONCRETO PREFABRICADO.

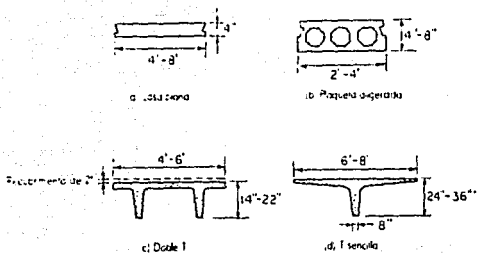


FIGURA 1-2. ELEMENTOS PREFABRICADOS DE CUBIERTA Y DE ENTREPISO.

Para claros más largos, los elementos en **doble-T** (ver figura 1-2c) son las formas utilizadas con mayor frecuencia. Las alturas usuales varían entre 14 pulg. y 22 pulg. Comúnmente se utilizan en claros de cubierta hasta de casi 60 pies. Cuando se emplean como elementos de entrepiso, por lo general se aplica una capa de concreto al menos de 2 pulg. para que actúe monolíticamente con los elementos prefabricados para claros aproximados de hasta 50 pies, que dependen también de los requisitos de carga y de deflexión. Finalmente, están disponibles elementos en forma de **T sencilla** con las dimensiones que aparecen en la figura 1-2d, la mayor parte de estos elementos se utilizan para claros de cubiertas hasta de 100 pies y en algunos casos hasta más.

En todas estas unidades, el elemento mismo o sus aletas constituyen la losa de cubierta o de piso. Si la cubierta o piso mismos se construyen de otro material (madera, yeso, tablonés etc.), pueden apoyarse en **viguetas prefabricadas** con una variedad de formas para claros aproximados entre 15 y 60 pies.

La forma de las **vigas prefabricadas** depende principalmente de la manera como se ensamblen. Si los elementos de cubierta y de entrepiso se apoyan en la parte superior de las vigas, éstas en muchos casos son de forma rectangular (ver figura 1-3a). Para reducir la altura total de los entrepisos y de la cubierta, con frecuencia se hace que la parte superior de las vigas quede a ras con la superficie superior de los elementos de piso. Para suministrar una superficie de contacto, las vigas se construyen como **vigas con recesos** (ver figura 1-3b) o **vigas en forma de L** (ver figura 1-3c). Aunque estas formas se asocian con la construcción de edificios, las vigas prefabricadas secundarias o principales se utilizan también con frecuencia en puentes de carreteras.

Si se utilizan **columnas prefabricadas** con una altura de un sólo piso, de manera que las vigas descansen sobre la parte superior de las columnas, pueden utilizarse columnas prismáticas

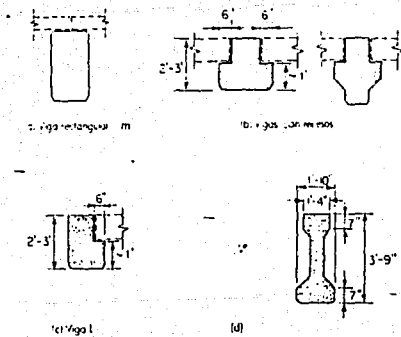


FIGURA 1-3. VIGAS SECUNDARIAS Y PRINCIPALES PREFABRICADAS.

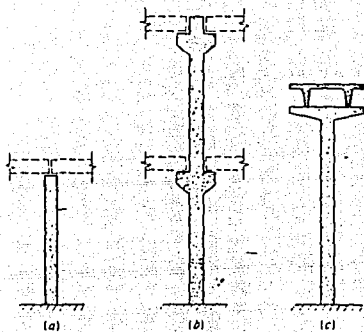


FIGURA 1-4. COLUMNAS PREFABRICADAS DE CONCRETO.

sencillas que se encuentran disponibles en tamaños aproximados de 12 x 12 pulg. a 24 x 24 pulg. (ver figura 1-4a). En este caso, las vigas por lo general se dejan continuas sobre las columnas. Como alternativa, en construcciones de varios pisos, las columnas pueden hacerse continuas aproximadamente hasta de seis pisos. En este caso, se utilizan ménsulas integrales para proporcionar la superficie de apoyo en las vigas, como aparece en la figura 1-4b. Y de modo ocasional se utilizan columnas en forma de T para apoyo directo de elementos de entrepiso en forma de doble T, sin la utilización de vigas intermedias (ver figura 1-4C).

Por último, se establece que las estructuras prefabricadas se deben de diseñar con los mismos criterios que se emplean para las estructuras coladas en el lugar, teniendo en cuenta, además, las condiciones de carga que se presenten desde la fabricación inicial de los elementos hasta la terminación de la estructura, así como las condiciones de restricción que den las uniones.

1.2 IMPORTANCIA DE LAS UNIONES (CONEXIONES).

Las estructuras de concreto reforzado que se vacían en el sitio, por su misma naturaleza tienden a ser monolíticas y continuas. Las uniones, en el sentido de unir dos piezas independientes, rara vez se presentan en este tipo de construcción. Por otro lado, las estructuras prefabricadas se parecen a la construcción en acero en que la estructura final consta de una gran cantidad de elementos prefabricados que se conectan en la obra para conformar la estructura terminada. En ambos tipos de construcción, estas uniones pueden detallarse para transmitir únicamente fuerzas de gravedad, y fuerzas horizontales o momentos además de estas fuerzas. En este último caso se obtiene una estructura continua similar a la construcción vaciada en el sitio y las uniones que logran esta continuidad, gracias a la utilización de herrajes especiales y de refuerzo y concreto apropiados que permiten transmitir todos los esfuerzos de tensión, compresión y de cortante, se llaman uniones rígidas. En contraste, las uniones que

transmiten reacciones en una sola dirección, se llaman uniones flexibles o blandas.

Las estructuras prefabricadas de concreto están sujetas a cambios dimensionales producidos por el flujo plástico, por la retracción de fraguado y por la relajación de los preesfuerzos además de la temperatura, mientras que en las estructuras de acero sólo los cambios de temperatura producen variaciones dimensionales. En los primeros desarrollos de la construcción prefabricada se presentó una tendencia a utilizar en forma amplia las uniones flexibles con el fin de permitir la presencia de estos cambios dimensionales, sin que se produjeran fuerzas de restricción en los elementos y particularmente en las uniones. Experiencias más recientes con amplia utilización de uniones flexibles indican que la estructura resultante tiende a presentar estabilidad insuficiente contra las fuerzas laterales, como las que generan vientos fuertes y en particular efectos sísmicos. Por lo tanto, los diseñadores con bastante experiencia en estructuras prefabricadas, se inclinan por defender la utilización de uniones rígidas que producen un alto grado de continuidad en estructuras de acero mediante la utilización de soldaduras y pernos de alta resistencia a la tensión. En las uniones de este tipo se debe de tomar en cuenta una resistencia adicional por los cambios de volumen.

Así mismo se sabe, que las estructuras prefabricadas de concreto por lo general carecen de continuidad en las uniones, por lo tanto, un colapso progresivo en caso de una carga anormal en una unión, en que la falla de uno de los elementos lleva al colapso de otro, luego otro y después otro, puede producir resultados catastróficos. Por esta razón, se debe de buscar una integridad estructural entre los elementos por medio de las uniones, estableciendo un análisis adecuado para cada unión dependiendo de las condiciones de carga que se presenten en éstas, para poder así, obtener el tipo de unión más adecuado para cada caso específico.

En el siguiente capítulo, se presentarán las fórmulas de diseño y procedimientos generales, recomendando límites para las diversas situaciones que se presentan en el diseño de las uniones de concreto prefabricado.

CAPITULO 2

CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE LAS UNIONES

2.1 SISTEMAS DE FUERZAS.

El sistema de fuerzas en una unión no es más que la suma total de todas las cargas transmitidas a ella.

Las cargas típicas son aquellas que comúnmente se consideran en el diseño de edificios o puentes. La unión puede soportar ciertas cargas adicionales durante la construcción de la estructura. Puede haber condiciones especiales de carga que son peculiares al concreto prefabricado, y que también deben incluirse en los sistemas de fuerzas.

2.1.1 Cargas típicas.

Todas las uniones de concreto prefabricado se deben diseñar para resistir satisfactoriamente las cargas de gravedad (cargas vivas y muertas), las cargas por viento, por sismo o cualquier otra carga lateral que pueda inducirse como la que proviene de grúas o maquinaria que tenga vibraciones. Por lo tanto, estas consideraciones de carga dan como resultado uniones resistentes a fuerzas de tensión o de compresión, cortante, torsión o de momentos flexionantes.

Cabe destacar, que no es apropiado diseñar uniones considerando solamente las condiciones típicas de carga. Ya que las fuerzas y esfuerzos impuestos sobre la unión por cargas típicas pueden alterarse, a veces drásticamente, si se presentan cargas especiales como resultado de restricciones contra cambios volumétricos o rotaciones, o sobre carga previa durante el montaje.

2.1.2 Cargas por cambio de volumen.

La omisión de las cargas debidas a cambios de volumen pueden dar como resultado el subdiseño de una unión, y por lo tanto un peligro. Los cambios de volumen, son ocasionados por cambios de temperatura, fluencia o contracción. Cuando se restringe este movimiento potencial, pueden desarrollarse fuerzas considerables.

Las restricciones pueden presentarse en las conexiones en una diversidad de formas. En los movimientos a flexión, pueden ser por fricción en las uniones o al soldar en uno o ambos extremos de los miembros.

Quando se presentan restricciones a cambios volumétricos en los miembros sometidos a la flexión, pueden desarrollarse fuerzas horizontales en la conexión que sean suficientemente fuertes para reducir en forma considerable la capacidad supuesta de la unión.

Por lo tanto, todas las conexiones deben estar diseñadas, ya sea para resistir totalmente las cargas de cambio de volumen que puedan desarrollarse debido a la restricción, o limitar la magnitud de las fuerzas a una cantidad predecible a través de un uso juicioso de los detalles de conexión y los materiales para reducir la formación de restricciones.

2.1.3 Fuerzas de montaje.

Durante el montaje de los miembros prefabricados, es posible que una conexión reciba una carga mucho mayor que cuando este terminado el montaje y soporte solamente las cargas típicas. Estas

cargas especiales incluyen vientos durante la construcción, fuertes cargas de construcción, impactos, cargas excéntricas como resultado de la torsión o variaciones temporales en la posición prevista de las cargas.

La carga por viento sobre una estructura durante el montaje es un problema complejo. Por sencillez, se considera al diseñar las conexiones una carga mínima de 145 kg por m² sobre las superficies de vigas, columnas y otros miembros. Estos valores incluyen los efectos de presión y succión normales sobre las formas estructurales prefabricadas con un viento de 160 km por hora.

2.2 TOLERANCIAS EN LAS UNIONES.

Las tolerancias que se requieren para las uniones de concreto prefabricado son una función del tamaño y tipo del miembro que vaya a conectarse. No deben confundirse las tolerancias con los espacios libres.

Las tolerancias correspondientes a las uniones se proporcionan en la siguiente tabla. Una consideración importante es la compatibilidad de las tolerancias del elemento prefabricado con las tolerancias que se requieren para otros materiales de construcción.

TABLA 2-1

PARTIDA	TOLERANCIAS RECOMENDABLES (mm)
Pernos de anclaje colocados en campo con tránsito o plantilla	± 6
Elevación de zapatas y pilas colocadas en la obra	± 16
Concreto estructural prefabricado	
Posición de las placas	± 25
Ubicación de los insertos	± 13
Ubicación de las placas de apoyo	± 13
Ubicación de los desbastes	± 13
Longitud	± 20
Peralte total	± 6
Ancho del alma	± 3
Ancho total	± 6
Desviación horizontal respecto a la escuadra en los extremos	± 6
Desviación vertical respecto a la escuadra en los extremos	± 10 por m de altura
Desviación del apoyo respecto al plano	± 3
Posición de ductos por tensados en miembros prefabricados	6
Concreto arquitectónico prefabricado	
Longitud o ancho	± 5 por 10 m pero no menos de ± 10
Espesor	± 6
Ubicación de los desbastes	± 13
Ubicación de las anclas e insertos	± 10
Alabeo o descuadrado	± 16 en 10m
Ancho de las juntas especificadas	10 a 16
dimensiones mínimas y máximas	6 y 20

2.3 FRICCIÓN POR CORTANTE.

El concepto de fricción por cortante nos proporciona una solución de límite inferior para resistencia última, que puede usarse para evaluar muchos tipos diferentes de conexiones.

La suposición fundamental al aplicar el concepto de fricción por cortante, es que el concreto dentro del área de la conexión se agrietará en la forma más indeseable. La ductibilidad se logra colocando un refuerzo transversalmente al plano de la falla en condiciones últimas, cuando la fuerza A_{sfy} desarrollada por el refuerzo es normal al plano.

El refuerzo para el cortante último a través de cualquier plano de agrietamiento potencial puede calcularse por medio de

$$A_{sfy} = V_u / (\phi f_{yv} \mu) \quad (2-1)$$

en donde $\mu = 0.85$

La tabla siguiente nos proporciona los valores recomendados para el coeficiente μ , que es análogo al coeficiente de fricción.

TABLA 2-2

Condición de agrietamiento de la superficie de contacto	Recomendado μ	V_u Máximo kg/cm^2
Concreto a concreto vaciado monolíticamente	1.4	60
Concreto a concreto endurecido, con aspereza de 6 mm	1.0	42
Concreto a acero con conectores de pernos soldado	1.0	42
Concreto a concreto, superficie de contacto lisa	0.7	30

Si los esfuerzos cortantes V_u exceden los valores máximos que se proporcionan en la tabla mencionada (pero en ningún caso deberá V_u excederse de $0.25 f'c$ ni de 85 kg/cm^2), podrá usarse un μ reducido como se determina en la siguiente ecuación.

$$\mu' = \mu [(21.12\mu / V_u) + 0.5] \quad (2-2)$$

2.4 APLASTAMIENTO.

El diseño por aplastamiento del concreto, depende del tipo de carga, de las fuerzas dentro del área de aplastamiento y la magnitud del esfuerzo de éste. Dicho diseño, se modifica cuando se trata de amortiguadores de apoyo, los cuales están diseñados con base a un criterio del esfuerzo de trabajo (carga de servicio).

2.4.1 Datos de diseño para los amortiguadores de apoyos. (Con base a la carga de servicio)

1.- *Amortiguadores elastoméricos.* Todos los materiales deberán ser nuevos, de material sin usar, de grado no comercial, sin ningún material regenerado incorporado al amortiguador terminado del apoyo y que contenga solamente neopreno, como el polímero crudo para el compuesto elastomérico.

Las especificaciones elastoméricas son:

Esfuerzo máximo a la compresión	70 kg/cm ²
resistencia máxima a la compresión, en función del factor de forma	15 %
Máxima deformación uniforme por cortante	50 %
Módulo de cortante, G	9.0 kg/cm ²
Módulo de cortante a largo plazo, $G_t = G/2$	4.5 kg/cm ²
Resistencia mínima a la tensión	175 kg/cm ²
Estabilidad máxima a la compresión	35 %

2.- *Amortiguadores de tela laminada.* El esfuerzo a la compresión en los amortiguadores de tela preformada consiste de capas múltiples de lona de algodón de 227 gr impregnada y unida con

hule natural de alta calidad de materiales equivalentes, no deberá exceder de 140 kg/cm², con cargas de servicio. La deformación unitaria en compresión a 70 kg/cm² no deberá exceder el 9 %, y a 140 kg/cm² no deberá exceder el 14 %. Las deformaciones unitarias por cortante no deberán pasar del 50 %, bajo cargas de servicio. El esfuerzo último a la compresión, perpendicular a las laminaciones no será menor de 700 kg/cm². El módulo al cortante G debe suponerse igual a 40 kg/cm² para un amortiguador de 13 mm a falta de datos específicos.

3.- *Amortiguadores laminados de hule-cela.* Los esfuerzos a la compresión en los amortiguadores de tela preformada consisten de fibra sintética si usar y un cuerpo de hule hecho de hule nuevo, crudo, y colocado en la proporción debida para mantener resistencia y estabilidad, no debiendo exceder de 105 kg/cm² bajo cargas de servicio, ni tampoco deberá exceder la deformación unitaria a la compresión, del 15 %. Las deformaciones unitarias por cortante, no deberán exceder el 50 % con cargas de servicio. La resistencia última a la compresión no deberá ser menor de 700 kg/cm².

4.- *Amortiguadores sin fricción.* Los amortiguadores de apoyos de tetrafluoretileno (TFE) se suponen generalmente como carentes de fricción, aunque en realidad poseen un coeficiente de fricción entre 0.03 y 0.07. El esfuerzo de aplastamiento no deberá exceder 70 kg/cm² a menos que el amortiguador de TFE virgen esté reforzado con fibra de vidrio o un material similar. Si el amortiguador de apoyo TFE está reforzado, el esfuerzo de aplastamiento con cargas de servicio no deberá exceder 140 kg/cm². Los coeficientes de fricción de los amortiguadores de fibra reforzada deberán revisarse para asegurarse que la fibra de refuerzo no incremente el coeficiente de fricción bajo movimientos repentinos. El TFE podrá pegarse a las placas o a otros materiales amortiguadores en los apoyos.

5.- Amortiguadores de otros materiales. Para las condiciones de esfuerzos nominales en los apoyos, podrán usarse materiales tales como asbesto-cemento, cartón endurecido templado, fieltro pesado, plomo o plásticos.

2.4.2 Aplastamiento en concreto sin reforzar. Cuando se tenga la seguridad de que el esfuerzo de aplastamiento es uniforme, y que solamente se presentan cargas verticales dentro de la unión (ver figura 2-1), el esfuerzo último de aplastamiento en el concreto se calculará por medio de la siguiente expresión

$$f_{bu} = \phi 18.58 \sqrt{f'c} \sqrt{s/w}$$

en donde $\phi = 0.70$.

Si se presenta una fuerza horizontal T_u , la resistencia última al aplastamiento deberá reducirse multiplicando la ecuación anterior por C_i que se obtiene con la ecuación siguiente, en donde el producto de s por w no deberá tomarse como mayor de 58 cm^2 .

$$C_i = [sw / 1290]^{T_u/V_u} \quad (2-4)$$

Para un esfuerzo de aplastamiento no uniforme, el esfuerzo último en cualquier punto no deberá exceder el que resulte de la ecuación 2-3 para $s/w=0.5$.

El esfuerzo de aplastamiento permisible sin confinar para concreto ligero estructural deberá tomarse como el 0.85 de los valores para el concreto de peso normal.

2.4.3 Aplastamiento en concreto confinado. Para miembros sujetos a cargas pesadas (cuando no se cumple la sección 2.4.2), o aquellos que resisten grandes fuerzas laterales, el concepto de fricción por cortante puede usarse para determinar los refuerzos de confinamiento en la región de la uniones. Las siguientes

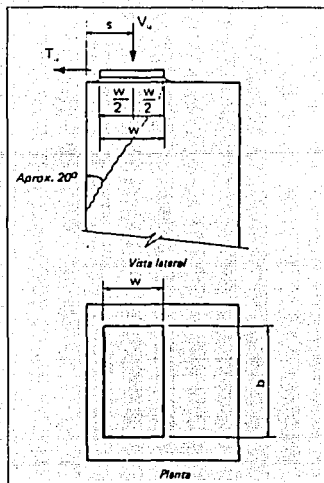


FIGURA 2-1. APLASTAMIENTO DEL CONCRETO SIMPLE.

consideraciones se aplican al diseño de los extremos de estas unidades:

El esfuerzo último vertical de aplastamiento no deberá exceder $0.85 f'c$.

Para grietas verticales de aplastamiento (ver figura 2-2), deberá usarse el refuerzo soldado a los ángulos de confinamiento que puede determinarse por medio de:

$$A_{vt} = (1 / \phi f_{yv}) * [(V_u / \mu) + T_u] \quad (2-5)$$

en donde $\phi = 0.85$

T_u se determina por análisis y se recomienda usar un valor no menor de $T_u = 0.2V_u$ a menos que el cálculo lo justifique.

Para los agrietamientos horizontales (ver figura 2-2) el refuerzo dentro del área del apoyo puede determinarse por medio de la siguiente expresión:

$$A_{sh} = (A_{vt} f_{yv}) / (\mu f_{yh}) \quad (2-6)$$

El refuerzo de confinamiento adicionado a A_{vt} y A_{sh} deberá proporcionarse tanto en la dirección vertical como horizontal, figura 2-2, y puede calcularse por medio de:

$$A_{cv} = A_{ch} = V_u / (8 * fy) \quad (2-7)$$

2.5 CORTANTE.

En los diseños de conexiones, la relación del claro de cortante a peralte efectivo, es generalmente menos de la unidad. El cortante en una conexión puede transferirse por medio del concreto de la unión, por perfiles estructurales empotrados o por una combinación de ambos.

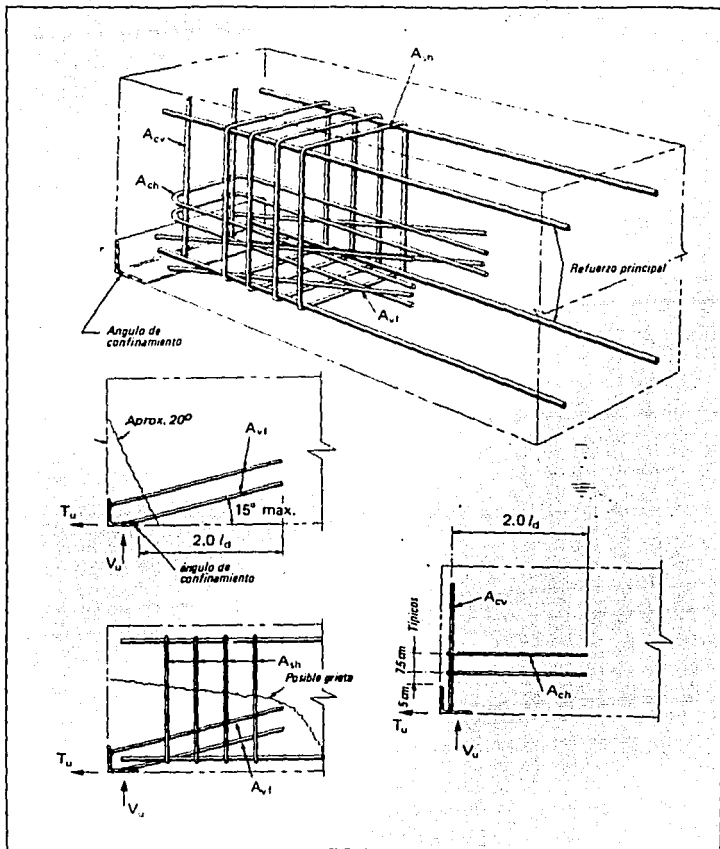


FIGURA 2-2. CONDICIONES DEL APOYO EN CONCRETO CONFINADO.

FALLA DE ORIGEN

2.5.1 Ménsula o repisas de concreto (figura 2-3).

La resistencia última al cortante del concreto, puede calcularse por medio de:

$$V'_u = \phi bd \sqrt{f'c} C_1 C_2 \quad (2-8)$$

en donde $\phi = 0.85$

$$C_1 = 6.5 (1 - 0.05^{d/l_v})$$

(2-9)

$$C_2 = \frac{(1000 \phi \sqrt{f}) (1/3 + 0.4 T_u / V_u)}{(10)^{0.4 T_u / V_u}}$$

(2-10)

T_u no debe ser menor de $0.2 V_u$.

El refuerzo principal a la tensión A_v , deberá anclarse del lado positivo, cerca de las caras exteriores extremas, mediante barras transversales soldadas, o soldándose a los ángulos de confinamiento. Deberán colocarse estribos horizontales A_{vh} aproximadamente iguales a $A_v/2$, en los dos tercios superiores de la ménsula. La posición de la carga vertical aplicada, se supone ubicada en el tercio exterior del área de contacto del apoyo. El esfuerzo último de aplastamiento sin ángulos de confinamiento no deberá exceder $0.5f'c$.

2.5.2 Conexiones en extremos en muesca (figura 2-4).

Las consideraciones que se proporcionaron en la sección 2.5.1 son aplicables a este punto. El refuerzo horizontal A_{vh} deberá estar calculado por la expresión (2-5) y el refuerzo vertical A_{vh} por (2-6). La relación del l_v/d no deberá exceder 0.40; A_{vh} deberá ser igual a $A_v/2$.

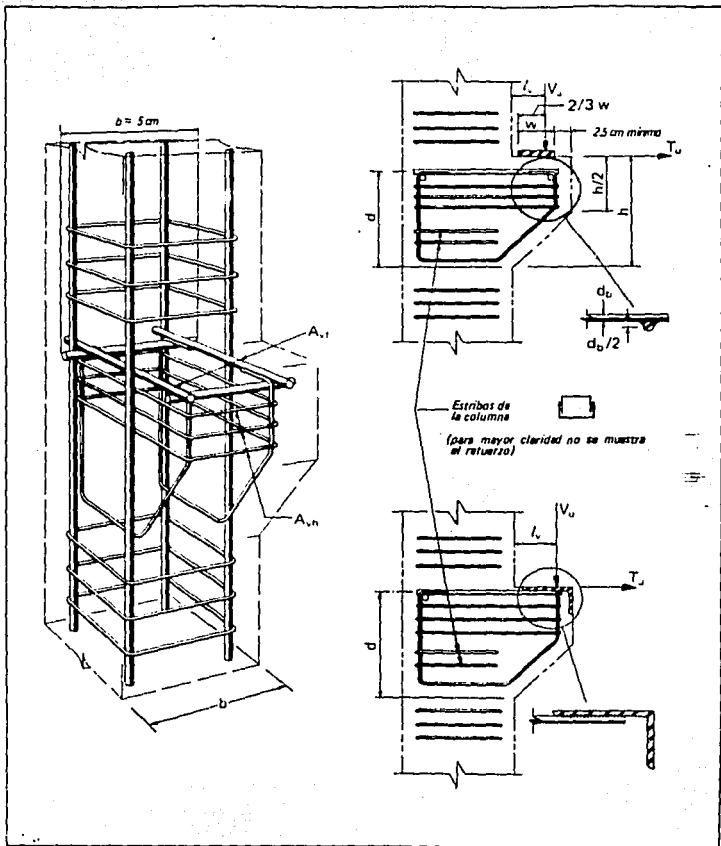


FIGURA 2-3. MENSULA DE CONCRETO (CORNISA).

FALLA DE ORIGEN

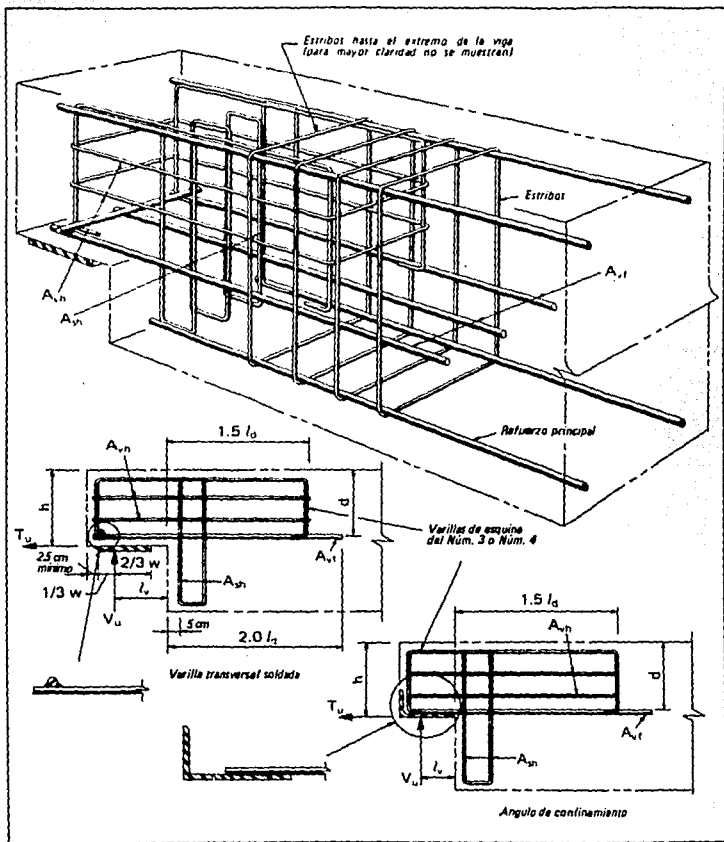


FIGURA 2-4. REFUERZO PARA VIGAS DE EXTREMO
DESBASTADO.

FALLA DE ORIGEN

2.5.3 Perfiles de acero estructural empotrados (figura 2-5).

Todos los perfiles estructurales empotrados deberán diseñarse de acuerdo con las últimas especificaciones AISC, así mismo en este punto solamente se mencionará una breve explicación de los perfiles empotrados, y en caso de requerir mayor información se recomienda consultar las normas AISC.

Los perfiles de acero estructural empotrados en columnas o miembros prefabricados consisten normalmente en vigas de patines anchos, canales o placas verticales. El comportamiento y las consideraciones de diseño son básicas para todos los perfiles de acero estructural empotrados haciendo caso omiso del perfil estructural empleado.

Para los perfiles estructurales típicos empotrados en una columna o cualquier otro miembro de un sólo lado, la capacidad máxima del concreto se determina de:

$$V'_u = (\phi f'_c b l_v) / (3 + 4 (l_v / l_u)) \quad (2-9)$$

en donde $\phi = 0.85$.

La capacidad en carga última de una unión puede incrementarse adicionando ángulos, placas o cualquier otra pieza para incrementar el ancho efectivo b del perfil empotrado. La fuerza horizontal T_u , en caso de presentarse, puede soportarse mediante conectores de perno o refuerzo soldado, si el refuerzo último de adherencia sobre el perímetro del perfil estructural excede de 18 kg/cm^2 .

Para los perfiles de acero estructural empotrados que se proyecten a una distancia igual al lado de una columna u otro miembro prefabricado, y cargado aproximadamente en forma simétrica, puede determinarse la capacidad última del concreto de la siguiente fórmula:

$$V'_u = (\phi f'_c b l_v) / 3 \quad (2-10)$$

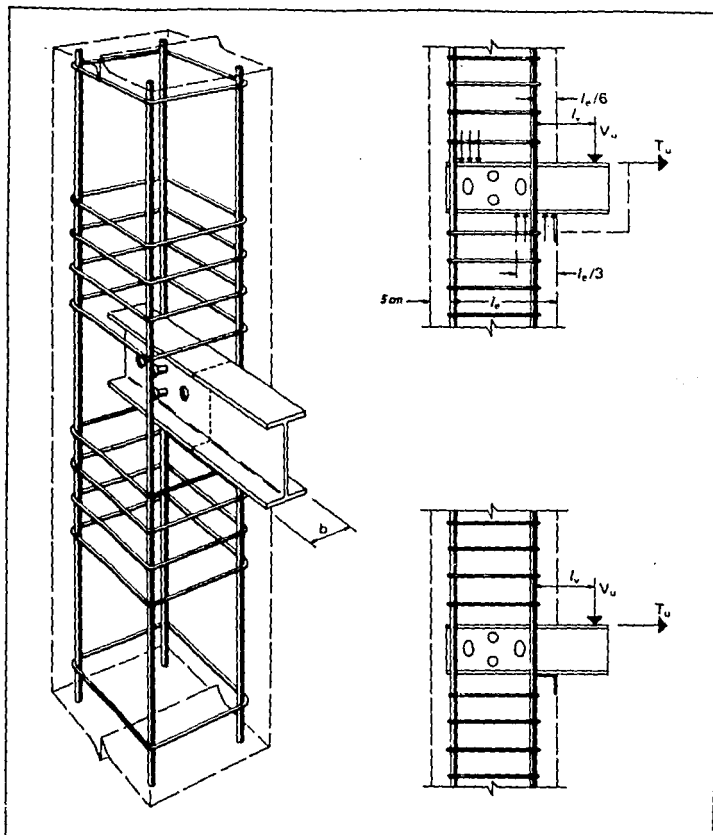


FIGURA 2-5. PERFIL EMPOTRADO DE ACERO ESTRUCTURAL.

FALLA DE ORIGEN

en donde $\phi = 0.85$.

Una capacidad adicional de los perfiles estructurales empotrados puede obtenerse soldando suficiente refuerzo a estos perfiles, para que tomen aquella parte de la carga última que exceda la que toma el concreto. Se supone que el bloque del esfuerzo de compresión en carga última, tiene un ancho b y una profundidad igual a $1/3$ de la longitud empotrada l_e .

Los perfiles estructurales empotrados en un miembro prefabricado con menos de 90 cm de concreto arriba o abajo de la pieza empotrada pueden requerir un confinamiento adicional o un refuerzo de anclaje para tener la seguridad que por aplastamiento, el concreto puede desarrollar $0.85f'_c$ en condiciones de carga última.

Los perfiles empotrados como las "T" estructurales o cualquier otro miembro de patín sencillo necesitan la revisión de los patines al esfuerzo último por flexión local, debido a los elevados esfuerzos de aplastamiento.

2.5.4 Transferencia de cortante de diafragma.

La transferencia del cortante de diafragma de las unidades de losa de pisos y techos típicos prefabricados, puede efectuarse por dos métodos generales. Uno, consiste en placas soldadas empotradas en los patines de 40 y 50 mm de los miembros con alma prefabricados; el otro consiste en ranuras rellenas de lechada.

La transferencia de cortante por medio de las placas empotradas y varillas de refuerzo No. 4 soldadas a ellas deberá basarse en una capacidad máxima al cortante de 5,500 kg. Esta capacidad podrá reducirse apropiadamente si existen cargas perpendiculares al plano de corte.

El cortante último de diafragma logrado por las ranuras

rellenas de lechada (figura 2-6) - $f'c$ del mortero = 175 kg/cm²
mínimo - puede determinarse de:

$$A_{ds} = F_d / (\phi \mu f_{yt}) \quad (2-11)$$

en donde $\phi = 0.85$.

El valor del esfuerzo último por cortante en la ranura rellena de lechada, V_u , no deberá exceder 6 kg/cm² sobre un plano de agrietamiento a resultas de F_{ly} o F_{lx} .

El recubrimiento superior de concreto, adherido a los patines o a los miembros con alma o a las losas planas o de alma hueca, puede servir como una unión de diafragma. Los esfuerzos que resistan en el recubrimiento superior perpendicular a la unión entre los miembros, puede determinarse de la ecuación (2-11) usando $\mu = 1.4$. La separación del recubrimiento con respecto a las losas, deberá revisarse cuando se diseñen para F_dz también puede ser resistido por placas empotradas en las losas. La resistencia última de las placas que resisten F_{ds} puede determinarse de la ecuación (2-11) usando $\mu = 1.0$ y revisando d_n por medio de la ecuación (2-27).

2.6 FUERZAS POR CAMBIO VOLUMETRICICO.

Las fuerzas de compresión o de tensión dentro de una conexión pueden resultar ya sea de una carga axial o de un momento flexionante aplicado a la conexión. Estas fuerzas pueden transferirse por medio de soldadura, postensado, refuerzo traslapado, varillas y perfiles de acero estructural empotrados.

Una de las principales causas de la carga axial en las uniones, es el cambio de volumen. Por lo tanto, se deben de considerar todos los cambios potenciales de volumen axial, y su efecto sobre la resistencia de las uniones.

Las fuerzas de cambio de volumen de los miembros dentro de la estructura provienen de la restricción a la fluencia, contracción

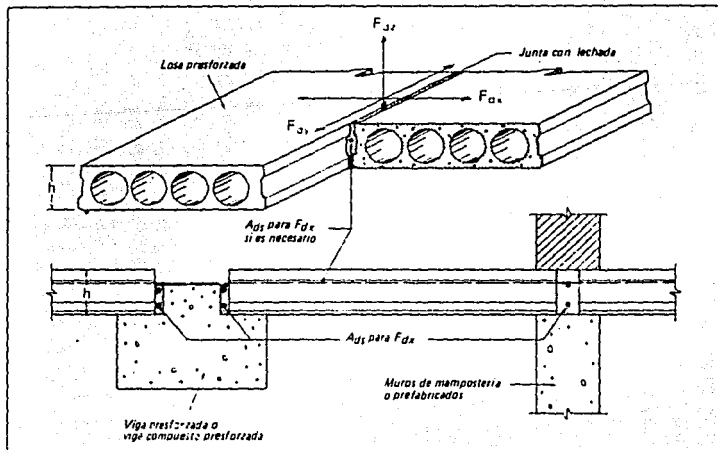


FIGURA 2-6. CORTANTE DE DIAFRAGMA CON CUÑEROS RELLENOS DE LECHADA.

FALLA DE ORIGEN

o movimientos térmicos. En general, es mejor sobreestimar dichas fuerzas en vez de subestimarlas.

2.6.1 Contracción. El acortamiento axial total de cualquier miembro debido a la contracción puede estimarse de:

$$\Delta e_p = [(K_m e_p t_2 - (K_m e_p t_1)]$$

(2-12)

en donde t_1 se refiere al tiempo inicial en días, generalmente cuando se hace la conexión, y t_2 se refiere a una edad posterior cuando los resultados volumétricos adicionales ya no tienen importancia.

2.6.2 Fluencia. El comportamiento axial total independiente de cualquier miembro debido a la fluencia producida por fuerzas de presfuerzo o cargas de compresión axial se puede estimar a partir de:

$$\Delta e_t = K_p [(K_m e_c) t_2 - (K_m e_c) t_1]$$

(2-13)

2.6.3 Temperatura. El incremento o disminución por unidad de longitud debido a cambios de temperatura puede estimarse a partir de:

$$\Delta e_t = C(\Delta^\circ C)$$

(2-14)

en donde $C = 10.8 \times 10^{-6}$ cm/cm $^\circ C$ para concreto de peso normal y

9×10^{-6} cm/cm por °C para concreto estructural ligero.

2.6.4 Acortamientos aproximados por cambio de volumen. Si no se elabora un análisis exacto por cambios de volumen en estructuras de naves industriales, los valores de la siguiente tabla, representan aproximadamente las deformaciones unitarias de acortamiento para miembros individuales sin empotrar, tomando en cuenta fluencia, contracción y cambio de temperatura. Los valores de la tabla están basados en la relación de un esfuerzo (P/A) a la resistencia del concreto (F'_{ci}) al momento de esforzarlo, igual a 0.25 y una reducción promedio en longitud para una disminución aproximada de temperatura de 1°C. El factor de masa es la relación del área de la sección transversal al perímetro expuesto (relación de volumen a superficie).

TABLA 2-3

Factor de masa, cm	Deformación en el concreto de peso normal, cm/cm	Deformación en el concreto ligero, cm/cm
25	0.00062	0.00081
38	0.00067	0.00089
50	0.00069	0.00091
75	0.00080	0.00105
100	0.00086	0.00113
125	0.00089	0.00116
150	0.00089	0.00116

2.7 SOLDADURA DE LAS BARRAS DE REFUERZO.

La soldadura del refuerzo proporciona un medio práctico para formar una unión para diversas fuerzas, la soldaduras que se lleven a cabo con las recomendaciones siguientes, darán como resultado uniones seguras y predecibles. Cabe destacar, que dependiendo del contenido de carbono y manganeso del refuerzo, se requerirán procesos especiales de soldadura.

2.7.1 Recomendaciones. Se recomienda que solamente se suelden varillas de refuerzo del Grado 40 o Grado 60 con un contenido de carbono que no exceda 0.50 por ciento y contenidos de manganeso que no excedan 1.30 por ciento (A menos que se especifiquen requisitos diferentes en el proyecto). Deberán emplearse solamente electrodos de bajo hidrógeno, AWS clase E7015 o E7016. Un efecto principal de la soldadura lo representa una reducción en la resistencia a la tensión. La resistencia a la ruptura de cualquier varilla de refuerzo soldada se determina por:

$$T_w = \phi (1,761) l_w t_w \quad (2-15)$$

en donde $\phi = 0.70$

La soldadura del refuerzo no deberá hacerse a una distancia menor de 20 cm de cualquier dobles en frío.

Cuando se requiera un precalentamiento éste deberá hacerse en tal forma que la superficie en la cual se deposita la soldadura esté a una temperatura igual o superior a la de precalentamiento.

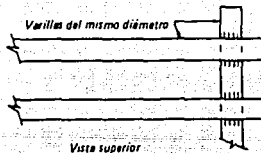
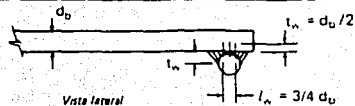
También se requiere el precalentamiento, para una distancia de 8 cm del punto de soldadura, tanto lateralmente como al frente de la soldadura.

No deberá permitirse la soldadura por puntos, de cualquier varilla de refuerzo en uniones de campo a menos de que se indique en el diseño.

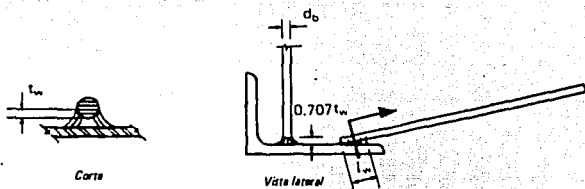
2.8 UNIONES TRASLAPADAS DE REFUERZO.

En esta sección se tratarán los requisitos de traslape de tensión, traslape de compresión y el refuerzo de confinamiento para asegurar que se desarrolle la eficiencia del traslape.

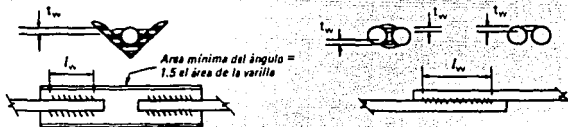
2.8.1 Longitud de desarrollo en tensión. La longitud de desarrollo para las varillas del No. 11 y menores, empotradas en



(a) ANCLAJE DE LAS VARILLAS TRANSVERSALES SOLDADAS



(b) REFUERZO SOLDADO A LA PLACA O ANGULO



(c) VARILLAS DE REFUERZO SOLDADAS ENTRE SI

FIGURA 2-8. SOLDADURA DE LOS REFUERZOS.

FALLA DE ORIGEN

concreto de peso normal se proporcionan mediante:

$$l_d = 0.0594 A_b f_y / \sqrt{f'c} \quad (2-16)$$

La longitud de desarrollo mínima no deberá ser menor de 0.000569 $d_b f_y$ ó 30 cm. La longitud de desarrollo para concreto ligero de arena, deberá incrementarse en un 18 por ciento sobre el que se necesita para el concreto normal. Las varillas de lecho superior se deberán incrementar de l_d a $1.4l_d$.

2.8.2 Longitud de desarrollo en compresión. La longitud de desarrollo mínima se determina de:

$$l_d = 0.0755 d_b f_y / \sqrt{f'c} \quad (2-17)$$

La longitud de desarrollo mínima no deberá ser menor de 0.00427 $d_b f_y$ ó 20 cm.

2.8.3 Refuerzo de confinamiento del traslape (Figura 2-9).

Se podrá proveerse el refuerzo de confinamiento del traslape para asegurar la eficiencia del traslape de refuerzo. El refuerzo de confinamiento para varillas de traslape deberá calcularse por medio de:

$$A_c = (A_b f_y) / (\mu f_{yt}) \quad (2-18)$$

en donde μ se define en la tabla 2-2.

Las uniones de traslape de tensión o longitudes de desarrollo, pueden disminuir su longitud a 0.75 de la requerida por la ecuación (2-16), cuando las varillas estén unidas por una espiral que tenga un paso de 10 cm o menor y hecha con refuerzo con un diámetro mínimo de 6 mm.

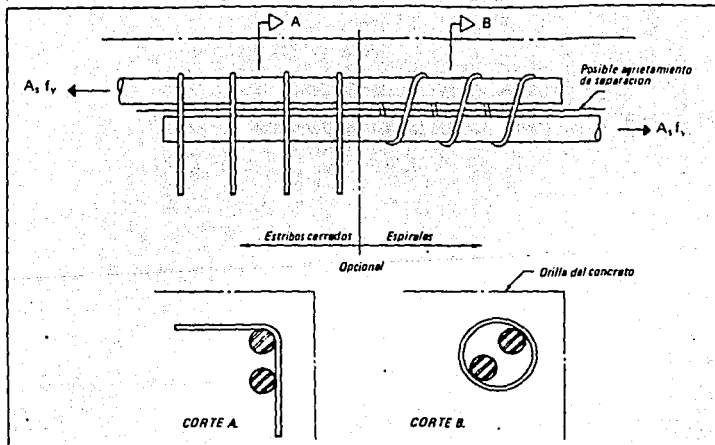


FIGURA 2-9. REFUERZO DE CONFINAMIENTO PARA UNIONES TRASLAPADAS.

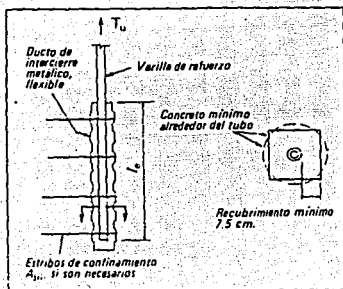


FIGURA 2-10. CONEXION DE TUBO CON INYECCION DE LECHADA.

FALLA DE ORIGEN

Las uniones de traslape o la longitud de desarrollo de las varillas de compresión puede reducirse a 0.75 de la requerida por la ecuación (2-17), cuando el refuerzo esté unido por espirales que tengan un paso de 10 cm o menor, y estén hechas con refuerzo con un diámetro mínimo de 6 mm.

Si se une la mitad o menos de las varillas dentro de la longitud de traslape requerida al máximo esfuerzo de tensión, la longitud del traslape será de $1.3 l_d$. Si están unidas más de la mitad de las varillas dentro de la longitud requerida de traslape al esfuerzo máximo de tensión, la longitud de traslape deberá ser de $1.7 l_d$.

El traslape o longitud de desarrollo para varillas en paquete, deberá ser la necesaria para el diámetro de una de las varillas, incrementado en un 20 por ciento para un paquete de 3 varillas y 33 por ciento para un paquete de 4 varillas.

2.9 RESISTENCIA DE REFUERZO EN LECHADEADO.

2.9.1 Resistencia última de la conexión (ver figura 2-10).

Las varillas de refuerzo empotradas en un ducto de intercierre, flexible, metálico, brillante, relleno de mortero de cemento, puede servir como una conexión para columna a cimentación, columna a columna o para otras conexiones del tipo de tensión o compresión.

Para las varillas de refuerzo del No. 8 y menores, con inyección de lechada, en que la varilla sea forzada dentro del ducto flexible relleno de lechada, la longitud de empotramiento deberá determinarse de:

$$l_v = \frac{A_v F_y}{\Phi \Sigma_0 (84.51)} \geq 150 \text{ mm}$$

en donde $\phi = 0.85$

2.9.2 Limitaciones. El recubrimiento de concreto alrededor del ducto flexible de interconexión deberá ser de 75 mm. Así mismo, el ducto de acero metálico brillante de interconexión usado para recibir la inyección de lechada deberá tener un espesor de pared mínimo de 0.6 mm.

El material de la inyección deberá tener una resistencia última a la compresión de 420 kg/cm².

El refuerzo de confinamiento que consiste de una espiral o estribo puede determinarse por medio de:

$$A_{sh} = (A_c f_y) / (\mu f_{yp}) \quad (2-20)$$

en donde μ se obtiene de la tabla 2-2.

Este refuerzo puede ser necesario para impedir fallas de separación o de unión entre el ducto flexible y el concreto circundante.

2.10 FRICCIÓN ENTRE LOS MATERIALES DE LAS UNIONES.

La fricción es importante entre los materiales de construcción que se usan en las conexiones, para determinar la resistencia al deslizamiento debido a movimientos de cambio de volumen y a los efectos de cargas y fuerzas. La fuerza máxima desarrollada por fricción estática puede determinarse de:

$$F_s = \mu_s V_u \quad (2-21)$$

Los coeficientes estáticos de fricción μ_s se proporcionan en la tabla 2-4. Los valores presentados son para condiciones secas.

Tabla 2-4.

Material	μ_a
Elastomérico a acero o concreto	0.7
Tela de lona de algodón laminada, a concreto	0.6
Lámina de fibra a concreto	0.5
Concreto a concreto	0.8
Concreto a acero	0.4
Acero a acero (no oxidado)	0.25
TFE a TFE (tetrafluoretileno)	0.25

2.11 CONEXIONES DE BASES DE COLUMNAS.

Las conexiones de bases de columnas experimentan dos fases de carga crítica, una al montaje y la otra la de la carga completa de diseño. Diversos tipos de conexiones de base de columna utilizan placas de acero. Las placas de base de columna pueden ser más grandes, iguales o menores que la sección transversal de la columna. Se debe utilizar una inyección de lechada sin contracciones para rellenar el espacio libre abajo de la placa de base.

Cabe destacar en este punto, que el cortante en la columna, ya sea en la base o en la parte superior, puede analizarse por el método de fricción de cortante, antes expuesto; tomando en cuenta que el esfuerzo último por cortante de la placa de base para acero A-36 no deberá exceder de 1,380 kg/cm².

2.11.1 Diseño de montaje de las placas de base mayores que la sección transversal de la columna (figura 2-11).

El sistema más utilizado para conectar la columna a la zapata o pila, es el sistema de doble tuerca e inyección de lechada.

Puede presentarse una condición crítica cuando la columna se soporta por medio de los pernos de anclaje antes de colocar la inyección de lechada. A veces se utilizan las placas de fijación, similares a las que se usan en la construcción de acero, sin embargo, esto requiere que la placa de base de la columna se enderece después de haber recortado la placa de la base.

Para el caso en que los pernos de anclaje estén en compresión, el espesor de la placa de base requiere satisfacer la condición de carga última a la flexión que puede determinarse por medio de la siguiente expresión:

$$t = \frac{1}{\Phi} \sqrt{\frac{(\Sigma P) 4 X_c}{b f_y}}$$

(2-22)

en donde $\Phi = 0.90$.

Para el caso en que los pernos de anclaje de la columna estén trabajando en tensión, el espesor de la placa de base para la flexión máxima debe determinarse de:

$$t = \frac{1}{\Phi} \sqrt{\frac{(\Sigma P) 4 X_t}{b f_y}}$$

(2-23)

en donde $\Phi = 0.90$.

2.11.2 Diseño para el montaje de placas de base iguales o menores a la sección transversal de la columna.

En este caso, son posibles muchas variaciones. Para el caso general, deben aplicarse las relaciones (2-22) y (2-23) excepto que x_t y x_c se miden de la línea de centro del perno de anclaje a la

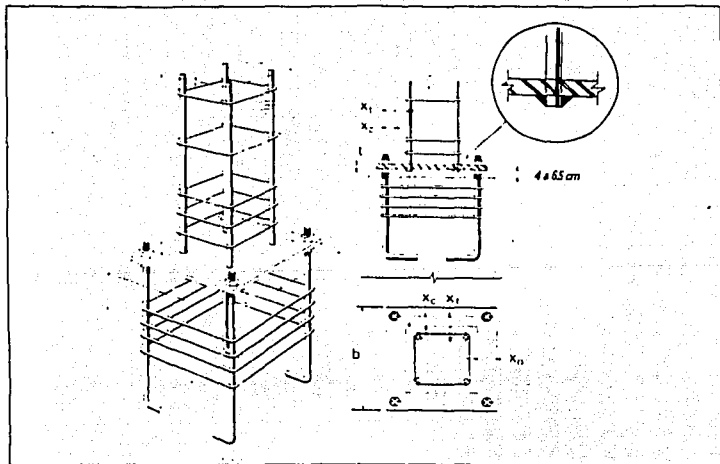


FIGURA 2-11. PLACAS DE BASE DE COLUMNA MAYORES QUE LA SECCION TRANSVERSAL DE LA COLUMNA.

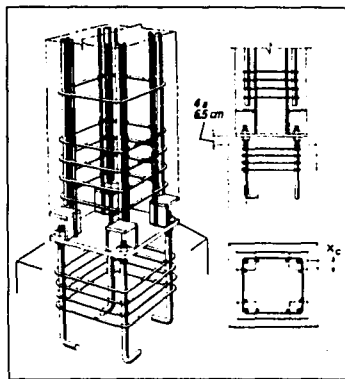


FIGURA 2-12. PLACAS DE BASE DE COLUMNA IGUALES O MENORES QUE LA SECCION TRANSVERSAL DE LA COLUMNA.

FALLA DE ORIGEN

cara del ángulo (ver figura 2-12).

2.11.3 Diseño de placas de base para cargas finales.

Las condiciones de control para el espesor de la placa de base pueden ser las mismas que para el montaje, como resultado de las cargas, ya sean de tensión o de compresión sobre pernos de anclaje. Además, los esfuerzos de aplastamiento en la superficie de contacto de la placa de base y la inyección de lechada puede controlar el espesor de la placa. Para el caso en que el espesor de la placa se controle por esfuerzos uniformes de aplastamiento, el espesor t de la placa de base puede determinarse de:

$$L = \frac{N_0}{\Phi} \sqrt{\frac{2f_{bu}}{f_y}}$$

(2-24)

en donde $\Phi = 0.90$

2.11.4 Pernos de anclaje.

El diámetro y la longitud de los pernos de anclaje dependen generalmente de las cargas de montaje que se les impongan. Bajo ciertas condiciones, las cargas finales en el lugar pueden ser críticas para determinar el tamaño del perno de anclaje.

La longitud del perno de anclaje depende del tipo de carga. Para las cargas de tensión la profundidad del perno de anclaje o su longitud en el concreto puede ser tal que el concreto desarrolle la resistencia deseada del perno de anclaje. Para las cargas de compresión, la fuerza en el perno de anclaje se transmite mediante la combinación de adherencia y aplastamiento sobre la proyección del gancho del ancla o aplastamiento sobre la cabeza del perno si no existe un gancho. El esfuerzo último de adherencia para pernos de anclaje, no debe exceder 18 kg/cm^2 . El máximo esfuerzo de

aplastamiento del perno de anclaje confinado en la proyección del gancho (gancho de 5 a 10 cm) o cabeza de perno no deberá exceder de 0.85 f'c.

El diámetro del perno de anclaje deberá seleccionarse para satisfacer las condiciones de todas las cargas axiales, el pandeo del perno de anclaje antes de colocar la inyección de lechada y, si es necesario, la carga axial sobre el perno después de haber colocado la inyección. Al considerar las condiciones de carga axial, generalmente ejerce control al área neta de las roscas.

El refuerzo de confinamiento designado por la ecuación (2-18) deberá colocarse alrededor de los pernos de anclaje empotrados en pilas o muros. Deberá colocarse un mínimo de 4 estribos del No. 3 a 75 mm entre centros cerca de la superficie de la pila, además de la cantidad normal de estribos.

Frecuentemente se usan los pernos de anclaje colocados por medio de taladramientos (pernos de expansión); para cumplir con los requisitos de carga, se deberá usar los valores de diseño basados en los datos suministrados por los fabricantes, considerando plenamente las distancias a la orilla y espaciamientos.

2.12 CONEXIONES PARA RESISTIR MOMENTOS.

La función de una conexión para momento, es proporcionar momentos resistentes dentro de ésta por medio de un par de tensión y compresión, un par de cortante u otro par de fuerzas. Otros aspectos del diseño de conexiones para momento, son las consideraciones secundarias para impedir el agrietamiento indeseable, proporcionar refuerzo de confinamiento y revisar el apoyo del anclaje.

2.12.1 Conexiones postensadas (ver figura 2-13).

Una elevada resistencia para momentos se puede proporcionar por medio de conexiones postensadas. Las consideraciones

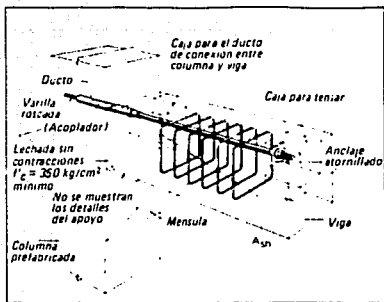


FIGURA 2-13. CONEXION PARA MOMENTO POSTENSADA.

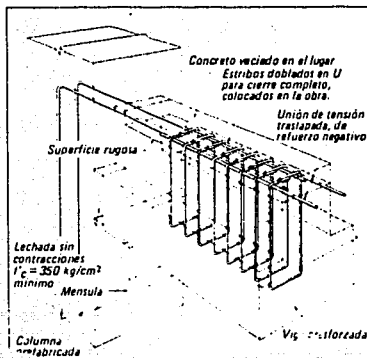


FIGURA 2-14. CONEXION PARA MOMENTO CON REFUERZO DE ACERO DULCE.

FALLA DE ORIGEN

importantes secundarias son apoyos satisfactorios de anclajes, anclajes con pernos que no se deslicen, ubicación de anclajes, para fácil acceso, perfil de tendones postensados, inyección de lechada que no sufra contracciones en las superficies de contacto de las conexiones y refuerzos de confinamiento. A partir de las expresiones de fricción por cortante y de aplastamiento, se puede determinar las cargas y relaciones sobre las conexiones.

2.12.2 Conexiones de concreto reforzado (ver figura 2-14).

Las consideraciones importantes de diseño secundario en las conexiones reforzadas, para momentos normales es impedir que el agrietamiento indeseable afecte el comportamiento de la conexión. Por lo tanto, tomando en cuenta la fricción por cortante, la soldadura de las barras de refuerzo y las uniones traslapadas de refuerzo, será suficiente para el diseño de este tipo de conexiones.

2.13 DISEÑO COMPUESTO.

El comportamiento real del diseño compuesto requiere una solución para resistencia última. Basicamente, la fuerza última de compresión en el concreto arriba de la superficie de contacto debe transferirse por cortante horizontal en la superficie de contacto.

Por lo tanto, las relaciones de fricción por cortante antes expuestas, nos proporcionan las relaciones de diseño final. Los estribos para cortante compuesto empotrados en el miembro prefabricado, prevén que la fuerza normal desarrolle la fuerza requerida de fricción del concreto.

El área total, A_{cs} del refuerzo compuesto puede distribuirse uniformemente desde el punto de momento máximo a momento nulo, o de acuerdo con el diagrama de cortantes, debiendo determinarse por:

$$A_{cs} = C_u / (\Phi \mu F_y) \quad (2-25)$$

donde $\phi = 0.85$

Si C_u/A_{cr} no excede de 6 kg/cm^2 , no se requiere A'_{cs} excepto si puede necesitarse para impedir la separación en la dirección vertical.

2.14 PERNOS E INSERTOS VACIADOS EN EL CONCRETO.

Los pernos e insertos empotrados en el concreto pueden dividirse en dos categorías, en aquellas que resisten al cortante y aquellas que resisten la tensión directa.

Las relaciones de diseño que se presentan en los siguientes párrafos, son para concreto de peso normal. Si se usa concreto ligero, las capacidades máximas del concreto deberán reducirse a 0.85 de los valores del concreto de peso normal.

2.14.1 Correctores de pernos soldados. El esfuerzo último de extracción de los pernos, está controlado por el concreto que los circunda (ver figura 2-15). P'_{uc} puede determinarse de:

$$P'_{uc} = 4.72 \phi (l_e + d_n) \sqrt{f'c l_e} \quad (2-26)$$

en donde $\phi = 0.85$.

La ecuación anterior representa el caso en que se desarrolla un cono completo de cortante en el concreto. Para los pernos colocados cerca de las orillas libres, o con separadores menores a $(2l_e + d_n)$, la capacidad P'_{uc} deberá reducirse en proporción directa a la relación del área de superficie reducida del cono parcial, al área de superficie completa de cono de cortante (A_{pc}/A_c).

Los pernos empotrados en regiones de agrietamiento por flexión, tendrán una reducción en su capacidad debido a las grietas. Las pruebas hechas en laboratorio, indican que es razonable una reducción del 10 por ciento.

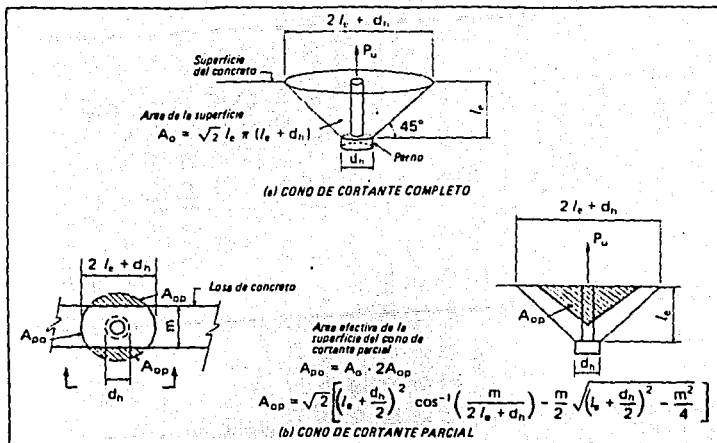


FIGURA 2-15. CONECTORES DE PERNO CON CABEZA SOLDADA.

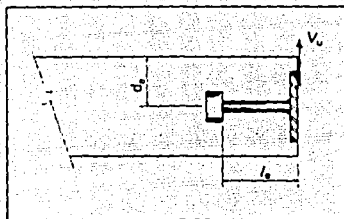


FIGURA 2-16. CONECTOR DE PERNO CERCA DE LA ORILLA DEL MIEMBRO.

FALLA DE ORIGEN

La capacidad última al cortante de los pernos de cabeza unidos a la placa de conexión se controla, ya sea por las propiedades del perno, o bien por la distancia a la orilla del concreto si no existen cargas de tracción directa (ver figura 2-16). La capacidad última al cortante del concreto del cono, cuando éste se encuentra a 4 l_v de una orilla libre, se puede determinar por:

$$V'_{uc} = \phi (446 d_n - 1589) \quad (2-27)$$

donde $\phi = 0.85$.

La máxima resistencia del concreto al cortante V'_{uc} de un perno unido a una placa, puede determinarse por el concepto de fricción por cortante proporcionado en la ecuación (2-28), siempre que se cumplan las demás condiciones del concreto y acero V'_{uc} no puede ser mayor que P'_{un} calculada por la ecuación (2-26).

$$V'_{uc} = \phi A_n (0.9) f_{un} \quad (2-28)$$

en donde $\phi = 0.85$.

La máxima capacidad del concreto para una carga combinada de tensión y cortante de los pernos con cabeza unidos a la placa de conexión puede determinarse de:

$$[P_u / P'_{uc}]^{4/3} + [V_u / V'_{uc}]^{4/3} \leq 1 \quad (2-29)$$

La capacidad última a la tensión de los pernos, exclusiva de la resistencia del concreto puede calcularse de:

$$P'_{un} = 0.9 A_b f_{un} \quad (2-30)$$

La capacidad máxima al cortante de los pernos exclusiva de la resistencia del concreto puede calcularse de:

$$V'_{us} = 0.75 A_b f_{us} \quad (2-31)$$

Los pernos con cabeza sujetos a cargas combinadas de tensión y cortante deben cumplir con:

$$[P_u / P'_{un}]^2 + [V_u / V'_{un}]^2 \leq 1 \quad (2-32)$$

La resistencia a la fluencia de los pernos con cabeza puede tomarse como $0.90 f_{pu}$.

El espesor de la placa a la cual se unen los pernos, no deberá ser menor de $3/4$ de diámetro de éstos.

2.14.2 Anclas de varillas corrugadas. La longitud de desarrollo en condiciones últimas para las anclas de varillas corrugadas debe determinarse de:

$$l_d = (0.113 d_b f_y) / \sqrt{f'c} \quad (2-33)$$

l_d para anclas de varillas corrugadas con f_y mayor de 4200 kg/cm^2 deberá multiplicarse por $[2 - (4200/f_y)]$. Las anclas de varillas corrugadas colocadas horizontalmente en tal forma que se encuentren más de 30 cm abajo de ellas, deberá considerarse como varillas de lecho superior, y l_d deberá multiplicarse por 1.4 .

Las anclas de varillas corrugadas deberán tener un recubrimiento mínimo de concreto de 15 mm cuando se empotren en concreto que no esté expuesto al terreno o a la intemperie, y de 30 mm cuando el concreto esté expuesto al terreno o a la intemperie. El espaciamiento mínimo no será menor que el diámetro nominal de la varilla ni de 25 mm .

Las anclas de varillas corrugadas que tengan un f_y de 4930 kg/cm^2 y que no se consideren como varillas ubicadas en el lecho superior, l_d deberá calcularse con la siguiente expresión:

$$l_d = (637.7 d_b) / \sqrt{f'c} \quad (2-34)$$

2.14.3 Insertos de concreto (ver figura 2-17).

Para el caso en que se desarrolle un cono total de cortante por tensión, la resistencia última del concreto a la tensión por extracción P'_{uc} deberá calcularse de:

$$P'_{uc} = \phi 1.06 A_g \sqrt{f'_c} \quad (2-35)$$

en donde $\phi = 0.85$.

Si el inserto se localiza cerca de una orilla libre o el espaciamiento de centro a centro de los insertos es menor, que $2l_d$, permitiendo que se desarrolle solamente un cono parcial de cortante, P'_{uc} deberá reducirse en proporción directa a la relación del área de la superficie reducida del cono de cortante parcial, al área de la superficie del cono total de cortante (A_{ps}/A_g).

Los insertos empotrados en regiones de agrietamiento por flexión, tendrán una reducción de capacidad debida a las grietas. Las pruebas en laboratorio indican una reducción razonable del 10 por ciento.

Las pruebas de cortante en insertos en una relación e_v/e_c de 0.3, muestran que la resistencia máxima al cortante del concreto V'_{uc} excede P'_{uc} . La resistencia última al cortante del concreto P'_{uc} , puede suponerse igual a P'_{uc} cuando $d_v > 4l_d$. La resistencia última al cortante del concreto de un inserto cargado de una orilla libre, (menor a $4l_d$) deberá determinarse de la ecuación (2-27).

Las capacidades últimas del acero a la tensión y cortante para los insertos, deberá basarse en informaciones suministradas por los fabricantes.

2.14.4 Insertos de cuña (ver figura 2-18).

La capacidad última al cortante de los insertos de cuña de hierro maleable que se usen en combinación con ángulos para

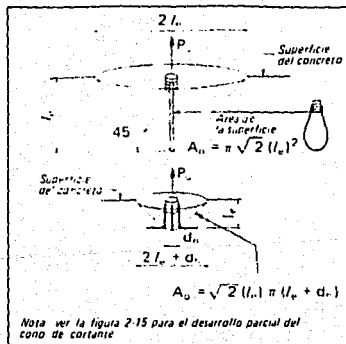


FIGURA 2-17. INSERTOS DE ANILLETA.

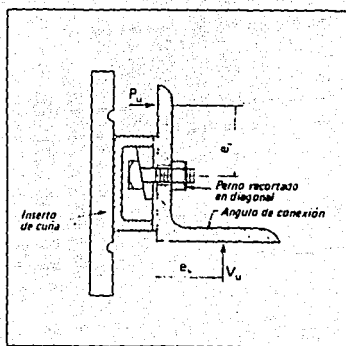


FIGURA 2-18. INSERTOS DE CURA.

FALLA DE ORIGEN

conexión, deberá determinarse con la siguiente fórmula:

$$V'_{ue} = \phi 2270 [2.5 - (e_v/e_c)] \quad (2-36)$$

donde $\phi = 0.85$.

Esta ecuación está basada en datos desarrollados con 350 kg/cm² de concreto de peso normal. La superficie del concreto que circunda el inserto de cuña deberá ser lisa y plana, para asegurar que el ángulo de conexión se apoye contra el concreto. Para lograr esto, se recomienda que el cuerpo del inserto de cuña se remeta de 3 a 6 mm abajo de la superficie de concreto.

El tamaño mínimo del perno será de 20 cm y las capacidades de cortante y tensión de los pernos deberán revisarse para tener la seguridad que exceden el valor determinado por la ecuación (2-36).

La relación máxima de e_v/e_c , para insertos de tipo de cuña no deberá exceder de 1.0.

2.15 ANGULOS DE CONEXION.

Los ángulos de conexión se usan generalmente como un dispositivo de soporte de cortante o para resistir las cargas de compresión o tensiones laterales.

2.15.1 Angulos de conexión cargados al corte (ver figura 2-19).

El espesor de la pata del ángulo para ángulos sin cartabones para capacidad máxima de tensión por carga puede determinarse de la siguiente expresión:

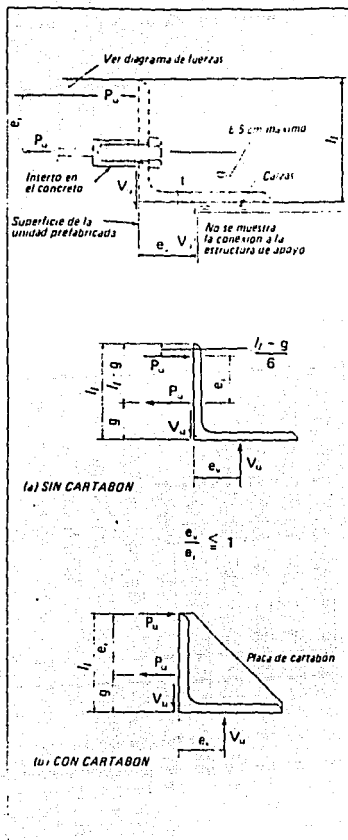


FIGURA 2-19. ANGULOS DE CONEXION ATORNILLADOS CARGADOS EN CORTANTE.

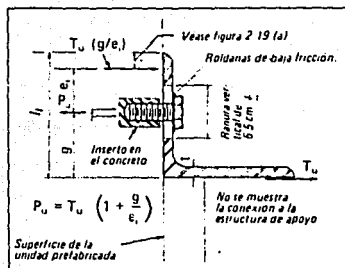


FIGURA 2-20. ANGULOS DE CONEXION ATORNILLADOS CARGADOS EN TENSION O COMPRESION.

$$t = \frac{1}{\Phi} \sqrt{\frac{4 V_u e_v}{f_y b}}$$

(2-37)

en donde $\Phi = 0.90$.

El esfuerzo último por cortante para el acero A36 no deberá exceder $1,380 \text{ kg/cm}^2$ en la sección transversal que resiste el corte.

Para el diseño general, deberán añadirse 13 mm al e_v especificado para obtener el e_v de diseño mínimo.

Si el ángulo para cortante está fijado por medio de pernos al miembro prefabricado, la relación de diseño e_v/e_s no deberá exceder 1.0. Se recomienda que el orificio del agujero para el perno en la pata vertical del ángulo de los ángulos atornillados no sea mayor de 65 mm. La carga de ruptura a la tensión del perno puede calcularse de:

$$P_u = V_u (e_v / e_s) \quad (2-38)$$

La soldadura entre los ángulos de soporte por cortante para unidades prefabricadas, deberá diseñarse para todas las cargas combinadas de cortante y tensión.

Se recomienda que se usen solamente dos ángulos para apoyo de carga, que sirvan de soporte a cada unidad prefabricada.

2.15.2 Ángulos de conexión cargados lateralmente (ver figura 2-20).

La condición de control es el caso en que la carga lateral se encuentra en el plano de la pata horizontal del ángulo y el ángulo

no tiene cartabón. El espesor del ángulo sin cartabón que satisfaga la flexión máxima para los ángulos atornillados puede determinarse de

$$t = \frac{1}{\phi} \sqrt{\frac{4T_u g}{f_y b}}$$

(2-39)

en donde $\phi = 0.90$.

El esfuerzo cortante último para acero A36 no deberá exceder de 1,380 kg/cm² en la sección transversal que resista el cortante.

Los ángulos soldados a los miembros prefabricados resisten cargas de tensión o compresión por la pata horizontal del ángulo que actúa como una placa. Es forzoso que todas las cargas inducidas por restricción del movimiento relativo entre el miembro prefabricado y el miembro de soporte sean tomadas en cuenta.

CAPITULO 3

DETALLES DE LAS UNIONES

Los detalles que se muestran en este capítulo, representan los tipos de uniones que han sido probadas con mayor éxito bajo condiciones de trabajo. Se pueden tener variaciones en estos detalles, los cuales dependen del tamaño relativo de los miembros que van a ser conectados, del tipo y magnitud de las fuerzas que deben transmitirse, del equipo de montaje disponible, y de la experiencia del fabricante. Al modificar estos detalles de unión debe considerarse en forma importante, además de la integridad estructural, la necesidad de reducir el tiempo en que es ocupado el equipo pesado de montaje. Ya que frecuentemente se observa que es más económico proporcionar material adicional en la unión si el equipo de montaje puede ser desocupado más pronto.

Los arreglos que se muestran son para uniones de bases de columnas (CB), viga a columna (VC), columna a columna (CC), losa a viga (LV), losa a muro (LM), y muro a cimentación (MC). Se recomienda, siempre que sea posible, mantener el mismo tipo de detalles en toda la estructura.

Cabe mencionar, que los fabricantes preferirán ciertos detalles en varias localidades debido a las condiciones atmosféricas, las facilidades de producción, las condiciones de mano de obra y el equipo de montaje disponible.

3.1 UNION BASE DE COLUMNA (CB).

Los detalles CB-1 hasta CB-5 muestran cinco arreglos comunes para las uniones de una columna a una pila de cimentación, una cimentación a muro, una zapata extendida o una cabeza de pilotes. Todos los detalles usan una lechada sin contracciones y un sistema de doble tuerca. Si la unión se hace en la parte superior del muro o de la pila vaciada en la obra, es obligatorio que se coloquen suficientes estribos en la parte superior de la pila o del muro, para confinar los pernos de anclaje.

CB-1. Este detalle tiene una placa de base de dimensiones mayores que la sección transversal de la columna. Usualmente, se usan cuatro pernos de anclaje con doble tuerca, y existe una separación de 50 a 55 mm para la lechada de cemento sin contracciones, entre la parte superior del cimientio y la parte inferior de la placa de base. Los pernos de anclaje están colocados, ya sea en las esquinas o en el centro de los lados, dependiendo de los requisitos de montaje. Los refuerzos de la columna están soldados a la placa de la base.

CB-2. Este detalle tiene una placa que es del mismo tamaño o menor que la sección transversal de la columna y tiene huecos para los pernos de anclaje o desbastes en la base de la columna. Es similar a CB-1, usando el sistema de doble tuerca, lechada de cemento sin contracciones y unión soldada del refuerzo de la columna a la placa. Las dimensiones de la placa de base, son generalmente menores que las de la columna cuando se necesita el tratamiento arquitectónico de la junta. Después del montaje, normalmente se rellenan con lechada los huecos para los pernos de anclaje.

CB-3. Este detalle es un refinamiento de CB-2 debido a que no se usa una placa completa inferior de la base. Un ángulo, generalmente de 13 mm de espesor se deja embebido en las esquinas con una placa de base de 20 mm o mayor, soldada al ángulo. Para

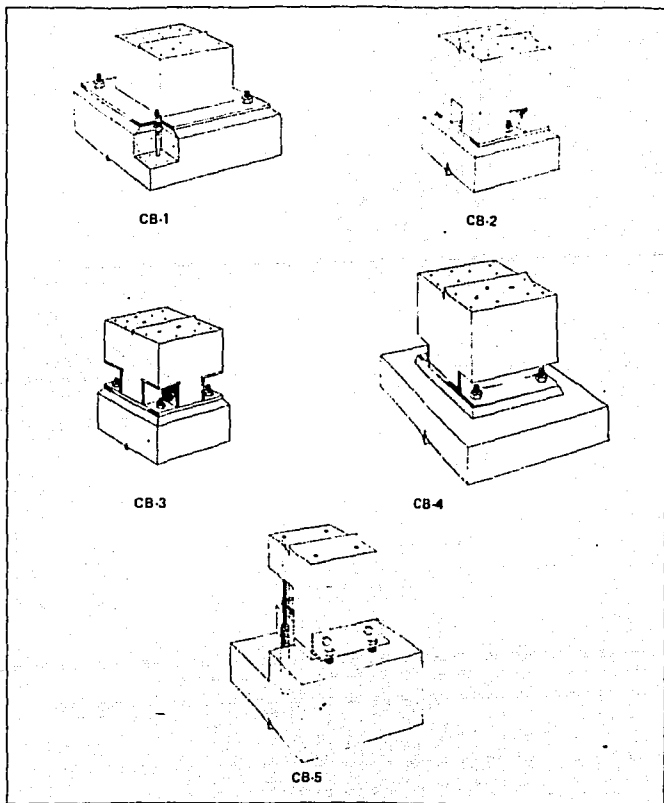


FIGURA 3.1. Conexiones típicas de base de columna

impedir que el concreto llene el hueco formado por el ángulo, se suelda una placa de 3 mm como tapa, en la parte superior del ángulo. Las barras de refuerzo pueden soldarse en la placa inferior o en los lados inferiores de los ángulos, y traslaparse con las barras de refuerzo de las esquinas de la columna que se alinean aproximadamente con la línea central de los pernos de anclaje. Una ventaja de este tipo de detalle es que permite que una placa de base normal se ajuste a diversos tamaños de columnas.

CB-4. En este detalle los ángulos están unidos con soldadura al refuerzo principal o espigas que traslapan con el refuerzo principal. En ocasiones se requiere la instalación de placas planas de base entre los ángulos. Para impedir la rotación, pueden unirse pernos soldados a las patas verticales de los ángulos, o los ángulos pueden fijarse por medio de atiesadores.

CB-5. En este detalle, las barras principales de refuerzo de la columna sobresalen de la parte inferior de la columna y se insertan en el conducto metálico pulido, flexible, relleno de lechada de cemento empotrado en el cimiento. Es necesario un apuntalamiento temporal de la columna hasta que la lechada haya obtenido su resistencia deseada. Un método de contraventear es atornillar un ángulo a los insertos colocados dentro de la columna y la base, tal como se muestra en el dibujo.

3.2 UNIONES DE VIGA A COLUMNA.

Las uniones de tipo VC-1 hasta VC-7 son sólo unas cuantas combinaciones de las uniones que se usan para las vigas a columna, ya que dependiendo de las características de cada obra se puede tener un tipo de unión. Sin embargo, los detalles que se muestran son la base de dichas uniones. Así mismo, todas las vigas que se muestran son rectangulares, aunque pueden ser vigas T o doble T, para estas últimas los detalles son similares, tomando en cuenta solamente el cambio de sección transversal.

VC-1. Este detalle muestra una cornisa o ménsula sin usar una viga con el extremo rebajado como se muestra en VC-3. En este diseño se requieren ángulos de confinamiento y/o amortiguadores de apoyo. El detalle que se muestra es para una condición simplemente apoyada. Puede también usarse para una conexión para momentos que use lechada sin contracciones entre el extremo de la viga y la columna, y que proporcione la transferencia de tensión en la parte superior de la viga.

VC-2. Esta es una variación de VC-1 con la ménsula de concreto reforzado que sobresale de la columna. Se muestra con un amortiguador elastomérico de apoyo y placas tanto en la ménsula como en la viga. Como en VC-1, este detalle se muestra para una condición de apoyos simples, pero puede desarrollarse a una unión para momentos, en caso de ser necesario. Los amortiguadores de apoyo son opcionales, de acuerdo con los requisitos del diseño.

VC-3. Este detalle se llama frecuentemente unión de extremos rebajados y normalmente requiere ángulos de confinamiento debido a los elevados esfuerzos. Para desarrollar este detalle en una conexión que resiste momentos, se requiere lechada no contráctil en dos superficies de contacto diferentes, lo cual es un procedimiento difícil en la obra. La colocación del refuerzo en este detalle es probablemente el más crítico de todos los detalles de viga a columna que se muestran; en ningún lugar debe presentarse un plano de cortante sin reforzar entre el refuerzo de la unión y el acero principal a la flexión.

VC-4. Este detalle se usa frecuentemente cuando se desea ocultar la unión de viga a columna. Se muestra una sección de patín ancho que sobresale de la columna. Pueden usarse otros perfiles de acero estructural, empotrado como vigas-T, canales dobles o placas dobles. Nuevamente como en VC-3 la viga rebajada requiere cuidado en su detalle y colocación del refuerzo, deberán colocarse estribos bastante cercanos, en la columna inmediatamente arriba y abajo del

perfil de acero estructural empotrado.

VC-5. Esta es una unión por medio de espigas con varillas que sobresalen de la columna dentro de ductos o tubos de acero colocados dentro de la viga. Después se llena el tubo, con lechada. Para impedir restricción contra la rotación por cambio de volumen puede colocarse arena u otro material suelto en la parte interior del tubo, antes de colocar la lechada. En temperatura de congelación, es importante impedir que el agua penetre a los tubos antes de la inyección de lechada. En las superficies de apoyo se usan amortiguadores de apoyo, placas de acero o ángulos confinados.

La unión puede hacerse continua colocando refuerzo a la tensión traslapado o soldado similar al que se muestra en VC-6. Las varillas de tensión pueden también colocarse en la parte inferior, o en los desbastes superiores de las vigas.

VC-6. Este detalle es una variación de unión para momentos de VC-5, logrado por varillas de refuerzo soldadas a ángulos. Tiene la ventaja de permitir una extensión futura de la columna, colocando un perno de anclaje o insertos en el concreto vaciado en la obra entre los extremos de las vigas. Cuando se hace esto, las varillas confinadas con estribos de la columna, deberán sobresalir al cerramiento vaciado en la obra de la columna de abajo.

VC-7. Este detalle muestra una varilla recta para postensado que se tensa después de la colocación de la lechada no contráctil, entre la columna y el extremo de la viga. Esto requiere un buen anclaje mecánico para impedir pérdida del esfuerzo de postensado, debido a deslizamiento o asentamiento. También se requiere la colocación apropiada de los estribos de confinamiento para impedir un esfuerzo excesivo del apoyo bajo el anclaje extremo. El tendón podrá también curvarse y anclarse en la parte inferior de la viga, o hacerse continuo a través de ella.

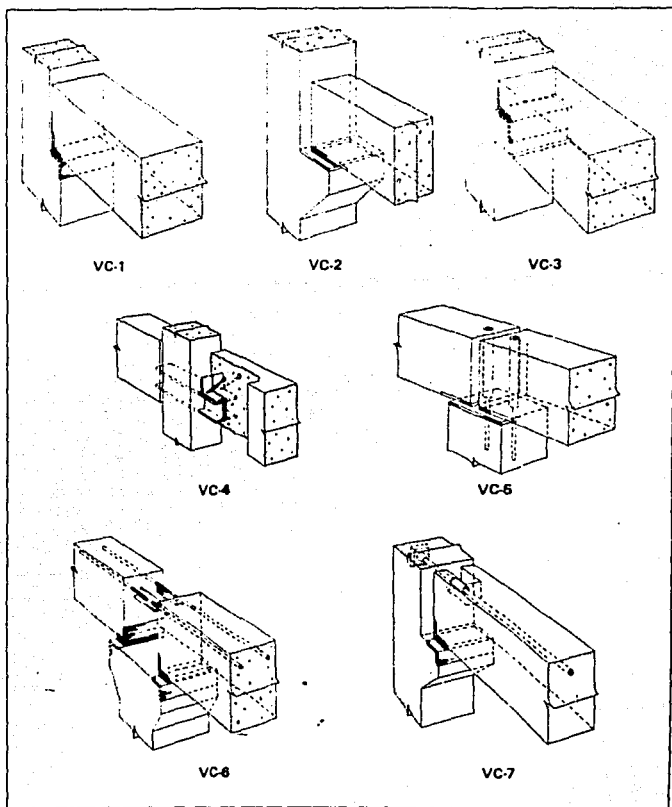


FIGURA 32. Conexiones típicas de viga a columna

3.3 COLUMNA A COLUMNA.

Los detalles CC-1 hasta CC-5 presentan algunas uniones de columna. En la mayoría de las uniones de columna se usa lechada sin contracciones entre las superficies de contacto de los miembros para evitar las variaciones dimensionales debido a tolerancias de la construcción. Cuando se usan placas de base o superiores, éstas pueden tener el mismo tamaño de la columna o remeterse de 25 a 30 mm, dependiendo de los requisitos arquitectónicos. Deberán colocarse estribos de confinamiento muy cercanos en las columnas inmediatamente arriba y abajo de la junta. Pueden hacerse las conexiones con pernos de anclaje, barras de refuerzo con rosca o insertos. Deben tomarse precauciones para el montaje y la alineación, como usar el sistema de doble tuerca.

CC-1. Este detalle usa cavidades para pernos de anclaje similares a CB-2. El refuerzo principal de la columna o las espigas que traslapan el acero de la columna están soldados a la placa de la base. Las cavidades pueden colocarse en las esquinas o en los lados, tal como se muestra en las figuras.

CC-2. Este detalle es similar a CB-4 y usa los mismos detalles de refuerzo y amarre. El ángulo que se muestra remetido para propósitos arquitectónicos y de protección contra incendios, está cubierto con lechada sin contracciones.

CC-3. Este detalle es similar al detalle CB-3. Como se muestra en este caso, se usa una placa de base de tamaño completo en vez de placas más pequeñas soldadas a los ángulos como se muestra en CB-3, también se muestra una placa superior en la parte de arriba de la columna abajo de la junta. El uso de placas superiores en las uniones de columnas dependen de los requisitos de diseño.

CC-4. Este detalle es similar a CB-5 y requiere todas las mismas consideraciones de detalle. Sin embargo, se han diseñado otros esquemas de unión temporal cuando las columnas que se unen

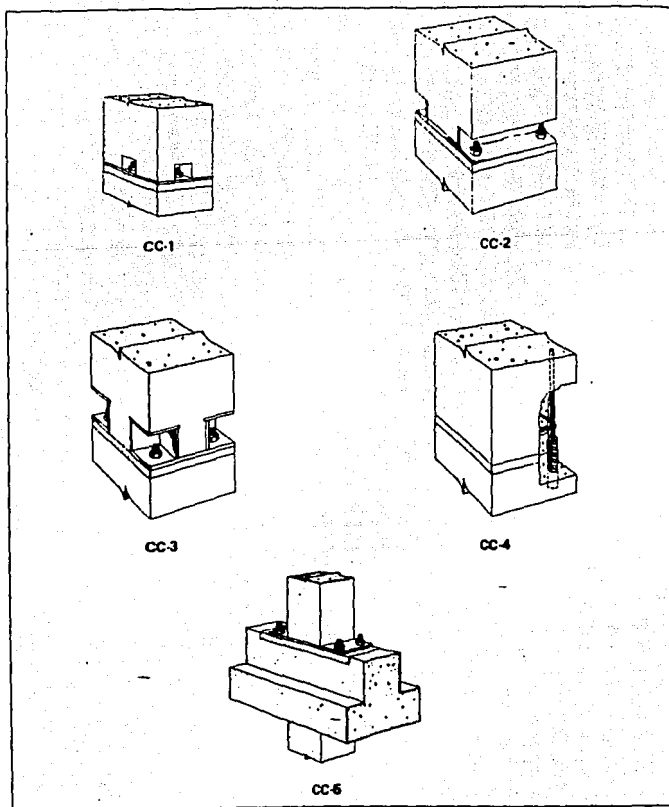


FIGURA 3.3. Unele tipuri de colare și colare

tienen la misma sección transversal.

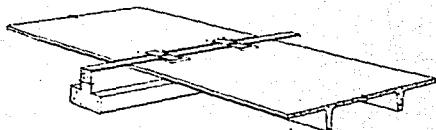
CC-5. El detalle que se muestra en CC-5 es una de las muchas variaciones para columna unida a través de una viga continua. Pueden usarse todos los detalles CC-1, CC-2, CC-3 y CC-4 cuando las columnas están separadas por una viga. Es importante proveer refuerzo dentro de la viga, para transmitir las cargas entre las columnas. Deberá usarse lechada sin contracciones de 50 a 65 mm de espesor, bajo la placa de base para asegurar la transferencia de las cargas axiales de la columna.

3.4 LOSA A VIGA (LV).

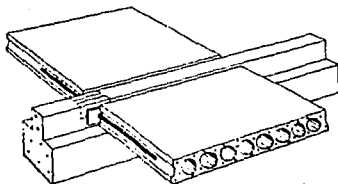
El diseño de todas las uniones de losa a viga, ya sea para piso o techos, debe considerar los efectos de cambio de volumen y la transferencia de fuerzas horizontales de la losa a la viga cuando se asume que el piso o techo actúan como un diafragma. Los movimientos en la unión entre la losa de techo y las vigas pueden dañar el techado, por lo que debe considerarse un detalle especial de expansión. En pisos con recubrimiento vaciado en la obra, deberá colocarse un refuerzo o malla adicional a través de la viga para disminuir el agrietamiento.

LV-1. Este detalle muestra un marco de miembro de techo sobre un larguero. Usando las placas superiores soldadas y amortiguadores de apoyo, se transfieren las cargas laterales, pero se permite cierto movimiento por cambio de volumen. Las placas superiores soldadas pueden no necesitarse en todos los miembros ni en cada una de las espigas.

Son posibles diversas variaciones de este detalle. Por ejemplo, los extremos de las patas de la T pueden rebajarse para acomodarse a un mayor peralte de construcción, o si se requiere continuidad por el diseño, puede ser deseable soldar las espigas, considerando plenamente los efectos de cambio de volumen. Para pisos con recubrimiento, pueden eliminarse las placas soldadas. Sin



LV-1



LV-2

FIGURA 3-4 Conexões típicas de laje a viga

embargo, deberá revisarse el efecto de los amortiguadores de apoyos, ya que ellos permiten cierto movimiento y esto puede ser suficiente para ocasionar grietas en el recubrimiento.

LV-2. Este detalle muestra una forma para desarrollar la acción de diafragma en una viga en un sistema de techo de núcleo hueco si la fricción no es suficiente para transferir las fuerzas laterales y por lo tanto se requiere una unión positiva. Las placas se emben en la posición superior del larguero y las espigas soldadas de varilla corrugada, se prolongan dentro de la unión rellena de lechada entre las losas. Las consideraciones de montaje pueden dictar un detalle diferente, como tener la parte superior de la viga más baja que la parte superior de las losas que permiten la colocación de varillas de refuerzo continuo en los cuñeros de la losa. Los detalles deben limitarse a las recomendaciones de los fabricantes, siempre que correspondan a los requisitos de diseño. Los pisos con recubrimiento no requieren usualmente ninguna unión adicional a la viga.

3.5 LOSA A MURO (LM).

Los detalles muestran algunas de las combinaciones de losas apoyadas sobre muros. También se muestra la unión de una losa de techo a un muro paralelo. En la mayoría de los diseños se requiere cierto grado de continuidad en la unión de losa a muro. Sin embargo, en general no es deseable una unión completamente fija, especialmente con las losas en forma de T, de claros mayores, y esto se impide usando los amortiguadores de apoyos.

LM-1. Este detalle presenta una instalación típica de losas de núcleo hueco sobre muros de mampostería. Se ha previsto una viga de unión directamente abajo de las losas y la unión entre los extremos de éstas se rellena de lechada. En construcciones de pisos múltiples, es necesario asegurar que los extremos de las losas pueden transmitir las fuerzas verticales de compresión. En construcciones de naves múltiples, deberá tomarse en consideración

las fuerzas desarrolladas debido a la restricción de cambio de volumen.

LM-2. En este detalle se produce el anclaje positivo de las unidades de núcleo hueco al muro, insertando varillas en forma de horquilla en la viga de unión y empotrándola en la ranura para lechada entre los extremos de las losas. De ser necesario, pueden dejarse varillas empotradas en forma de L dentro de la viga de unión y dentro de los núcleos llenos de mortero del bloque, como se muestra, con objeto de transferir las fuerzas al muro. Para una acción positiva de diafragma de techo, o cuando no se use recubrimiento en los pisos, puede empotrarse en lechada una varilla de refuerzo dentro de los cuñeros entre las losas de núcleo hueco. Esta varilla también sirve para amarrar entre sí las losas, previniendo los problemas en las juntas.

LM-3. Este detalle muestra una estructura de T sencilla dentro de una cavidad en un muro vaciado en la obra. En este tipo de unión, es importante hacer la cavidad de un tamaño suficientemente amplio para evitar problemas al colocar los miembros. Si se usa recubrimiento, las espigas con rosca dentro de los insertos embebidos en el muro amarrarán las unidades del piso a éste. Pueden usarse amortiguadores elastoméricos de apoyos para reducir los efectos de momento negativo.

LM-4. Este detalle muestra un piso de doble T, apoyado en un muro de mampostería con una viga de unión vaciada en la obra. En la construcción de edificios múltiples se usan frecuentemente rellenos prefabricados entre las almas de la T como moldes para el concreto colocado entre ellas. Los refuerzos pueden colocarse en el recubrimiento como se muestra para disminuir el agrietamiento en el muro.

LM-5. Los miembros de piso y techo frecuentemente se apoyan en ménsulas vaciadas a unidades de doble T o T sencilla que se usan

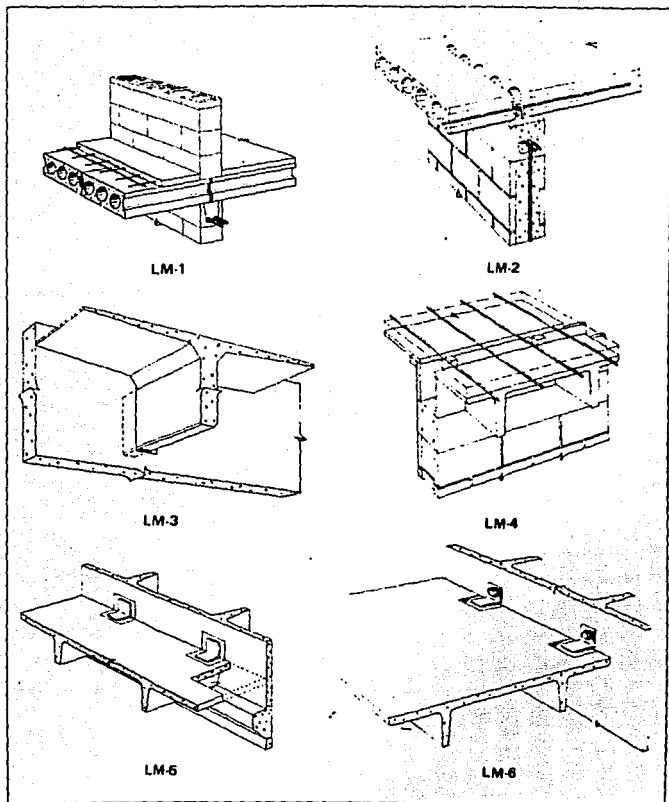


FIGURA 35. Conexões típicas de laje e muro

como tableros de muro. Los amortiguadores elastoméricos bajo las patas se usan para impedir la formación de pares de momento. Las uniones atornilladas ranuradas verticalmente, sirven para amarrar los miembros a la flexión en forma positiva a los tableros que conducen la carga, pudiendo usarse placas y ángulos soldados como se indica.

LM-6. Para conectar una losa de techo a un muro paralelo, es importante reconocer que la losa puede tener cambios cíclicos en la contraflecha, y podrán sufrir deflexiones conforme se colocan recubrimientos, techado y otras cargas. Esto requiere una conexión que pueda acomodar los movimientos verticales. Los ángulos ranurados con roldanas de baja fricción permiten este movimiento proporcionando simultáneamente un soporte lateral al muro y al mismo tiempo transfieren las cargas laterales.

Otro detalle que se usa frecuentemente, es el de soldar el patín de la losa directamente al muro. La rotación de la losa alrededor de la soldadura acomoda la mayoría de los movimientos verticales de ella. Cuando se solda la losa al muro, deberán considerarse los efectos de los cambios volumétricos axiales de la losa.

3.6 MURO A CIMENTACION.

Es esencial proporcionar dos partidas en cualquier conexión de un tablero de muro prefabricado a un muro de cimentación o a una zapata continua: 1) un método de unión a la zapata o a un piso capaz de tomar el cortante en la base en cualquier dirección; y 2) un método para nivelar y alinear el tablero del muro. Los siguientes detalles describen algunas de las formas para manejar estos requisitos. Las características que se muestran en los diferentes detalles pueden combinarse con objeto de cumplir con ambos requisitos.

MC-1. El tablero de muro está unido a la base por medio de ángulos soldados a placas embebidas en el tablero del muro. Los ángulos están unidos a la base con pernos de anclaje empotrados o taladrados dentro. La nivelación y alineación se hace a través del uso de calzas. El espacio entre el tablero y la zapata, se empaca con lechada no contráctil después de la unión, con objeto de transmitir la carga de diseño a la zapata.

MC-2. La placa ranurada se une a la base por soldeo a una placa embebida en el interior y a los tableros del muro por medio de pernos dentro de los insertos embebidos en los muros. Las calzas abajo de las nervaduras, de las T, proporcionan la nivelación y la lechada no contráctil, proporciona la transferencia uniforme de la carga.

MC-3. En este detalle, se ha previsto un amarre entre la unidad del muro y la losa del piso por medio de barras con roscas en espiral dentro de los insertos colocados en los tableros. Para nivelar se usan calzas y lechada, análogamente a MC-1 y MC-2, y se debe proporcionar un contraventeo temporal hasta que el piso esté vaciado y alcance el nivel requerido de resistencia.

MC-4. En este detalle, se coloca un perno de vástago cuadrado, de cabeza redonda, en un inserto que se embebe y se taladra dentro de la base de un tablero de muro. Las cabezas se apoyan entonces sobre placas de acero embebidas dentro de los cimientos y los ajustes de nivelación se efectúan simplemente haciendo girar los pernos. También se proporcionan estribos similares a los que se muestran en los detalles anteriores y el espacio entre los tableros y los cimientos deberá llenarse con lechada no contráctil.

Como se mencionó al inicio de este capítulo, los detalles que se presentaron, representan los tipos de uniones más usuales; esto no quiere decir que sean los únicos, ya que de éstos se pueden tener variaciones para cada caso en particular según lo amerite la

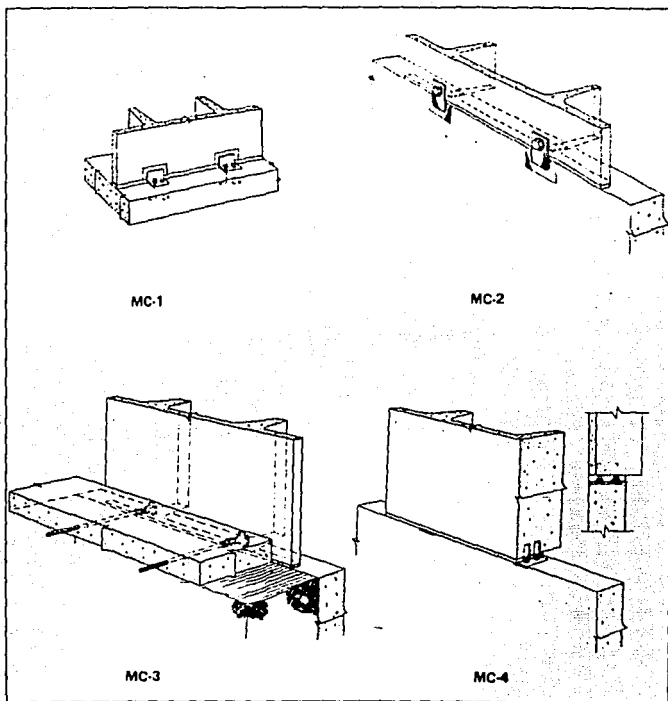


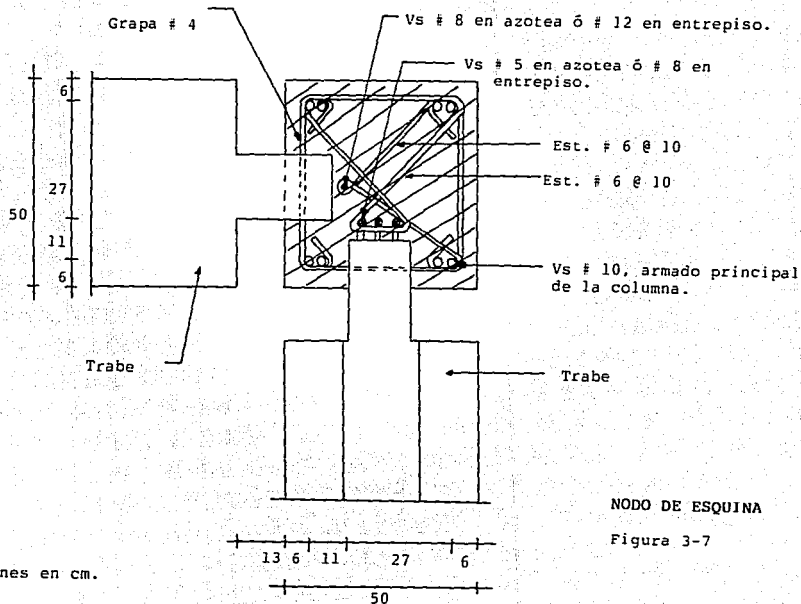
FIGURA 3-6. Conexões típicas de muro e colunas

obra.

Por ejemplo, la empresa SEPSA (Servicios y Elementos Presforzados S.A.), sigue los criterios expuestos en este trabajo, y al mismo tiempo presenta variaciones de los detalles, de los cuales básicamente son de viga a columna los que modifica principalmente. Una variación de estos detalles (viga a columna), SEPSA los presentó en la obra de BODEGAS Y ESTACIONAMIENTO DE ARDIS en Misioneros No. 29 en el Centro, de los cuales se presentan copias fieles de los detalles utilizados para viga a columna. El motivo por el que solamente se presentan los detalles de viga a columna, es que estos detalles fueron las variaciones más importantes que se presentaron de los detalles típicos de las uniones, y en los demás detalles si se siguieron los tipos más usuales de detalles de base de columna, columna a columna, etc., presentados con anterioridad en este capítulo.

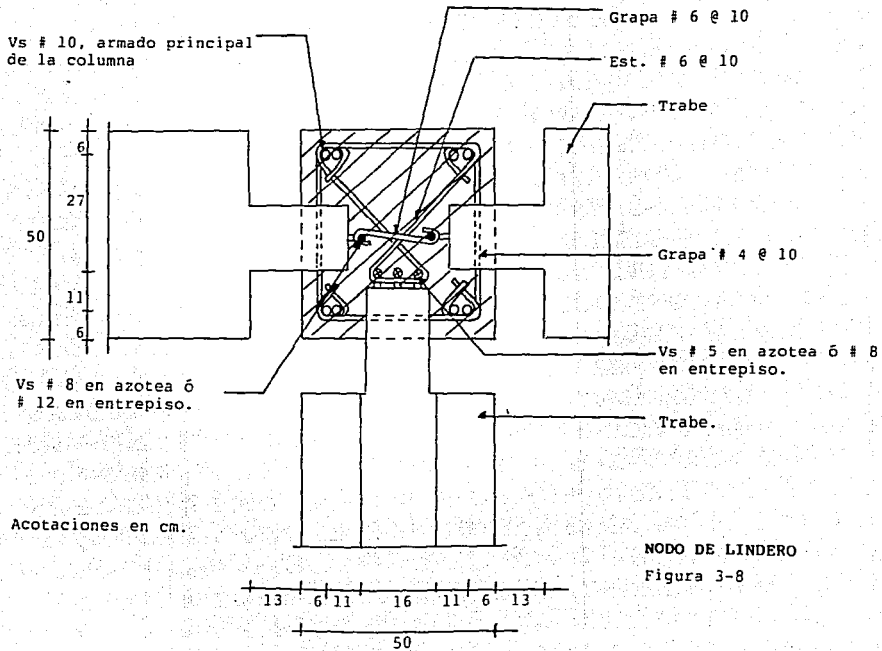
Los detalles presentados del grupo SEPSA en las siguientes hojas muestran los detalles de viga a columna que se modificaron, en donde la variación consistió en que la viga tiene varillas saliendo en su sección transversal, las cuales se fijan o se sujetan a las varillas de las columnas por medio de grapas o estribos, como se muestra en las figuras, para posteriormente rellenar toda la unión con concreto colado in situ; la parte sombreada en las figuras representa la parte que se colará en la obra, teniendo así una unión más homogénea, es decir, que en la unión la viga y la columna formarán un sólo elemento.

Los detalles que se muestran de SEPSA, son de los diferentes tipos de Nodos para la obra citada, en donde se presenta el detalle en planta y en corte transversal. Ver figuras 3-7 a 3-12.

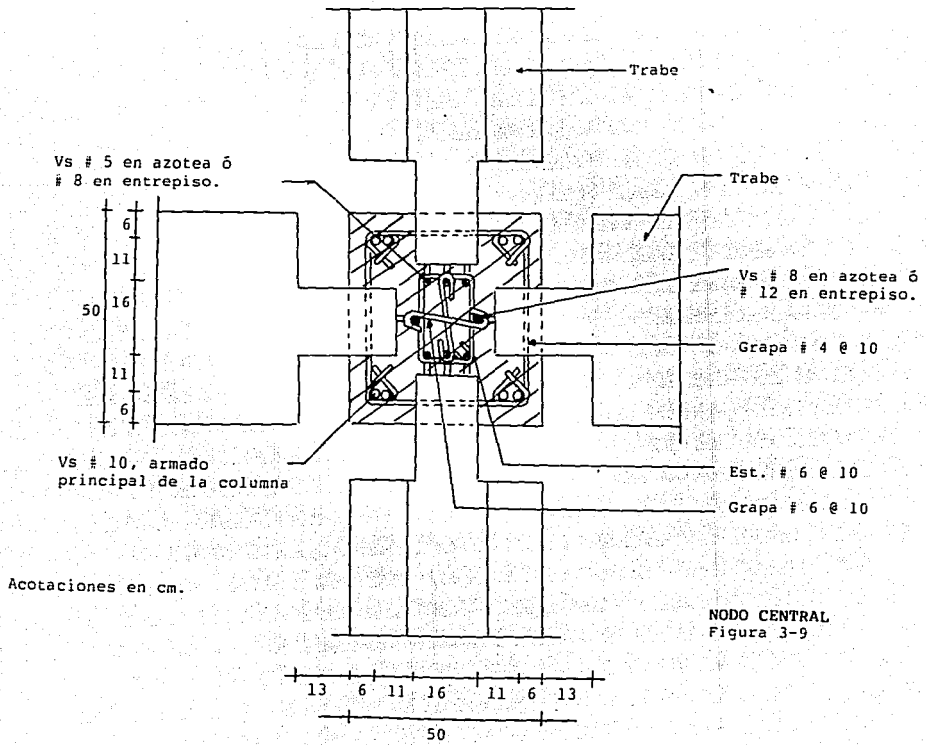


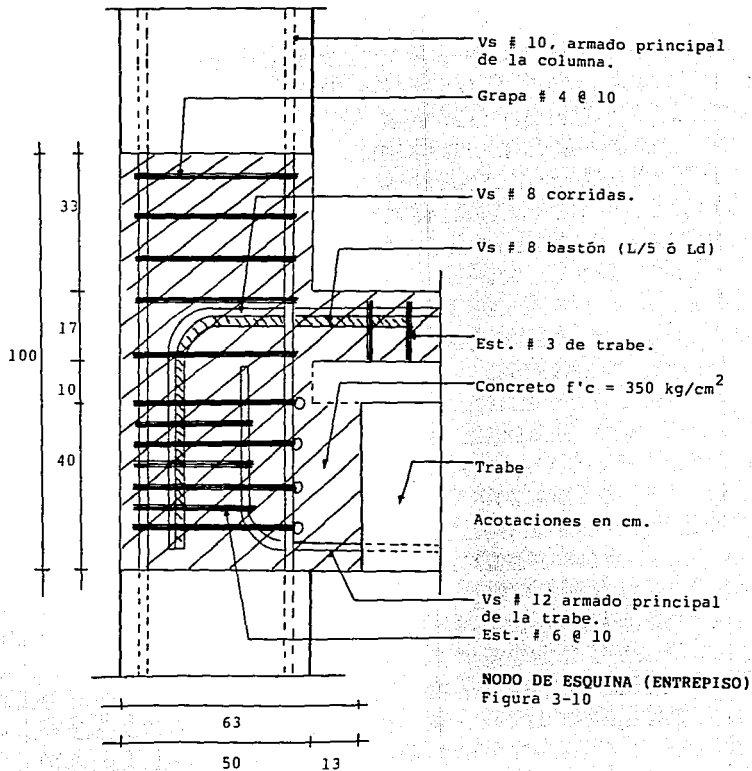
NODO DE ESQUINA

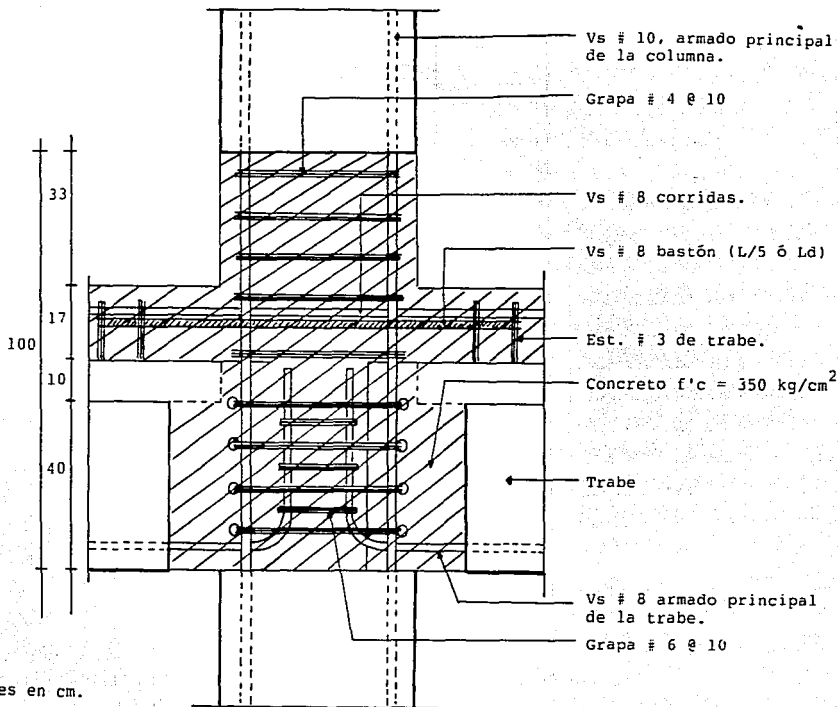
Figura 3-7



NODO DE LINDERO
 Figura 3-8

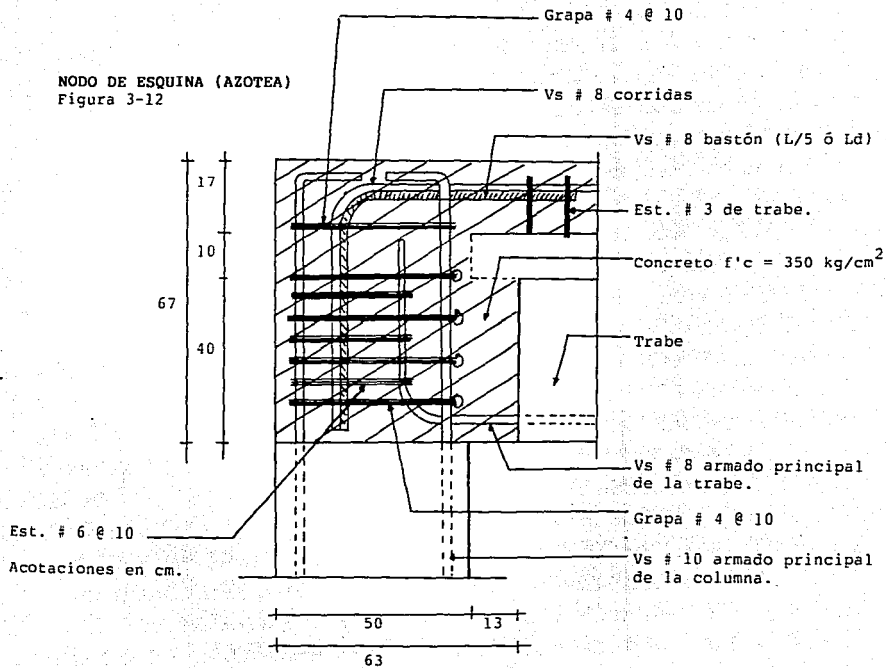






NODO CENTRAL (ENTREPISO)
 Figura 3-11

NODO DE ESQUINA (AZOTEA)
 Figura 3-12



CAPITULO 4

EJEMPLOS DE DISEÑO

Las consideraciones para el diseño de las uniones, presentadas en el capítulo 2, se aplicarán en el presente capítulo presentando una serie de ejemplos de las fuerzas que actúan en las uniones para así poder diseñar en general cualquier tipo de unión.

Cada ejemplo se tratará paso a paso para facilitar la comprensión de éstos, así mismo en algunos casos se utilizarán tablas o gráficas ya elaboradas por el PCI (Prestressed Concrete Institute), y por el IMCYC (Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto); para facilitar el proceso de cálculo, y estas mismas se presentarán como anexo al presente trabajo.

PROBLEMA 1. REFUERZO DE FRICCIÓN POR CORTANTE.

Determinar el refuerzo de fricción por cortante a través de una fisura potencial que se muestra en la figura.

Datos:

$$Vu = 54,000 \text{ kg}$$

$$f_{yv} = 2,800 \text{ kg/cm}^2$$

$$Tu = 0$$

$$\mu = 1.4 \text{ (Tabla 2-2)}$$

Determinación de A_{vf} :

Utilizando la ecuación (2-1) se tiene

$$A_{vf} = \frac{54000}{(0.85)(2800)(1.4)} = 16.21 \text{ cm}^2$$

Revisando v_u se tiene

$$v_u = \frac{54000}{(40)(20)} = 67.5 \text{ kg/cm}^2 > 60 \text{ kg/cm}^2$$

(ver tabla 2-2)

Por lo tanto, se debe de modificar μ , y utilizar un μ' .

Nueva determinación de A_{vf} .

Utilizando la ecuación (2-2) para μ' se tiene

$$\mu' = 1.4 \left[\frac{(21.12)(1.4)}{67.5} + 0.5 \right] = 1.3$$

$$A_{vf} = \frac{54000}{(0.85)(2800)(1.3)} = 17.45 \text{ cm}^2$$

Considerando el ángulo de agrietamiento de 20° , se tiene para V_u :

Descomponiendo la fuerza de 54,000 kg (ver figura)

$$\text{fuerza horizontal (V1)} = \text{sen } 20^\circ (54000) = 18469.08 \text{ kg}$$

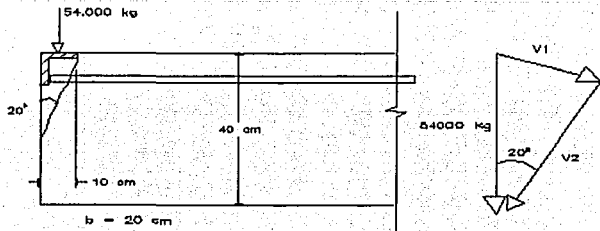
$$\begin{aligned} \text{fuerza en el plano de agrietamiento (V2)} &= \text{cos } 20^\circ (54000) = \\ &= 50743.40 \text{ kg} \end{aligned}$$

La fuerza resistida por el refuerzo se define como la diferencia entre $V_2 - V_1$, por lo que se tiene

$$50743.40 - 18469.08 = 32274.32 \text{ kg.}$$

Por lo tanto, V_u en el plano de agrietamiento será

$$V_u = \frac{32274.32}{(20) \left(\frac{10}{\sin 20^\circ} \right)} = 55.19 \text{ kg/cm}^2 < 60 \text{ kg/cm}^2$$



PROBLEMA 2. DISEÑO DE AMORTIGUADORES DE APOYO.

Revisar un amortiguador de neopreno de 6 mm para los datos que se proporcionan.

Datos:

$$w = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Durómetro} = 50$$

$$b = 10 \text{ cm}$$

$$V = 1,000 \text{ kg}$$

$$t = 0.63 \text{ cm}$$

$$T = 210 \text{ kg}$$

Determinación de la resistencia a la compresión:

$$t = 0.63 \text{ cm}$$

$$f = 1000 / (10 * 10) = 10 \text{ kg/cm}^2$$

Factor de forma (ver ayuda de diseño B-2) =

$$= \frac{(10)(10)}{2(10)(10)(0.63)} = 3.97 \approx 4.0$$

De la ayuda de diseño B-3 la deformación unitaria = 3% < 15%

Determinación de la deformación unitaria por cortante:

Utilizando $G = 7.73 \text{ kg/cm}^2$ de la ayuda de diseño B-3 se tiene que la deformación horizontal de acuerdo a la ayuda de diseño B-2 es

$$a_p = \frac{(210)(0.63)}{(10)(10)(0.73)} = 0.17 \text{ cm}$$

$$\text{Esfuerzo cortante} = 210 / (10 * 10) = 2.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Deformación unitaria por cortante} = 0.17 / 0.63 = 0.27$$

es decir, 27% < 50 %

Revisión por deslizamiento.

La capacidad máxima de la fuerza cortante se determina utilizando la ecuación 2-21:

$$F_s = \mu_s V \quad \mu_s = 0.7 \text{ (de la tabla 2-5)}$$

$F_s = 0.7 * 1000 = 700 \text{ kg} > 210 \text{ kg}$, por lo que no hay deslizamiento.

PROBLEMA 3. REFUERZO CONFINADO DE APOYO.

Diseñar el refuerzo confinado de apoyo para una viga, como se muestra en la figura, tomando en cuenta los siguientes datos.

Datos:

$$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = 1.4$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$Vu = 109,333 \text{ kg}$$

$$d = 70 \text{ cm}$$

$$Tu = 44,000 \text{ kg}$$

$$w = 13 \text{ cm}$$

$$fy = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

Determinación de Avf:

Utilizando la ecuación (2-5) se tiene

$$Avf = \frac{1}{(0.85)(4200)} \left[\frac{109333}{1.4} + 44000 \right] = 34.2 \text{ cm}^2$$

$$Vu = \frac{109333}{(70)(30)} = 52 < 60 \text{ kg/cm}^2$$

Seleccionando 7 varillas del no. 8 se tiene un área de 35.47 cm^2
 $2.0 \text{ ld} = 135.8 \text{ cm}$ (de la ayuda de diseño B-19)

Determinación de Ash:

Utilizando la ecuación (2-6) y $\mu = 1.4$ se tiene

$$Ash = \frac{(35.47)(4200)}{(1.4)(4200)} = 25.33 \text{ cm}^2$$

Utilizando estribos de dos ramas (estribos cerrados) del No. 4 se tiene

$$\text{No. de estribos} = (25.3) / (2 \times 1.27) = 9.96 \approx 10.0 \text{ estribos}$$

Determinación de Acv y Ach:

Utilizando la ecuación (2-7) se tiene

$$Acv = Ach = \frac{109333}{(8)(4200)} = 3.25 \text{ cm}^2$$

Se utilizará para Acv dos varillas verticales del No. 5 (3.97 cm^2), y para Ach se utilizarán dos grapas horizontales del No. 5 (3.97 cm^2).

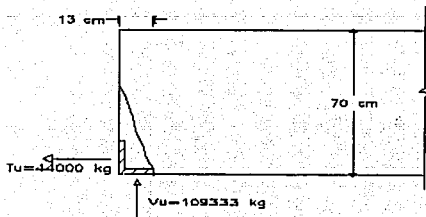
Esfuerzos de aplastamiento:

$$f_{bu} = \frac{109333}{(30)(13)} = 280.34 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.85 f'_c = 0.85 (350) = 297.5 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto,

$$f_{bu} = 280.34 \text{ kg/cm}^2 < 297.5 \text{ kg/cm}^2$$



PROBLEMA 4. MENSULA PARA COLUMNA DE CONCRETO.

Diseñar una ménsula para una columna de concreto reforzado, con una altura de 55 cm sobre una columna de 40 cm de ancho.

Datos:

$$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$Vu = 75,000 \text{ kg (transmitida al amortiguador de apoyo).}$$

$$Tu = 18,500 \text{ kg}$$

Determinación de Avf:

Primeramente se determina la longitud del amortiguador del apoyo, suponiendo una carga de servicio de 70 kg/cm² sobre el amortiguador de apoyo.

$$w = \frac{75000}{(70)(40)} = 26.78 = 27 \text{ cm}$$

$lv = 2.5 + [(2/3)(27)] = 20.5 \text{ cm}$, (permitiendo 2.5 cm entre la viga y la columna).

$d = 55 - 3 = 52 \text{ cm}$, (suponiendo un recubrimiento de 3 cm).

$$lv/d = 20.5/52 = 0.39 \approx 0.40$$

Para $lv/d = 0.40$, de la ayuda de diseño (B-8), se obtiene

$$C1 = 5.35$$

$$C2 = \frac{75000}{(0.85)(40)(52)\sqrt{350}(5.35)} = 0.424$$

$$Tu/Vu = 18500/75000 = 0.25$$

Con el valor de Tu/Vu y de $C2$, se obtiene pvf de la ayuda de diseño B-9, de donde

$pvf = 0.0040$ (valor mínimo que se encuentra en la tabla), por lo tanto

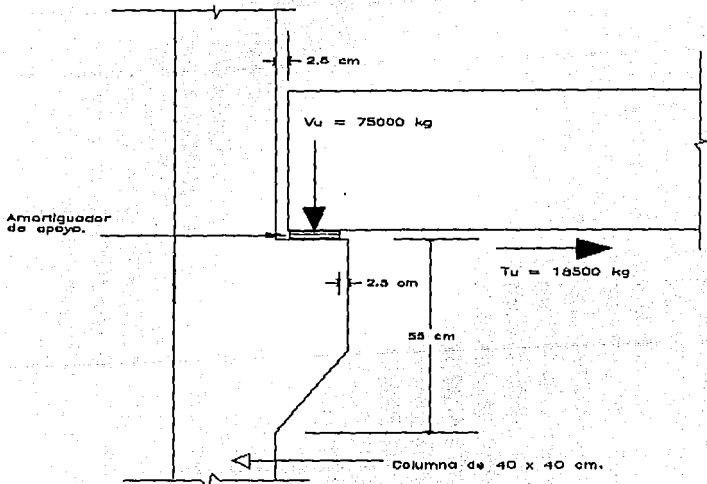
$$Avf = (0.0040)(40)(52) = 8.32 \text{ cm}^2$$

y utilizando 3 varillas del No. 6 se tiene un área de 8.6 cm².

Revisión del anclaje de las varillas transversalmente soldadas.

Tomando $tw = db/2 = 1.91/2 = 0.955 \text{ cm}$ (valor recomendado).

Considerando 4 uniones de soldadura por cada intersección se tiene



$$l_w = 4 \left(\frac{3}{4} d_b \right) = 4 \left(\frac{3}{4} \right) (1.91) = 5.73 \text{ cm}$$

Por lo tanto, T_w (de la ecuación 2-15) sería

$$T_w = 0.85 (1761) (5.73) (0.995) = 8534 \text{ kg}$$

$$A_s f_y = (2.87) (4200) = 12054 \text{ kg}$$

Por lo tanto, se debe de utilizar una sola varilla cruzada.

Determinación de A_{vh} .

$$A_{vh} = A_{vf}/2 = 8.32/2 = 4.16 \text{ cm}^2$$

Utilizando estribos del número 3 se tiene

No. de estribos = $4.16 / (2 \times 0.71) = 2.92 \approx 3$ estribos, colocados en los dos tercios superiores de la ménsula.

PROBLEMA 5. UNIONES DE EXTREMO DESBASTADO.

Diseñar la unión de extremo desbastado para una T sencilla apoyada sobre un larguero.

Datos:

$$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$Vu = 10,400 \text{ kg}$$

$$Tu = 2,000 \text{ kg}$$

$$fy = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = 1.4$$

$$\text{Peralte de la T} = 75 \text{ cm}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

Desbaste que se pide = 25 cm de altura por 15 cm de longitud.

Determinación de Avf para las grietas A y B.

Utilizando la ecuación (2-5) se tiene,

$$Avf = \frac{1}{(0.85)(4200)} \left[\frac{10400}{1.4} + 2000 \right] = 2.64 \text{ cm}^2$$

Utilizando dos varillas del no. 3 (1.42) más 1 varilla del no.4 (1.27) se tiene en total 2.69 cm²

La longitud de desarrollo será la de la varilla mayor, por lo tanto utilizando la ecuación (2-16) se tiene

$ld = 0.0594 (1.27) (4200) / \sqrt{350} = 16.94 \text{ cm}$, pero como la longitud mínima establecida es de 30 cm, se tomará $ld = 30 \text{ cm}$.

Revisión de la relación lv/d.

$$d = 50 - 3 = 47 \text{ cm (suponiendo 3 cm de recubrimiento)}$$

Suponiendo una carga de servicio de 70 kg/cm² sobre el amortiguador de apoyo, su longitud (w) será

$$w = 10400 / (20 * 70) = 7.42 \approx 7.5 \text{ cm}$$

$$lv = 2.5 \text{ cm} + (2/3)(7.5) = 7.5 \text{ cm (2.5 cm de holgura)}$$

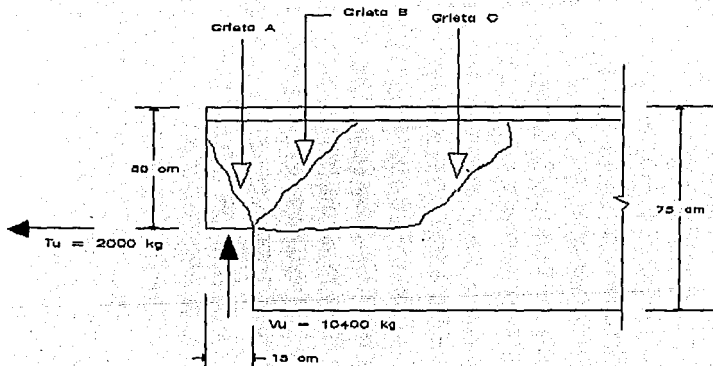
$$lv/d = 7.5/47 = 0.16 < 0.4$$

Revisión de vu.

$$vu = \frac{10400}{(20)(47)} = 11.06 \text{ kg/cm}^2 < 60 \text{ kg/cm}^2$$

Determinación de Ash para la grieta C.

Utilizando la ecuación (2-6) se tiene



$$A_{sh} = \frac{(2.64)(4200)}{(1.4)(4200)} = 1.89 \text{ cm}^2$$

Utilizando estribos del No. 3 de dos ramas (estribos cerrados), se tiene

$$\text{No. de estribos} = 1.89 / (2 * 0.71) = 1.33$$

Por lo tanto, se colocarán 2 estribos del No. 3.

Determinación de Avh.

$$A_{vh} = A_{vf} / 2 = 2.64 / 2 = 1.32 \text{ cm}^2$$

Utilizando estribos del No. 3 de dos ramas se tiene

$$\text{No. de estribos} = 1.32 / (2 * 0.71) = 0.92 = 1 \text{ estribo.}$$

Revisión de los esfuerzos de aplastamiento.

$$f_{bu} = 10400 / (20 * 15) = 34.66 \text{ kg/cm}^2 < 0.85(350) = 297 \text{ kg/cm}^2$$

PROBLEMA 6. FUERZAS DE CAMBIO DE VOLUMEN.

Determinar el acortamiento total en cada extremo de los largueros, que resulta de los cambios de volumen restringidos para un edificio prefabricado de 8 naves, de 2 pisos.

Datos:

- Columnas de 2 pisos de 40 x 40 cm; altura de los pisos = 4.30m
- Largueros de repisa presforzados de 9 m en cada piso; factor de masa = 5.0 cm
- Relación del esfuerzo a la resistencia en los largueros de repisa = 0.20 .
- f'c de todo el concreto = 350 kg/cm²
- Ec = 300,000 kg/cm² (peso normal).
- Montaje: 40 días después de la fabricación.
- Cambio total de temperatura = 11°C descenso.

Utilizando las siguientes ayudas de diseño para cada punto se tiene:

Contracción y fluencia - B-13 Factor Km - B-14

Temperatura - B-16 Factor Kp - B-15

Determinación de la contracción, (ecuación 2-12).

es largo plazo = 0.00050 cm/cm

es 40 días = 0.00027 cm/cm

Km largo plazo = 0.92

Km 40 días = 0.42

Por lo tanto,

$$\Delta \epsilon_s = (0.92)(0.00050) - (0.42)(0.00027) = 0.00035 \text{ cm/cm}$$

acortamiento desde el tiempo de montaje.

Determinación de la fluencia, (ecuación 2-13).

es largo plazo = 0.00102 cm/cm

es 40 días = 0.00060 cm/cm

Km igual que para contracción.

Kp para una relación de 0.20 (esfuerzo/resistencia) = 0.35

Por lo tanto,

$$\Delta ec = 0.35[(0.92)(0.00102) - (0.42)(0.00060)] = 0.00024 \text{ cm/cm}$$

acortamiento desde el tiempo de montaje.

Determinación del cambio de longitud debidos a la temperatura (ecuación 2-14).

$C = 10.8 \times 10^{-6} \text{ cm/cm}$ para concreto de peso normal.

$$\Delta et = 10.8 \times 10^{-6} (11) = 0.00012 \text{ cm/cm}$$

La deformación unitaria total por acortamiento será:

$$\Delta es + \Delta ec + \Delta et = 0.00071 \text{ cm/cm}$$

Por lo tanto, el acortamiento total en cada extremo de la viga será:

$$\frac{(900)(0.00071)}{2} = 0.32 \text{ cm}$$

es decir, la viga se acortará en total 0.64 cm.

PROBLEMA 7. UNION PARA MOMENTOS EN LA BASE DE UNA COLUMNA.

Diseñar la unión para momentos de una columna prefabricada de concreto de anclas colocadas en un ducto de interconexión, pulido, relleno de lechada. No tomar la carga axial para este problema.

Datos:

Mu aplicado en la base de la columna 12 000 kg m.

Columna prefabricada de concreto de 40 x 40 cm.

$f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$ para el mortero no contráctil.

$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$, usándose 4 varillas en total como espigas.

Espesor de la pared del ducto 0.6 cm.

$\mu = 1.4$ para el refuerzo de confinamiento.

Comprobación de Mu, no tomando en cuenta las varillas en el lado de compresión.

$$\mu = \phi A_s f_y (d - a/2).$$

Suponiendo una varilla del No. 8 en cada esquina con recubrimiento de 5.0 cm, se tiene:

$$A_s (\text{tensión}) = 2 * 5.07 = 10.14 \text{ cm}^2$$

$$d = 40 - 5 = 35 \text{ cm.}$$

$$a = (A_s f_y) / (0.85 b f'c)$$

$$a = (10.14 * 4200) / (0.85 * 40 * 420) = 2.98 \text{ cm}$$

Sustituyendo:

$$\mu = (0.9) (10.14) (4200) (35 - (2.98/2))$$

$$\mu = 1284411.49 \text{ kg cm} = 12844.11 \text{ kg m} > 12000 \text{ kg m}$$

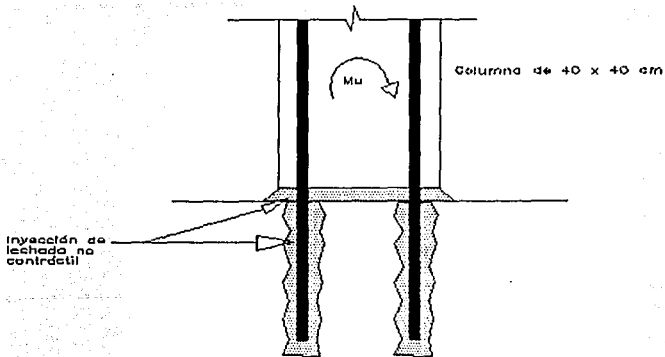
Determinación de la longitud de desarrollo.

Utilizando la ecuación (2-19) se tiene

$$l_e = \frac{(5.07) (4200)}{(0.85) (7.98) (84.51)} = 37.15 \text{ cm} > 15 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se debe de empotrar las espigas 37.15 cm; insertando cada varilla del número 8 en el ducto relleno de lechada.

El ducto debe de ser de un diámetro interior mínimo de 7.5 cm, y utilizar un cemento limpio en un mortero no contráctil que tenga un $f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$.



La longitud del tubo será de 45 cm, para dejar en el fondo 7.85 cm de relleno.

Refuerzo de confinamiento del ducto.

Utilizando la ecuación (2-20) se tiene:

$$A_{sh} = \frac{(5.07)(4200)}{(1.4)(4200)} = 3.62 \text{ cm}^2$$

Utilizando estribos del número 3 se tiene

Número de estribos = $3.62 / (2 * 0.71) = 2.55 \approx 3.0$ estribos.

Por lo tanto se colocarán estribos del número 3 espaciados uniformemente en toda la longitud del ducto y circundando los 4 ductos.

PROBLEMA 8. PLACA DE BASE DE COLUMNA.

Determinar el espesor necesario para una placa de base de columna, y el tamaño de los pernos de anclaje, considerando las cargas tanto de montaje como finales.

Datos:

Placa de base A36 de 55 x 55 cm.

Pernos de cabeza A307 con roldanas de 10 mm, sin ganchos.

Cuatro pernos de doble tuerca, una en cada esquina.

Lechada no contráctil de 6.5 cm

Columna de 40 x 40 cm

$x_t = 9.5$ cm

$x_o = 7.5$ cm

$P_u = 340,000$ kg (carga definitiva, incluyendo factor de carga).

$M_u = 8,850$ kg m (carga por viento durante el montaje, sin contravientos, incluyendo el factor de carga).

La zapata se diseñó para el momento M_u de montaje y para el volteo.

Determinación del tamaño de los pernos de anclaje para el montaje.

El brazo de palanca del par de la placa de base para resistir el momento será

$$l_a = 55 - 7.5 = 47.5 \text{ cm}$$

Area de las roscas será

$$\frac{M}{(l_a)(f_y)} = \frac{885000}{(47.5)(2530)} = 7.36 \text{ cm}^2$$

por lado o para dos pernos de anclaje.

$A_s = 3.68 \text{ cm}^2$ por perno.

Seleccionando pernos de 2.0 cm de diámetro $A_s = 3.14 \text{ cm}^2 < 3.68$

Seleccionando pernos de 2.5 cm de diámetro $A_s = 4.90 \text{ cm}^2 > 3.68$

Por lo tanto, se seleccionarán pernos de 2.5 cm de diámetro.

Se deberán instalar calzas al centro de la placa de base, entre la placa de base y la columna inferior, para impedir la deformación de los pernos de anclaje o que éstos perforen la columna si se aplican cargas adicionales de montaje antes de la inyección de lechada.

Selección del espesor de la placa de base de acuerdo con la carga de montaje.

La placa de base debe tener la misma capacidad que los pernos de anclaje, por lo tanto, utilizando la ecuación (2-23) para pernos en tensión se tiene:

$$\Sigma F = (2)(4.9)(2530) = 24,794 \text{ kg}$$

$$t = \frac{1}{0.90} \sqrt{\frac{(24794)(4)(9.5)}{(55)(2530)}} = 2.89 \text{ cm} = 3.0 \text{ cm}$$

Se utilizará una placa de base de 3.0 cm de espesor.

Revisión de la placa de base de 3.0 cm para las cargas definitivas.

$$f_{bu} = \frac{340000}{(55)(55)} = 112.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \frac{7.5}{0.9} \sqrt{\frac{(2)(112.4)}{2530}} = 2.48 \text{ cm} < 3.0 \text{ cm}$$

Por lo tanto rige el espesor de 3.0 cm.

PROBLEMA 9. CONEXION POSTENSADA PARA MOMENTO.

Diseñar la unión de viga a columna, postensada como se muestra en el esquema.

Datos:

Aps * fps para momento último = 96,000 kg

Area de anclaje = 177 cm²

Ancho de la viga = 45 cm

f'c = 350 kg/cm²

fy = 4200 kg/cm²

μ = 1.4

Determinación del refuerzo del apoyo Ash.

Utilizando la ecuación (2-6) para el agrietamiento se tiene:

$$Ash = \frac{96000}{(1.4)(4200)} = 16.33 \text{ cm}^2$$

Utilizando estribos de dos ramas del No. 4 se tiene:

No. de estribos = 16.33 / (2 * 1.27) = 6.42 estribos.

Por lo tanto se colocarán 7 estribos del No. 4

Revisión de vu suponiendo una inclinación de agrietamiento de 20°.

El área de la superficie de contacto de la grieta será

$$Acr = \frac{(15)(45)}{\text{Sen}20^\circ} = 1973.57 \text{ cm}^2$$

Descomponiendo la fuerza de 96,000 kg en dos fuerzas V1 y V2, se tiene

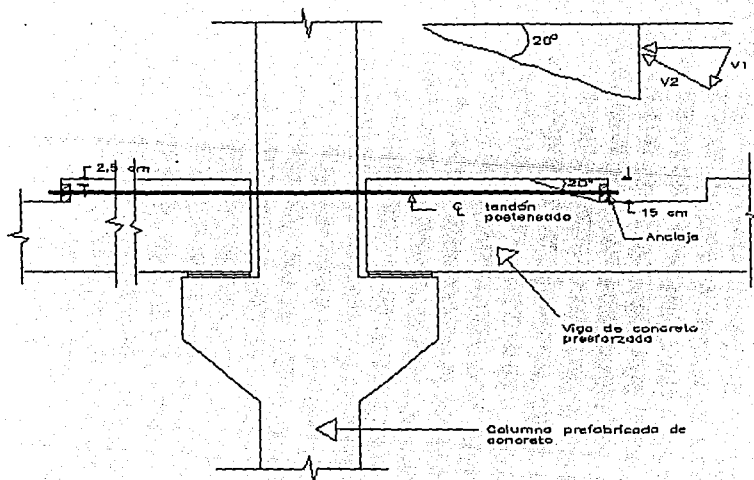
V1 = Sen 20° (96000) = 32,833.9 kg

V2 = Cos 20° (96000) = 90,210.5 kg

La fuerza resistida por el refuerzo se define como la diferencia de V2 - V1, por lo que se tiene

V2 - V1 = 90210.5 - 32833.9 = 57376.6 kg.

Por lo tanto, vu en el plano de agrietamiento será



$$vu = \frac{57376.6}{1973.57} = 29.07 \text{ kg/cm}^2 < 60 \text{ kg/cm}^2$$

El espaciamiento de los estribos será @ (1/4) (15/Sen20°) = 11 cm centro a centro, empezando con 5 cm libres a partir del extremo. El refuerzo seleccionado proporciona protección contra agrietamiento inclinado, así como agrietamiento horizontal abajo y paralelo al acero postensado. El refuerzo para el cortante normal en la viga proporciona una protección adicional.

Revisión de la capacidad de aplastamiento.

Utilizando la ecuación (2-3) se tiene:

$$s = 8.75 \text{ cm} \quad w = 12.5 \text{ cm}$$

$$f_{bu} = (0.7) (15.58) \sqrt[3]{350} \sqrt{\frac{8.75}{12.5}} = 216.04 \text{ kg/cm}^2$$

esfuerzo permisible para aplastamiento en concreto simple.

$$f_{bu}(\text{aplicado}) = \frac{96000}{(2)(177)} = 271.18 \text{ kg/cm}^2$$

esfuerzo aplicado al concreto en las dos placas de apoyo.

Pero se establece que el concreto puede resistir un esfuerzo de aplastamiento permisible de 0.85 f'c, por lo tanto
 0.85 f'c = 0.85 (350) = 297.5 kg/cm²

por lo que f_{bu} aplicado es menor al valor anterior, por lo que se puede aceptar el valor de f_{bu} como permisible, es decir

$$271.18 \text{ kg/cm}^2 < 297.5 \text{ kg/cm}^2$$

PROBLEMA 10. UNION PARA MOMENTO, SOLDADA.

Diseñar la unión para momento, con soldadura de campo, de viga a columna.

Datos:

Ver la figura (2-14), excepto que el refuerzo será soldado y no traslapado.

4 varillas del No. 10 deben unirse con ángulos de acero.

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (para las varillas y estribos).

Determinación de las características de la soldadura.

$Ab f_y = (7.94) (4200) = 33,348 \text{ kg}$ (tensión que resiste la varilla).

Area mínima del ángulo = $1.5 Ab = (1.5) (7.94) = 11.91 \text{ cm}^2$

Utilizando un ángulo de $2.5" \times 2.5" \times 12.7 \text{ mm}$ se tiene un área de

$A = 14.52 \text{ cm}^2 > 11.91 \text{ cm}^2$

Utilizando la ecuación (2-15) se tiene:

Tw para una varilla del No. 10 es $Tw = 33,348 \text{ kg}$

$tw = db/2 = 3.18/2 = 1.59 \approx 1.6 \text{ cm}$

$$lw = \frac{Tw}{\Phi (1761) (tw)} = \frac{33348}{(0.70) (1761) (1.6)} = 16.91 \text{ cm} = 17.0 \text{ cm}$$

Pero como se soldará la varilla por cada lado, la longitud será de 8.5 cm ($17.0/2$) en cada extremo, ver figura (2-8); es decir, que cada lado con una longitud de soldadura de 8.5 cm resistirá una fuerza de tensión de $33348/2 = 16674 \text{ kg}$, y ambas soldaduras resistirán el total de 33348 kg .

Por lo tanto se tendrá una soldadura de 8.5 cm de cada lado, con un espesor de 1.6 mm E7015 ó E7016 y un ángulo de $2.5" \times 2.5" \times 12.7 \text{ mm}$.

Determinación del refuerzo Ash.

Utilizando la ecuación (2-6) con un $\mu = 1.0$ (tabla 2-2) se tiene:

$$Ash = \frac{(4) (33348)}{(1.0) (4200)} = 31.76 \text{ cm}^2$$

Utilizando estribos del No. 4 (dos ramas) se tiene

No. de estribos = $31.76 / (2 * 1.27) = 12.5 \approx 13$ estribos

Por lo tanto se utilizarán estribos del número 4, distribuidos uniformemente a todo lo largo del desbaste.

PROBLEMA 11. INSERTOS EN EL CONCRETO.

Determinar el valor de la tensión de desprendimiento último en el concreto, para un inserto roscado.

Datos:

El inserto tiene una anillita cónica de 15 cm empotrada en la orilla.

$$l_e = 15 \text{ cm}$$

$$m = 15 \text{ cm}$$

$$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

Determinación de la capacidad total del cono de concreto.

Utilizando la ecuación (2-35) se tiene

$$A_o = (l_e)^2 \sqrt{2} = (15')^2 (3.1416) (\sqrt{2}) = 999.65 \text{ cm}^2$$

$$P'uc = 0.85 (1.06) (999.65) \sqrt{350} = 16850.27 \text{ kg}$$

Normalmente la capacidad del acero del inserto sería menor, por lo que habría que checar éste valor.

Determinación de la relación del inserto parcial al total del cono. Area efectiva de la superficie del cono.

Utilizando la ecuación de A_{op} de la figura (2-15) se tiene:

$$A_{op} = \sqrt{2} \left[(15)^2 \left(\frac{\pi}{180} \right) \cos^{-1} \left(\frac{15}{2+15} \right) - \left(\frac{15}{2} \right) \sqrt{(15)^2 - \frac{(15)^2}{4}} \right] = 195 \text{ cm}^2$$

$$A_{po} = A_o - 2A_{op} = 999.65 - 2(195) = 609.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{po}/A_o = 609.65 / 999.65 = 0.6098$$

Por lo tanto el valor real de $P'uc$ será

$$P'uc = 0.6098 * 16850.27 = 10275.29 \text{ kg}$$

Por lo tanto, si utilizamos un inserto con un $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ se establece que

$$\sigma = P / A, \text{ despejando el área } A = P / \sigma$$

$$A = 10275.29 / 2800 = 3.67 \text{ cm}^2.$$

Por lo tanto se requerirá un inserto con un área de 3.67 cm² y con una $l_e = 15 \text{ cm}$ y una longitud total de 20 cm dependiendo de la longitud de la rosca deseada.

PROBLEMA 12. ANGULOS DE CONEXION.

Encontrar el espesor del ángulo y la carga última del inserto de concreto para un ángulo de conexión de 17.8 x 10.2 cm con la pata larga en sentido vertical.

Datos:

Angulo de conexión: 17.8 x 10.2 cm, de 15 cm de longitud.

Ranura horizontal en la pata vertical = 6.4 cm

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

$V_u = 2000 \text{ kg}$

$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$

Capacidad del inserto a la tensión de desprendimiento 2950 Kg.

Inserto de anillo cónico de 15 cm, a 10 cm de la orilla libre.

Ver figura 2-19

Determinación del espesor del ángulo.

Utilizando la ecuación (2-37) se tiene:

$$e_v = 10.2 / 2 = 5.1 \text{ cm}$$

$$t = \frac{1}{90} \sqrt{\frac{(4)(2000)(5.1)}{(2530)(15)}} = 1.15 \text{ cm}$$

Por lo tanto se utilizará un ángulo con un espesor de 1.2 cm.

Determinación de la carga por tensión del inserto.

$$(l_1 - g) / 6 = (17.8 - 6) / 6 = 1.966 \text{ cm}$$

$$e_i = 17.8 - 6 - 1.966 = 9.834 \text{ cm}$$

$$e_v / e_i = 5.1 / 9.834 = 0.5186 < 1$$

De la ecuación (2-38) se tiene:

$$P_u = 2000 \left(\frac{5.1}{9.834} \right) = 1037.22 \text{ kg} < 2950 \text{ kg}$$

Determinación del área del perno.

Considerando el esfuerzo cortante (τ) medio se tiene:

$$\tau = Vu / A$$

$$A = Vu / \tau = 2000 \text{ Kg} / 2530 \text{ kg/cm}^2 = 0.79 \text{ cm}^2$$

Considerando el esfuerzo de aplastamiento (τ_{aplasto}) se tiene:

$$\tau_{\text{aplasto}} = Vu / A_{\text{proyectada}} = 2000 \text{ kg} / (1.2 \text{ cm} * D)$$

$$D = (2000 \text{ kg/cm}^2) / (2530 \text{ kg/cm}^2 * 1.2 \text{ cm}) = 0.659 \text{ cm}$$

$$A = \pi r^2 = \pi * (0.659/2)^2 = 0.341 \text{ cm}^2$$

Considerando el esfuerzo normal (σ) de tensión se tiene:

$$\sigma = Tu / A$$

si consideramos la fuerza actuante de tensión se tiene:

$$A = Tu / \sigma = 1037.22 \text{ kg} / 2530 \text{ kg/cm}^2 = 0.41 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, el área del perno sería de 0.79 cm^2 .

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

PROBLEMA 13. CORTANTE DE DIAFRAGMA.

Diseñar los refuerzos Ads para las fuerzas Vdx y Vdy para un sistema de piso prefabricado de acuerdo con los datos que se proporcionan. Ver figura 2-6.

Datos:

Ranuras en la losa para inyección de lechada $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$
Losa de núcleo hueco con una altura de 20 cm, y un peralte de 16.4 cm. Cada elemento prefabricado de la losa tiene un ancho de 1.2 m y una longitud de 4.0 m.

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_y = 6120 \text{ kg}$$

$$V_x = 12950 \text{ kg}$$

Carga muerta actuante en el sistema de piso prefabricado, incluyendo el peso de ésta, 10500 kg.

Para la fuerza actuante $V_y = 4120 \text{ kg}$ se tiene el siguiente refuerzo. Utilizando la ecuación 2-11.

$$A_{ds} = \frac{6120}{(0.85)(1.4)(4200)} = 1.22 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto con 2 varillas del número 3 se tiene un área de $1.42 \text{ cm}^2 > 1.22 \text{ cm}^2$. Dichas varillas se colocarán a lo largo de los ejes de apoyo de los elementos prefabricados (vigas), dejando en cada lado de la varilla el recubrimiento necesario de acuerdo al diámetro de ésta; en el caso de que el apoyo sea sobre muro de mampostería o prefabricado, el recubrimiento en cada lado de la varilla será dos veces éste, es decir, se tendrá doble recubrimiento.

Para la fuerza $V_x = 12950 \text{ kg}$ se tiene lo siguiente:

Si $V_x < 0.9$ de la carga muerta, no se necesita refuerzo.

$(0.9)(10500 \text{ kg}) = 9450 \text{ kg} < 12950 \text{ kg}$, por lo que es necesario colocar un refuerzo para la fuerza V_x .

Por lo tanto, la fuerza V_x que se tomará será

$$12950 - 9450 = 3500 \text{ kg.}$$

$$A_{ds} = \frac{3500}{(0.85)(1.4)(4200)} = 0.70 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, con una varilla del número 3 se tiene un área de 0.71 cm² > 0.70 cm². Dicha varilla se colocará a lo largo de las uniones de los claros de los elementos de piso prefabricados; dejando en cada lado de la varilla el recubrimiento necesario de acuerdo al diámetro de ésta.

A N E X O

B-1 Retuerzo de fricción por cortante 1 ($T_{II} = 0$)

V aplicada en ton.	A _{v1} necesaria en cm ²					
	$\mu = 14$		$\mu = 10$		$\mu = 07$	
	f _{VV} = 2800	f _{VV} = 4200	f _{VV} = 2800	f _{VV} = 4200	f _{VV} = 2800	f _{VV} = 4500
5	1.50	1.00	2.10	1.40	3.00	2.30
10	3.00	2.00	4.20	2.80	6.00	4.60
15	4.50	3.00	6.30	4.20	9.00	6.90
20	6.00	4.00	8.40	5.60	12.00	9.20
25	7.50	5.00	10.50	7.00	15.00	11.50
30	9.00	6.00	12.60	8.40	18.00	13.80
35	10.50	7.00	14.70	9.80	21.00	16.10
40	12.00	8.00	16.80	11.20	24.00	18.40
45	13.50	9.00	18.90	12.60	27.00	20.70
50	15.00	10.00	21.00	14.00	30.00	23.00
55	16.50	11.00	23.10	15.40	33.00	25.30
60	18.00	12.00	25.20	16.80	36.00	27.60
65	19.50	13.00	27.30	18.20	39.00	29.90
70	21.00	14.00	29.40	19.60	42.00	32.20
75	22.50	15.00	31.50	21.00	45.00	34.50
80	24.00	16.00	33.60	22.40	48.00	36.80
85	25.50	17.00	35.70	23.80	51.00	39.10
90	27.00	18.00	37.80	25.20	54.00	41.40
95	28.50	19.00	39.90	26.60	57.00	43.70
100	30.00	20.00	42.00	28.00	60.00	46.00
105	31.50	21.00	44.10	29.40	63.00	48.30
110	33.00	22.00	46.20	30.80	66.00	50.60
115	34.50	23.00	48.30	32.20	69.00	52.90
120	36.00	24.00	50.40	33.60	72.00	55.20
125	37.50	25.00	52.50	35.00	75.00	57.50
130	39.00	26.00	54.60	36.40	78.00	59.80
135	40.50	27.00	56.70	37.80	81.00	62.10
140	42.00	28.00	58.80	39.20	84.00	64.40
145	43.50	29.00	60.90	40.60	87.00	66.70
150	45.00	30.00	63.00	42.00	90.00	69.00

Tabla desarrollada de la ecuación 12-11

(1) $\phi_{v1} f_{VV} \leq 42.19 Kg/cm^2$

B-2 Diseño de amortiguadores elastoméricos de los apoyos

Recomendaciones de diseño

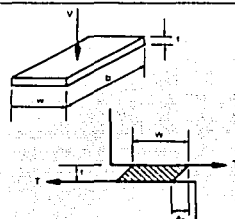
- Usar cargas de servicio para el diseño
- Máximo esfuerzo de compresión = 70.31 Kg/cm²
- Máximo esfuerzo cortante = 7.03 Kg/cm²
- Máxima deformación unitaria por cortante = 1.2 (ver B.3)
- Máxima deformación unitaria por compresión = 15% (ver B.3)
- w = 2.5t o 10.2 cm
- t = 0.03 cm para las armas, 1.0 cm para vigas

Compresión

Factor de forma $\alpha = \frac{bd}{2tw + dt}$

$f = \frac{V}{\alpha A}$

w = deformación paralela al claro de la viga
 b = deformación transversal al claro de la viga
 t = espesor de los amortiguadores
 T = reacción de la viga por cargas de servicio
 f = esfuerzo de la compresión



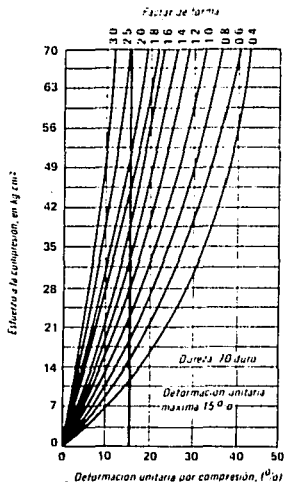
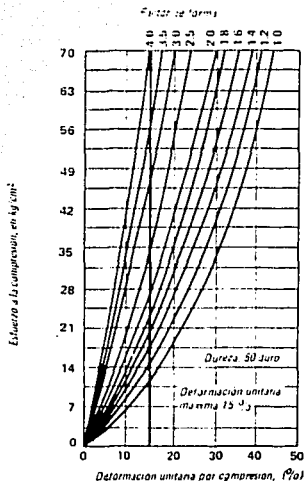
Constante

$$k_p = \frac{T}{\alpha d G}$$

k_p = deformación horizontal
 G = módulo de elasticidad (ver B.3). Para deformaciones de vigas por cargas a largo plazo tales como cambio de estructura use $G_1 = 0.5G$.

FALLA DE ORIGEN

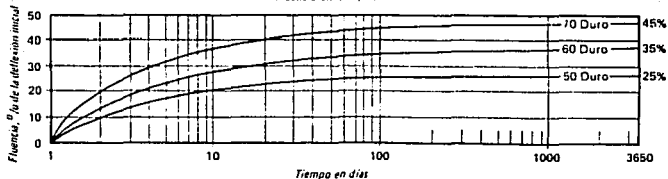
B 3 Propiedades de los amortiguadores elásticos para apoyos



Módulo de cortante G

50 Duro	70 Duro
7.73 kg/cm ² a 21 °C	15.12 kg/cm ² a 21 °C
8.51 kg/cm ² a 7 °C	16.59 kg/cm ² a 7 °C
9.70 kg/cm ² a -18 °C	18.91 kg/cm ² a -18 °C
14.70 kg/cm ² a -29 °C	28.69 kg/cm ² a -29 °C

Fluencia en compresión



ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

B-4 Aplastamiento en concreto simple

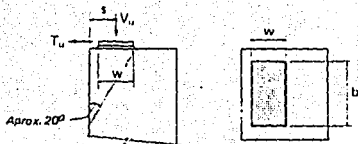
$$f_{bu} = C_r \phi 18.58 \sqrt{f_c} \left(\frac{s}{w} \right)^{1.3}$$

$$\phi = 0.70$$

$$C_r = \left(\frac{sw}{1290} \right)^{T_u/V_u} = 1.0 \text{ para } T_u = 0$$

$$sw \leq 58.07 \text{ cm}^2$$

$$f_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$$



Esfuerzo Último de Aplastamiento Permisible Kg/cm² = f_{bu}

s = w/2					
w(cm)	$T_u/V_u = 0$	$T_u/V_u = 0.2$	$T_u/V_u = 0.4$	$T_u/V_u = 0.6$	$T_u/V_u = 0.8$
5.0	193.12	76.40	30.22	11.96	4.73
7.5	193.12	89.95	41.80	19.45	9.05
10.0	193.12	100.81	52.62	27.46	14.34
12.5	193.12	103.87	56.86	30.04	16.16
15.0	193.12	103.87	56.86	30.04	16.16
17.5	193.12	103.87	56.86	30.04	16.16
20.0	193.12	103.87	56.86	30.04	16.16
22.5	193.12	103.87	56.86	30.04	16.16
25.0	193.12	103.87	56.86	30.04	16.16
s = w/2 + 2.5 cm					
w(cm)	$T_u/V_u = 0$	$T_u/V_u = 0.2$	$T_u/V_u = 0.4$	$T_u/V_u = 0.6$	$T_u/V_u = 0.8$
5.0	243.32	110.0	50.5	22.8	10.4
7.5	228.96	118.9	60.9	31.1	16.6
10.0	221.06	118.9	63.0	33.9	18.0
12.5	216.07	114.2	61.6	33.2	18.0
15.0	212.56	112.8	60.9	32.5	17.3
17.5	210.47	111.4	60.2	32.5	17.3
20.0	208.04	110.0	59.5	31.8	17.3
22.5	206.82	109.3	58.8	31.8	17.3
25.0	205.22	108.8	58.8	31.8	17.3

*Para resistencias de concreto que difieren de 350 Kg/cm², multiplique los valores de la tabla por $\sqrt{f_c/350}$. Para concreto ligero multiplique los valores de la tabla por 0.95.

FALLA DE ORIGEN

FALLA DE ORIGEN

B-5 Refuerzo de fricción por cortante

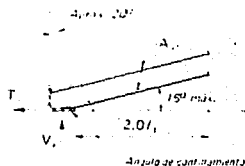
$$A_{vf} = \frac{1}{2f_{yv}} \frac{V_u}{\mu} - T_u$$

$$\rho = 0.65$$

f_{yv} = esfuerzo de fluencia para A_{vf} en Kg/cm²

μ = coeficiente de fricción por cortante = 1.4

$\rho_{vf} f_{yv} = 42.19 \text{ Kg/cm}^2 (f_u = 0)$



V _u aplicada en ton.	Valores de A _{vf} (μ = 1.4) cm ²									
	T _u /V _u = 0		T _u /V _u = 0.2		T _u /V _u = 0.4		T _u /V _u = 0.6		T _u /V _u = 0.8	
	f _{yv} = 2800	f _{yv} = 4200	f _{yv} = 2800	f _{yv} = 4200	f _{yv} = 2800	f _{yv} = 4200	f _{yv} = 2800	f _{yv} = 4200	f _{yv} = 2800	f _{yv} = 4200
5	1.50	1.10	1.92	1.28	2.34	1.56	2.76	1.84	3.18	2.12
10	3.00	2.00	3.84	2.56	4.68	3.12	5.52	3.68	6.36	4.24
15	4.50	3.00	5.76	3.84	7.02	4.68	8.28	5.52	9.54	6.36
20	6.00	4.00	7.68	5.12	9.36	6.24	11.04	7.36	12.72	8.48
25	7.50	5.00	9.60	6.40	11.70	7.80	13.80	9.20	15.90	10.60
30	9.00	6.00	11.52	7.68	14.04	9.36	16.56	11.04	19.08	12.72
35	10.50	7.00	13.44	8.96	16.38	10.92	19.32	12.88	22.26	14.84
40	12.00	8.00	15.36	10.24	18.72	12.48	22.08	14.72	25.44	16.96
45	13.50	9.00	17.28	11.52	21.06	14.04	24.84	16.56	28.62	19.08
50	15.00	10.00	19.20	12.80	23.40	15.60	27.60	18.40	31.80	21.20
55	16.50	11.00	21.12	14.08	25.74	17.16	30.36	20.24	34.98	23.32
60	18.00	12.00	23.04	15.36	28.08	18.72	33.12	22.08	38.16	25.44
65	19.50	13.00	24.96	16.64	30.42	20.28	35.88	23.92	41.34	27.56
70	21.00	14.00	26.88	17.92	32.76	21.84	38.64	25.76	44.52	29.68
75	22.50	15.00	28.80	19.20	35.10	23.40	41.40	27.60	47.70	31.80
80	24.00	16.00	30.72	20.48	37.44	24.96	44.16	29.44	50.88	33.92
85	25.50	17.00	32.64	21.76	39.78	26.52	46.92	31.28	54.06	36.04
90	27.00	18.00	34.56	23.04	42.12	28.08	49.68	33.12	57.24	38.16
95	28.50	19.00	36.48	24.32	44.46	29.64	52.44	34.96	60.42	40.28
100	30.00	20.00	38.4	25.60	46.80	31.20	55.20	36.80	63.60	42.40
105	31.50	21.00	40.32	26.88	49.14	32.76	57.96	38.64	66.78	44.52
110	33.00	22.00	42.24	28.16	51.48	34.32	60.72	40.48	69.96	46.64
115	34.50	23.00	44.16	29.44	53.82	35.88	63.48	42.32	73.14	48.76
120	36.00	24.00	46.08	30.72	56.16	37.44	66.24	44.16	76.32	50.88
125	37.50	25.00	48.00	32.00	58.50	39.00	69.00	46.00	79.50	53.00
130	39.00	26.00	49.92	33.28	60.84	40.56	71.76	47.80	82.68	55.12
135	40.50	27.00	51.84	34.56	63.18	42.12	74.52	49.68	85.86	57.24
140	42.00	28.00	53.76	35.84	65.52	43.68	77.28	51.52	89.04	59.36
145	43.50	29.00	55.68	37.12	67.86	45.24	80.04	53.36	92.22	61.48
150	45.00	30.00	57.60	38.40	70.20	46.80	82.80	55.20	95.40	63.60

B-6 Refuerzo para las grietas horizontales de los apoyos

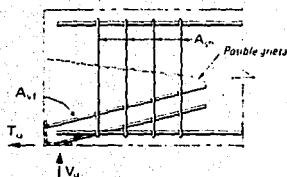
$$A_{sh} = \frac{A_{vf} f_{yv}}{\mu f_{ys}}$$

A_{vf} = área del refuerzo de fricción por cortante

f_{yv} = resistencia a la fluencia para A_{vf}

f_{ys} = resistencia a la fluencia para A_{sh}

μ = coeficiente de fricción por cortante = 1.4



Valores de A_{sh} , cm^2

$A_{vf} f_{yv}$ ton	$f_{ys} = 2800$ kg/cm ²	$f_{ys} = 4200$ kg/cm ²
5	1.27	0.85
10	2.55	1.70
15	3.83	2.55
20	5.10	3.40
25	6.38	4.25
30	7.65	5.10
35	8.93	5.95
40	10.20	6.80
45	11.48	7.65
50	12.75	8.50
55	14.03	9.35
60	15.31	10.20
65	16.58	11.05
70	17.86	11.90
75	19.13	12.75
80	20.41	13.60
85	21.68	14.45
90	22.96	15.30
95	24.23	16.15
100	25.51	17.00
105	26.78	17.85
110	28.06	18.70
115	29.34	19.55
120	30.61	20.40
125	31.89	21.25

$A_{vf} f_{yv}$ ton	$f_{ys} = 2800$ kg/cm ²	$f_{ys} = 4200$ kg/cm ²
130	33.16	22.10
135	34.44	22.95
140	35.71	23.80
145	36.99	24.65
150	38.26	25.50
155	39.54	26.35
160	40.82	27.20
165	42.09	28.05
170	43.37	28.90
175	44.64	29.75
180	45.92	30.60
185	47.19	31.45
190	48.47	32.30
195	49.74	33.15
200	51.02	34.00
205	52.29	34.85
210	53.57	35.70
215	54.85	36.55
220	56.12	37.40
225	57.40	38.25
230	58.67	39.10
235	59.95	39.95
240	61.22	40.80
245	62.50	41.65
250	63.77	42.50

FALLA DE ORIGEN

8-7 Cornisa o ménsula de concreto reforzado

$$V_u = \geq 0.265 \text{ bd} \sqrt{f'_c} \quad (C_1, C_2)$$

Ver sección 2-4 2.

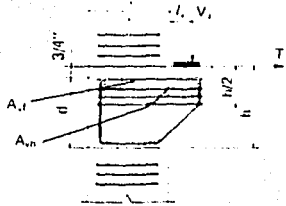
V_u = Capacidad última al cortante

f'_c = 350 kg/cm² para otras resistencias de concreto, multiplique los valores de la tabla por $\sqrt{f'_c/350}$

f_y = 2800 kg/cm²

h = $d + 1.9 - 1.2$ diámetro de la barra

b = Ancho de la columna perpendicular a la cara que se muestra



$$T_u/V_u = 0.25 \quad T_u/V_u = 0.75$$

Clave

Nota: Ver fig. 2-3 para detalles adicionales

Valores de V_u en ton.

	A_{vf}	A_{vh}	$l_v/d = 0.2$				$l_v/d = 0.4$							
			$h = 25$ cm	$h = 35$	$h = 45$	$h = 55$	$h = 25$	$h = 35$	$h = 45$	$h = 55$				
$b = 30$ cm	2-No. 5	2-No. 3	24	14	30	15	21	11	25	13				
	2-No. 6	2-No. 3	28	17	34	19	24	15	29	17				
	2-No. 7	2-No. 4	32	21	39	24	46	26	52	28	33	20	34	18
	2-No. 8	2-No. 4			44	28	51	31	58	33	37	24	44	26
	2-No. 9	3-No. 4			49	33	57	36	64	39	28	28	48	30
			$h = 30$	$h = 40$	$h = 50$	$h = 60$	$h = 30$	$h = 40$	$h = 50$	$h = 60$				
$b = 35$ cm	2-No. 5	2-No. 3	29	14					25	13				
	2-No. 6	2-No. 3	34	19	41	22			29	16	35	18		
	2-No. 7	2-No. 4	39	23	47	26	52	29	33	20	40	22	45	25
	2-No. 8	2-No. 4	44	27	52	31	60	34	37	24	44	27	51	29
	2-No. 9	2-No. 4			58	36	66	40	74	43	49	31	56	34
	3-No. 5	2-No. 3	35	20	42	22			30	17	36	19		
	3-No. 6	2-No. 4	41	25	49	28	56	31	62	33	35	21	41	24
	3-No. 7	2-No. 4	47	30	55	34	64	37	71	40	40	26	47	29
3-No. 8	3-No. 4			62	40	72	44	80	47	53	34	61	37	
			$h = 35$	$h = 45$	$h = 55$	$h = 65$	$h = 35$	$h = 45$	$h = 55$	$h = 65$				
$b = 40$ cm	2-No. 6	2-No. 3	40	22					34	18				
	2-No. 7	2-No. 4	46	26	54	29			39	22	46	25		
	2-No. 8	2-No. 4	52	31	61	34	69	37	76	40	44	26	51	29
	2-No. 9	3-No. 4	58	36	67	40	76	43	83	46	49	31	57	34
	3-No. 5	2-No. 3	42	22					36	19				
	3-No. 6	2-No. 4	48	28	56	31	64	33	71	39	41	24	48	26
	3-No. 7	2-No. 4	55	34	64	37	73	40	80	43	47	29	54	32
	3-No. 8	3-No. 4	62	40	73	44	82	48	90	51	53	34	62	38
	3-No. 9	4-No. 4			80	51	90	56	100	60	68	44	77	47
	4-No. 5	2-No. 4	47	27	56	29			40	23	47	25		
	4-No. 6	2-No. 4	55	33	64	37	72	40	80	43	47	29	54	32
	4-No. 7	3-No. 4	62	41	73	45	82	49	91	52	53	35	62	38
4-No. 8	4-No. 4			82	54	92	58	102	62	69	45	79	49	

FALLA DE ORIGEN

B-7 (cont.) Cornisa o ménsula de concreto reforzado

		Valores de V_u en tons.									
A_{v1}	A_{v2}	$d = 0.2$									
		h = 40		h = 50		h = 60		h = 70		h = 80	
		h = 40		h = 50		h = 60		h = 70		h = 80	
b = 45 cm	2 - No 7	2 - No 4	3	23							
	2 - No 8	2 - No 4	26	34	49	37					
	2 - No 9	2 - No 4	27	35	51	39	45	47			
	3 - No 8	2 - No 4	25	31					43	50	42
	3 - No 7	2 - No 4	24	37	73	41	41	44			
	3 - No 3	1 - No 4	11	44	63	48	32	52	105	65	51
	3 - No 4	1 - No 4	20	51	31	56	102	60	112	64	47
	4 - No 5	2 - No 4	55	23					47	25	
	4 - No 6	2 - No 4	64	37	73	41	41	43	54	41	62
	4 - No 7	3 - No 4	73	45	83	49	33	52	102	56	62
1 - No 8	4 - No 4	81	53	93	58	104	62	114	66	69	
4 - No 3	5 - No 4			13	67	15	73	126	77	88	
		h = 45		h = 55		h = 65		h = 75		h = 85	
b = 50 cm	2 - No 8	2 - No 4	69	37						68	32
	2 - No 9	3 - No 4	76	44	86	47	95	50		75	37
	3 - No 7	2 - No 4	73	41	82	34			62	35	70
	3 - No 8	3 - No 4	82	48	93	52	102	56	112	59	70
	3 - No 9	4 - No 4	91	56	102	61	113	65	123	69	77
	4 - No 6	2 - No 4	73	40	82	34			62	34	69
	4 - No 7	3 - No 4	83	49	93	53	103	56	112	59	70
	4 - No 8	4 - No 4	93	58	105	63	116	67	126	71	79
	4 - No 9	5 - No 4	103	67	116	73	128	78	140	82	87
	5 - No 5	2 - No 4	69	37					58	32	
5 - No 6	3 - No 4	80	46	90	50	99	53	108	59	76	
5 - No 7	4 - No 4	91	56	103	61	113	65	123	69	77	
5 - No 8	5 - No 4	102	67	116	72	129	77	139	81	87	
5 - No 9	6 - No 4			128	84	141	99	154	94	109	
		h = 50		h = 60		h = 70		h = 80		h = 90	
b = 55 cm	2 - No 9	3 - No 4	86	47	96	50				73	40
	3 - No 7	2 - No 4	82	44					70	37	
	3 - No 8	3 - No 4	92	52	103	56			79	44	87
	3 - No 9	4 - No 4	102	61	114	65	125	69	135	73	87
	4 - No 6	2 - No 4	81	44					62	37	
	4 - No 7	3 - No 4	93	53	104	57	114	60	121	67	79
	4 - No 8	4 - No 4	105	62	117	67	128	71	138	75	89
	4 - No 9	5 - No 4	116	73	129	78	141	83	153	87	98
	5 - No 6	3 - No 4	90	50	100	54			76	42	85
	5 - No 7	4 - No 4	102	61	114	60	125	69	135	73	87
5 - No 8	5 - No 4	115	72	129	78	141	82	152	87	98	
5 - No 9	6 - No 4	127	83	142	92	156	95	169	100	108	

FALLA DE ORIGEN

B-8 Valores para $C_1^{(1)}$

α, d	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0	6.50	6.50	6.50	6.49	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50
0.1	6.13	6.13	6.18	6.17	6.15	6.14	6.11	6.10	6.10	6.13
0.2	6.30	6.26	6.22	6.18	6.14	6.10	6.05	6.00	5.95	5.90
0.3	5.95	5.80	5.75	5.70	5.65	5.60	5.55	5.50	5.45	5.40
0.4	5.35	5.30	5.25	5.20	5.15	5.10	5.05	5.01	4.97	4.92
0.5	4.47	4.43	4.39	4.34	4.30	4.26	4.21	4.17	4.13	4.10
0.6	4.45	4.41	4.37	4.34	4.30	4.26	4.22	4.19	4.15	4.12
0.7	4.18	4.15	4.12	3.98	3.95	3.92	3.89	3.86	3.83	3.80
0.8	3.77	3.74	3.71	3.68	3.65	3.62	3.60	3.57	3.54	3.52
0.9	3.49	3.46	3.44	3.42	3.39	3.37	3.34	3.32	3.30	3.27

(1) Ver Sección 2.42

B-9 Valores para $C_2^{(1)}$

A, t	T, V, \dots											
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2
0.0040	1.40	1.23	1.08	0.95	0.83	0.73	0.64	0.57	0.50	0.44	0.38	0.34
0.0045	1.46	1.29	1.14	1.00	0.89	0.78	0.69	0.61	0.54	0.48	0.42	0.37
0.0050	1.52	1.34	1.19	1.06	0.94	0.83	0.74	0.66	0.58	0.52	0.46	0.40
0.0055	1.57	1.40	1.25	1.11	0.99	0.88	0.78	0.70	0.62	0.55	0.49	0.44
0.0060	1.62	1.45	1.30	1.16	1.04	0.92	0.83	0.74	0.66	0.59	0.53	0.47
0.0065	1.67	1.50	1.34	1.20	1.08	0.97	0.87	0.78	0.70	0.62	0.56	0.50
0.0070	1.72	1.55	1.39	1.25	1.12	1.01	0.91	0.82	0.73	0.66	0.59	0.53
0.0075	1.76	1.59	1.43	1.29	1.16	1.05	0.95	0.85	0.77	0.69	0.63	0.56
0.0080	1.81	1.63	1.48	1.34	1.21	1.09	0.99	0.89	0.80	0.73	0.66	0.59
0.0085	1.85	1.68	1.52	1.38	1.25	1.13	1.02	0.93	0.84	0.76	0.69	0.62
0.0090	1.89	1.72	1.56	1.41	1.28	1.17	1.06	0.96	0.87	0.79	0.72	0.65
0.0095	1.93	1.75	1.60	1.45	1.32	1.20	1.10	1.00	0.91	0.83	0.75	0.68
0.0100	1.96	1.79	1.63	1.49	1.36	1.24	1.13	1.03	0.94	0.86	0.78	0.71
0.0105	2.00	1.83	1.67	1.53	1.40	1.27	1.16	1.06	0.97	0.89	0.81	0.74
0.0110	2.04	1.86	1.71	1.56	1.43	1.31	1.20	1.10	1.00	0.92	0.84	0.77
0.0115	2.07	1.90	1.74	1.60	1.46	1.34	1.23	1.13	1.04	0.96	0.87	0.80
0.0120	2.10	1.93	1.78	1.63	1.50	1.38	1.26	1.16	1.07	0.98	0.90	0.83
0.0125	2.14	1.96	1.81	1.66	1.53	1.41	1.30	1.19	1.10	1.01	0.93	0.86
0.0130	2.17	2.00	1.84	1.70	1.56	1.44	1.32	1.22	1.13	1.04	0.96	0.88

(1) Ver Sección 2.42

FALLA DE ORIGEN

TABLA DE ORIGEN

B-10 Capacidad última al cortante de formas estructurales de acero⁽¹⁾

Peralte Nominal cm.	Forma estructural acero A36	Ancho de patin ⁽²⁾ cm	V _u ton	Peralte Nominal cm	Forma estructural acero A36	Ancho de patin ⁽²⁾ cm	V _u ton
10.1	W 4 x 13	13.3	10.4		W 10 x 25	14.6	22.6
	M 4 x 13.8	10.1	11.3		W 10 x 33	20.2	25.4
	S 4 x 9.5	7.1	11.8		W 10 x 29	14.7	26.3
12.7	S 5 x 10	7.6	9.5	25.4	S 10 x 25.4	11.3	28.1
	W 5 x 16	12.7	10.8		W 10 x 39	20.3	28.5
	W 5 x 18.5	12.7	12.2		W 10 x 45	20.4	31.7
	M 5 x 18.9	12.7	14.1		2- C 10 x 15.3	13.2	43.0
	S 5 x 14.75	8.3	22.2 ⁽³⁾		S 10 x 35	12.5	53.5
	2- C 5 x 9	9.5	29.1 ⁽³⁾		2 MC 10 x 21.9	17.5	58.5
15.2	S 6 x 12.5	8.4	12.7	2 MC 10 x 24.9	17.2	67.5	
	W 6 x 16	10.2	14.5	2- C 10 x 20	13.9	69.0	
	W 6 x 20	15.3	14.5	2 MC 10 x 25.3	18.0	76.6	
	W 6 x 25	15.4	18.1	2 MC 10 x 28.5	20.1	76.2	
	M 6 x 22.5	15.4	19.9	2 MC 10 x 28.3	17.7	85.7	
	2- C 6 x 8.2	9.7	21.7 ⁽²⁾	2- C 10 x 25	14.6	94.3	
	S 6 x 17.25	9.0	24.9 ⁽²⁾	2 MC 10 x 33.6	20.8	103.4	
	2 MC 6 x 12	12.6	33.5 ⁽²⁾	2- C 10 x 30	15.4	121.1 ⁽²⁾	
	2- C 6 x 10.5	10.3	34.0 ⁽³⁾	2 MC 10 x 41.1	21.9	142.8	
	2 MC 6 x 15.1	14.9	34.0	W 12 x 27	15.5	25.4	
	2 MC 6 x 15.3	17.8	36.7	W 12 x 31	16.6	28.5	
	2 MC 6 x 16.3	15.2	40.3	W 12 x 40	20.3	31.7	
2 MC 6 x 18	17.8	40.8	W 12 x 36	16.7	33.5		
2- C 6 x 13	10.9	47.2 ⁽³⁾	W 12 x 45	20.4	36.2		
17.8	S 7 x 15.3	9.3	15.8	S 12 x 31.8	12.7	37.6	
	2- C 7 x 9.8	10.6	26.3	W 12 x 50	20.5	40.8	
	S 7 x 20	9.8	28.1	S 12 x 35	12.9	46.3	
	2- C 7 x 12.25	11.1	39.4 ⁽²⁾	S 12 x 40.8	13.3	50.8	
	2 MC 7 x 19.1	17.5	44.4	2- C 12 x 20.7	14.9	60.7	
	2 MC 7 x 17.6	15.2	47.2	S 12 x 50	13.9	73.9	
2- C 7 x 14.75	11.6	52.6 ⁽³⁾	2- C 12 x 25	15.4	83.4		
2 MC 7 x 22.7	18.3	63.0	2 MC 12 x 30.9	17.5	97.0		
20.3	S 8 x 18.4	10.1	19.5	2 MC 12 x 35	19.1	106.8	
	W 8 x 26	16.6	20.4	2 MC 12 x 32.9	17.7	107.9	
	W 8 x 31	20.3	20.8	2- C 12 x 30	16.1	109.7	
	W 8 x 35	20.4	23.1	2 MC 12 x 40	19.7	127.0	
	W 8 x 40	20.5	27.2	2 MC 12 x 37	18.3	129.2	
	W 8 x 48	20.6	30.8	2 MC 12 x 45	20.3	153.3	
	S 8 x 23	10.6	31.7	2 MC 12 x 50	21.0	180.0	
	2- C 8 x 11.5	11.5	31.7	2 MC 13 x 31.8	20.3	87.5	
	2- C 8 x 13.75	11.6	43.5	2 MC 13 x 35	20.6	104.3	
	2 MC 8 x 18.7	15.1	50.8	2 MC 13 x 40	21.2	130.6	
2 MC 8 x 21.4	17.5	53.9	2 MC 13 x 50	22.4	183.7		
2 MC 8 x 20	15.3	57.6	35.5	W 14 x 30	17.1	33.5	
2 MC 8 x 22.8	17.7	61.2		W 14 x 34	17.1	36.2	
2- C 8 x 18.75	12.8	69.8 ⁽²⁾		W 14 x 43	20.3	37.6	
				W 14 x 38	17.2	39.9	
22.8	2- C 9 x 13.4	12.3	37.6	W 14 x 48	20.4	42.1	
	2- C 9 x 15	12.6	46.3	S 15 x 42.9	13.9	50.8	
	2 MC 9 x 23.9	17.5	64.8	S 15 x 50	14.3	73.9	
	2- C 9 x 20	13.4	72.5 ⁽²⁾	2- C 15 x 33.9	17.2	107.9	
			2- C 15 x 40	17.8	140.1		
			2- C 15 x 50	18.8	192.7		
40.6	W 16 x 36	17.7	42.6		W 16 x 30	17.7	42.6
	W 16 x 40	17.7	43.9		W 16 x 40	17.7	43.9
	W 16 x 45	17.8	49.9		W 16 x 45	17.8	49.9
	W 16 x 50	17.9	55.3		W 16 x 50	17.9	55.3

(1) V_u para proyecciones que no excedan de 25.4 cm, excepto cuando así se especifique, basado en un factor mínimo de carga última de 1.7.

(2) Proyección no mayor de 20.5 cm

(3) Proyección no mayor de 15.2 cm

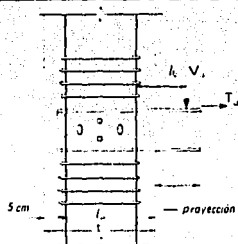
(4) La capacidad del concreto debe verificarse por medio de la Ecuación (2-9) o de la Ayuda de Diseño B 11

B-11 Capacidad de los perfiles de acero estructural empotrados (un lado)

$$V_u = \frac{\sigma f_c b / e}{3 + 4 l_v / l_e}$$

$f_c = 350 \text{ kg cm}^2$: para concreto de otra resistencia
multiplique los valores por $f_c / 350$

Los valores son para la capacidad del concreto.
Deberá revisarse la suficiencia de la sección de
acero estructural (ver B-10).



Valores de V_u en ton

Ancho de la sección de acero b en cm	proyección = 15 cm						
	$t_c = 30$	$t_c = 35$	$t_c = 40$	$t_c = 45$	$t_c = 50$	$t_c = 55$	$t_c = 60$
8	11.1	14.3	17.7	21.2	24.8	28.4	31.9
9	12.5	16.1	20.0	23.9	27.9	32.0	36.0
10	13.8	17.9	22.2	26.6	31.1	35.6	40.0
11	15.2	19.7	24.4	29.2	34.2	39.1	44.0
13	18.0	23.3	28.9	34.5	40.4	46.2	52.0
14	19.2	25.1	31.0	37.2	43.5	49.8	56.1
15	20.6	26.9	33.2	40.0	46.6	53.3	60.1
17	23.4	30.5	37.6	45.2	52.8	60.5	68.1
18	24.7	32.3	39.8	47.9	55.9	64.0	72.1
19	26.1	34.1	42.1	50.5	59.0	67.6	76.1
20	27.5	35.9	44.2	53.2	62.2	71.1	80.1
22	30.2	39.4	48.6	58.5	68.4	78.2	88.1
23	31.6	41.2	50.9	61.2	71.5	81.2	92.1
24	33.0	43.0	53.1	63.8	74.6	85.3	96.1
25	34.4	44.8	55.3	66.5	77.7	88.9	100.1
Ancho de la sección de acero b en cm	Proyección = 20 cm						
	$t_c = 30$	$t_c = 35$	$t_c = 40$	$t_c = 45$	$t_c = 50$	$t_c = 55$	$t_c = 60$
8	9.6	12.7	15.8	19.1	22.5	26.1	29.6
9	10.8	14.3	17.7	21.5	25.3	29.3	33.3
10	12.0	15.8	19.7	23.9	28.1	32.6	37.1
11	13.1	17.4	21.7	26.3	30.1	35.8	40.8
13	15.5	20.6	25.6	31.1	36.5	42.3	48.2
14	16.7	22.2	27.6	33.5	39.3	45.6	51.9
15	17.9	23.8	29.6	35.9	42.1	48.9	56.6
17	20.3	26.8	33.5	40.6	47.8	55.4	63.0
18	21.5	28.5	35.5	43.0	50.6	58.6	66.7
19	22.7	30.1	37.5	45.4	53.4	61.9	70.4
20	23.9	31.7	39.4	47.8	56.2	65.1	74.1
22	26.3	34.8	43.4	52.6	61.8	71.7	81.5
23	27.5	36.4	45.4	55.0	64.6	74.9	86.2
24	28.7	38.0	47.3	57.4	67.4	78.2	89.9
25	29.9	39.6	49.3	59.8	70.2	81.4	92.6

FALLA DE ORIGEN

B-11 (cont.) Capacidad de los perfiles de acero estructural empotrados (un lado)

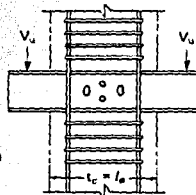
Ancho de la sección de acero b en cm	Valores de V_U en ton						
	Proyección = 25 cm						
	$t_c = 30$	$t_c = 35$	$t_c = 40$	$t_c = 45$	$t_c = 50$	$t_c = 55$	$t_c = 60$
8	8.5	11.2	14.3	17.5	20.6	23.9	27.3
9	9.7	12.6	16.1	19.6	23.1	26.9	30.7
10	10.8	14.0	17.9	21.8	25.7	29.9	34.1
11	13.6	17.8	22.7	27.7	32.6	37.9	43.2
13	14.0	18.3	23.3	28.4	33.4	38.9	44.3
14	15.1	19.7	25.1	30.5	36.0	41.8	47.7
15	16.1	21.1	26.9	32.7	38.5	44.8	51.1
17	18.3	23.9	30.5	37.1	43.7	50.8	57.9
18	19.4	25.3	32.3	39.3	46.3	53.8	61.3
19	20.4	26.7	34.1	41.4	48.8	56.8	64.7
20	21.5	28.1	35.9	43.6	51.4	58.8	68.1
22	23.7	30.9	39.4	48.0	56.5	65.7	74.9
23	24.7	32.3	41.2	50.2	59.1	69.7	78.4
24	25.8	33.7	43.0	52.4	61.5	71.7	81.8
25	26.9	35.1	44.8	54.6	64.2	74.7	85.2

B-12 Capacidad de los perfiles de acero estructural empotrados (ambos lados)

$$V_U = \frac{\phi f_c b l_e}{3}$$

$f_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$; para concretos de otras resistencias multiplique los valores por $f_c / 350$

Los valores son para capacidades de concreto con una carga aproximadamente igual de cada lado. Revise la suficiencia de la sección de acero estructural (ver B-10) y los efectos de carga desigual.



Ancho de la sección de acero b en cm	Valores de V_U en ton						
	$t_c = 30$	$t_c = 35$	$t_c = 40$	$t_c = 45$	$t_c = 50$	$t_c = 55$	$t_c = 60$
8	23.9	27.9	31.9	35.9	39.8	43.8	47.8
9	26.9	31.4	35.9	40.3	44.8	49.3	53.8
10	29.9	34.9	39.8	44.8	49.8	54.8	59.8
11	32.9	38.3	43.8	49.3	54.8	60.3	66.7
13	38.8	45.3	51.8	53.8	64.7	71.2	77.7
14	41.8	48.9	55.8	62.8	69.7	76.7	83.7
15	44.8	52.3	59.8	67.2	74.7	82.2	89.6
17	50.8	59.3	67.7	76.2	84.7	93.1	101.6
18	53.8	62.8	71.7	80.7	89.6	98.6	107.6
19	56.8	66.2	75.8	85.2	94.6	104.1	113.6
20	59.8	69.7	79.7	89.6	99.6	109.6	119.5
22	66.7	76.7	87.7	98.6	109.6	120.5	131.5
23	68.7	80.2	91.6	103.1	114.6	126.0	137.5
24	71.7	83.7	95.6	107.6	119.5	131.5	143.4
25	74.7	87.2	99.6	112.1	124.5	137.0	149.4

FALLA DE ORIGEN

B-13 Curvas típicas de fluencia y contracción

Tabla A. Concreto de peso normal*

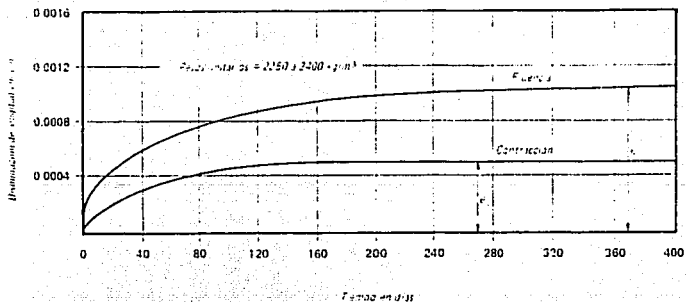
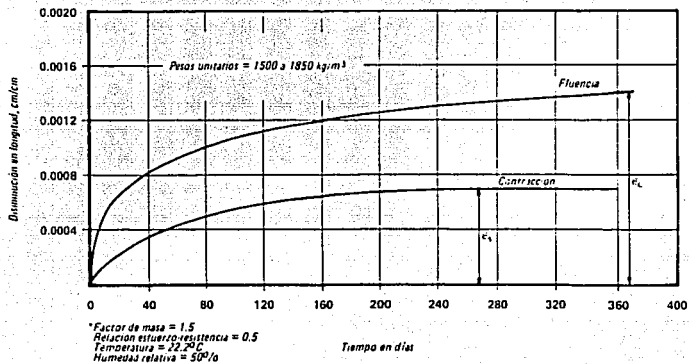


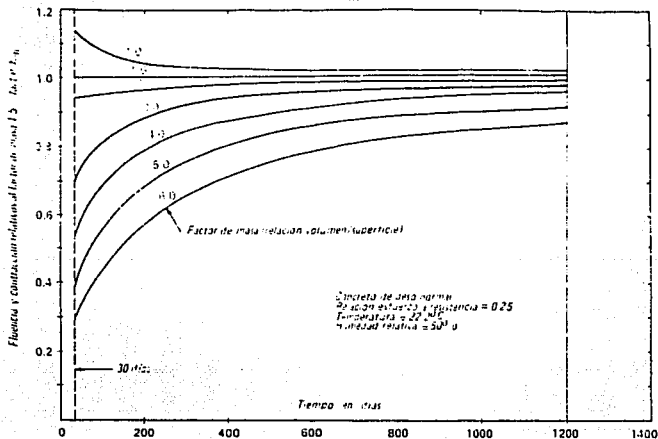
Tabla B. Concreto ligero



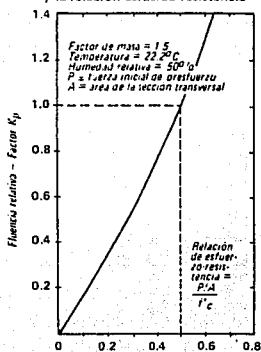
FALLA DE ORIGEN

FALLA DE ORIGEN

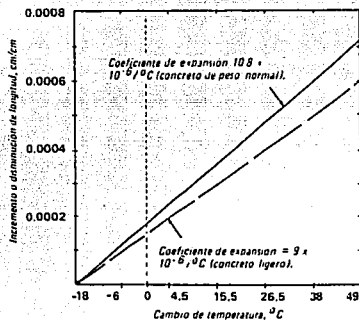
B 14 Curvas del factor de masa para determinar K_m



B-15 Factor k_p - proporción entre la fluencia y la relación esfuerzo-resistencia



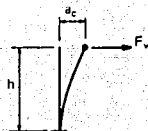
B-16 Cambio de longitud con variaciones de temperatura



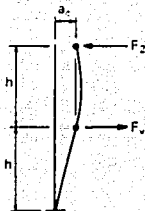
B-17 Aumento de las fuerzas de restricción por cambio de volumen

Aumento de fuerzas en estructuras de pisos múltiples

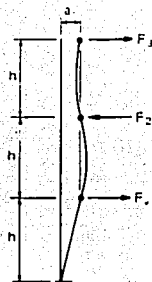
Columna de un piso



Columna de dos pisos

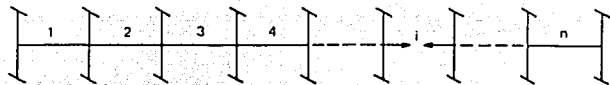


Columna de tres pisos



Fuerza	Grado de empotramiento de la base		Fuerza	Grado de empotramiento de la base		Fuerza	Grado de empotramiento de la base	
	50%	100%		50%	100%		50%	100%
F_v	$\frac{1.5 E_{c1} I_c (a_c)}{h^3}$	$\frac{3 E_{c1} I_c (a_c)}{h^3}$	F_v	$\frac{6.60 E_{c1} I_c (a_c)}{h^3}$	$\frac{9.43 E_{c1} I_c (a_c)}{h^3}$	F_v	$\frac{7.54 E_{c1} I_c (a_c)}{h^3}$	$\frac{10.31 E_{c1} I_c (a_c)}{h^3}$
			F_2	0.32 F_v	0.27 F_v	F_2	0.45 F_v	0.39 F_v
						F_3	0.074 F_v	0.065 F_v

Aumento de fuerza en estructura de naves múltiples



$$F_i = F_v (i) (n + 1 - i)$$

FALLA DE ORIGEN

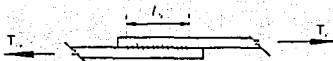
B-18 Capacidad última de los refuerzos soldados

$$T_w = 0.1176 l_w t_w$$

$$\phi = 0.70$$

l_w = longitud de la soldadura en cm

t_w = espesor de la garganta de la soldadura, cm



Valores de T_w , en tons.

l_w (cm)	$t_w = 0.4$	$t_w = 0.6$	$t_w = 0.8$	$t_w = 1.0$	$t_w = 1.2$	$t_w = 1.4$	$t_w = 1.6$
3	1.5	2.2	3.0	3.7	4.4	5.2	5.9
4	2.0	3.0	3.9	4.9	5.9	6.9	7.9
5	2.5	3.7	4.9	6.2	7.4	8.6	9.8
6	3.0	4.4	5.9	7.4	8.9	10.3	11.8
7	3.4	5.2	6.9	8.6	10.3	12.1	13.8
8	3.9	5.9	7.9	9.8	11.8	13.8	15.7
9	4.4	6.6	8.9	11.1	13.3	15.5	17.7
10	4.9	7.4	9.8	12.3	14.8	17.2	19.7
12	5.9	8.9	11.8	14.8	17.7	20.7	23.6
14	6.9	10.3	13.8	17.2	20.7	24.1	27.6
16	7.9	11.8	15.7	19.7	23.6	27.6	31.5
18	8.9	13.3	17.7	22.1	26.6	31.0	35.4
20	9.8	14.8	19.7	24.6	29.5	34.5	39.4
22	10.8	16.2	21.7	27.1	32.5	37.9	43.3
24	11.8	17.7	23.6	29.5	35.4	41.3	47.2
26	12.8	19.2	25.6	32.0	38.4	44.8	51.2
28	13.8	20.7	27.6	34.4	41.3	48.2	55.1
30	14.8	22.1	29.5	36.9	44.3	51.7	59.1
32	15.7	23.6	31.5	39.4	47.2	55.1	63.0

FALLA DE ORIGEN

Tensión:

$$l_{d1} = 0.0594 A_B f_y \sqrt{f_c} \text{ minimo} = 0.00596 f_y d_b \text{ o } 30 \text{ cm}$$

Longitud de desarrollo en compresión:

$$l_{d2} = 0.0754 f_y d_b \sqrt{f_c} \text{ minimo} = 0.00427 f_y d_b \text{ o } 20 \text{ cm}$$

Empalme en compresión:

$$\text{compresion } l_{d3} \text{ minimo} = 0.101 f_y d_b \text{ o } 30 \text{ cm}$$

A_B = área de cada varilla, cm²d_B = diámetro de la varilla, cm

Para las limitaciones, ver ACI 318.71, Secciones 7.6, 7.7, 12.5, 12.6

Longitudes de traslape y desarrollo en cm

A _B cm ²	Número de la varilla	f _c = 200 kg/cm ²					f _c = 300 kg/cm ²					f _c = 350 kg/cm ²					Empalme min. a la comp.			
		Tensión					Com- pre- sion	Tensión					Com- pre- sion	Tensión					Com- pre- sion	
		l _d	1.3 l _d	1.7 l _d	2.0 l _d	l _d		l _d	1.3 l _d	1.7 l _d	2.0 l _d	l _d		l _d	1.3 l _d	1.7 l _d		2.0 l _d		l _d
0.71	3	30	39	51	60	20	30	39	51	60	20	30	39	51	60	20	30			
1.27	4	30	39	51	60	20	30	39	51	60	20	30	39	51	60	20	30			
1.99	5	30	39	51	60	20.3	30	39	51	60	20	30	39	51	60	20	31.8			
2.87	6	33.9	44.1	57.6	67.8	20.6	30	39	51	60	23.4	33	39	51	60	21.7	38.2			
3.87	7	45.7	59.4	77.7	91.4	33.3	37.3	48.5	63.5	74.7	27.2	34.6	44.9	58.7	69.1	25.2	44.4			
5.08	8	59.9	77.9	101.8	119.8	38.1	48.9	63.6	83.1	97.8	31.1	45.3	58.9	77.0	90.5	28.8	50.8			
6.42	9	75.8	98.6	128.9	151.7	42.9	61.9	80.5	105.3	123.9	35.1	51.3	74.5	97.5	114.7	32.4	57.2			
7.94	10	87.9	121.9	159.5	187.6	47.7	76.6	99.6	130.2	153.2	39.0	70.9	92.2	120.5	141.2	36.1	63.6			
11.40	12	134.7	175.1	229.0	269.4	57.2	110.0	142.9	186.3	219.9	46.7	101.2	132.3	173.1	203.6	43.2	76.2			

A _B cm ²	Número de la Varilla	f _c = 400 kg/cm ²					f _c = 500 Kg/cm ²					f _c = 550 Kg/cm ²					Empalme min. a la Comp.			
		Tensión					Com- pre- sion	Tensión					Com- pre- sion	Tensión					Com- pre- sion	
		l _d	1.3 l _d	1.7 l _d	2.0 l _d	l _d		l _d	1.3 l _d	1.7 l _d	2.0 l _d	l _d		l _d	1.3 l _d	1.7 l _d		2.0 l _d		l _d
0.71	3	30	39	51	60	20	30	39	51	60	20	30	39	51	60	20	30			
1.27	4	30	39	51	60	20	30	39	51	60	20	30	39	51	60	20	30			
1.99	5	30	39	51	60	20	30	39	51	60	20	30	39	51	60	20	31.8			
2.87	6	30	39	51	60	20.3	30	39	51	60	20	30	39	51	60	20	38.2			
3.87	7	32.3	42.0	55.0	64.7	23.5	30	39	51	60	21.1	30	39	51	60	20.1	44.8			
5.07	8	42.3	55.1	72.0	84.7	26.9	37.9	49.2	64.4	75.8	24.1	36.1	46.9	61.4	72.2	23.0	50.8			
6.42	9	53.6	69.7	91.2	107.3	30.3	48.0	62.4	81.5	95.9	27.1	45.7	59.5	77.7	91.5	25.9	57.2			
7.94	10	66.3	86.2	112.7	132.7	33.7	59.3	77.1	100.8	118.6	30.2	56.6	73.5	96.2	113.1	28.8	63.6			
11.40	12	95.2	123.8	161.9	190.4	40.4	85.2	110.1	144.8	170.3	36.1	81.2	105.6	138.0	162.4	34.5	76.2			

FALLA DE ORIGEN

Tensión:

$$l_d = 0.0594 A_b f_y \sqrt{f_c}; \text{mínimo} = 0.00596 f_y d_b \text{ o } 30 \text{ cm}$$

Longitud de desarrollo en compresión:

$$l_d = 0.07544 f_y d_b / \sqrt{f_c}; \text{mínimo} = 0.00427 f_y d_b \text{ o } 20 \text{ cm}$$

Empalme en compresión:

$$\text{compresión } l_d; \text{mínimo} = 0.101 f_y d_b \text{ o } 30 \text{ cm}$$

 $A_b =$ Área de cada varilla, cm^2 $d_b =$ diámetro de la varilla, cm

Para las limitaciones, ver ACI 318-71, Secciones 7.6, 7.7, 12.5, 12.6

En las tablas siguientes, se aumentaron la primera y la última columnas que corresponden al área (A_b) y al diámetro (d_b) de las varillas. Asimismo, en la columna de el número de la varilla no aparece la 11, debido a que no se fabrica en México.

A_b cm^2	Número de la Varilla	$f_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$				$f_c = 300 \text{ Kg/cm}^2$				$f_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$				Empalme min. a la Comp	d_b cm				
		Tensión				Compresión l_d	Tensión				Compresión l_d	Tensión				compresión l_d			
		$1/4$	$1/3$	$1/2$	$2/3$		$1/4$	$1/3$	$1/2$	$2/3$		$1/4$	$1/3$				$1/2$	$2/3$	
0.71	3	30	39	51	60	20	30	39	51	60	20	30	39	51	60	20	30	38.1	1.27
1.27	4	30	39	51	60	28.6	30	39	51	60	23.3	30	39	51	60	21.6	30	47.7	1.59
1.99	5	35.3	45.8	59.9	70.5	35.8	30	39	51	60	29.2	30	39	51	60	27.0	47.7	57.3	1.91
2.97	6	50.9	66.1	86.5	101.7	43.0	41.5	54.0	70.6	83.9	35.1	38.4	50.0	65.4	76.9	32.5	57.3	66.6	2.22
3.87	7	58.6	89.1	116.6	137.1	50.0	56.0	72.8	95.2	112.0	40.8	51.8	67.4	88.1	103.7	37.8	76.2	85.8	2.86
5.07	8	89.8	116.8	152.7	179.7	57.2	73.4	95.4	124.7	146.7	46.7	67.9	88.3	115.4	135.8	43.2	95.4	114.3	3.81
6.42	9	113.8	147.9	193.4	227.5	64.4	92.9	120.7	157.9	185.8	52.6	66.9	111.6	146.2	172.0	48.7	114.3	142.8	4.94
7.94	10	140.7	182.3	239.2	281.4	71.6	114.9	149.3	195.3	229.7	58.4	106.4	138.3	180.3	212.9	54.1	142.8	181.3	6.28
11.40	12	202.0	262.6	343.4	404.0	85.7	164.9	214.4	280.4	329.9	70.0	152.7	198.5	259.6	305.4	64.8	181.3	238.1	9.14

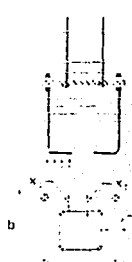
A_b cm^2	Número de la Varilla	$f_c = 400 \text{ Kg/cm}^2$				Compresión l_d	$f_c = 500 \text{ Kg/cm}^2$				Compresión l_d	$f_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$				compresión l_d	Empalme min. a la Comp		
		Tensión					Tensión					Tensión							
		$1/4$	$1/3$	$1/2$	$2/3$	$1/4$	$1/3$	$1/2$	$2/3$	$1/4$	$1/3$	$1/2$	$2/3$						
0.71	3	30	39	51	60	20	30	39	51	60	20	30	39	51	60	20	30	38.1	1.27
1.27	4	30	39	51	60	20.2	30	39	51	60	20	30	39	51	60	20	30	47.7	1.59
1.95	5	30	39	51	60	25.3	30	39	51	60	22.6	30	39	51	60	21.6	30	57.3	1.91
2.97	6	36.0	46.7	61.1	71.9	30.4	32.2	41.8	54.7	64.3	27.2	30.7	39.9	52.1	61.3	25.9	57.3	66.6	2.22
3.87	7	48.5	63.0	82.4	97.0	35.3	43.4	56.4	73.7	86.7	31.6	41.4	53.8	70.3	82.7	30.1	76.2	85.8	2.86
5.07	8	63.5	82.6	108.0	127.0	40.4	56.8	73.9	96.6	113.6	36.8	54.2	70.4	92.1	108.3	34.5	95.4	114.3	3.81
6.42	9	80.4	104.6	136.7	160.9	45.5	71.9	93.5	122.3	143.9	40.7	68.6	89.2	116.6	137.2	38.8	114.3	142.8	4.94
7.94	10	99.5	129.3	169.1	199.0	50.6	89.0	115.7	151.3	178.0	45.3	84.8	110.3	144.2	169.7	43.2	142.8	181.3	6.28
11.40	12	142.8	185.7	242.8	285.7	60.6	127.8	166.1	217.2	255.5	54.2	121.8	158.4	207.1	243.6	51.7	181.3	238.1	9.14

FALLA DE ORIGEN


FALLA DE ORIGEN

B-20 Requisitos de espesor para la placa de base de las columnas

Espesor necesario para los joyos de concreto			
f_{cu} kg/cm ²	$x_c = 7.5$ cm	$x_c = 10.0$ cm	$x_c = 12.5$ cm
35	16	13	25
70	13	25	35
105	25	35	41
140	23	38	48
175	32	42	51
210	35	48	57
250	38	51	64
280	42	54	67



Pernos de anclaje externos



Pernos de anclaje internos

Tensión sobre los pernos de anclaje externos - espesor necesario de la placa de base

b cm	Número y diámetro de los pernos de anclaje A 36 o A 307 por lado							
	2 - 1.9	2 - 1.9	2 - 2.5	2 - 2.5	2 - 3.2	2 - 3.2	2 - 3.8	2 - 3.8
	$x_c = 9.5$ cm	$x_c = 10.8$ cm	$x_c = 9.5$ cm	$x_c = 10.8$ cm	$x_c = 9.5$ cm	$x_c = 10.8$ cm	$x_c = 9.5$ cm	$x_c = 10.8$ cm
30	2.5	2.9	3.5	3.8	4.4	4.7	5.4	5.7
36	2.5	2.5	3.5	3.5	4.1	4.4	5.1	5.4
41	2.2	2.5	3.2	3.5	3.8	4.1	4.8	5.1
46	2.2	2.5	2.9	3.2	3.8	3.8	4.4	4.8
51	2.2	2.2	2.9	3.9	3.5	3.8	4.1	4.4
56	1.9	2.2	2.5	2.9	3.5	3.5	4.1	4.1
61	1.9	1.9	2.5	2.9	3.2	3.5	3.8	4.1
66	1.9	1.9	2.5	2.5	3.2	3.2	3.8	3.8
71	1.9	1.9	2.5	2.5	2.9	3.2	3.5	3.8

Compresión sobre los pernos de anclaje o tensión sobre los pernos de anclaje internos - espesor necesario de la placa de base

b cm	Número y diámetro de los pernos de anclaje A 36 o A 307 por lado							
	2 - 1.9	2 - 1.9	2 - 2.5	2 - 2.5	2 - 3.2	2 - 3.2	2 - 3.8	2 - 3.8
	$x_c = 3.8$	$x_c = 5.1$	$x_c = 3.8$	$x_c = 5.1$	$x_c = 3.8$	$x_c = 5.1$	$x_c = 3.8$	$x_c = 5.1$
30	1.9	1.9	2.2	2.5	3.2	3.5	3.5	4.1
36	1.9	1.9	2.2	2.5	2.5	3.5	3.2	3.8
41	1.9	1.9	1.9	2.2	2.5	2.9	3.2	3.5
46	1.9	1.9	1.9	2.2	2.5	2.9	2.9	3.2
51	1.9	1.9	1.9	2.2	2.2	2.5	2.9	3.2
56	1.9	1.9	1.9	1.9	2.2	2.5	2.5	2.9
61	1.9	1.9	1.9	1.9	2.2	2.5	2.5	2.9
66	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	2.2	2.5	2.9
71	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	2.2	2.2	2.5

B-21 Diámetro necesario de los pernos de anclaje
Tabla A. Pernos fuera del perímetro de la columna, 2 en cada cara (4 en total)

Altura de la columna en m	Distancia entre los pernos de anclaje, L_3 en cm						
	28	31	34	37	40	43	46
3.0	25	25	25	25	25	25	25
4.6	32	32	32	32	32	32	32
6.1	38	38	38	38	38	38	38
7.6	44	44	44	44	44	44	44
9.1	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4
10.7	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3
12.2	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4

Tabla B. Pernos dentro del perímetro de la columna, 2 en cada cara (4 en total) ²⁾

Altura de la columna en m	Distancia entre los pernos de anclaje, L_3 en cm						
	23	28	33	38	43	48	53
3.0	25	25	25	19	19	19	19
4.6	32	32	32	25	25	25	25
6.1	38	38	32	32	32	32	25
7.6	44	38	38	38	32	32	32
9.1	4.4	4.4	38	38	38	38	32
10.7			4.4	4.4	38	38	38
12.2				4.4	4.4	4.4	4.4

Pernos de anclaje doblados A307 o A36.

 En la tabla se suponen 150 Kg m² de carga de viento uniforme en una columna en cantilever que soporta vigas de 75 cm de peralte y de 7.60 m de longitud.

 (1) La dimensión de la columna es $l_3 = 8$ cm.

 (2) La dimensión de la columna es $l_3 = 8$ cm.

B-22 Longitud mínima de empotramiento para el refuerzo dentro de un ducto rodeado de lechada de cemento

Número de la varilla	Varillas grado 40		Varillas grado 60	
	Fuerza $A_b f_y$ Ton	l_e cm	Fuerza $A_b f_y$ Ton	l_e cm
3	2.0	15.0	3.0	15.0
4	3.6	15.0	5.4	19.0
5	5.6	16.0	8.4	24.0
6	8.0	18.5	12.0	28.0
7	10.9	22.0	16.3	32.5
8	14.3	25.0	21.5	37.5

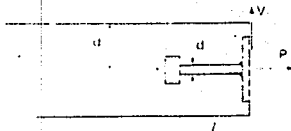
Tabla desarrollada de la ecuación (2-19).

 Casquillo — tubo flexible de interciere metálico brillante con un espesor mínimo de 0.0584 cm y resistencia en la lechada 420 Kg/cm².

FALLA DE ORIGEN

B-23 Datos de diseño para los pernos soldados con cabeza
Procedimiento:

1. Para los pernos cargados en cortante determine la capacidad de la tabla A.
2. Para los pernos cargados en tensión, determine la capacidad aplicando los factores de reducción de la Tabla B.24 a los valores de reducción de la Tabla B.24 a los valores en la Tabla B.24. Reduzca la capacidad del perno en la columna derecha.
3. Para esfuerzos combinados de tensión y cortante ver auxiliar de diseño B-27.
4. Reduzca la capacidad si el perno está colocado en regiones de agrietamiento por flexión.


A. Capacidad máxima del perno al cortante, Kg ⁽¹⁾

Diámetro, d_s , en cm		0.6	1.0	1.3	1.6	1.9	2.2
Long. mín. del perno, en cm		6.4	6.4	10.2	10.2	10.2	12.7
Distancia a la orilla libre, d_g en cm	5	580	580	580	580	580	580
	6	1000 ⁽²⁾	1060	1060	1060	1060	1060
	7.5		1540	1540	1540	1540	1540
	9		2020	2020	2020	2020	2020
	10		2250 ⁽³⁾	2500	2500	2500	2500
	11			3000	3000	3000	3000
	12.5			3470	3470	3470	3470
	14			3950	3950	3950	3950
	15			4000 ⁽³⁾	4440	4440	4440
	16.5			4920	4920	4920	4920
	18				5400	5400	5400
	19				5880	5880	5880
	20				6260 ⁽³⁾	6360	6360
	21.5					6850	6850
	23					7330	7330
	24					7810	7810
	25.5					8290	8290
	27					8770	8770
	28					9010 ⁽³⁾	9250
	29						9730
30						10220	
32						10700	
33						11180	
34.5						11660	
35.5						12150	
37						12270 ⁽³⁾	

B. Capacidad máxima del perno a la tracción, ton ⁽¹⁾

Longitud del perno, en cm	Capacidad del concreto, como desarrollado de cortante total ⁽²⁾						Máxima capacidad del perno
	6.4	10.2	12.7	15.2	17.8	20.3	
0.6	3.3	8.0					1.20
1.0		8.2		18.1			2.70
1.3		8.4	13.1	18.4			4.81
1.6		8.6	13.2	18.7		32.2	7.51
1.9		8.8	13.2	18.7	25.3	32.8	10.81
2.2			13.4	19.1	25.7	32.2	14.72

⁽¹⁾ Multiplique los valores de la tabla por 0.90 para concreto de arena ligera.

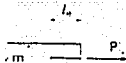
⁽²⁾ Multiplique las capacidades de tracción por $\sqrt{f_c/3000}$ para resistencias de concreto que no sean de 3000 kg/cm².

⁽³⁾ Los valores límites están basados en la capacidad máxima al cortante del perno.

FALLA DE ORIGEN

B-24 Factores de reducción para los conos de cortante parcial-pernos e insertos

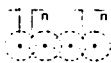
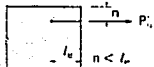
Ambos lados del cono de cortante, sin desarrollar



Pernos interiores o insertos en un grupo
m 2 l_e

micm	Caso 1				Caso 2			
	<i>l_e</i> = 6.5	<i>l_e</i> = 10.2	<i>l_e</i> = 15	<i>l_e</i> = 20	<i>l_e</i> = 23	<i>l_e</i> = 30.5	<i>l_e</i> = 38	<i>l_e</i> = 46
7.6	0.72	0.47	0.31	0.24	0.21	0.16	0.13	0.11
10.2	0.90	0.61	0.42	0.31	0.28	0.21	0.17	0.14
12.7	1.0	0.74	0.51	0.39	0.35	0.26	0.21	0.18
15.2	1.0	0.86	0.61	0.47	0.42	0.31	0.25	0.21
17.8	1.0	0.95	0.70	0.54	0.48	0.37	0.29	0.25
20.3	1.0	1.0	0.78	0.61	0.55	0.42	0.34	0.28
22.9	1.0	1.0	0.86	0.68	0.61	0.47	0.38	0.31
25.4	1.0	1.0	0.92	0.74	0.67	0.51	0.42	0.35
27.9	1.0	1.0	0.97	0.80	0.73	0.56	0.46	0.38
30.5	1.0	1.0	1.0	0.86	0.78	0.61	0.50	0.42
33.0	1.0	1.0	1.0	0.91	0.83	0.65	0.53	0.45
35.6	1.0	1.0	1.0	0.95	0.88	0.70	0.57	0.48
38.1	1.0	1.0	1.0	0.98	0.92	0.74	0.61	0.51
40.6	1.0	1.0	1.0	1.0	0.96	0.78	0.65	0.55
43.2	1.0	1.0	1.0	1.0	0.98	0.82	0.68	0.58
45.7	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.86	0.72	0.61

Un lado del cono de cortante no desarrollado



Pernos exteriores o insertos en un grupo
n < l_e

n(cm)	Caso 1				Caso 2			
	<i>l_e</i> = 6.5	<i>l_e</i> = 10	<i>l_e</i> = 15	<i>l_e</i> = 20	<i>l_e</i> = 23	<i>l_e</i> = 30.5	<i>l_e</i> = 38	<i>l_e</i> = 46
3.8	0.85	0.73	0.66	0.62	0.60	0.58	0.56	0.55
5.1	0.95	0.80	0.71	0.66	0.64	0.61	0.58	0.57
6.3	1.0	0.86	0.75	0.70	0.67	0.63	0.60	0.59
7.6	1.0	0.93	0.80	0.73	0.71	0.66	0.63	0.61
10.2	1.0	1.0	0.89	0.80	0.77	0.71	0.67	0.64
12.7	1.0	1.0	0.96	0.87	0.83	0.76	0.71	0.67
15.2	1.0	1.0	1.0	0.93	0.89	0.80	0.75	0.71
17.8	1.0	1.0	1.0	0.97	0.94	0.85	0.79	0.74
20.3	1.0	1.0	1.0	1.0	0.98	0.89	0.82	0.77
22.9	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.93	0.86	0.80
25.4	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.96	0.89	0.83
27.9	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.99	0.92	0.86
30.5	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.95	0.89
33.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.97	0.92
35.6	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.99	0.94
38.1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.96
40.6	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.98
43.2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.99
45.7	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

FALLA DE ORIGEN

CONCLUSIONES

La prefabricación es una técnica que nació ante el reto de reducir tiempos y costos en las construcciones, ya que esta técnica nos permite atacar 3 o más frentes de obra sin depender a que concluya el punto anterior; pero así mismo con el nacimiento de esta técnica, surge la necesidad de elaborar estudios de las uniones de los elementos prefabricados por medio de modelos de laboratorio. Ya que la estabilidad de las estructuras dependerá del correcto diseño de las uniones.

Las uniones por lo tanto, surgen como uno de los puntos de mayor cuidado o interés, ya que una unión es el punto crítico de cualquier estructura prefabricada, en donde se deben de considerar las diferentes cargas actuantes en la unión como son: permanentes, accidentales y de montaje; ya que si llegase a fallar una unión ésta provocaría una falla en donde, en la mayoría de los casos, causaría una serie de fallas de los elementos que estuviesen cerca de la unión, con lo cual se podría llegar a tener pérdidas económicas y principalmente humanas, y hay que recordar que una vida humana ni con todo el dinero del mundo se puede llegar a recuperar.

Un punto que se debe de cuidar durante el proceso de construcción de la obra, es no sobrecargar demasiado las uniones con las fuerzas de montaje, esto no quiere decir que en el diseño de las uniones no se hayan considerado las fuerzas de montaje, sino que se debe de procurar tener cuidado al montar los elementos, ya que el montaje se lleva a cabo con maquinaria pesada, y en la

mayoría de los casos los operadores de la maquinaria no tienen el suficiente cuidado para trabajar y llegan a golpear demasiado la unión, sobrepasando las fuerzas estimadas de montaje; y esto en algunos casos llega a provocar que la unión quede lastimada y por lo tanto no se tendría un correcto funcionamiento de la unión. Esto lo podemos evitar teniendo una correcta y estricta supervisión, además de que para el proceso de armado de las uniones se debe de contar con el personal adecuado, así como con operadores capacitados dentro del manejo del equipo pesado en la rama de la prefabricación.

En lo referente al diseño en gabinete de las uniones, se debe de tener presente que una unión no se resolverá como una receta dada, ya que para cada caso de unión se debe de considerar estrictamente los diferentes tipos de fuerzas que actuarán a corto y a largo plazo en ésta; esto nos lleva a tener presentes los conocimientos necesarios y básicos para el correcto diseño de las uniones para cada caso en específico.

Por otro lado, a partir del nacimiento de la industria de la prefabricación, se ha desarrollado una considerable cantidad de datos técnicos e investigaciones, así como también, se han popularizado nuevos productos y aplicaciones de los ya existentes; esto nos lleva a estar constantemente actualizados y tener que consultar a los fabricantes locales para cada proyecto, para poder determinar cuáles productos y uniones se encuentran disponibles en la zona, ya que no se debe de olvidar que el proceso de construcción dependerá de los requisitos de montaje y producción, del diseño y principalmente de la zona en que se lleve a cabo la obra.

Finalmente. no se debe de olvidar que dentro de la Ingeniería Civil siempre se manejan vidas humanas, por lo que nunca se deberán escatimar tanto los recursos económicos como científicos para el correcto y seguro funcionamiento de las obras de Ingeniería.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Prestressed Concrete Institute (PCI), *Detalles de conexiones para edificios de concreto de elementos presforzados precolados*. Impreso en español por el IMCYC bajo la autorización del PCI. México, 1976.
- 2.- Dr. Ing. Tihámer Koncz, *Manual de la construcción prefabricada*. Editorial Blume, Madrid-Barcelona, 1977.
- 3.- Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto (IMCYC), *Diseño de conexiones de elementos prefabricados de concreto*. México, 1979.
- 4.- Robert Von Halasz y Günten Tantow, *La construcción con grandes elementos prefabricados*. Ediciones URMO, Bilbao España 1981.
- 5.- Arthur H. Nilson y George Winter, *Diseño de estructuras de concreto*. Editorial McGraw-Hill undécima edición, Colombia 1993.
- 6.- Servicios y Elementos Presforzados S.A. (SEPSA), *Catálogo de servicios y elementos presforzados SEPSA*, México 1994.
- 7.- Egor P. Popov, *Introducción a la mecánica de sólidos*. Editorial LIMUSA, México 1976.